Ⅴ-3-別添 1-4　防護対策施設の強度計算書

Ⅴ-3-別添 1-4-1　竜巻防護ネットの強度計算書

目　　次

1.　概要 …… 1
2.　基本方針 …… 2
2.1　位置 …… 2
2.2　構造概要 …… 6
2.3　評価方針 …… 8
2.4　適用規格 …… 10
3.　強度評価方法 …… 11
3.1　記号の定義 …… 11
3.2　評価対象部位 …… 17
3.3　荷重及び荷重の組合せ …… 21
3.4　許容限界 …… 25
3.5　評価方法 …… 33
4.　評価条件 …… 48
4.1　荷重条件 …… 48
4.2　竜巻防護ネット仕様 …… 49
5.　強度評価結果 …… 54
5.1　ネットに作用する外力エネルギ評価 …… 54
5.2　破断評価 …… 55
5.3　たわみ評価 …… 62

1. 概要

本資料は，Ⅴ-3-別添1-2「防護対策施設の強度計算の方針」のとおり，防護対策施設のうち，竜巻防護ネットが，外部事象防護対象施設に設計飛来物が衝突することを防止するために，主要な構造部材が破断せず，たわみを生じても外部事象防護対象施設に設計飛来物が衝突しないよう，竜巻防護ネットを構成する主要な構造部材が構造健全性を有することを確認するものである。

2.　基本方針

Ⅴ-3-別添1-2「防護対策施設の強度計算の方針」を踏まえ，竜巻防護ネットの「2.1　位置」，「2.2　構造概要」，「2.3　評価方針」及び「2.4　適用規格」を示す。

2.1　位置

竜巻防護ネットは,原子炉建屋の開口部に設置する。竜巻防護ネットの設置位置を図2－1に，外部事象防護対象施設と竜巻防護ネットの配置イメージ図を図2－2に示す。

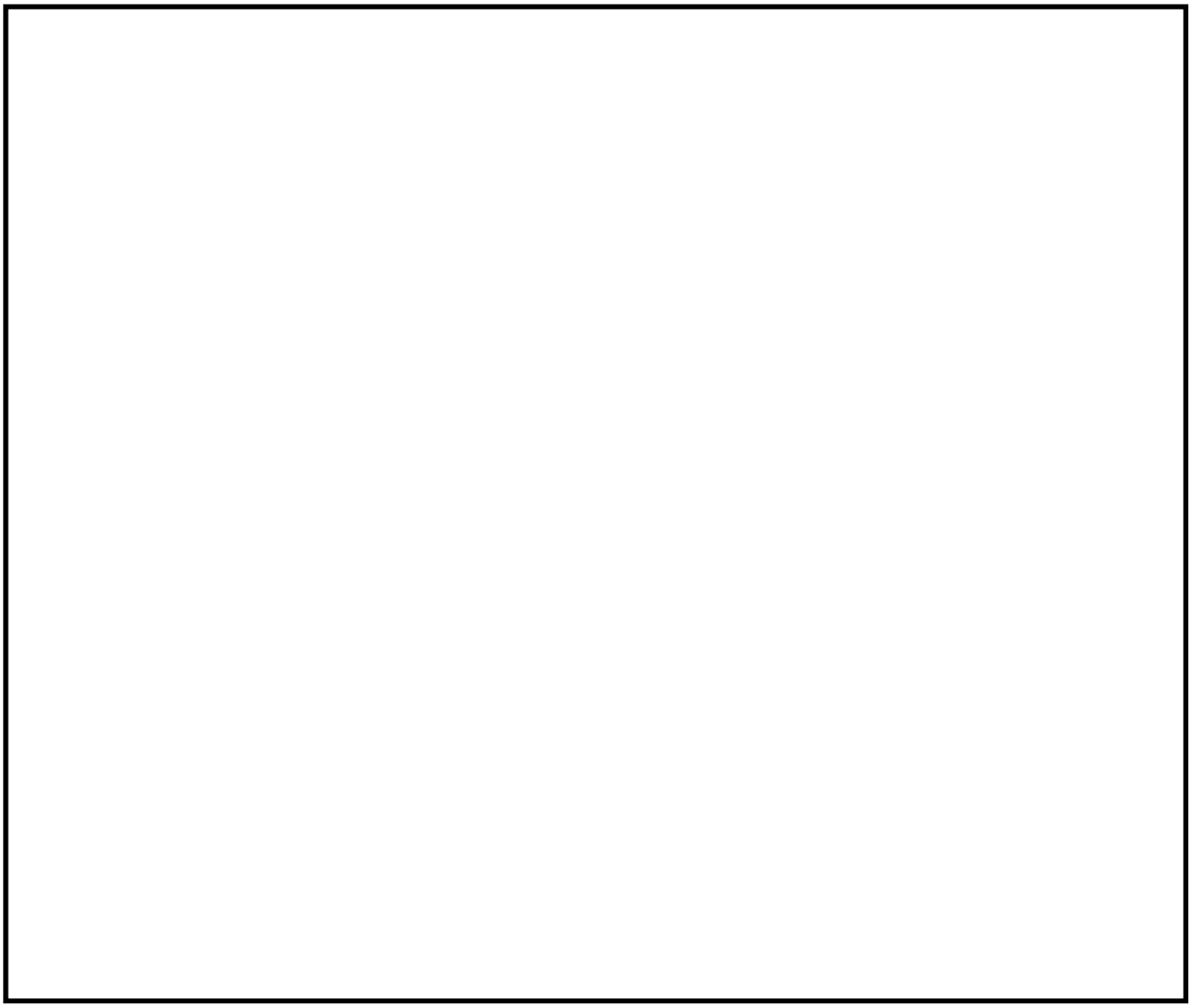


図2－1（1/3）　竜巻防護ネットの位置図

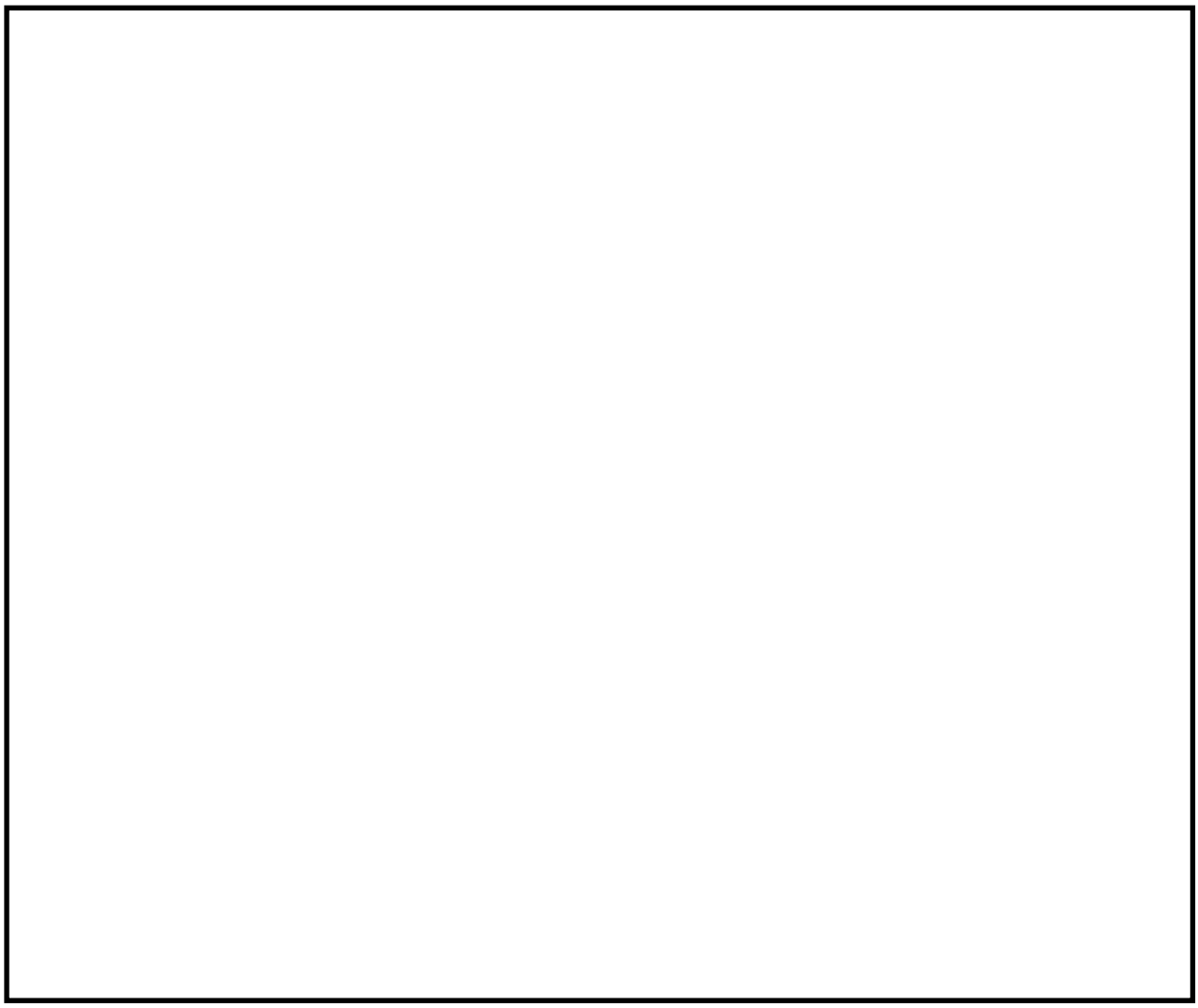


図2－1（2/3）　竜巻防護ネットの位置図

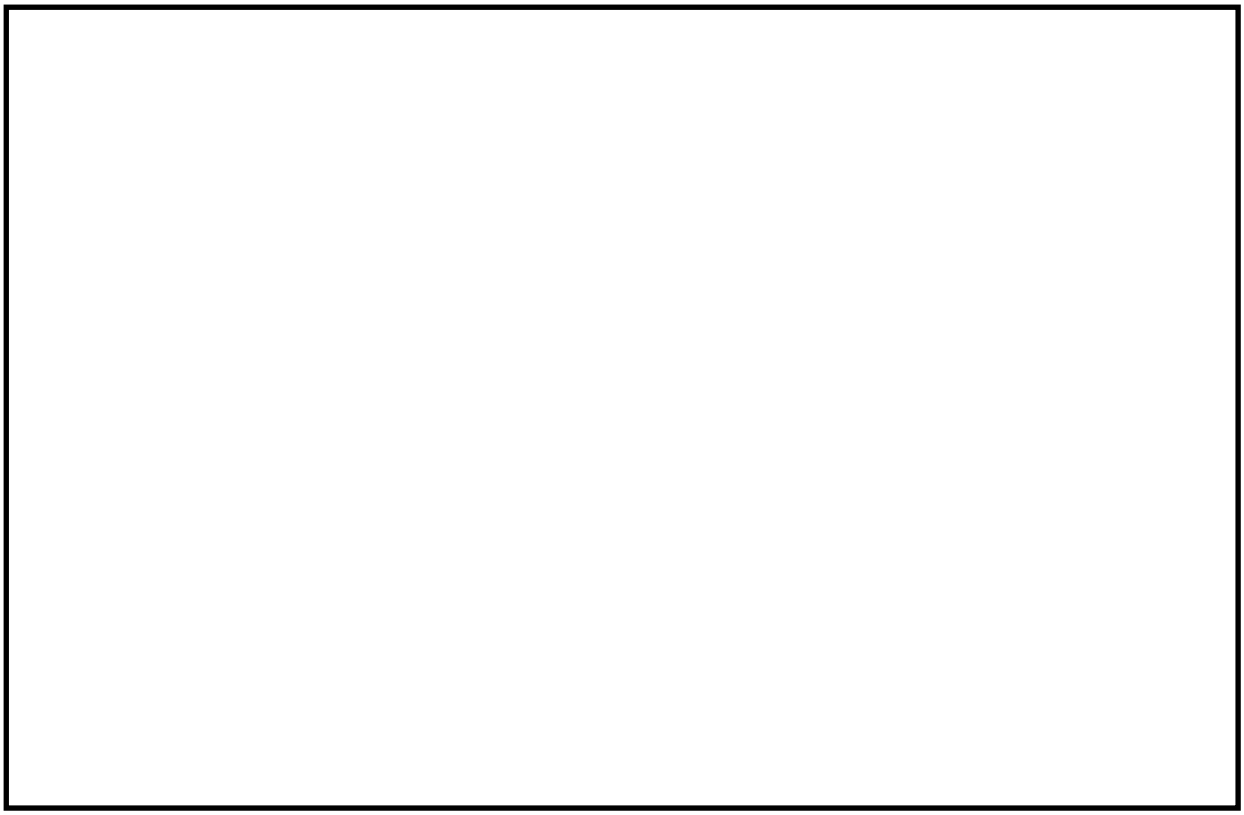


図2－1（3/3）　竜巻防護ネットの位置図

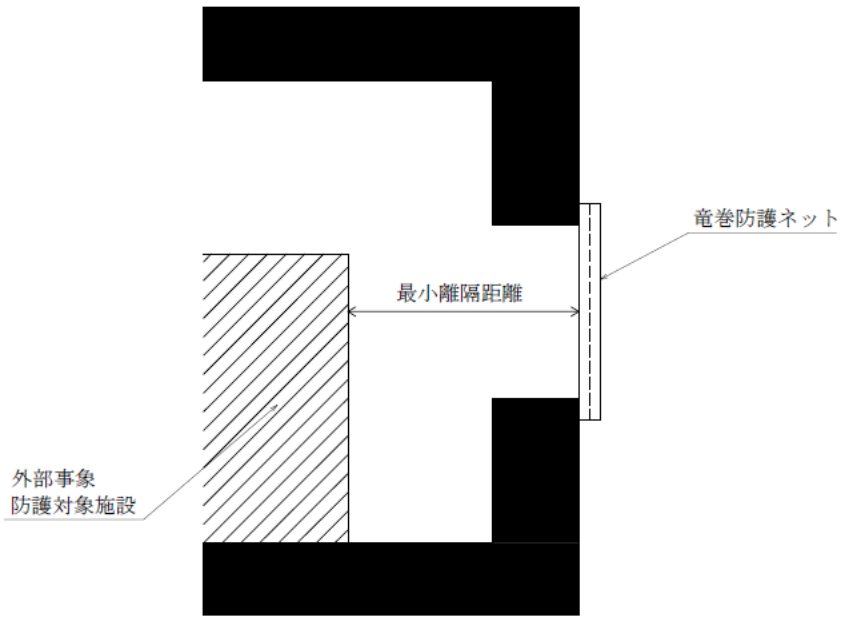


図2－2　竜巻防護ネット配置イメージ図

2.2　構造概要

竜巻防護ネットの構造は，Ⅴ-3-別添1-2「防護対策施設の強度計算の方針」の「3.1　竜巻防護ネットの構造設計」に示す構造設計を踏まえ，設定する。

竜巻防護ネットは，ネット，ワイヤロープ，シャックル，接続用の治具及び架構から構成され，原子炉建屋の開口部に設置される。

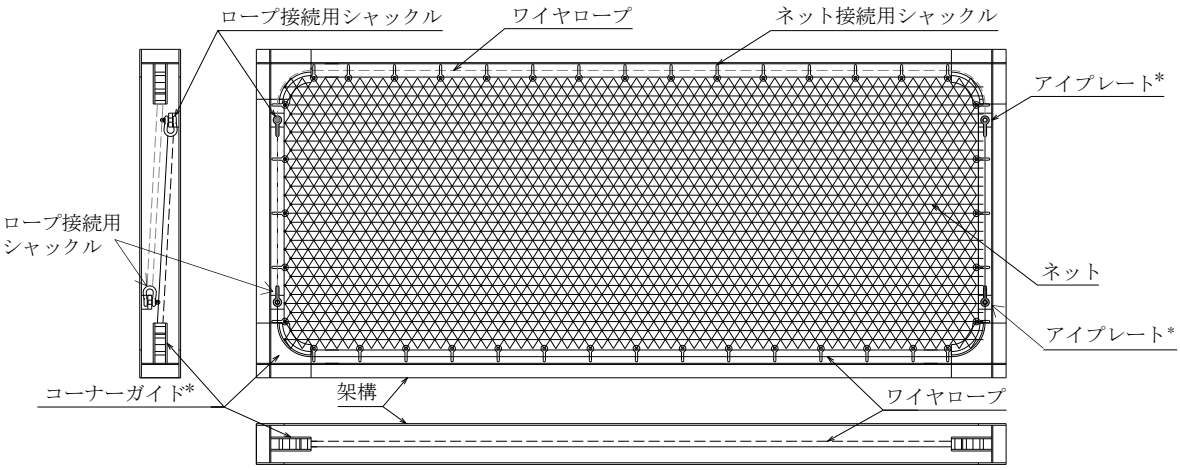
ネットは，ネット端部にシャックルで接続されたワイヤロープにより支持される。ワイヤロープは，架構の四隅に設置した接続用の治具であるコーナーガイドを介して，架構に設置した接続用の治具であるアイプレートにて支持される。ワイヤロープの端部にはシャックルを設置し，架構に設置した接続用の治具であるアイプレートに接続される。

ネットに作用する風圧力による荷重及び設計飛来物による衝撃荷重は，ワイヤロープ，シャックル，接続用の治具及び架構を介して原子炉建屋躯体に伝達する。

ネットは，設計飛来物が衝突した際に局部的に生じる衝撃荷重に耐え，変形することにより設計飛来物の持つ運動エネルギを吸収し，外部事象防護対象施設への衝突を防止するものである。ネットは，らせん状の硬鋼線を3次元的に編み込み，編み込みの方向によって主に荷重を受け持つ展開方向と展開直角方向の異方性を持っており，ネットに対してU字に張った4本のワイヤロープで支持される。

ネット展開方向2辺とネット展開直角方向1辺，または，ネット展開直角方向2辺とネット展開方向1辺を2本のワイヤロープでU字形に設置し，このワイヤロープと対称に設置したワイヤロープとの合計4本でネット全層数を支持する。展開方向及び展開直角方向ともにワイヤロープで支持されていることから，ワイヤロープの張力が均一に発生する構造である。

竜巻防護ネットの概要図を図2－3に示す。



注記＊：接続用の治具

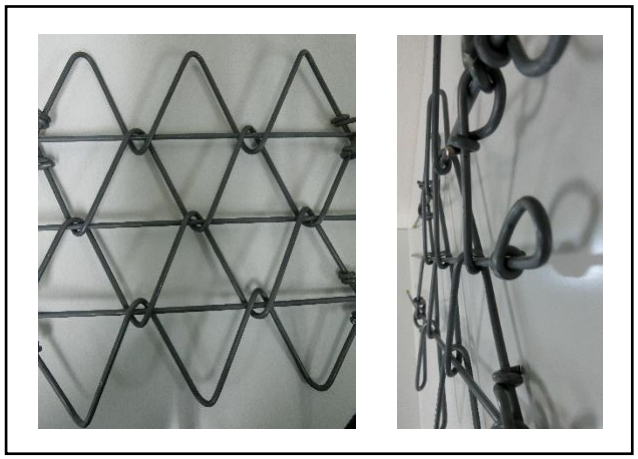


図2－3　竜巻防護ネットの概要図

2.3　評価方針

竜巻防護ネットの強度評価は，Ⅴ-3-別添1-2「防護対策施設の強度計算の方針」の「2.3　荷重及び荷重の組合せ」及び「5.1　竜巻防護ネットの許容限界」にて設定している荷重及び荷重の組合せ並びに許容限界を踏まえ，竜巻防護ネットの評価対象部位に作用する応力等が，許容限界に収まることを「3.　強度評価方法」に示す方法により，「4.　評価条件」に示す評価条件を用いて計算し，「5.　強度評価結果」にて確認する。

竜巻防護ネットの評価フローを図2－4に示す。

竜巻防護ネットの強度評価においては，その構造を踏まえ，設計竜巻荷重とこれに組み合わせる荷重（以下「設計荷重」という。）の作用方向及び伝達過程を考慮し，評価対象部位を設定する。

具体的には，設計荷重に対して，竜巻防護ネットは，設計飛来物を捕捉し，外部事象防護対象施設へ衝突させないために，破断が生じないよう十分な余裕を持った強度を有すること及びたわみが生じても，設計飛来物が外部事象防護対象施設と衝突しないよう外部事象防護対象施設との離隔が確保できることを確認する。

ネットは，破断が生じないことの確認として，ネットが設計飛来物のエネルギを吸収できること及び設計飛来物の衝突箇所において，ネット目合いの破断が生じないよう十分な余裕を持った強度を有することを評価する。また，竜巻防護ネットが設計飛来物を捕捉可能であることを確認するために，設計荷重に対して，ネットを支持するワイヤロープ，シャックル及び接続用の治具に破断が生じないよう十分な余裕を持った強度を有することを評価する。

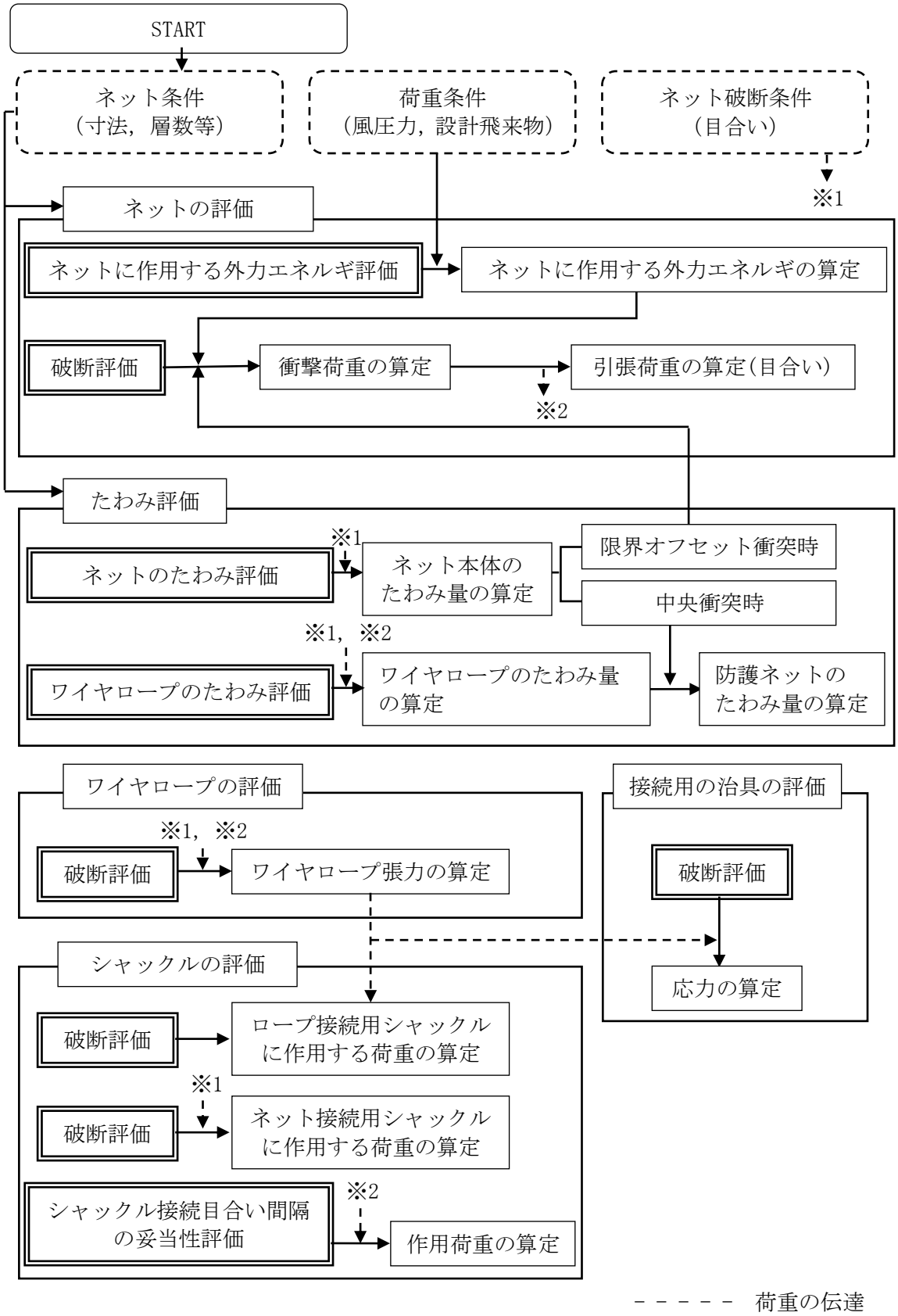


図2－4　竜巻防護ネットの評価フロー

2.4　適用規格

適用する規格，基準等を以下に示す。

・「原子力発電所耐震設計技術指針　重要度分類・許容応力編　ＪＥＡＧ４６０１・補-1984」（日本電気協会）

・「原子力発電所耐震設計技術指針　ＪＥＡＧ４６０１-1987」（日本電気協会）

・「原子力発電所耐震設計技術指針　ＪＥＡＧ４６０１-1991　追補版」（日本電気協会）

・「発電用原子力設備規格　設計・建設規格　ＪＳＭＥ　Ｓ　ＮＣ１-2005/2007」（日本機械学会）

・U.S. NUCLEAR REGULATORY COMMISSION:REGULATORY GUIDE 1.76 , DESIGN-BASIS TORNADO AND TORNADO MISSILES FOR NUCLEAR POWER PLANTS , Revision1 , March 2007

・「建築物荷重指針・同解説」（日本建築学会，2004改定）

・「小規模吊橋指針・同解説」（日本道路協会　平成20年8月）

・ＥＮ　１２３８５－４：2002（以下「ＥＮ」という。）

3. 強度評価方法

3.1 記号の定義

(1) 荷重の算定

荷重の算定に用いる記号を表3－1に示す。

表3－1 荷重の算出に用いる記号

記号	単位	定義
A_a	m^2	ネットの面積
C	―	風力係数
d	m	設計飛来物衝突時の設計飛来物の移動距離
E_f	kJ	設計飛来物衝突時にネットに作用する外力エネルギ
F_a'	kN	設計飛来物衝突時にネットが受ける衝撃荷重
G	―	ガスト影響係数
m	kg	設計飛来物の質量
Q	kN/s	衝撃荷重が時間とともに比例する際の比例係数
q	Pa	設計用速度圧
t	s	時間
t_1	s	設計飛来物が衝突しネットのたわみ量が最大になる時間
v	m/s	設計飛来物の移動速度
v_1	m/s	設計飛来物衝突時の速度
V_D	m/s	設計竜巻の風速
W_W	kN	風圧力による荷重
δ	m	設計飛来物衝突時のネットの最大たわみ量
ρ	kg/m^3	空気密度
ϕ	－	ネットの充実率

(2) ネットに作用する外力エネルギ評価

ネットに作用する外力エネルギ評価に用いる記号を表3－2に示す。

表3－2（1/2） ネットに作用する外力エネルギ評価に用いる記号

記号	単位	定義
a_s	mm	ネット1目合いの展開方向の破断変位
a_x	mm	ネット1目合いの展開方向の対角寸法
a_y	mm	ネット1目合いの展開直角方向の対角寸法

表3－2（2/2）　ネットに作用する外力エネルギ評価に用いる記号

記号	単位	定義
b	mm	設計飛来物の端面の長辺方向寸法
c	mm	設計飛来物の端面の短辺方向寸法
E_f	kJ	設計飛来物衝突時にネットに作用する外力エネルギ
E_i	kJ	ｉ番目の列におけるネットの吸収エネルギ
E_{max}	kJ	ネット設置層数ｎを考慮した限界吸収エネルギ
E_t	kJ	ネット設置層数ｎを考慮したネットに作用する全外力エネルギ
E_w	kJ	風圧力による荷重によりネットに作用する外力エネルギ
F_i	kN	設計飛来物衝突時のｉ番目の列におけるネットへの作用力
F_W	kN	風圧力による荷重によるネットのたわみ量算出用荷重
K	kN/m	ネット1目合いの展開方向の等価剛性
K_x	kN/m	ネット設置層数ｎを考慮したネット1目合いの展開方向の1列の等価剛性
K_x'	kN/m	ネット1層のネット1目合いの展開方向の1列の等価剛性
L_x	m	ネット展開方向寸法
L_y	m	ネット展開直角方向寸法
m	kg	設計飛来物の質量
N_i	個	ｉ列目のネット展開直角方向目合い数
N_x	個	ネット展開方向目合い数
N_y	個	ネット展開直角方向目合い数
n	層	ネット設置層数
P_i	kN	設計飛来物衝突時にネットに発生するｉ番目の列におけるネットの張力
v_1	m/s	設計飛来物衝突時の速度
W_W	kN	風圧力による荷重
X_i	m	ｉ列目のネットの伸び
δ_a	m	風圧力による荷重によるネットのたわみ量
δ_i	m	ｉ番目の列におけるネットのたわみ量
δ_{max1}	m	ネットの最大たわみ量
θ_i	°	ｉ番目の列におけるネットたわみ角
θ_{max}	°	ネットの最大たわみ角

(3) 破断評価

破断評価に用いる記号を表3－3に示す。

表3－3（1/3） 破断評価に用いる記号

記号	単位	定義
A_{cs}	mm^2	cs 部の断面積
A_{ct}	mm^2	ct 部の断面積
A_{is}	mm^2	is 部の断面積
A_{it}	mm^2	it 部の断面積
B_t	kN	シャックル接続目合いの合計耐力
B_x	kN	ネット展開方向の接続目合いの耐力
B_y	kN	ネット展開直角方向の接続目合いの耐力
C_c	－	ワイヤグリップの効率
E_f	kJ	設計飛来物衝突時にネットに作用する外力エネルギ
E_t	kJ	ネット設置層数ｎを考慮したネットに作用する全外力エネルギ
F_{1x}	kN	ネット1目合いの展開方向の破断荷重
F_{1y}	kN	ネット1目合いの展開直角方向の破断荷重
F_2	kN	ネットに設計飛来物が衝突した際に生じるネット目合い1箇所が受ける衝撃荷重の最大値
F_3	kN	ワイヤロープの破断荷重（ＥＮ規格値）
F_4	kN	ロープ接続用シャックルの破断荷重
F_5	kN	ネット接続用シャックル（バウ型シャックル）の破断荷重
F_6	kN	ネット接続用シャックル（長シャックル）の破断荷重
F_a	kN	ネットに設計飛来物が衝突した際に生じる衝撃荷重の最大値
f_b*	MPa	接続用の治具の許容曲げ応力
f_c*	MPa	接続用の治具の許容圧縮応力
f_s*	MPa	接続用の治具の許容せん断応力
f_t*	MPa	接続用の治具の許容引張応力
L_{bx}	m	架構長辺部のコーナーガイド間の長さ
L_{by}	m	架構短辺部のコーナーガイド間の長さ
L_x	m	ネット展開方向寸法
L_{x2}	m	たわみ評価用のネット展開方向寸法
L_{y2}	m	たわみ評価用のネット展開直角方向寸法
l_{ct}	mm	コーナーガイド取付プレートの長さ

表3－3（2/3）　破断評価に用いる記号

記号	単位	定義
l_{cs}	mm	コーナーガイドの長さ
l_{it}	mm	アイプレートの部材長さ
l_{it1}	mm	アイプレートの it 部側固定端から荷重点までの距離
l_{it2}	mm	アイプレートの is 部側固定端から荷重点までの距離
M_{it}	N・mm	it 部の曲げモーメント
N_{xS}	個	ネット展開方向の一辺あたりのシャックル接続目合い数
N_{yS}	個	ネット展開直角方向の一辺あたりのシャックル接続目合い数
n	層	ネット設置層数
n’	層	ネット接続用シャックルに取り付けるネット層数
n_1	個	設計飛来物の衝突位置周辺のネット1層あたりの目合い数
P_{1a}	N	コーナーガイドに作用する荷重（架構平面方向）
P_{1b}	N	コーナーガイドに作用する荷重（架構奥行方向）
P_{2a}	N	アイプレートに作用する荷重（架構軸方向）
P_{2ay}	N	アイプレートに作用する荷重（架構軸直角方向）
P_{2b}	N	アイプレートに作用する荷重（架構奥行方向）
P_N	kN	ネット接続用シャックル1箇所あたりの作用荷重
P_R	kN	ロープ接続用シャックル1箇所あたりの作用荷重
P_x	N	コーナーガイドに作用する荷重（架構長辺方向）
P_y	N	コーナーガイドに作用する荷重（架構短辺方向）
R_{ct}	mm	コーナーガイドの半径
R_{it}	N	it 部の圧縮荷重
S_x	m	架構長辺方向と平行に配置されているワイヤロープの変形後の長さ
S_y	m	架構短辺方向と平行に配置されているワイヤロープの変形後の長さ
T’	kN	ネットに発生する張力の合計の最大値
T_1’	kN	ワイヤロープ1本に作用する張力
Z_{cs}	mm^3	cs 部の断面係数
Z_{ct}	mm^3	ct 部の断面係数
Z_{it}	mm^3	it 部の断面係数
δ_{max1}	m	ネットの最大たわみ量
δ_{max2}	m	限界オフセット時における設計飛来物の累積移動量
δ_{wx}	m	架構長辺方向に平行に配置されているワイヤロープの変形後のたわみ量

表3－3（3/3）　破断評価に用いる記号

記号	単位	定義
δ_{wy}	m	架構短辺方向に平行に配置されているワイヤロープの変形後のたわみ量
θ_1	°	架構長辺方向に平行なワイヤロープの水平投影たわみ角
θ_2	°	架構短辺方向に平行なワイヤロープの水平投影たわみ角
θ_{max}	°	ネットの最大たわみ角
θ_x	°	ネット展開方向に平行のネットたわみ角
θ_y	°	ネット展開直角方向に平行のネットたわみ角
θ_{wx}	°	架構長辺方向に平行なワイヤロープのたわみ角
θ_{wy}	°	架構短辺方向に平行なワイヤロープのたわみ角
σ_{cs}	MPa	cs 部に対する垂直応力とせん断応力の組合せ応力
σ_{csb}	MPa	cs 部に対する曲げ応力
σ_{ct}	MPa	ct 部に対する垂直応力とせん断応力の組合せ応力
σ_{cta}	MPa	ct 部に対する引張応力
σ_{ctb}	MPa	ct 部に対する曲げ応力
σ_{it}	MPa	it 部に対する垂直応力とせん断応力の組合せ応力
σ_{itb}	MPa	it 部に対する曲げ応力
σ_{itc}	MPa	it 部に対する圧縮応力
τ_{cs}	MPa	cs 部に対するせん断応力
τ_{ct}	MPa	ct 部に対するせん断応力
τ_{it}	MPa	it 部に対するせん断応力

(4)　たわみ評価

たわみ評価に用いる記号を表3－4に示す。

表3－4　たわみ評価に用いる記号

記号	単位	定義
L_b	m	変形前のワイヤロープ長さ
L_{bx}	m	架構長辺部のコーナーガイド間の長さ
L_{by}	m	架構短辺部のコーナーガイド間の長さ
L_{min}	m	竜巻防護ネットと外部事象防護対象施設の最小離隔距離
L_n	m	ネットたわみ量算出用のネット寸法
L_{x2}	m	たわみ評価用のネット展開方向寸法
L_{y2}	m	たわみ評価用のネット展開直角方向寸法
S	m	変形後のワイヤロープ長さ
S_x	m	架構長辺方向と平行に配置されているワイヤロープの変形後の長さ
S_y	m	架構短辺方向と平行に配置されているワイヤロープの変形後の長さ
δ'	m	設計飛来物衝突時のワイヤロープの変形による伸び量
δ_{max1}	m	ネットの最大たわみ量
δ_t	m	ワイヤロープのたわみ量を含めた防護ネット全体のたわみ量
δ_w	m	ワイヤロープのたわみ量
δ_{wx}	m	架構長辺方向に平行に配置されているワイヤロープの変形後のたわみ量
δ_{wy}	m	架構短辺方向に平行に配置されているワイヤロープの変形後のたわみ量
θ_{max}	°	ネットの最大たわみ角
θ_{wx}	°	架構長辺方向に平行なワイヤロープのたわみ角
θ_{wy}	°	架構短辺方向に平行なワイヤロープのたわみ角
θ_x	°	ネット展開方向に平行のネットたわみ角
θ_y	°	ネット展開直角方向に平行のネットたわみ角

3.2　評価対象部位

(1)　ネット

ネットの評価対象部位は，V-3-別添1-2「防護対策施設の強度計算の方針」の「5.1　竜巻防護ネットの許容限界」に示す評価対象部位を踏まえ，「2.2　構造概要」に示す構造に基づき，設計荷重の作用方向及び伝達過程を考慮し設定する。

設計荷重は，ネットに直接作用する。このため，設計荷重に対する評価対象部位は，ネットとする。評価対象部位を図3－1に示す。

(2)　ワイヤロープ

ワイヤロープの評価対象部位は，V-3-別添1-2「防護対策施設の強度計算の方針」の「5.1 竜巻防護ネットの許容限界」に示す評価対象部位を踏まえ，「2.2　構造概要」に示す構造に基づき，設計荷重の作用方向及び伝達過程を考慮し設定する。

設計荷重は，ネットに作用した荷重がワイヤロープに作用するため，設計荷重に対する評価対象部位は，ワイヤロープとする。

(3)　シャックル

シャックルの評価対象部位は，V-3-別添1-2「防護対策施設の強度計算の方針」の「5.1 竜巻防護ネットの許容限界」にて示している評価対象部位を踏まえ，「2.2　構造概要」に示す構造に基づき，設計荷重の作用方向及び伝達過程を考慮し設定する。

a.　ロープ接続用シャックル

設計荷重は，ネットに作用した荷重が，ワイヤロープを介してロープ接続用シャックルに作用するため，設計荷重に対する評価対象部位は，ロープ接続用シャックルとする。

b.　ネット接続用シャックル

(a)　ネット接続用シャックル

設計荷重は，ネットに作用した荷重がネット接続用シャックルに作用するため，設計荷重に対する評価対象部位は，ネット接続用シャックルとする。

(b)　シャックル接続目合い間隔

設計荷重は，ネットに作用した荷重がシャックル接続目合いに作用するため，設計荷重に対する評価対象部位は，シャックル接続目合いとする。

(4)　接続用の治具

接続用の治具の評価対象部位は，V-3-別添1-2「防護対策施設の強度計算の方針」の「5.1 竜巻防護ネットの許容限界」に示す評価対象部位を踏まえ，「2.2　構造概要」に示す構造に

基づき，設計荷重の作用方向及び伝達過程を考慮し設定する。

設計荷重は，ネットに作用し，ワイヤロープ及びシャックルを介して接続用の治具に作用するため，設計荷重に対する評価対象部位は，接続用の治具であるコーナーガイド及びアイプレートとする。

アイプレートの評価部位は，アイプレートと架構の溶接部が2箇所あるが，アイプレートがL 型であり板厚が異なることから，溶接部断面積が小さく評価上裕度が小さい板厚の薄いアイプレートと架構との溶接部を評価対象部位とする。

コーナーガイドの評価対象部位を図3－2，アイプレートの評価対象部位を図3－3に示す。

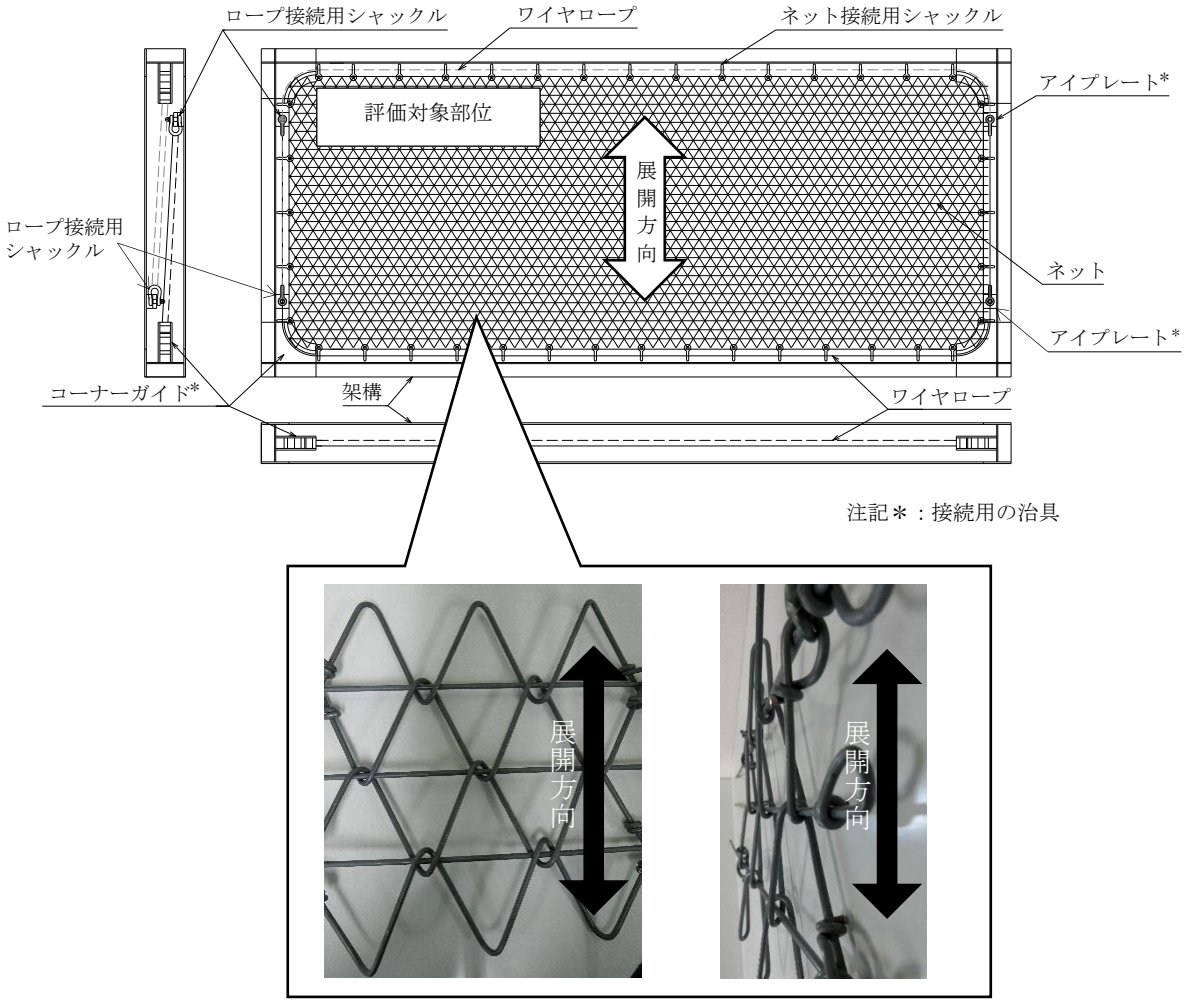


図3－1　ネットの評価対象部位

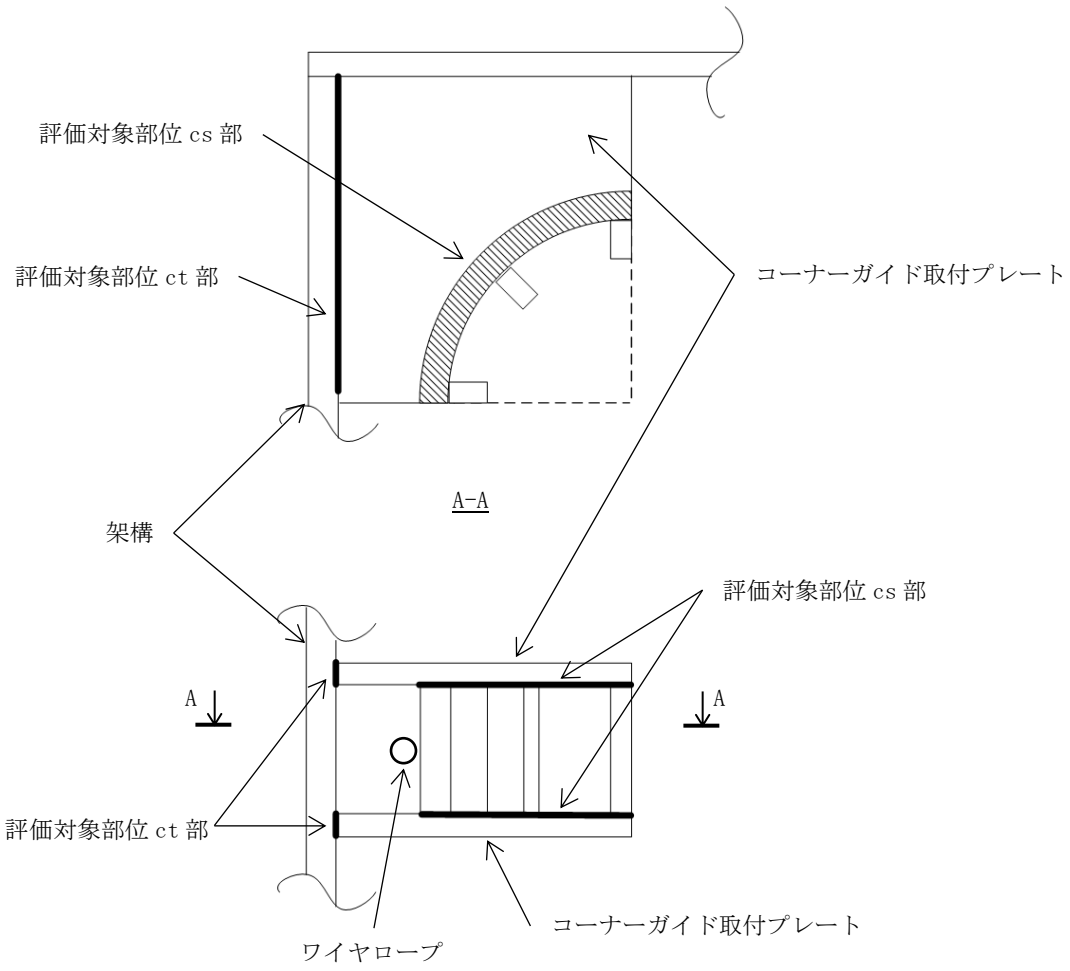


図3－2　コーナーガイドの評価対象部位

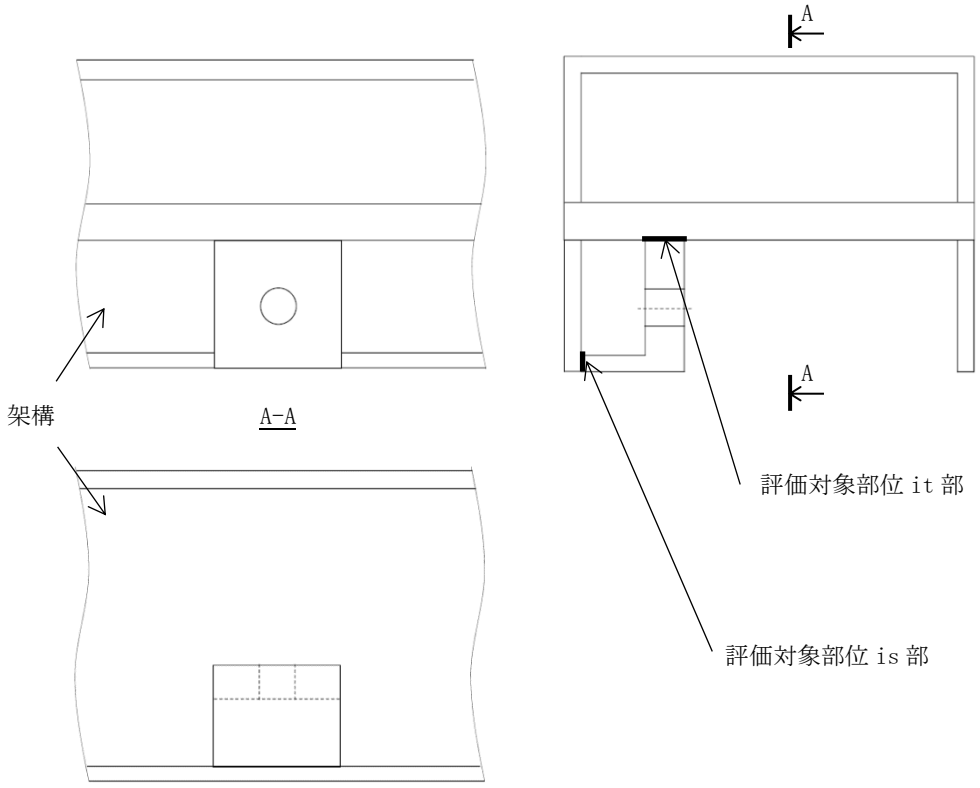


図3－3　アイプレートの評価対象部位

3.3　荷重及び荷重の組合せ

強度評価に用いる荷重は，Ｖ-3-別添1-2「防護対策施設の強度計算の方針」の「竜巻防護ネットの強度計算の方針」の「2.3　荷重及び荷重の組合せ」にて設定している荷重の種類を踏まえ，設定する。

(1)　荷重の設定

強度評価に用いる荷重は，以下の荷重を用いる。荷重の算定に用いる竜巻の特性値を表3－5に示す。

表3－5　荷重の算定に用いる竜巻の特性値

最大風速 V_D (m/s)	移動速度 V_T (m/s)	最大接線風速 V_{Rm} (m/s)	最大気圧低下量 ΔP_{max} (N/m^2)
92	14	78	6400

a.　風圧力による荷重（W_W）

風圧力による荷重（W_W）は，次式により算定する。

$$W_W = \frac{q \cdot G \cdot C \cdot A_a \cdot \phi}{1000}$$

設計用速度圧ｑは，次式により算定する。

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

b.　設計飛来物による衝撃荷重（W_M）

破断評価に用いる設計飛来物による衝撃荷重（W_M）は以下のとおり算出する。

ネットが受ける設計飛来物による衝撃荷重F_a’は時間とともに比例的に増加すると仮定すると，衝撃荷重F_a’は以下のとおり算出される。

$$F_a' = Q \cdot t \qquad \cdots (3.1)$$

したがって，速度ｖは式(3.1)の衝撃荷重F_a’から，以下のとおり算出される。

$$v = -\frac{1}{m}\int_0^t F_a' \, dt$$

$$= -\frac{Q \cdot t^{\,2}}{2 \cdot m} + v_1 \qquad \cdots (3.2)$$

さらに，ネットへの衝突後の設計飛来物の移動距離ｄは，式(3.2)の速度ｖから以下のとおり算出される。

$$d = \int_0^t v \, dt$$

$$= -\frac{Q \cdot t^3}{6 \cdot m} + v_1 \cdot t \qquad \cdots (3.3)$$

設計飛来物が衝突し，ネットのたわみが最大になる時間t_1におけるネットの最大たわみ量δは，設計飛来物の速度はｖ＝0であるから，式(3.2)及び式(3.3)より，

$$Q \cdot t_1^2 = 2 \cdot m \cdot v_1 \qquad \cdots (3.4)$$

$$\delta = -\frac{Q \cdot t_1^3}{6 \cdot m} + v_1 \cdot t_1$$

上記2式を連立し，

$$\delta = \frac{2}{3} \cdot v_1 \cdot t_1$$

よって，

$$t_1 = \frac{3 \cdot \delta}{2 \cdot v_1} \qquad \cdots (3.5)$$

以上より，時間t_1における設計飛来物による衝撃荷重F_a’は式(3.1)及び式(3.4)より，

$$F_a' = \frac{2 \cdot m \cdot v_1}{t_1}$$

さらに，式(3.5)と連立し，

$$F_a' = \frac{4 \cdot m \cdot v_1^2}{3 \cdot \delta} \qquad \cdots (3.6)$$

また，時間t_1における設計飛来物の衝突によりネットに作用する外力エネルギE_fは，衝突時の設計飛来物の運動エネルギとして，以下より求められる。

$$E_f = \frac{1}{2} \cdot m \cdot v_1^2 \qquad \cdots (3.7)$$

したがって，式(3.6)及び式(3.7)より，

$$F_a' = \frac{8 \cdot E_f}{3 \cdot \delta} \qquad \cdots (3.8)$$

c.　常時作用する荷重（F_d）

常時作用する荷重（F_d）は，部材の自重とする。竜巻防護ネットの自重により作用する荷重はネットの設置方向を考慮する。水平方向に設置する場合，鉛直下向きに自重が発生するものとして評価するが，鉛直方向に設置する場合，自重と設計飛来物による衝撃荷重の作用方向が異なることから自重は考慮しない。なお，全て鉛直設置であることから，自重は考慮しない。

ワイヤロープ，シャックル及び接続用の治具の評価時においては，ワイヤロープ，シャックル及び接続用の治具の自重については，ネットから作用する荷重に比べ十分に小さいことから考慮しない。

(2)　荷重の組合せ

a.　ネット

ネットに作用する荷重として，風圧力による荷重及び設計飛来物による衝撃荷重を組み合わせる。

b.　ワイヤロープ

設計飛来物がネットに衝突する場合にワイヤロープに作用する荷重は，ネットからワイヤロープに伝達することから，ネットに作用する荷重を評価対象部位であるワイヤロープに作用する荷重として設定する。

ワイヤロープに作用する風圧力による荷重については，ネットに作用する荷重に比べて十分小さいことから考慮しない。

c.　シャックル

(a)　ロープ接続用シャックル

設計飛来物がネットに衝突する場合にロープ接続用シャックルに作用する荷重は，ネットからワイヤロープに伝達し，その荷重がロープ接続用シャックルに伝達することから，ワイヤロープに作用する荷重を評価対象部位であるロープ接続用シャックルに作用する荷重として設定する。

ロープ接続用シャックルに作用する風圧力による荷重については，ネットに作用する荷重に比べて十分小さいことから考慮しない。

(b)　ネット接続用シャックル

設計飛来物がネットに衝突する場合にネット接続用シャックルに作用する荷重は，ネットからネット接続用シャックルに伝達することから，ネットに作用する荷重を評価対象部位であるネット接続用シャックルに作用する荷重として設定する。

ネット接続用シャックルに作用する風圧力による荷重については，ネットに作用する

荷重に比べて十分小さいことから考慮しない。

(c) シャックル接続目合い間隔

設計飛来物がネットに衝突する場合にシャックル接続目合いに作用する荷重は，ネットからシャックル接続目合いに伝達することから，ネットに作用する荷重を評価対象部位であるシャックル接続目合いに作用する荷重として設定する。

d. 接続用の治具

設計飛来物がネットに衝突する場合に接続用の治具に作用する荷重は，ネットからワイヤロープ及びシャックルを介してネット接続用の治具に作用することから，ワイヤロープからの荷重を評価対象部位であるコーナーガイド及びアイプレートに作用する荷重として設定する。

接続用の治具に作用する風圧力による荷重については，ネットに作用する荷重に比べて十分小さいことから考慮しない。

ネットに作用する外力エネルギ評価，破断評価及びたわみ評価における，ネット，ワイヤロープ，シャックル及び接続用の治具に作用する荷重及びその組合せを表3－6に示す。

表3－6　ネットに作用する外力エネルギ評価，破断評価及びたわみ評価における荷重及びその組合せ

評価内容	風圧力による荷重 (W_W)	設計飛来物による衝撃荷重 (W_M)	荷重の組合せ
外力エネルギ評価	○	○	W_W+W_M
破断評価	○	○	W_W+W_M
たわみ評価	○	○	W_W+W_M

3.4　許容限界

竜巻防護ネットの許容限界は，Ⅴ-3-別添1-2「防護対策施設の強度計算の方針」の「5.1　竜巻防護ネットの許容限界」にて設定している許容限界を踏まえて，「3.2　評価対象部位」にて設定した評価対象部位の機能損傷モードを考慮して設定する。

ネットに作用する外力エネルギ評価，破断評価及びたわみ評価の許容限界を以下に示す。

(1)　ネットに作用する外力エネルギ評価

ネットに作用する外力エネルギ評価においては，計算により算出するネットの限界吸収エネルギがネットに作用する外力エネルギ以上であることにより，ネットが破断しないことを確認する。ネットの引張試験結果から得られる目合い展開方向の限界伸び量によりネットの最大変形角が定まり，ネット最大変形角における吸収エネルギがネットの有する限界吸収エネルギE_{max}となる。

限界吸収エネルギは，複数層を重ね合わせたネットを一体として扱ったモデルにて算出する。また，電中研報告書N13014及び電中研報告書001を参照し，ネットの変形及び吸収エネルギの分布を考慮したオフセット衝突位置での吸収エネルギを評価した結果，ネット最大たわみ時のネットの全長は設計飛来物のネットへの衝突位置によらずネット最大たわみ時展開方向の長さで一定であり，ネットに発生する張力も一定となることから，設計飛来物のネットへの衝突位置によらずネットから設計飛来物への反力も同等となり，オフセット位置への設計飛来物の衝突時の吸収エネルギは中央衝突時と同等となる。したがって，ネットに作用する外力エネルギ評価では中央衝突の場合にて評価を行う。

ネットの吸収エネルギは，電中研報告書N14009を参照し，設計飛来物が衝突した際，ネットの変形は同心円状に拡がることから，短辺側のネット寸法のうち小さい方の寸法を一辺とする正方形状のネットとして，ネットの吸収エネルギが小さくなるように評価する。

また，ネットの設置層数ｎは，実証試験結果を参考に，ネット展開直角方向目合い数N_yに応じて，展開直角方向目合い数N_yが24個未満の場合は4層，24個以上，29個未満の場合は3層，29個以上の場合は2層として設定する。

限界吸収エネルギは，ネット1目合いの展開方向の1列の等価剛性，展開方向寸法及びたわみ量から，以下のとおり算出される。限界吸収エネルギ算出におけるネットのモデル図を図3－4に示す。

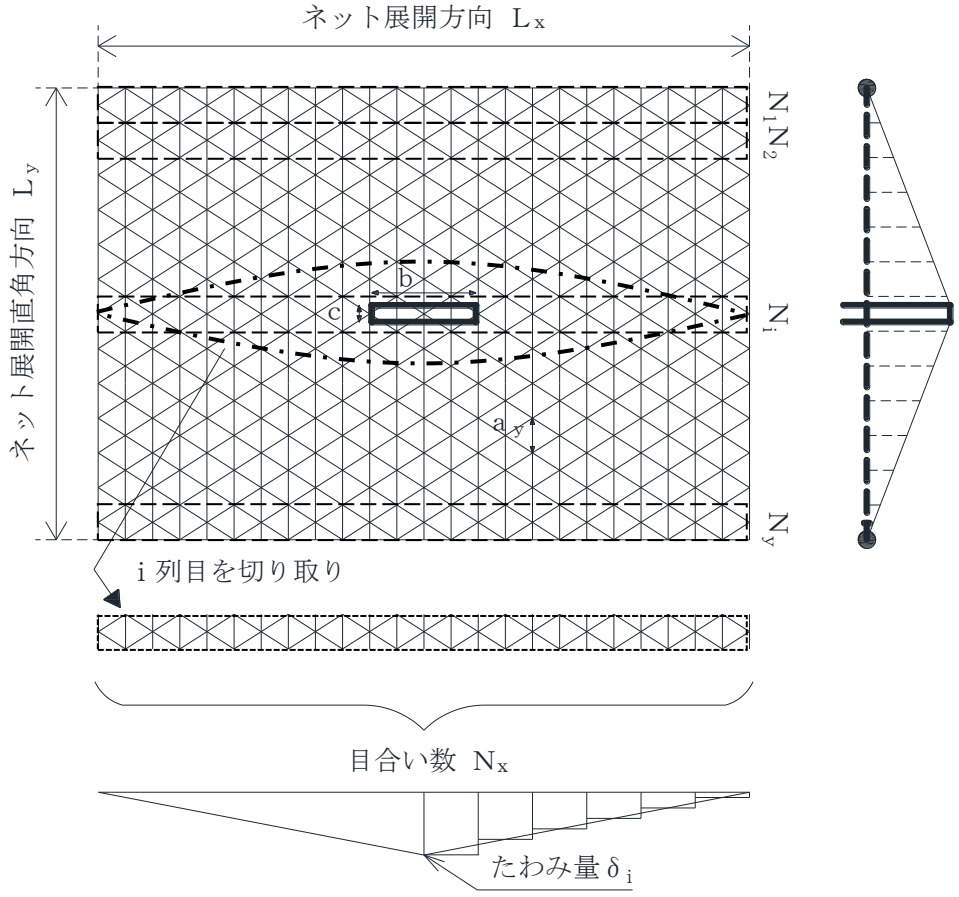


図3－4　限界吸収エネルギ算出におけるネットのモデル図

図3－4に示すとおりネットの展開方向に1目合いごとに□で囲った形に帯状に分割し，N_1からN_yまでの各列が分担するエネルギを各列のたわみ量から算定し，それらを積算することによりネットの吸収するエネルギを算出し，ネットが吸収可能な限界吸収エネルギを算出する。

ただし，中央部の最大たわみが発生する列数は，設計飛来物の寸法及びネット目合いの対角寸法から算出されるネット展開直角方向目合い列数を考慮して設定する。設計飛来物の端部寸法（ｂ×ｃ）及びネット目合いの展開直角方向の対角寸法a_yを考慮し，最大たわみが発生する場合のネット展開直角方向目合い列数を以下のとおり算出する。ネットの吸収エネルギが小さくなるよう，目合い列数の算出に用いる設計飛来物の寸法として値の小さい寸法ｃを適用し，最大たわみが生じる目合い列数を少なくすることにより，限界吸収エネルギが小さくなるように評価する。

$$\text{ネット展開直角方向目合い列数} = \frac{c}{a_y}$$

評価モデルとしては，展開方向に1目合いごとに帯状に分割するモデルとしており，限界吸収エネルギが小さく算出されるよう，三角形モデルとして評価を実施する。

ネットに作用する外力エネルギ評価の許容限界の算定フローを図3－5に示す。

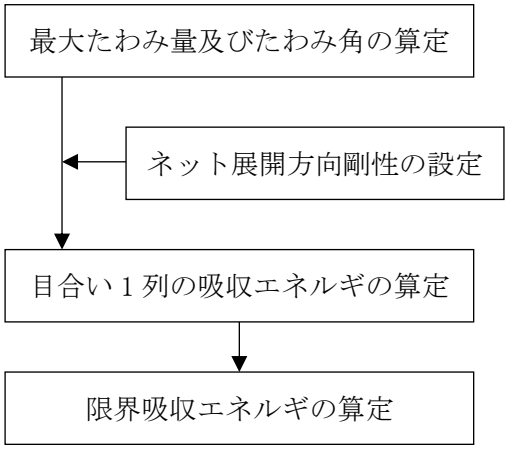
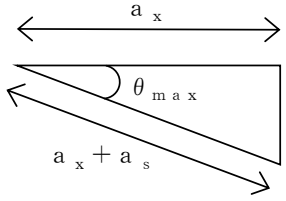


図3－5　ネットに作用する外力エネルギ評価の許容限界の算定フロー

ネット引張試験から，1目合いの展開方向の破断変位を設定する。ネット1目合いの展開方向の破断変位から算出する最大たわみ角から，設計飛来物が衝突した際の列の最大たわみ量δ_{max1}は次式により算定される。

$$\delta_{max1}=\frac{L_x}{2}\cdot\tan\left(\theta_{max}\right)$$

$$\theta_{max}=\cos^{-1}\left(\frac{a_x}{a_x+a_s}\right)$$



ネットを構成するネット展開方向の目合い数N_xは，ネット展開方向寸法L_x及びネット1目合いの展開方向の対角寸法a_xから求める。ネット展開直角方向の目合い数N_yは，ネット展開直角方向寸法L_y及びネット1目合いの展開直角方向の対角寸法a_yから求める。ネットを構成する1目合いは，それぞれKの等価剛性を持っているため，1列あたりばね定数Kを持つばねをN_x個直列に接続したものと考えることができる。そのため，1列あたりの剛性K_x'は，

$$L_x=L_y$$

$$N_x=\frac{1000\cdot L_x}{a_x},\quad N_y=\frac{1000\cdot L_y}{a_y}$$

ネット展開方向剛性 $K_x' = \dfrac{K}{N_x}$

となる。ただし，N_x，N_yの算出において限界吸収エネルギの値が小さくなるようにN_xは保守的に切り上げ，N_yは保守的に切り捨てた値を用いる。また，ネット設置層数ｎを考慮したネット展開方向剛性K_xは，次式により算出される。

$K_x = K_x' \times n$

設計飛来物が衝突しなかった列のたわみ量δ_iは，最大たわみ量δ_{max1}から定着部のたわみ量0までの間を，非接触の列の数の分だけ段階的に減少していくと考える。ネットの最大たわみ量と最大たわみ角を図3－6に示す。

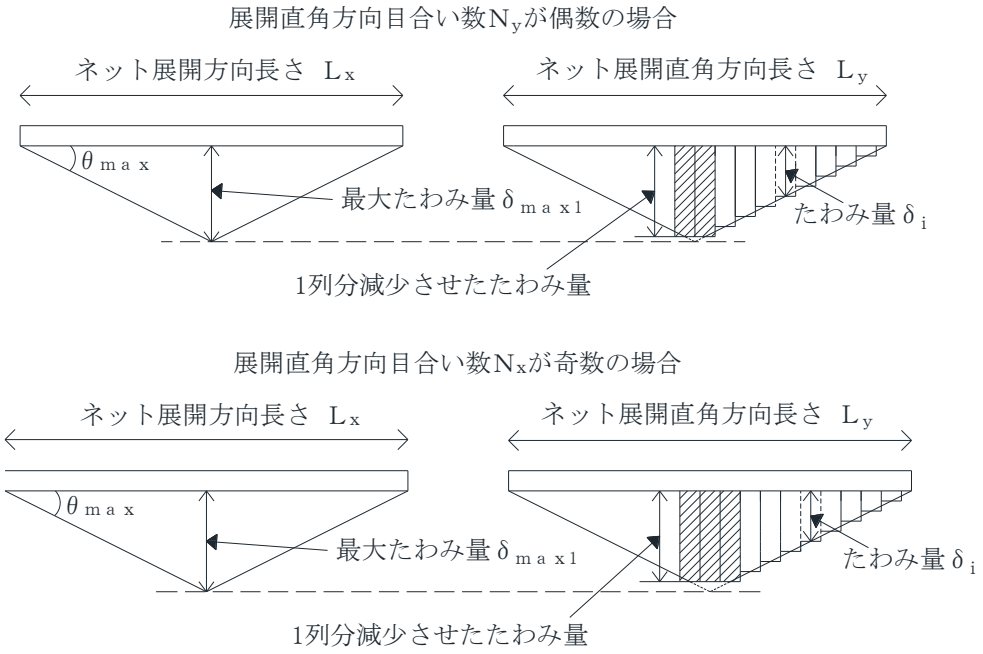


図3－6　ネットの最大たわみ量と最大たわみ角

ネットに設計飛来物が衝突した際のネットにかかる張力を，ネットの剛性及びネットの伸び量から算出する。ネットに作用する力のつり合いを図3－7に示す。

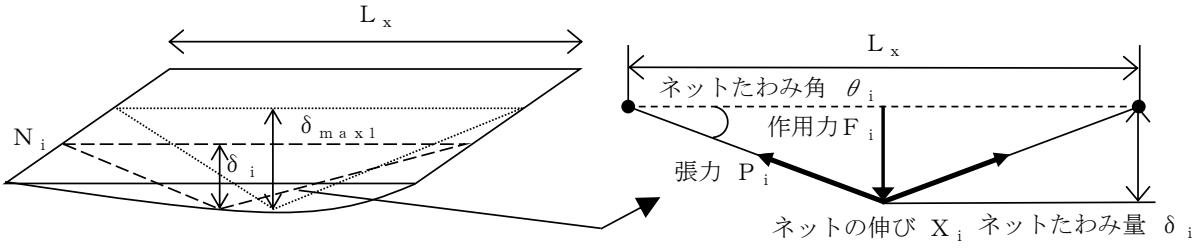


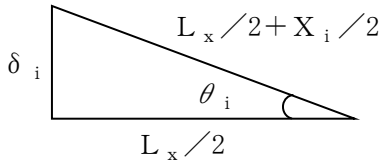
図3－7　ネットに作用する力のつり合い

ｉ番目の列におけるネットの張力P_iは，設計飛来物の衝突位置の左右を分割して考えると，伸び量は$X_i/2$，剛性は$2\cdot K_x$となることから，

$$P_i=2\cdot K_x\cdot\left(\frac{X_i}{2}\right)$$

$$=K_x\cdot X_i$$

となる。また，ｉ番目の列におけるネットの作用力F_iは変位量とたわみ量の関係から，



$$F_i=2\cdot P_i\cdot\sin\left(\theta_i\right)$$

$$=2\cdot K_x\cdot X_i\cdot\sin\left(\theta_i\right)$$

$$=2\cdot K_x\cdot L_x\cdot\left(\tan\left(\theta_i\right)-\sin\left(\theta_i\right)\right)$$

$$=4\cdot K_x\cdot\delta_i\cdot\left(1-\frac{L_x}{\sqrt{4\cdot\delta_i^{\,2}+L_x^{\,2}}}\right)\qquad\cdots(3.9)$$

ネットに設計飛来物が衝突した際のネットにかかる作用力F_iを積分することによりｉ番目の列における吸収エネルギE_iは次式で示される。

$$E_i=\int_0^{\delta_i}F_i\,d\,\delta_i$$

$$=\int_0^{\delta_i}4\cdot K_x\cdot\delta_i\cdot\left(1-\frac{L_x}{\sqrt{4\cdot\delta_i^{\,2}+L_x^{\,2}}}\right)d\,\delta_i$$

$$=2\cdot K_x\cdot\delta_i^{\,2}-K_x\cdot L_x\left(\sqrt{4\cdot\delta_i^{\,2}+L_x^{\,2}}-L_x\right)\qquad\cdots(3.10)$$

以上から，ネット設置層数ｎを考慮した限界吸収エネルギE_{max}は，各列の吸収エネルギE_iを第1列から第N_y列まで積算することにより求められる。

$$E_{max}=\sum_{i=1}^{N_y}E_i$$

$$=\sum_{i=1}^{N_y}\left(2\cdot K_x\cdot\delta_i^{\,2}-K_x\cdot L_x\left(\sqrt{4\cdot\delta_i^{\,2}+L_x^{\,2}}-L_x\right)\right)\qquad\cdots(3.11)$$

(2) 破断評価

a. ネット

破断評価においては，計算により算出するネットに作用する荷重がネットの素材の持つ破断強度以下であることにより，ネットに破断が生じないよう十分な余裕を持った強度を有することを確認するため，ネットは，設計飛来物の衝突に対し，塑性変形することでエネルギを吸収し，設計飛来物を捕捉することから，ネット1目合いの展開方向の破断荷重を許容限界とする。具体的には，ネット1目合いに作用する引張荷重を算出するため，電中研報告書 N14009を参照し，ネットの引張試験に基づくネット1目合いの展開方向の破断荷重を許容限界とする。

表3－7にネットの破断評価の許容限界を示す。

表3－7　ネットの破断評価の許容限界

評価対象部位	許容限界
ネット	F_{1x}

b. ワイヤロープ

ワイヤロープは，ネットと一体となって設計飛来物を捕捉するため，ネットと同様に塑性変形を許容することから，破断荷重を許容限界とする。具体的な破断荷重は，ネットメーカが実施した引張試験にて確認した破断荷重よりも保守的な値であるＥＮ規格に規定されている破断荷重を許容限界とする。ワイヤロープについては，その端部にワイヤグリップを設置しており，その効率C_cに基づき，許容限界を設定する。

ワイヤロープの許容限界を表3－8に示す。

表3－8　ワイヤロープの破断評価の許容限界

評価対象部位	規格値	許容限界	備考
ワイヤロープ	F_3	$C_c \cdot F_3$	ワイヤグリップの効率を考慮

c. シャックル

シャックルに関する許容限界は，シャックルの破断評価及びシャックル接続目合い間隔の妥当性評価に対して設定する。

(a) ロープ接続用シャックル及びネット接続用シャックル

ロープ接続用シャックル及びネット接続用シャックルの破断評価は，シャックルが破断しなければネットを設置位置に保持することができ，設計飛来物を捕捉可能であることから，破断荷重を許容限界とする。

シャックルの許容限界を表3－9に示す。

表3－9　シャックルの許容限界

評価対象部位	許容限界
	シャックルの破断荷重
ロープ接続用シャックル	F_4
ネット接続用シャックル（バウ型シャックル）	F_5
ネット接続用シャックル（長シャックル）	F_6

(b)　シャックル接続目合い間隔の妥当性評価

シャックル接続目合い間隔の妥当性評価においては，ネット接続用シャックルが接続するネット目合いの合計耐力B_tを許容限界とする。なお，1目合いの耐力は，ネットの引張試験に基づくネット1目合いの破断荷重とする。

接続目合いの合計耐力B_tは，ネット展開方向の接続目合いの耐力B_xとネット展開直角方向の接続目合いの耐力B_yを足し合わせることにより求める。

$$B_x = F_{1y} \cdot N_{xS} \cdot n' \cdot 2$$

$$B_y = F_{1x} \cdot N_{yS} \cdot n' \cdot 2$$

$$B_t = B_x + B_y$$

ここで，ネット接続用シャックルに取り付けるネット層数n’は，最大2層のためn’＝2とする。

なお，シャックル接続目合い間隔の妥当性評価用のネット寸法は，シャックル接続数が少なくなるよう，ネットタイプⅠ，Ⅱの展開及び展開直角方向寸法の最小値を用いて設定し，接続目合いの合計耐力が小さくなるように評価する。

また，シャックル接続目合い間隔は，電中研報告書N14009を参考に，ネット展開方向が3目合いに1つ，ネット展開直角方向が4目合いに1つ接続することを基本とする。

シャックル接続目合い間隔の許容限界を表3－10に示す。

表3－10　シャックル接続目合い間隔の許容限界

評価対象部位	許容限界
	シャックル接続目合いの合計耐力
シャックル接続目合い間隔	B_t

d.　接続用の治具

接続用の治具であるコーナーガイド及びアイプレートの破断評価においては，計算により算出する応力により破断が生じないよう十分な余裕を持った強度を許容限界とする。具体的には,接続用の治具の許容限界は，ＪＥＡＧ４６０１を準用し,「その他の支持構造物」の許容限界を適用し，許容応力状態Ⅳ$_{A}$Ｓから算出した許容応力を許容限界とする。

接続用の治具の許容限界を表3－11に示す。

表3－11　接続用の治具の許容限界

評価対象部位	材質	温度 (℃)	考慮すべき 損傷モード*1	許容応力 (MPa)*2
コーナーガイド溶接部	SS400	40*3	引張 せん断 圧縮 曲げ	$1.5f_t$ * $1.5f_s$ * $1.5f_c$ * $1.5f_b$ *
	SUS304			
アイプレート溶接部	SS400		圧縮 せん断 曲げ	$1.5f_c$ * $1.5f_s$ * $1.5f_b$ *
	SUS304			

注記＊1 ：応力の組合せが考えられる場合には，組合せ応力に対しても評価を行う。

＊2 ：ＪＳＭＥ　SSB-3120に規定される値。

＊3 ：各評価対象部位の最高使用温度を示す。

(3)　たわみ評価

竜巻防護ネットは，風圧力による荷重及び設計飛来物による衝撃荷重に対し，計算により算出する竜巻防護ネットの最大たわみ量がネットと外部事象防護対象施設の離隔距離未満であることを確認するため，ネットと外部事象防護対象施設の最小離隔距離を許容限界L_{min}として設定する。

表3－12に竜巻防護ネットのたわみ評価の許容限界を示す。

表3－12　竜巻防護ネットのたわみ評価の許容限界

評価対象項目	許容限界
竜巻防護ネットの 最大たわみ量	竜巻防護ネットと外部事象防護対象施設の 最小離隔距離（L_{min}）

3.5　評価方法

竜巻防護ネットのネットに作用する外力エネルギ評価，破断評価及びたわみ評価の方法を以下に示す。

(1)　ネットに作用する外力エネルギ評価

ネットに作用する外力エネルギ評価においては，電中研評価式を参照して，ネットが異方性材料であることを考慮した吸収エネルギ算定のモデル化を行い，風圧力による荷重及び設計飛来物による衝撃荷重による外力エネルギがネットの有する限界吸収エネルギを下回ることを確認する。

評価においては，複数層の重ね合わせたネットを一体として考えたモデルにて評価を実施する。

式(3.11)より，E_{max}は以下のとおりである。

$$E_{max}=\sum_{i=1}^{N_y}\left(2\cdot K_x\cdot \delta_i^{\,2}-K_x\cdot L_x\left(\sqrt{4\cdot \delta_i^{\,2}+L_x^{\,2}}-L_x\right)\right)$$

風圧力による荷重W_Wは，ネット全体に等分布荷重として作用するものであるため，実現象に合わせネット展開直角方向に対しては荷重が等分布となるよう作用させる。一方，ネット展開方向に対しては，評価モデル上の制約により均一に荷重を作用させることが困難であるため，ネットに作用する外力エネルギが保守的に大きくなるよう，W_Wが全てネット展開方向寸法L_xの中央に作用するとして，ネットにかかる作用力の式を用いて1列あたりの風圧力による荷重によりネットが受ける外力エネルギを算出し，列数倍することでネット全体が風圧力による荷重により受ける外力エネルギを算出する。

評価条件であるK_x及びL_x並びに風圧力による荷重から算出するF_Wを式(3.9)のF_iに代入し，F_WとW_Wが近似し，かつF_WがW_W以上となるよう，風圧力による荷重によるネットのたわみ量δ_aを導出する。

$$F_W=N_y\cdot 4\cdot K_x\cdot \delta_a\left(1-\frac{L_x}{\sqrt{4\cdot \delta_a^{\,2}+L_x^{\,2}}}\right)$$

ただし，$F_W \geqq W_W$

上式にて導出されたδ_aを式(3.11)において，展開方向の1列あたりの風圧力による荷重によりネットが受ける外力エネルギを列数倍する以下の式に代入することにより，風圧力による荷重によりネットに作用する外力エネルギE_wが算出される。

$$E_w=N_y\cdot\left(2\cdot K_x\cdot \delta_a^{\,2}-K_x\cdot L_x\left(\sqrt{4\cdot \delta_a^{\,2}+L_x^{\,2}}-L_x\right)\right)$$

設計飛来物の衝突によりネットに作用する外力エネルギE_fとしては，衝突時の設計飛来物の運動エネルギとして，以下より求められる。

$$E_f = \frac{1}{2} \cdot m \cdot v_1^2$$

設計飛来物の飛来速度は，水平の飛来速度にて算出する。また，設計飛来物がネットに対して斜め方向から衝突する場合は，設計飛来物が衝突後に回転し，ネットと設計飛来物の衝突面積が大きくなるため，ネットに局部的に作用する荷重は小さくなる。したがって，設計飛来物の衝突方向は，ネットに局部的に作用する荷重が大きくなるようにネットに対して垂直に入射するものとし，その飛来速度は水平最大飛来速度を用いる。

以上から，ネット設置層数ｎを考慮したネットに作用する全外力エネルギE_tは以下のとおり算出される。

$$E_t = E_f + E_w$$

(2) 破断評価

破断評価においては，電中研評価式を参照して，ネットに作用する風圧力による荷重及び設計飛来物による衝撃荷重が竜巻防護ネットを構成する部材の破断荷重未満であることを確認する。

a. ネット

ネットに設計飛来物が衝突した後，ネットのたわみが増加し，設計飛来物の運動エネルギを吸収する。ネットに発生する風圧力による荷重及び設計飛来物による衝撃荷重はネット変位の増加に伴い大きくなり，最大たわみ発生時に最大値を示すため，破断評価では最大たわみ発生時の衝撃荷重を用いる。

最大たわみ発生時において，設計飛来物の衝突によりネットの目合いはネット展開方向に引張荷重を受けることから，破断評価としてネット目合いの引張荷重評価を実施する。

ネットの破断評価の評価フローを図3－8に示す。

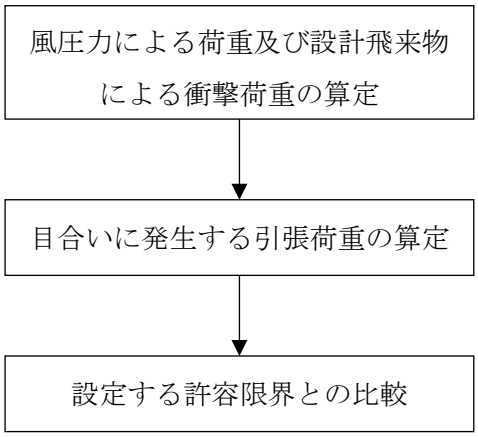


図3－8　ネットの破断評価フロー

(a)　評価モデル

ネットに設計飛来物が衝突した際の衝撃により生じる引張荷重ついて評価を実施する。ネット構造及び設計飛来物の大きさを考慮し，ネットの目合い数が最小となるモデル化を行う。衝突位置周辺の目合い数はネット1層あたりn_1となる。評価モデルを図3－9に示す。

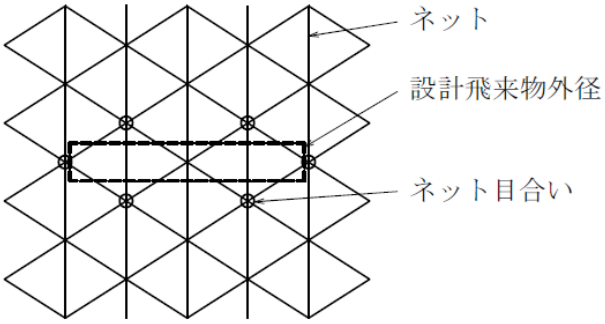


図3－9　ネットの破断評価モデル図

(b)　評価方法

ネットに設計飛来物が衝突した際に生じる風圧力による荷重及び設計飛来物による衝撃荷重が，ネットの破断荷重以下であり，ネット目合いに破断が生じないよう十分な余裕を持った強度を有することを確認する。

ここで，ネットに設計飛来物が衝突した際に生じる衝撃荷重の最大値F_aは，「3.3　荷重及び荷重の組合せ」にて算出した式(3.8)のたわみ量と設計飛来物による衝撃荷重の関係式を用いて算出する。

設計飛来物の衝突による荷重に加え，風圧力による荷重を考慮するため，E_fをE_tと置き換え，ネットの最大たわみ量は，限界オフセット時の設計飛来物の累積移動量

δ_{max2}を用いて，式(3.8)より

$$F_a = \frac{8 \cdot E_t}{3 \cdot \delta_{max2}}$$

となる。

設計飛来物が竜巻防護ネットに衝突した場合，設計飛来物の衝突位置周辺のネットの1層あたりの目合い数をn_1とすると，衝撃荷重を受け止めるネットの目合い数は，ネット設置層数nを考慮し，$n_1 \times n$箇所となり，目合い1箇所あたりの衝撃荷重の最大値は，

$$F_2 = F_a \cdot \frac{1}{n_1 \cdot n}$$

となる。

b. ワイヤロープ

風圧力による荷重及び設計飛来物による衝撃荷重については，「3.3　荷重及び荷重の組合せ」において算出した設計飛来物が衝突する場合のネットに作用する衝撃荷重の最大値F_aを考慮する。

竜巻防護ネットは，4本のワイヤロープをU字に設置し，さらにワイヤロープが接続用の治具のコーナーガイドにより拘束されない構造としている。ネットに発生する荷重のつり合いのイメージ図を図3－10に示す。

風圧力による荷重及び設計飛来物による衝撃荷重によりネットに作用する衝撃荷重の最大値F_aが集中荷重として作用するとしてモデル化すると，設計飛来物が衝突する場合のネットに発生する張力の合計である張力T’は，図3－10に示すネット及びワイヤロープに発生する力のつり合いより以下のとおり算出される。

ここで，動的応答倍率による係数1.52を考慮する。

$$T' = \frac{F_a}{2 \cdot \sin\theta_{max}} \cdot 1.52$$

ここで，θ_{max}は以下の式で求められる。

$$\theta_{max} = \tan^{-1}\frac{2 \cdot \delta_{max1}}{L_x}$$

図3－10より，ワイヤロープは，ネット展開方向2辺とネット展開直角方向1辺，または，ネット展開直角方向2辺とネット展開方向1辺を1本のワイヤロープでU字形に計2本設置し，このワイヤロープと対称に設置したワイヤロープとの合計4本でネットを支持することにより，展開方向及び展開直角方向ともにワイヤロープで支持されていることから張力が一

定となるため，ワイヤロープ1本が負担する張力はT’／4と設定する。

ワイヤロープ1本に発生する張力の最大値T_1’は，

$$T_1' = \frac{T'}{4} \qquad \cdots (3.12)$$

と算出される。

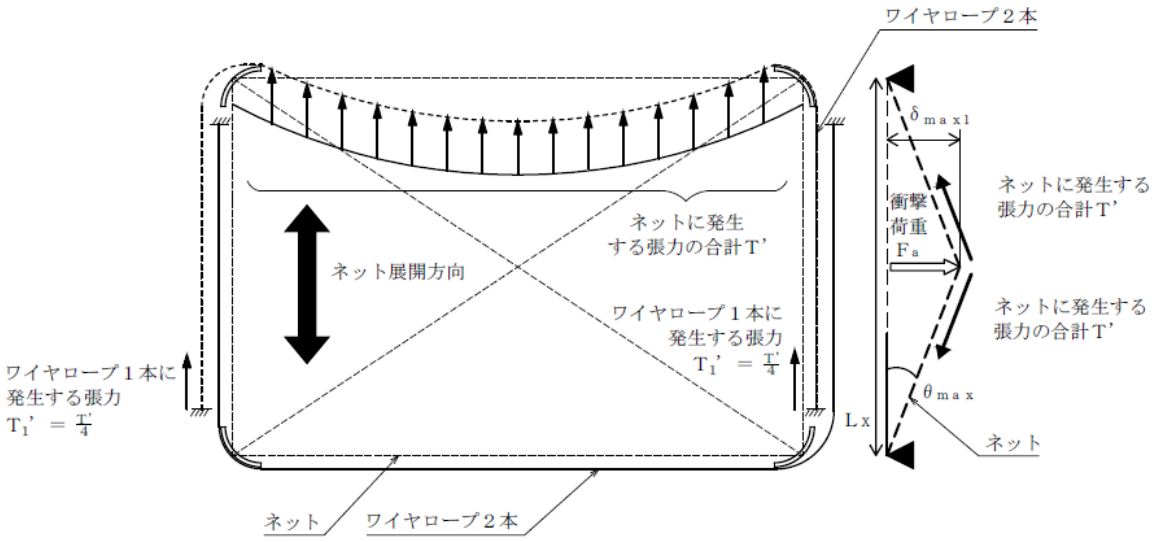


図3－10　ネット及びワイヤロープに発生する力のつり合い

（ネット平面図及び断面図）

c.　シャックル

(a)　ロープ接続用シャックル

ロープ接続用シャックルには，2本のワイヤロープが接続される。ロープ接続用シャックルは，ワイヤロープの引張荷重が作用する場合においても破断しないことを確認することから，引張荷重の最大値としてワイヤロープに発生する張力T_1’に2本分を乗じた作用荷重P_Rにより評価を実施する。

$$P_R = T_1' \cdot 2$$

(b)　ネット接続用シャックル

ネット接続用シャックルは，ネットを最大2層取り付ける場合においても破断しないことを確認することから，引張荷重の最大値としてネット1目合いの展開方向の破断荷重F_{1x}に2層分を乗じた作用荷重P_Nにより評価を実施する。

$$P_N = F_{1x} \cdot 2$$

(c)　シャックル接続目合い間隔の妥当性評価

シャックル接続目合い間隔の妥当性評価においては，最大衝撃荷重F_aが，ネット接

続用シャックルが接続するネット目合いの合計耐力B_tを下回ることを確認する。

d. 接続用の治具

(a) コーナーガイド

コーナーガイドにかかる応力は，2本のワイヤロープを考慮し評価する。

ここで，ワイヤロープはたわみによりコーナーガイドに対して，θ_1及びθ_2の水平投影たわみ角を有することから，コーナーガイドへ作用する荷重はこのたわみ角を考慮する。

ネットのたわみとワイヤロープのたわみ角の関係を図3－11に，ワイヤロープのたわみ図を図3－12に示す。

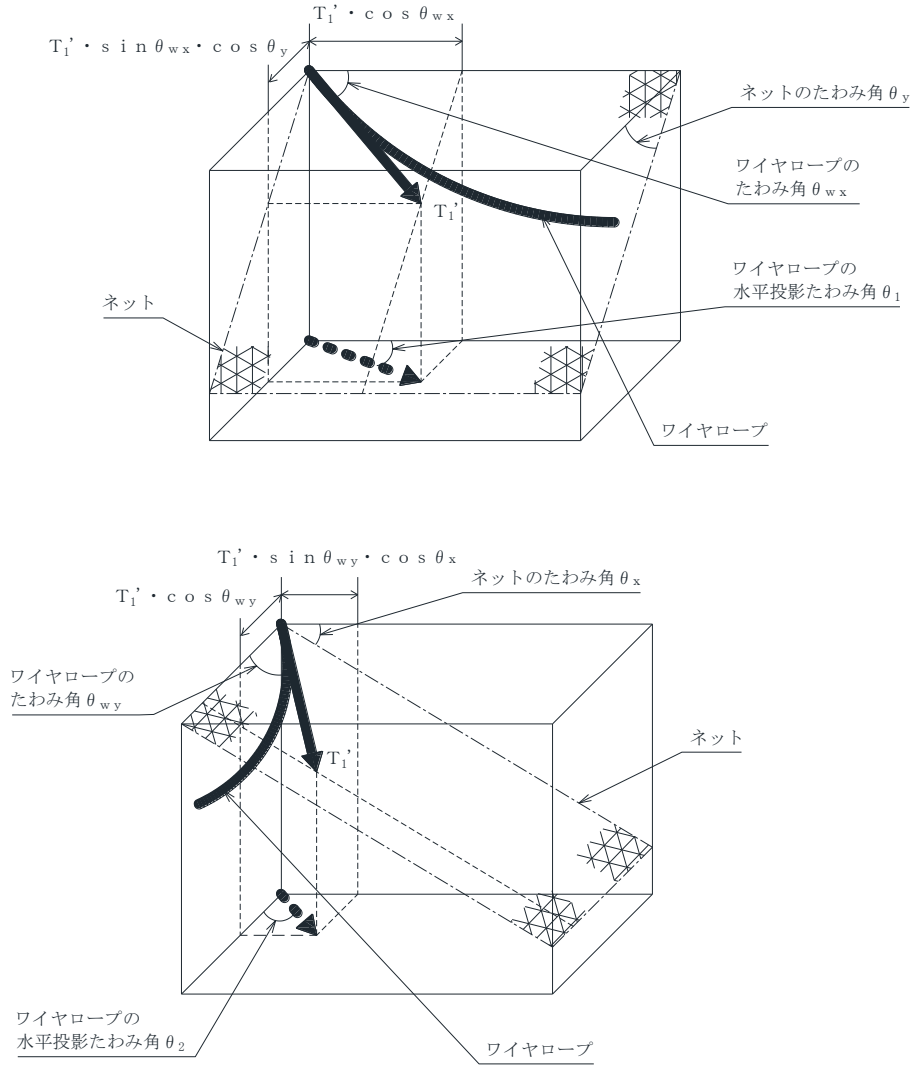


図3－11　ネットのたわみとワイヤロープのたわみ角の関係

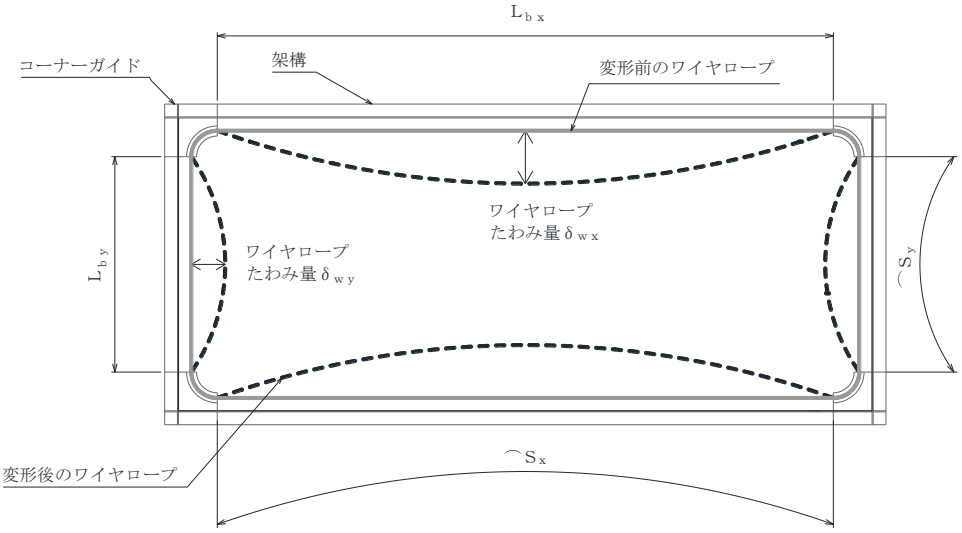


図3－12　ワイヤロープのたわみ図

図3－11及び図3－12より，架構長辺に平行なワイヤロープの水平投影たわみ角θ_1は，

$$\theta_1 = \tan^{-1}\left(\frac{T_1' \cdot \sin\theta_{wx} \cdot \cos\theta_y}{T_1' \cdot \cos\theta_{wx}}\right)$$

$$= \tan^{-1}\left(\tan\theta_{wx} \cdot \cos\theta_y\right)$$

より求まる。

ただし，θ_y，θ_{wx}は以下の式で求められる。

$$\theta_y = \tan^{-1}\left(\frac{2 \cdot \delta_{max1}}{L_{y2}}\right)$$

$$\theta_{wx} = \cos^{-1}\frac{1}{\sqrt{1+16 \cdot \left(\frac{\delta_{wx}}{L_{bx}}\right)^2}}$$

また，架構短辺方向に平行なワイヤロープの水平投影たわみ角θ_2は，

$$\theta_2 = \tan^{-1}\left(\frac{T_1' \cdot \sin\theta_{wy} \cdot \cos\theta_x}{T_1' \cdot \cos\theta_{wy}}\right)$$

$$= \tan^{-1}\left(\tan\theta_{wy} \cdot \cos\theta_x\right)$$

より求まる。

ただし，θ_x，θ_{wy}は以下の式で求められる。

$$\theta_x = \tan^{-1}\left(\frac{2 \cdot \delta_{max1}}{L_{x2}}\right)$$

$$\theta_{wy} = \cos^{-1}\frac{1}{\sqrt{1+16 \cdot \left(\frac{\delta_{wy}}{L_{by}}\right)^2}}$$

コーナーガイドの荷重状態を図3－13に示す。

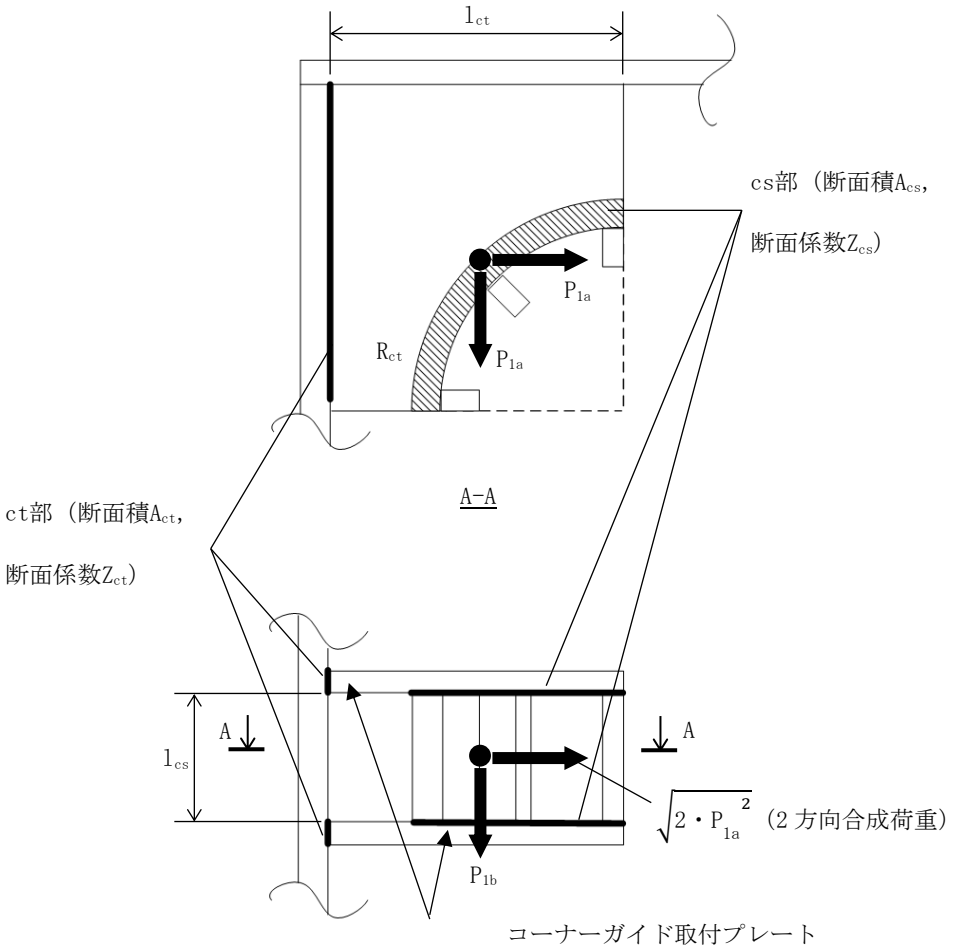


図3－13　コーナーガイドの荷重状態

コーナーガイドに作用する荷重（架構平面方向）P_{1a}は，

$$P_{1a}=Max\left(P_x, P_y\right)$$

$$P_x=2\cdot\left(T_1{}'\cdot\cos\theta_1+T_1{}'\cdot\sin\theta_2\right)$$

$$P_y=2\cdot\left(T_1{}'\cdot\sin\theta_1+T_1{}'\cdot\cos\theta_2\right)$$

コーナーガイドに作用する荷重（架構奥行方向）P_{1b}は，

$$P_{1b}=2\cdot\left(T_1{}'\cdot\sin\theta_{wx}\cdot\sin\theta_y\right)+2\cdot\left(T_1{}'\cdot\sin\theta_{wy}\cdot\sin\theta_x\right)$$

cs 部に対するせん断応力τ_{cs}は，

$$\tau_{cs}=\frac{\sqrt{2\cdot P_{1a}{}^2}}{2\cdot A_{cs}}$$

cs 部に対する曲げ応力σ_{csb}は，

$$\sigma_{csb}=\frac{\sqrt{2\cdot P_{1a}{}^2}\cdot l_{cs}}{8\cdot Z_{cs}}$$

cs 部に対する垂直応力とせん断応力の組合せ応力σ_{cs}は，

$$\sigma_{cs}=\sqrt{\sigma_{csb}{}^2+3\cdot\tau_{cs}{}^2}$$

で求まる。

ct 部に対する引張応力σ_{cta}は，

$$\sigma_{cta}=\frac{P_{1a}}{A_{ct}}$$

ct 部に対するせん断応力τ_{ct}は，

$$\tau_{ct}=\frac{\sqrt{P_{1a}{}^2+P_{1b}{}^2}}{A_{ct}}$$

ct 部に対する曲げ応力σ_{ctb}は，

$$\sigma_{ctb}=P_{1b}\cdot\frac{\left(l_{ct}-\frac{R_{ct}}{\sqrt{2}}\right)}{Z_{ct}}$$

ct 部に対する垂直応力とせん断応力の組合せ応力σ_{ct}は，

$$\sigma_{ct}=\sqrt{\left(\sigma_{cta}+\sigma_{ctb}\right)^2+3\cdot\tau_{ct}{}^2}$$

で求まる。

(b)　アイプレート

設計飛来物が竜巻防護ネットに衝突する場合にネット取付部への衝撃荷重T_1’は，ワイヤロープの引張荷重として作用し，アイプレートの溶接部には応力が発生する。ここで，アイプレートの溶接部である is 部及び it 部のうち，断面積が小さい it 部を評価対象部位とする。アイプレートの荷重状態を図3－14に示す。

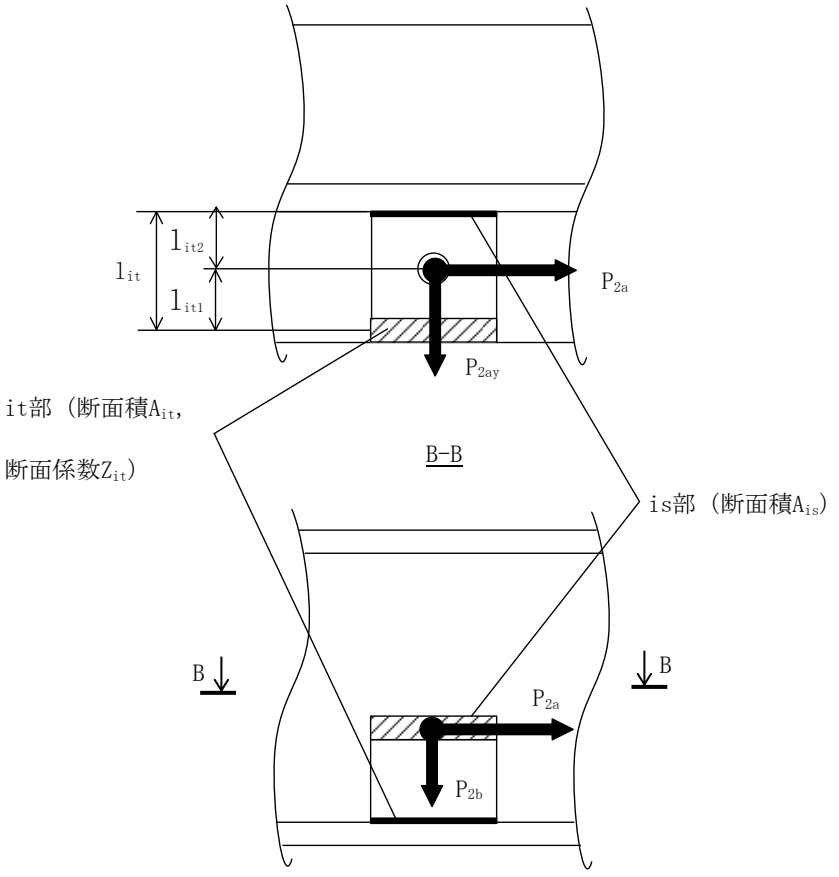


図3－14　アイプレートの荷重状態

アイプレートに作用する荷重(架構軸方向) P_{2a} は,

$$P_{2a}=2\cdot T_1'$$

アイプレートに作用する荷重(架構軸直角方向) P_{2ay} は,

$$P_{2ay}=2\cdot T_1'\cdot \sin\theta_1$$

アイプレートに作用する荷重(架構奥行方向) P_{2b} は，アイプレート設置位置によって決まり,

アイプレートが架構の縦部(垂直部)に設置される場合,

$$P_{2b}=2\cdot\left(T_1'\cdot \sin\theta_{wy}\cdot \sin\theta_x\right)$$

アイプレートが架構の横部(水平部)に設置される場合,

$$P_{2b}=2\cdot\left(T_1'\cdot \sin\theta_{wx}\cdot \sin\theta_y\right)$$

となる。

また，せん断応力 τ_{it} は,

$$\tau_{it}=\frac{P_{2a}}{A_{is}+A_{it}}$$

it 部に作用する曲げモーメント M_{it} は,

$$M_{it}=\frac{P_{2b}\cdot l_{it1}\cdot l_{it2}^{\,2}}{l_{it}^{\,2}}$$

曲げ応力 σ_{itb} は,

$$\sigma_{itb}=\frac{M_{it}}{Z_{it}}$$

it 部に作用する圧縮荷重 R_{it} は,

$$R_{it}=\frac{P_{2b}\cdot l_{it2}^{\,2}\cdot\left(3\cdot l_{it1}+l_{it2}\right)}{l_{it}^{\,3}}$$

圧縮応力 σ_{itc} は,

$$\sigma_{itc}=\frac{R_{it}}{A_{it}}$$

以上より，垂直応力とせん断応力の組合せ応力σ_{it}は，

$$\sigma_{it}=\sqrt{\left(\sigma_{itb}+\sigma_{itc}\right)^2+3\cdot\tau_{it}^{\ 2}}$$

圧縮応力と曲げ応力の組合せ評価は，

$$\frac{\sigma_{itc}}{1.5f_c^{\ *}}+\frac{\sigma_{itb}}{1.5f_b^{\ *}}\leqq 1$$

で求まる。

(3) たわみ評価

たわみ評価においては，ネットの最大たわみ量及びワイヤロープ張力に応じたワイヤロープのたわみ量を基に竜巻防護ネット全体のたわみ量を算出し，離隔距離未満であることを確認する。

たわみ評価の評価フローを図3－15に示す。

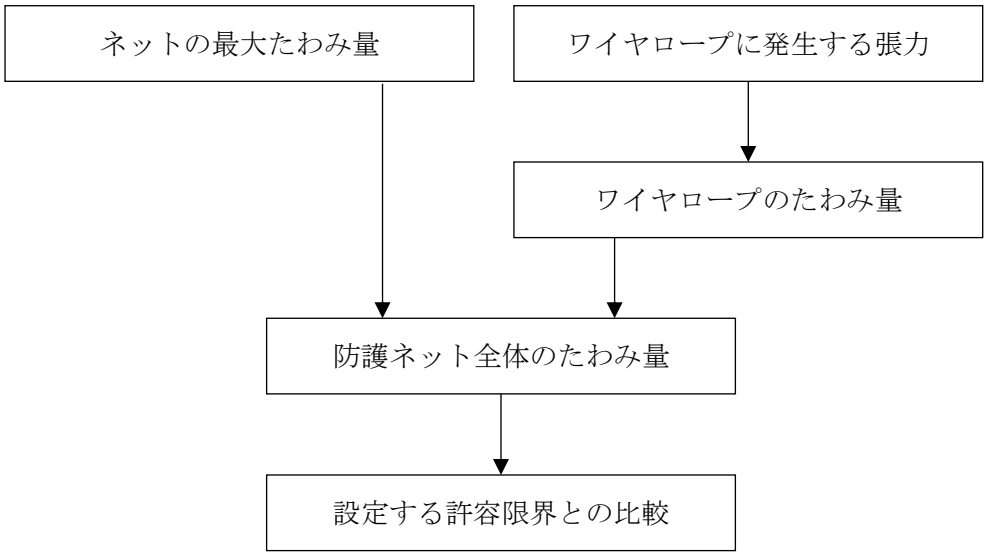


図3－15　たわみ評価の評価フロー

a. ネットのたわみ量の算出

ネットのたわみ量は，最大たわみ量δ_{max1}を用いる。

たわみ評価用のネット展開方向寸法L_{x2}及びネット展開直角方向寸法L_{y2}は，ネットタイプⅠ，Ⅱのうち，短辺側寸法が大きいネットタイプの寸法を用いる。

また，δ_{max1}は，たわみ評価用のネット展開方向寸法L_{x2}，展開直角方向寸法L_{y2}のうち小さい方の寸法となる，ネットたわみ量算出用のネット寸法L_nから算出する。

$$\delta_{max1}=\frac{L_n}{2}\cdot\tan\left(\theta_{max}\right)$$

b.　ワイヤロープのたわみ量を含めた防護ネット全体のたわみ量算出

ワイヤロープのたわみ量は,ネット張力によりワイヤロープが放物線状に変形するとし,算出したワイヤロープに発生する張力及びワイヤロープの引張試験結果(荷重－伸び曲線)から変形後のワイヤロープ長さを求めることで導出する。

また，ワイヤロープの初期張力は小さくワイヤロープのたわみ量の算出において有意ではないため計算上考慮しない。

式(3.12)に示す計算方法を用いて算出されるワイヤロープに発生する張力及びワイヤロープのひずみ量から，ワイヤロープの変形による伸び量δ’が算出される。

設計飛来物の衝突によりワイヤロープが図3－16のとおり放物線状に変形すると,変形後のワイヤロープ長さＳは放物線の弦長の式を用いて以下のとおり表される。

$$S=\frac{1}{2}\sqrt{L_b{}^2+16\delta_w{}^2}+\frac{L_b{}^2}{8\delta_w}\ln\left(\frac{4\delta_w+\sqrt{L_b{}^2+16\delta_w{}^2}}{L_b}\right)$$

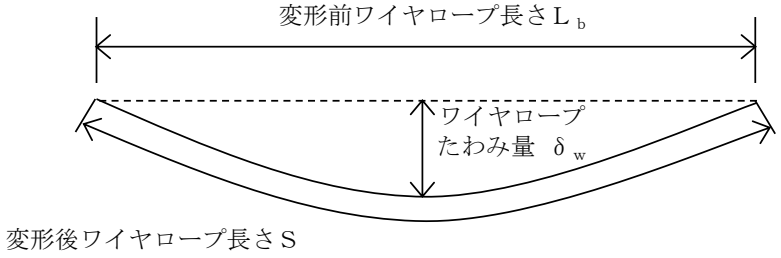


図3－16　ワイヤロープ変形図

ワイヤロープのたわみ量を含めた防護ネット全体のたわみ量δ_tの算出を行う。ネット及びワイヤロープ変形図を図3－17に示す。

架構長辺方向と平行に配置されているコーナーガイド間のワイヤロープの変形後の長さをS_x，架構短辺方向と平行に配置されているコーナーガイド間のワイヤロープの変形後の長さをS_yとすると，S_x及びS_yはそれぞれδ_{wx}，δ_{wy}の関数であり，ワイヤロープの伸び量δ’は，架構長辺方向2辺，架構短辺方向1辺にワイヤロープが配置される場合は,

$$\delta'=\left(S_x\left(\delta_{wx}\right)-L_{bx}\right)\cdot2+\left(S_y\left(\delta_{wy}\right)-L_{by}\right)$$

架構短辺方向2辺，架構長辺方向1辺にワイヤロープが配置される場合は,

$$\delta'=\left(S_x\left(\delta_{wx}\right)-L_{bx}\right)+\left(S_y\left(\delta_{wy}\right)-L_{by}\right)\cdot2$$

と表される。

また，ネット展開方向と平行な断面から見たたわみ量と，ネット展開方向と直交する断面から見たたわみ量は等しいことから，ワイヤロープのたわみ量を含めた防護ネット全体のたわみ量δ_tは，

$$\delta_t = \sqrt{\left(\delta_{wy} + \frac{L_{x2}}{2 \cdot \cos\theta_x}\right)^2 - \left(\frac{L_{x2}}{2}\right)^2}$$

$$= \sqrt{\left(\delta_{wx} + \frac{L_{y2}}{2 \cdot \cos\theta_y}\right)^2 - \left(\frac{L_{y2}}{2}\right)^2}$$

と表される。

ここで，θ_x及びθ_yは，最大たわみ量δ_{max1}より，以下の式で求められる。

$$\theta_x = \tan^{-1}\left(\frac{2 \cdot \delta_{max1}}{L_{x2}}\right)$$

$$\theta_y = \tan^{-1}\left(\frac{2 \cdot \delta_{max1}}{L_{y2}}\right)$$

したがって，ワイヤロープのたわみ量δ_{wx}及びδ_{wy}を導出することができ，同時にワイヤロープのたわみ量を含めた防護ネット全体のたわみ量δ_tが算出される。

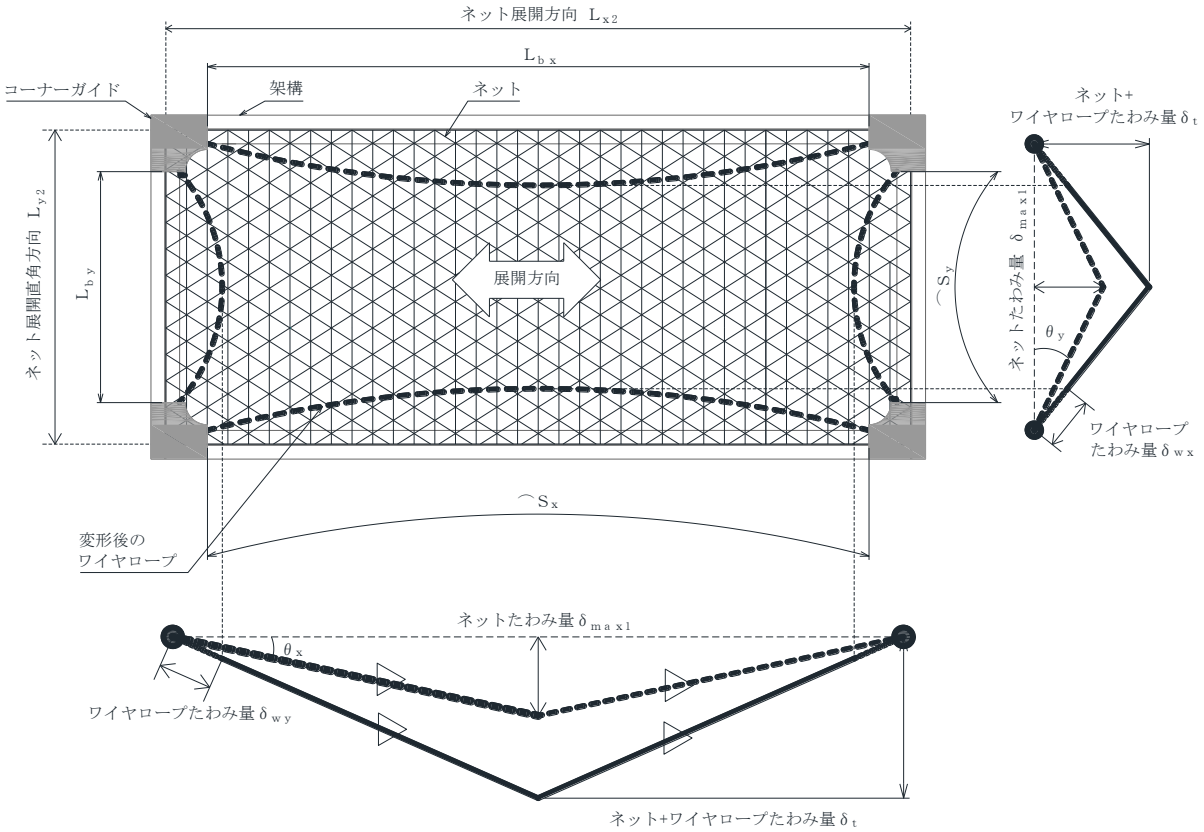


図3－17　ネット及びワイヤロープ変形図

4. 評価条件

4.1 荷重条件

風圧力による荷重の算定条件を表4－1に，設計飛来物による衝撃荷重の算定条件を表4－2に示す。

評価においては，考慮する設計飛来物として，運動エネルギが最大となる鋼製足場板を設定し，鋼製足場板の衝撃荷重を考慮する。

表4－1 風圧力による荷重の算定条件

C (—)	G (—)	ρ (kg/m^3)	V_D (m/s)
1.7	1.0	1.226	92

表4－2 設計飛来物による衝撃荷重の算定条件

設計飛来物	寸法 長さ×幅×奥行き(m)	m (kg)	v_1 (m/s)
			水平方向
鋼製足場板	4×0.25×0.04	14	55

4.2　竜巻防護ネット仕様

(1)　ネット仕様

ネット仕様を表4－3に示す。

表4－3　ネット仕様

項目	記号	仕様	備考
ネット材料	－	硬鋼線材	－
ネット1目合いの 展開方向の破断変位	a_s	16.9mm	ネットの引張試験結果による
ネット1目合いの 展開方向の対角寸法	a_x	130mm	メーカの 標準的な値
ネット1目合いの 展開直角方向の対角寸法	a_y	83mm	
ネット素線の直径	d’	4mm	メーカの 標準的な値
ネット1目合いの 展開方向の破断荷重	F_{1x}	21.1kN	ネットの引張試験結果による
ネット1目合いの 展開直角方向の破断荷重	F_{1y}	17.7kN	
ネット1目合いの 展開方向の等価剛性	K	1249.870kN/m	計算値
衝突箇所近傍の ネットの1層あたりの 目合い数	n_1	6個	－
ネットの素線の引張強度	σ’	1770N/mm^2	メーカの 標準的な値
破断時たわみ角	θ_{max}	27.7°	計算値
ネットの単位面積あたりの 質量	m_N	4.7kg/m^2	メーカの 標準的な値
ネットの充実率	ϕ	0.4（2層） 0.7（3層，4層）	計算値*

注記＊：1m^{2}あたりの平均充実率 $\phi = \frac{(1\text{m}^2\text{あたりの素線面積} - 1\text{m}^2\text{あたりの素線重複面積})}{\text{単位面積}}$

(2)　竜巻防護ネットの構成

竜巻防護ネットの構成を表4－4に示す。

表4－4　竜巻防護ネットの構成

竜巻防護ネット		ネットサイズ (m)						ネット設置層数
開口部管理番号	管理 No.	ネットタイプⅠ			ネットタイプⅡ			n
		$L_{xⅠ}$	×	$L_{yⅠ}$	$L_{xⅡ}$	×	$L_{yⅡ}$	
K7-R-01	13	2.340	×	8.715	8.710	×	2.324	3層
K7-R-02	14	2.340	×	8.715	8.710	×	2.324	3層
K7-R-03	15	2.340	×	8.715	8.710	×	2.324	3層
K7-R-04	16	2.730	×	4.814	4.810	×	2.656	2層
K7-R-05	17	2.730	×	4.980	4.940	×	2.656	2層
K7-R-07	19	2.730	×	5.478	5.460	×	2.656	2層
K7-R-08	20	2.730	×	4.316	4.290	×	2.656	2層
K7-R-11	23	2.730	×	4.980	4.940	×	2.656	2層
K7-R-12	24	2.730	×	4.814	4.810	×	2.656	2層
ブローアウトパネル	81	4.550	×	4.648	4.680	×	4.482	2層
ブローアウトパネル	82	4.550	×	4.648	4.680	×	4.482	2層
ブローアウトパネル	83	4.550	×	4.648	4.680	×	4.482	2層
ブローアウトパネル	84	4.550	×	4.648	4.680	×	4.482	2層

(3)　ワイヤロープ

ワイヤロープの仕様を表4－5に示す。

表4－5　ワイヤロープの仕様

評価対象部位	仕様	径	破断荷重 F_3 (kN)	ワイヤグリップの効率 C_c	許容限界 (kN)
ワイヤロープ	6×19S+IWRC	φ16	161*1	0.8*2	128.8

注記＊1 ：ＥＮ　１２３８５－４の破断荷重

＊2 ：日本道路協会「小規模吊橋指針・同解説」

(4)　シャックル

シャックルの仕様を表4－6に示す。

表4－6　シャックルの仕様

評価対象項目	仕様	安全稼働荷重 (kN)	破断荷重 F_4, F_5, F_6 (kN)
シャックル	バウ型シャックル 7/8”	63.7	382.2
	バウ型シャックル 5/8”	32.3	193.8
	長シャックル 呼び19，Ｌ200	39.2	196.0

(5)　接続用の治具

a.　コーナーガイド

コーナーガイドの評価条件を表4－7に示す。

表4－7　コーナーガイドの評価条件

竜巻防護ネット		材質	記号	入力値
開口部 管理番号	管理 Ｎｏ．			
K7-R-01	13	SS400	A_{cs} (mm^2)	8541
K7-R-02	14		A_{ct} (mm^2)	6960
K7-R-03	15		l_{cs} (mm)	76
K7-R-04	16		l_{ct} (mm)	290
K7-R-05	17		R_{ct} (mm)	230
K7-R-07	19		Z_{cs} (mm^3)	68490
K7-R-08	20		Z_{ct} (mm^3)	204200
K7-R-11	23			
K7-R-12	24			
ブローアウトパネル	81 82 83 84	SUS304	A_{cs} (mm^2)	8541
			A_{ct} (mm^2)	9280
			l_{cs} (mm)	200
			l_{ct} (mm)	290
			R_{ct} (mm)	230
			Z_{cs} (mm^3)	68490
			Z_{ct} (mm^3)	668200

b. アイプレート

アイプレートの評価条件を表4－8に示す。

表4－8　アイプレートの評価条件

竜巻防護ネット		材質	記号	入力値
開口部 管理番号	管理 Ｎｏ．			
K7-R-01 K7-R-02 K7-R-03 K7-R-04 K7-R-05 K7-R-07 K7-R-08 K7-R-11 K7-R-12	13 14 15 16 17 19 20 23 24	SS400	A_{is}(mm^2)	2800
			A_{it}(mm^2)	1200
			l_{it}(mm)	90
			l_{it1}(mm)	40
			l_{it2}(mm)	50
			Z_{it}(mm^3)	2400
ブローアウトパネル	81 82 83 84	SUS304	A_{is}(mm^2)	2800
			A_{it}(mm^2)	2500
			l_{it}(mm)	137.5
			l_{it1}(mm)	87.5
			l_{it2}(mm)	50
			Z_{it}(mm^3)	10420

5. 強度評価結果

5.1 ネットに作用する外力エネルギ評価

ネットに作用する外力エネルギ評価結果を表5－1に示す。

すべての竜巻防護ネットにおいて，ネットに作用する全エネルギ（E_t）は，ネットの限界吸収エネルギ（E_{max}）を下回っている。

表5－1 ネットに作用する外力エネルギ評価結果

竜巻防護ネット		E_t (kJ)	E_{max} (kJ)
開口部 管理番号	管理 No.		
K7-R-01	13	29.1	49.6
K7-R-02	14	29.1	49.6
K7-R-03	15	29.1	49.6
K7-R-04	16	23.9	42.8
K7-R-05	17	24.0	42.8
K7-R-07	19	24.4	42.8
K7-R-08	20	23.5	42.8
K7-R-11	23	24.0	42.8
K7-R-12	24	23.9	42.8
ブローアウトパネル	81	28.2	128.0
ブローアウトパネル	82	28.2	128.0
ブローアウトパネル	83	28.2	128.0
ブローアウトパネル	84	28.2	128.0

5.2　破断評価

(1)　ネット

ネットの破断評価結果を表5－2に示す。衝撃荷重（F_2）は，ネットの許容荷重（F_{1x}）を下回っている。

表5－2　ネットの破断評価結果

竜巻防護ネット		F_2 (kN)	F_{1x} (kN)
開口部 管理番号	管理 Ｎｏ.		
K7-R-01	13	10.4	21.0
K7-R-02	14	10.4	21.0
K7-R-03	15	10.4	21.0
K7-R-04	16	11.2	21.0
K7-R-05	17	11.3	21.0
K7-R-07	19	11.5	21.0
K7-R-08	20	11.1	21.0
K7-R-11	23	11.3	21.0
K7-R-12	24	11.2	21.0
ブローアウトパネル	81	7.9	21.0
ブローアウトパネル	82	7.9	21.0
ブローアウトパネル	83	7.9	21.0
ブローアウトパネル	84	7.9	21.0

(2)　ワイヤロープ

ワイヤロープの破断評価結果を表5－3に示す。

ワイヤロープが負担する荷重（T_1’）は，ワイヤロープの許容荷重（$C_c \cdot F_3$）を下回っている。

表5－3　ワイヤロープの破断評価結果

竜巻防護ネット		T_1’ (kN)	$C_c \cdot F_3$ (kN)
開口部 管理番号	管理 Ｎｏ.		
K7-R-01	13	76.4	128.8
K7-R-02	14	76.4	128.8
K7-R-03	15	76.4	128.8
K7-R-04	16	54.9	128.8
K7-R-05	17	55.1	128.8
K7-R-07	19	56.0	128.8
K7-R-08	20	54.0	128.8
K7-R-11	23	55.1	128.8
K7-R-12	24	54.9	128.8
ブローアウトパネル	81	38.4	128.8
ブローアウトパネル	82	38.4	128.8
ブローアウトパネル	83	38.4	128.8
ブローアウトパネル	84	38.4	128.8

(3)　シャックル

a.　ロープ接続用シャックル

ロープ接続用シャックルの破断評価結果を表5－4に示す。

ロープ接続用シャックル1箇所あたりの作用荷重（P_R）は，ロープ接続用シャックルの破断荷重（F_4）を下回っている。

表5－4　ロープ接続用シャックルの破断評価結果

竜巻防護ネット		P_R (kN)	F_4 (kN)
開口部 管理番号	管理 Ｎｏ．		
K7-R-01	13	152.8*	382.2
K7-R-02	14		
K7-R-03	15		
K7-R-04	16		
K7-R-05	17		
K7-R-07	19		
K7-R-08	20		
K7-R-11	23		
K7-R-12	24		
ブローアウトパネル	81		
ブローアウトパネル	82		
ブローアウトパネル	83		
ブローアウトパネル	84		

注記＊：ワイヤロープ張力が最大であるT_1’（表5－3参照）の値に基づき算出。

b.　ネット接続用シャックル

ネット接続用シャックル（バウ型シャックル）の破断評価結果を表5－5に示す。

ネット接続用シャックル1箇所あたりの作用荷重（P_N）は，ネット接続用シャックル（バウ型シャックル）の破断荷重（F_5）を下回っている。

表5－5　ネット接続用シャックル（バウ型シャックル）の破断評価結果

竜巻防護ネット		P_N (kN)	F_5 (kN)
開口部 管理番号	管理 Ｎｏ.		
K7-R-01	13	42.2	193.8
K7-R-02	14		
K7-R-03	15		
K7-R-04	16		
K7-R-05	17		
K7-R-07	19		
K7-R-08	20		
K7-R-11	23		
K7-R-12	24		

また，ネット接続用シャックル（長シャックル）の破断評価結果を表5－6に示す。

ネット接続用シャックル1箇所あたりの作用荷重（P_N）は，ネット接続用シャックル（長シャックル）の破断荷重（F_6）を下回っている。

表5－6　ネット接続用シャックル（長シャックル）の破断評価結果

竜巻防護ネット		P_N (kN)	F_6 (kN)
開口部 管理番号	管理 Ｎｏ.		
ブローアウトパネル	81	42.2	196.0
ブローアウトパネル	82		
ブローアウトパネル	83		
ブローアウトパネル	84		

c. シャックル接続目合い間隔

シャックル接続目合い間隔の妥当性評価結果を表5－7に示す。

最大衝撃荷重（F_a）は，シャックル接続目合いの合計耐力（B_t）を下回っている。

表5－7　シャックル接続目合い間隔の妥当性評価結果

竜巻防護ネット		F_a (kN)	B_t (kN)
開口部 管理番号	管理 Ｎｏ.		
K7-R-01	13	187.1	1013.7
K7-R-02	14	187.1	1013.7
K7-R-03	15	187.1	1013.7
K7-R-04	16	134.2	1168.6
K7-R-05	17	134.8	1168.6
K7-R-07	19	137.1	1168.6
K7-R-08	20	132.2	1168.6
K7-R-11	23	134.8	1168.6
K7-R-12	24	134.2	1168.6
ブローアウトパネル	81	94.0	1872.5
ブローアウトパネル	82	94.0	1872.5
ブローアウトパネル	83	94.0	1872.5
ブローアウトパネル	84	94.0	1872.5

(4) 接続用の治具

a. コーナーガイド溶接部

コーナーガイド溶接部の破断評価結果のうち，組合せ応力の裕度が最も低いコーナーガイド溶接部の結果を表5－8に示す。

ワイヤロープが負担する荷重(T_1')による発生応力は，コーナーガイド溶接部の許容限界を下回っている。

表5－8 接続用の治具（コーナーガイド溶接部）の破断評価結果

評価対象				発生応力 (MPa)		許容限界 (MPa)
開口部管理番号	管理Ｎｏ.	材質	部位			
K7-R-01	13	SS400	cs 部	せん断	17	161
				曲げ	39	280
				組合せ（垂直＋せん断）	48	280
			ct 部	引張	29	280
				せん断	29	161
				曲げ	17	280
				組合せ（垂直＋せん断）	67	280
ブローアウトパネル	81	SUS304	cs 部	せん断	8	142
				曲げ	45	246
				組合せ（垂直＋せん断）	47	246
			ct 部	引張	10	246
				せん断	10	142
				曲げ	3	246
				組合せ（垂直＋せん断）	21	246

b.　アイプレート溶接部

アイプレート溶接部の破断評価結果のうち，組合せ応力の裕度が最も低いアイプレート溶接部の結果を表5－9に示す。

ワイヤロープが負担する荷重(T_1')による発生応力は，アイプレート溶接部の許容限界を下回っている。

表5－9　接続用の治具（アイプレート溶接部）の破断評価結果

評価対象				発生応力 (MPa)		許容限界 (MPa)	備考
開口部管理番号	管理Ｎｏ.	材質	部位				
K7-R-04	16	SS400	it 部	圧縮	6	277	
				せん断	28	161	
				曲げ	57	280	
				組合せ (垂直＋せん断)	79	280	
				組合せ (圧縮＋曲げ)	0.23	1	単位なし
ブローアウトパネル	81	SUS304	it 部	圧縮	1	241	
				せん断	15	142	
				曲げ	7	246	
				組合せ (垂直＋せん断)	27	246	
				組合せ (圧縮＋曲げ)	0.03	1	単位なし

5.3　たわみ評価

竜巻防護ネットのたわみ評価結果を表5－10に示す。

竜巻防護ネット全体のたわみ量（δ_t）は，竜巻防護ネットと外部事象防護対象施設の最小離隔距離（L_{min}）を下回っている。

表5－10　たわみ評価結果

竜巻防護ネット		最大たわみ量 δ_t (m)	最小離隔距離 L_{min} (m)
開口部 管理番号	管理 Ｎｏ．		
K7-R-01	13	1.326	1.749
K7-R-02	14	1.326	1.760
K7-R-03	15	1.326	1.756
K7-R-04	16	1.056	1.184
K7-R-05	17	1.092	1.184
K7-R-07	19	1.131	1.219
K7-R-08	20	1.023	1.247
K7-R-11	23	1.092	1.184
K7-R-12	24	1.056	1.184
ブローアウトパネル	81	1.531	31.746
ブローアウトパネル	82	1.531	12.410
ブローアウトパネル	83	1.531	12.410
ブローアウトパネル	84	1.531	12.410

Ⅴ-3-別添 1-4-2　竜巻防護鋼製フードの強度計算書

目　　次

1.　概要 …… 1
2.　基本方針 …… 2
2.1　位置 …… 2
2.2　構造概要 …… 4
2.3　評価方針 …… 5
2.4　適用規格 …… 7
3.　強度評価方法 …… 8
3.1　記号の定義 …… 8
3.2　評価対象部位 …… 9
3.3　荷重及び荷重の組合せ …… 11
3.4　許容限界 …… 13
3.5　評価方法 …… 15
4.　評価条件 …… 21
4.1　貫通評価 …… 21
4.2　変形評価 …… 22
5.　強度評価結果 …… 23
5.1　貫通評価 …… 23
5.2　変形評価 …… 24

1. 概要

本資料は，Ⅴ-3-別添 1-2「防護対策施設の強度計算の方針」のとおり，防護対策施設のうち，竜巻防護鋼製フードが，設計竜巻による設計飛来物の衝突に対し，竜巻時及び竜巻通過後においても，外部事象防護対象施設に設計飛来物を衝突させず，また，機械的な波及的影響を与えず，外部事象防護対策施設の安全機能を考慮して，竜巻防護鋼製フードを構成する防護鋼板及び架構が構造健全性を有することを確認するものである。

2.　基本方針

Ⅴ-3-別添 1-2「防護対策施設の強度計算の方針」を踏まえ，竜巻防護鋼製フードの「2.1　位置」，「2.2　構造概要」，「2.3　評価方針」及び「2.4　適用規格」を示す。

2.1　位置

竜巻防護鋼製フードは，原子炉建屋の開口部に設置する。

竜巻防護鋼製フードの設置位置を図 2－1 に示す。

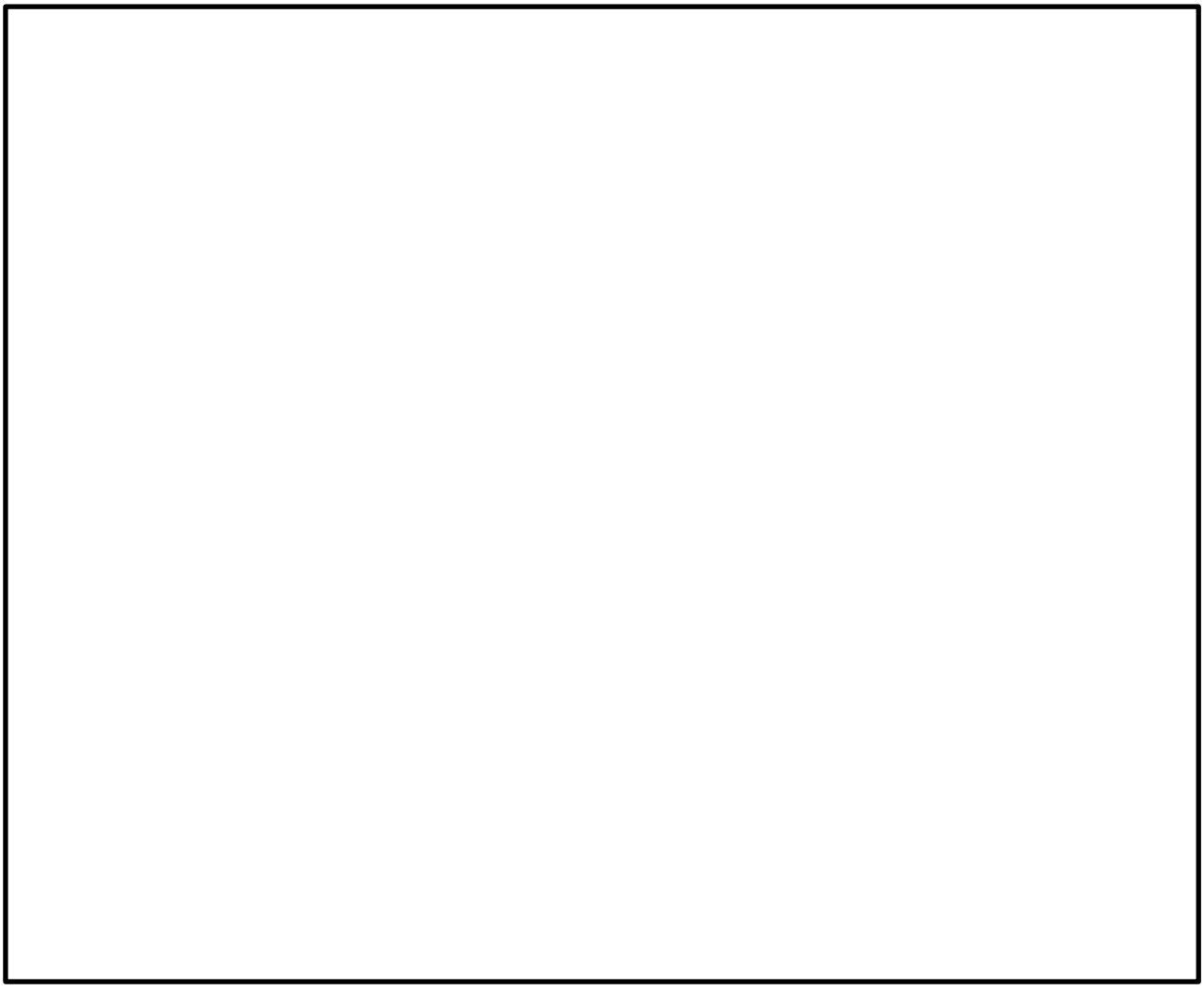


図 2－1（1/2）　竜巻防護鋼製フードの位置図

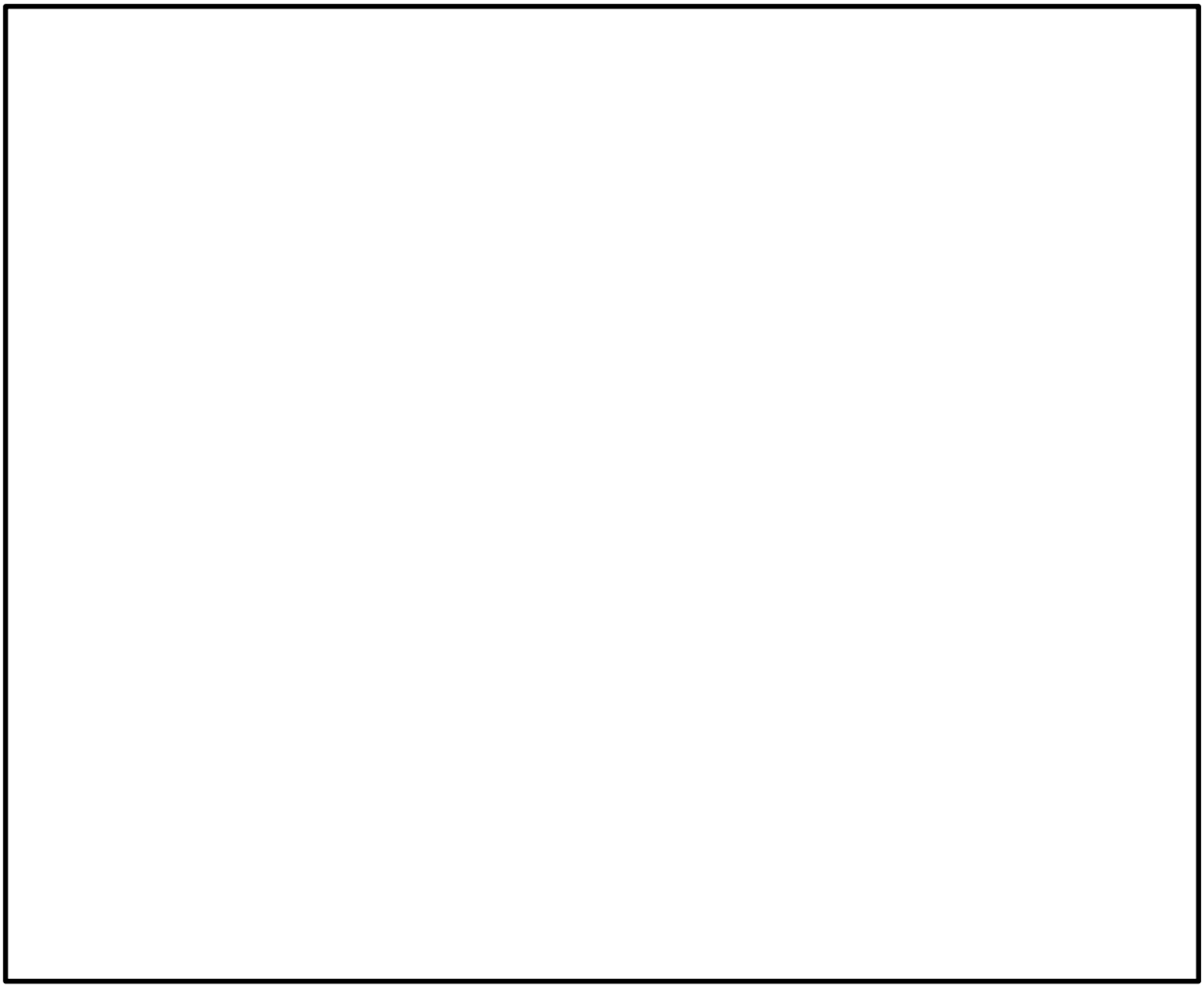


図 2－1（2/2）　竜巻防護鋼製フードの位置図

2.2　構造概要

竜巻防護鋼製フードの構造は，Ⅴ-3-別添 1-2「防護対策施設の強度計算の方針」の「3.2　竜巻防護鋼製フードの構造設計」に示す構造設計を踏まえ，設定する。

竜巻防護鋼製フードは，鋼板等で構成する鋼製構造物である。

竜巻防護鋼製フードの構造図を図 2－2 に示す。

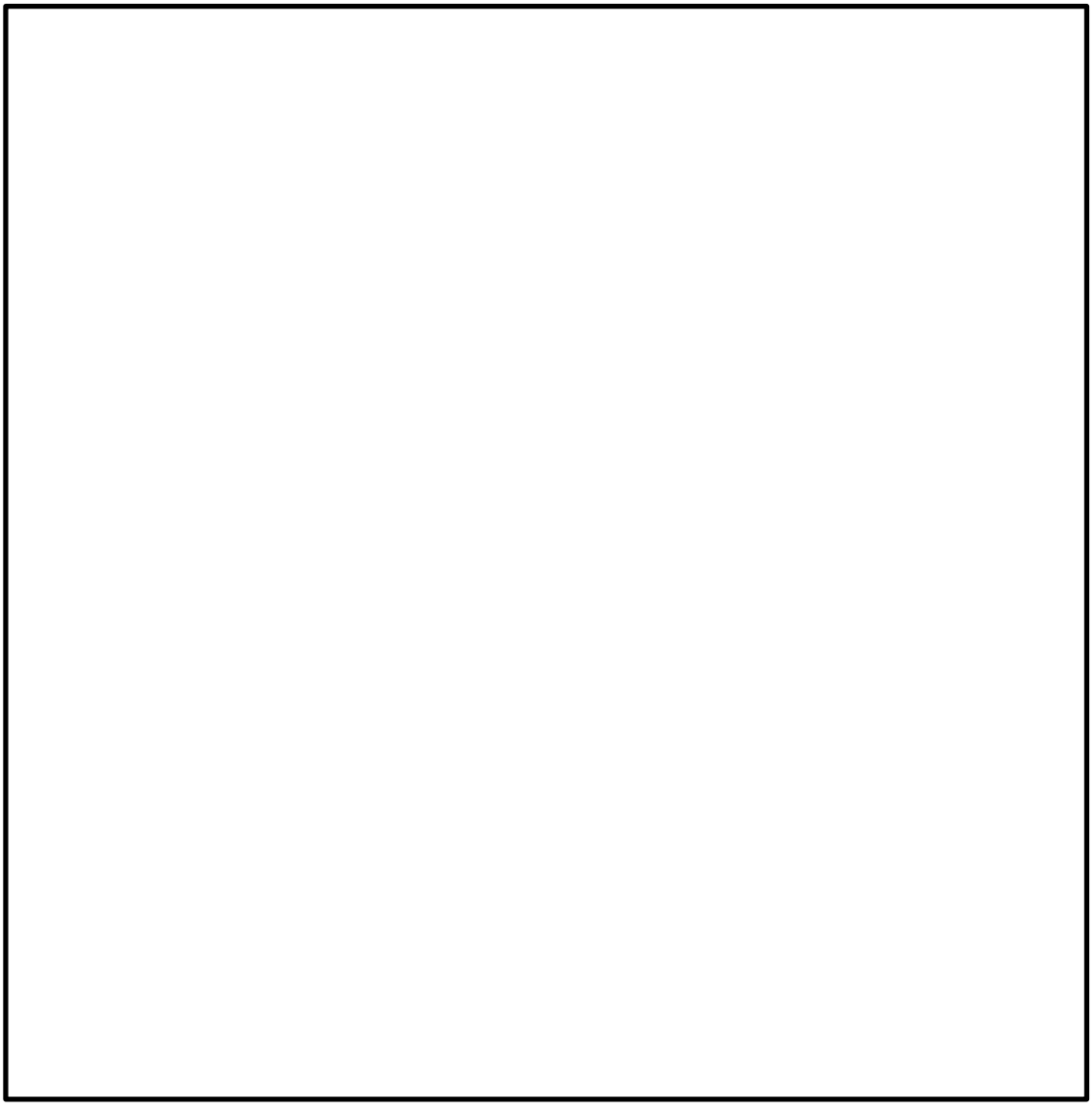


図 2－2　竜巻防護鋼製フード(No. 18, 21, 22, 75) の構造図

2.3　評価方針

竜巻防護鋼製フードの強度評価は，V-3-別添 1-2「防護対策施設の強度計算の方針」の「2.3 荷重及び荷重の組合せ」及び「5.2　竜巻防護鋼製フードの許容限界」にて設定している荷重及び荷重の組合せ並びに許容限界を踏まえ，竜巻防護鋼製フードの評価対象部位に作用する変形等が，許容限界に収まることを「3.　強度評価方法」に示す方法により，「4.　評価条件」に示す評価条件を用いて計算し，「5.　強度評価結果」にて確認する。

竜巻防護鋼製フードの評価フローを図 2－3 に示す。

竜巻防護鋼製フードの強度評価においては，その構造を踏まえ，設計竜巻荷重とこれに組み合わせる荷重（以下「設計荷重」という。）の作用方向及び伝達過程を考慮し，評価対象部位を設定する。

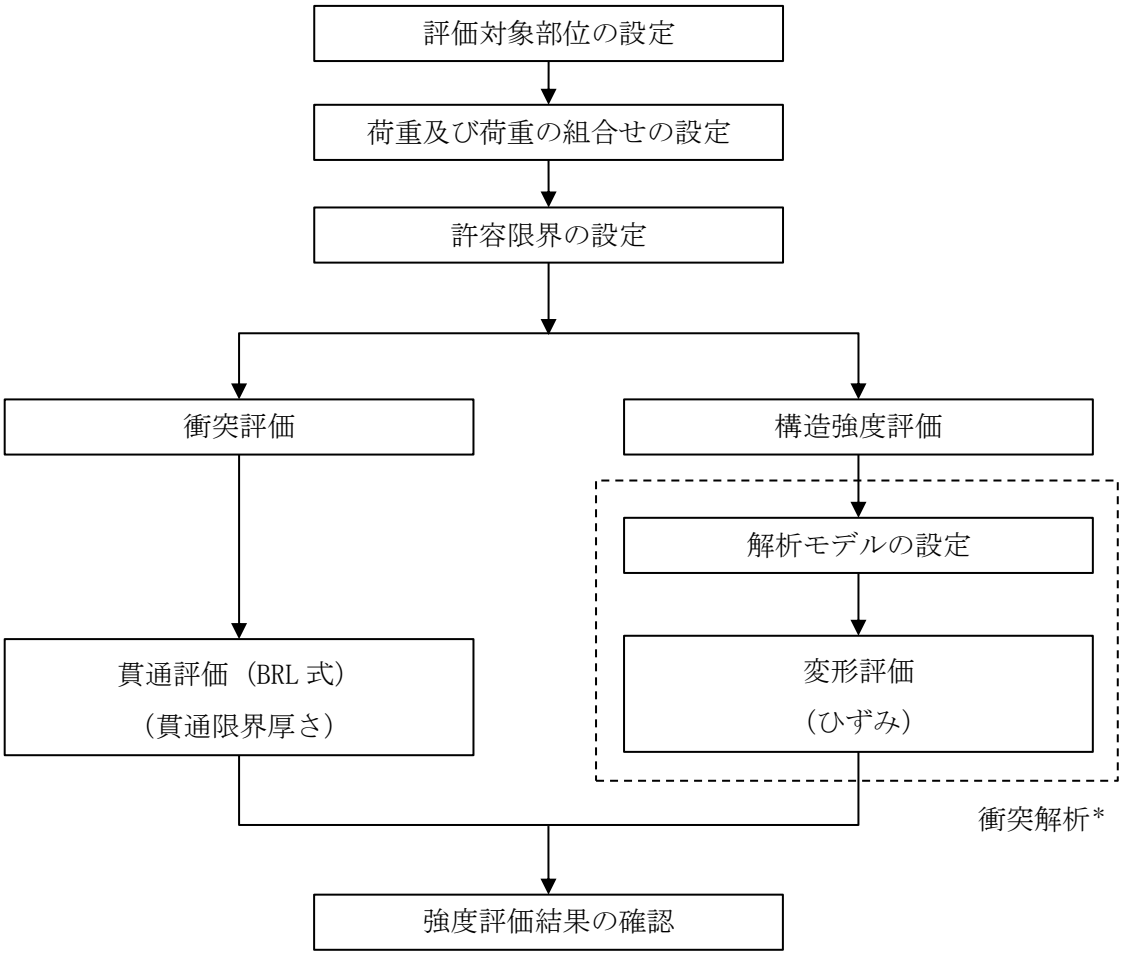
具体的には，設計飛来物が外部事象防護対象施設に衝突する直接的な影響の評価として，防護対策施設を構成する部材に対する衝突評価，及び，防護対策施設自体が外部事象防護対象施設に衝突・接触する波及的な影響の評価として，防護対策施設を構成する部位の転倒及び脱落に対する構造強度評価を行う。

(1)　衝突評価

設計荷重に対し，設計飛来物が施設を構成する部材を貫通しない設計とするために，防護鋼板が設計飛来物の貫通を生じない最小厚さ以上であることを計算により確認する。衝突評価には，V-3-別添 1-2「防護対策施設の強度計算の方針」の「6.2　竜巻防護鋼製フードの強度評価」に示す評価式を用いる。（以下「貫通評価」という。）

(2)　構造強度評価

設計荷重に対し，施設を構成する部材自体の転倒及び脱落を生じない設計とするために，防護鋼板及び架構に終局状態に至るようなひずみが生じないことを確認する。（以下「変形評価」という。）



注記＊：衝突解析については，解析コード「ＬＳ－ＤＹＮＡ」を用いて 3 次元 FEM モデルによりモデル化し，防護鋼板及び架構について評価を実施する。

図 2－3　竜巻防護鋼製フードの評価フロー

2.4　適用規格

適用する規格，基準等を以下に示す。

・建築基準法及び同施行令

・「発電用原子力設備規格　設計・建設規格　ＪＳＭＥ　Ｓ　ＮＣ１-2005/2007」（日本機械学会）

・ISE7607-3「軽水炉構造機器の衝撃荷重に関する調査　その 3　ミサイルの衝突による構造壁の損傷に関する評価式の比較検討」（昭和 51 年 10 月高温構造安全技術研究組合）

・タービンミサイル評価について（昭和 52 年 7 月 20 日原子炉安全専門審査会）

・U.S. NUCLEAR REGULATORY COMMISSION: REGULATORY GUIDE 1.76, DESIGN-BASIS TORNADO AND TORNADO MISSILES FOR NUCLEAR POWER PLANTS, Revision1, March 2007

・Methodology for Performing Aircraft Impact Assessments for New Plant Designs (Nuclear Energy Institute 2011 Rev8 (NEI 07-13))

・「建築物荷重指針･同解説」（日本建築学会，2004 改定）

・「鋼構造設計規準－許容応力度設計法－」（日本建築学会，2005 改定）

・日本工業規格（ＪＩＳ）

3.　強度評価方法

3.1　記号の定義

強度評価に用いる記号を表 3－1 に示す。

表 3－1　強度評価に用いる記号

記　号	単　位	定　義
A	m^2	竜巻防護鋼製フードの受圧面積
C	―	風力係数
d	m	設計飛来物が衝突する衝突断面の等価直径
F_d	N	常時作用する荷重
G	―	ガスト影響係数
K	―	鋼板の材質に関する係数
M	kg	設計飛来物の質量
q	Pa	設計用速度圧
T	m	貫通限界厚さ
V	m/s	設計飛来物の飛来速度
V_D	m/s	設計竜巻の最大風速
W_M	N	設計飛来物による衝撃荷重
W_W	N	設計竜巻の風圧力による荷重
ρ	kg/m^3	空気密度

3.2　評価対象部位

竜巻防護鋼製フードの評価対象部位は，Ⅴ-3-別添 1-2「防護対策施設の強度計算の方針」の「5.2　竜巻防護鋼製フードの許容限界」に示す評価対象部位を踏まえ，設定する。

(1)　貫通評価

設計荷重に対し，設計飛来物が施設を構成する部材を貫通しない設計とするために，防護鋼板が設計飛来物の貫通を生じない最小厚さ以上であることを計算により確認する。

施設を構成する部材が設計飛来物を貫通させないことの確認においては，外殻を構成する防護鋼板を評価対象部位として設定する。

(2)　変形評価

設計荷重に対し，施設を構成する部材自体が，転倒及び脱落により外部事象防護対象施設へ接触等の影響を与えない設計とするために，防護鋼板及び架構に終局状態に至るようなひずみが生じないことを解析により確認する。

設計飛来物の衝突を考慮する場合，被衝突物の支持間隔が長く，厚さが薄いほどたわみ量が大きくなる傾向にある。したがって，変形評価としては，評価対象となる防護鋼板の支持間隔が長く，厚さが薄い箇所を選定する。なお，防護鋼板の設計においては，厚さを一律[redacted]とすることから，支持間隔が最長となる箇所が代表となる。衝突位置については，たわみ量が大きくなるよう部材の中央とする。

評価対象部位を図 3－1 に示す。

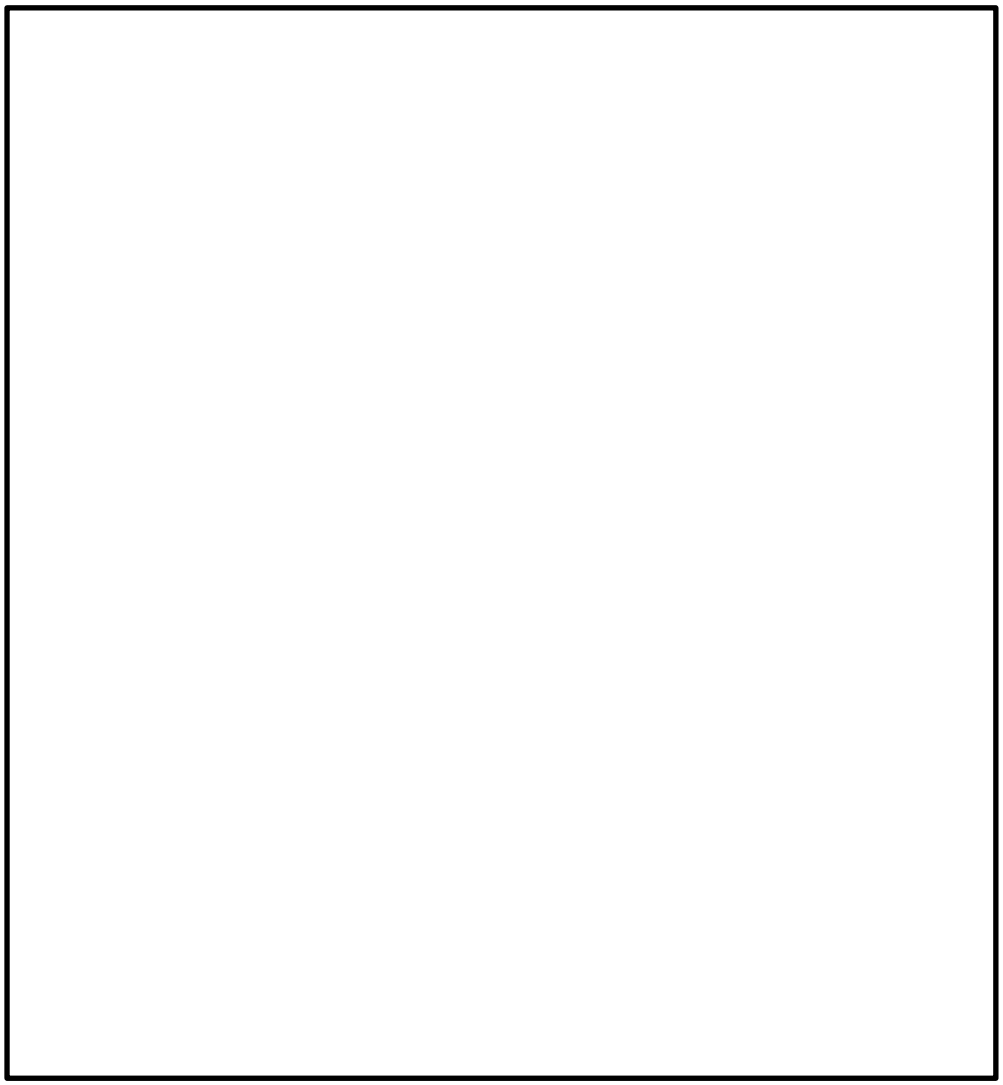


図 3－1　竜巻防護鋼製フードの評価位置図

3.3　荷重及び荷重の組合せ

強度評価に用いる荷重及び荷重の組合せは，Ⅴ-3-別添 1-2「防護対策施設の強度計算の方針」の「2.3　荷重及び荷重の組合せ」を踏まえて設定する。

(1)　荷重の設定

強度評価に用いる荷重は以下の荷重を用いる。荷重の算定に用いる竜巻の特性値を表 3－2 に示す。

表 3－2　荷重の算定に用いる竜巻の特性値

最大風速 V_D (m/s)	移動速度 V_T (m/s)	最大接線風速 V_{Rm} (m/s)	最大気圧低下量 ΔP_{max} (N/m^2)
92	14	78	6400

a.　風圧力による荷重（W_W）

風圧力による荷重（W_W）は，下式により算定する。

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

設計用速度圧 q は，下式により算定する。

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

b.　設計飛来物による衝撃荷重（W_M）

設計飛来物による衝撃荷重（W_M）については，表 3－3 に諸元を示す設計飛来物の衝突に伴う荷重とする。また，設計飛来物の材料定数を表 3－4 に示す。飛来速度については，評価の代表性を考慮し，水平方向，鉛直方向の飛来速度のうち大きい水平方向速度を設定する。

貫通評価においては，考慮する設計飛来物として衝突断面積あたりの運動エネルギが最大となる足場パイプを設定し，足場パイプの衝撃荷重を考慮する。また，評価対象部位に足場パイプが衝突した際に跳ね返らず，貫入する物として評価する。

変形評価においては，考慮する設計飛来物として運動エネルギが最大となる鋼製足場板を設定し，鋼製足場板の衝撃荷重を考慮する。

表 3－3　設計飛来物の諸元

設計飛来物	寸法 長さ×幅×奥行き (m)	質量 (kg)	水平方向の飛来速度 (m/s)	鉛直方向の飛来速度 (m/s)	運動エネルギ (kJ)		衝突断面積あたりの運動エネルギ (kJ/mm^2)	
					水平方向	鉛直方向	水平方向	鉛直方向
足場パイプ	4×0.05×0.05	11	42	38	10	8	0.0279	0.0223
鋼製足場板	4×0.25×0.04	14	55	18	21	3	0.0021	0.0003

表 3－4　設計飛来物の材料定数

設計飛来物	降伏応力 σ_y (MPa)	縦弾性係数 E (MPa)	ポアソン比
足場パイプ	355	201667	0.3
鋼製足場板	245	201667	0.3

c.　常時作用する荷重（F_d）

常時作用する荷重（F_d）は，部材の自重とする。

(2)　荷重の組合せ

強度評価に用いる荷重の組合せについては，V-3-別添 1-2「防護対策施設の強度計算の方針」の「2.3　荷重及び荷重の組合せ」のとおり，風圧力による荷重，設計飛来物による衝撃荷重及び常時作用する荷重を組み合わせる。

荷重の組合せを表 3－5 に示す。

表 3－5　荷重の組合せ

評価内容	風圧力による荷重 (W_W)	設計飛来物による衝撃荷重 (W_M)	常時作用する荷重 (F_d)	荷重の組合せ
貫通評価	—	○	—	W_M
変形評価	○	○	○	$W_W+W_M+F_d$

3.4　許容限界

竜巻防護鋼製フードの許容限界は，V-3-別添 1-2「防護対策施設の強度計算の方針」の「5.2 竜巻防護鋼製フードの許容限界」にて設定している許容限界を踏まえて,「3.2　評価対象部位」にて設定した評価対象部位の機能損傷モードを考慮して設定する。

(1)　評価対象部位の材料仕様

竜巻防護鋼製フードの材料仕様を表 3－6 に示す。

表 3－6　評価対象部位の材料仕様

分類	仕様	材質
防護鋼板		SUS304
架構		SUS304

(2)　評価対象部位の材料定数

竜巻防護鋼製フードの材料定数を表 3－7 に示す。

表 3－7　材料定数

材質	降伏応力 σ_y (MPa)	縦弾性係数 E (MPa)	塑性硬化係数 E’(MPa)	ポアソン比
SUS304		193667		0.3

(3) 許容限界

a. 貫通評価

防護鋼板の貫通評価の許容限界を表3－8に示す。

表3－8 貫通評価の許容限界

評価対象部位		設置方向	厚さ (mm)	材質
竜巻防護鋼製フード	防護鋼板	側面		SUS304
		上面		SUS304

b. 変形評価

設計飛来物が防護鋼板へ直接衝突する場合の変形評価における許容限界は，鋼材の破断ひずみとする。破断ひずみについては，「3.5(2)e.(c) 破断ひずみ」に示すとおり，ＪＩＳに規定されている伸びの下限値を基に設定するが，「NEI07-13：Methodology for Performing Aircraft Impact Assessments for New Plant Designs」（以下「NEI07-13」という。）においてＴＦ（多軸性係数）を[ ]とすることが推奨されていることを踏まえ，安全余裕としてＴＦ＝[ ]を考慮して設定する。

設定した許容限界を表3－9に示す。

表3－9 変形評価の許容限界

評価対象部位		材質	破断ひずみ*
竜巻防護鋼製フード	防護鋼板	SUS304	
	架構	SUS304	

注記＊：真ひずみ換算値

3.5　評価方法

竜巻防護鋼製フードの強度評価は，V-3-別添 1-2「防護対策施設の強度計算の方針」の「4.2 竜巻防護フードの評価方針」を踏まえて，衝突評価として貫通評価を実施する。また，構造強度評価として変形評価を実施する。

(1)　貫通評価

設計飛来物が竜巻防護鋼製フードの防護鋼板へ直接衝突する場合の貫通限界厚さを,「タービンミサイル評価について（昭和 52 年 7 月 20 日原子炉安全専門審査会)」で用いられる BRL 式を用いて算出する。

$$T^{\frac{3}{2}}=\frac{0.5\cdot M\cdot V^{2}}{1.4396\times10^{9}\cdot K^{2}\cdot d^{\frac{3}{2}}}$$

(2)　変形評価

変形評価に用いる評価対象部位に生じるひずみは，解析モデル及び材料の非線形特性を用いた衝突解析により評価する。

a.　解析モデル及び諸元

(a)　竜巻防護鋼製フード

竜巻防護鋼製フードの解析モデル化の範囲は，想定する荷重の伝達を考慮し，竜巻防護鋼製フードを構成する防護鋼板及び架構とする。防護鋼板及び架構は，シェル要素でモデル化する。竜巻防護鋼製フードの解析モデルの境界条件を表 3－10 に，解析モデル図を図 3－2 から図 3－5 に示す。

表 3－10　解析モデルの境界条件

項目	境界条件
竜巻防護鋼製フードと 原子炉建屋壁	X,Y,Z 方向並進拘束

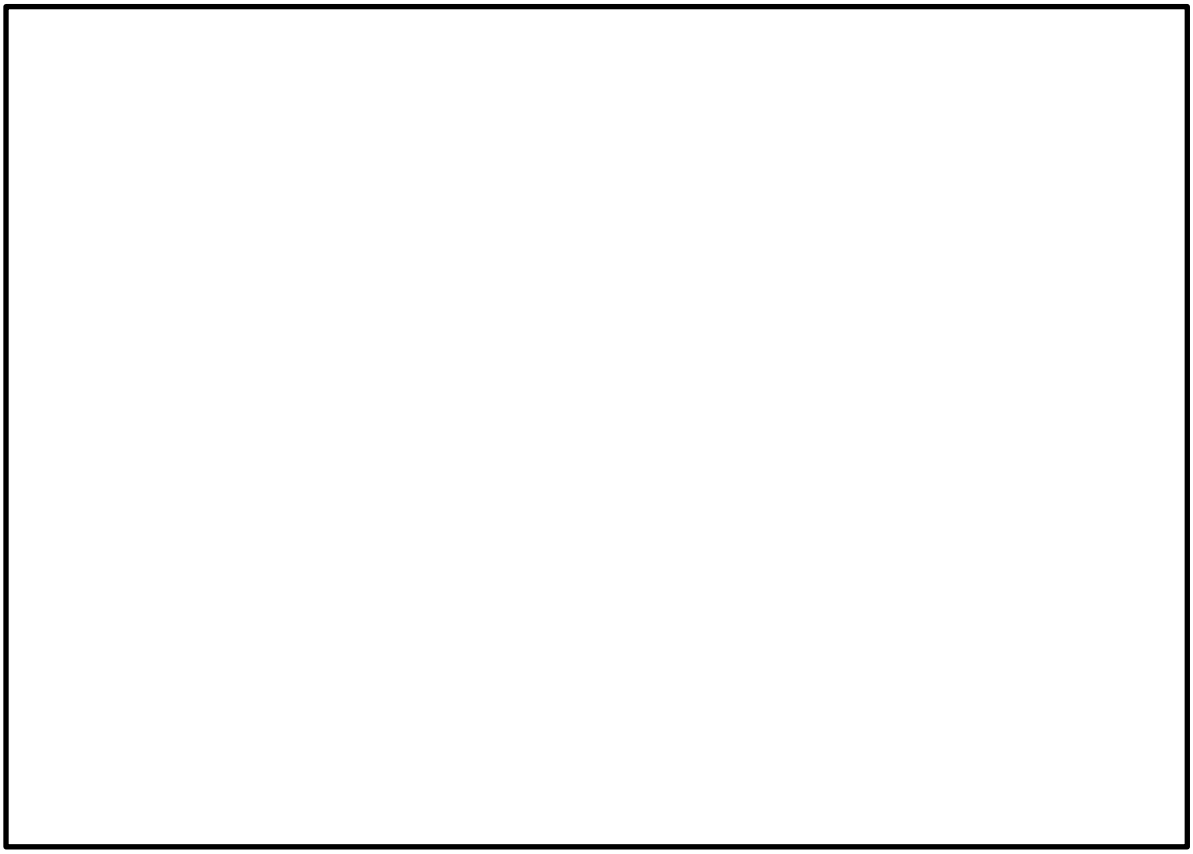


図 3－2　No.18 竜巻防護鋼製フードの解析モデル図

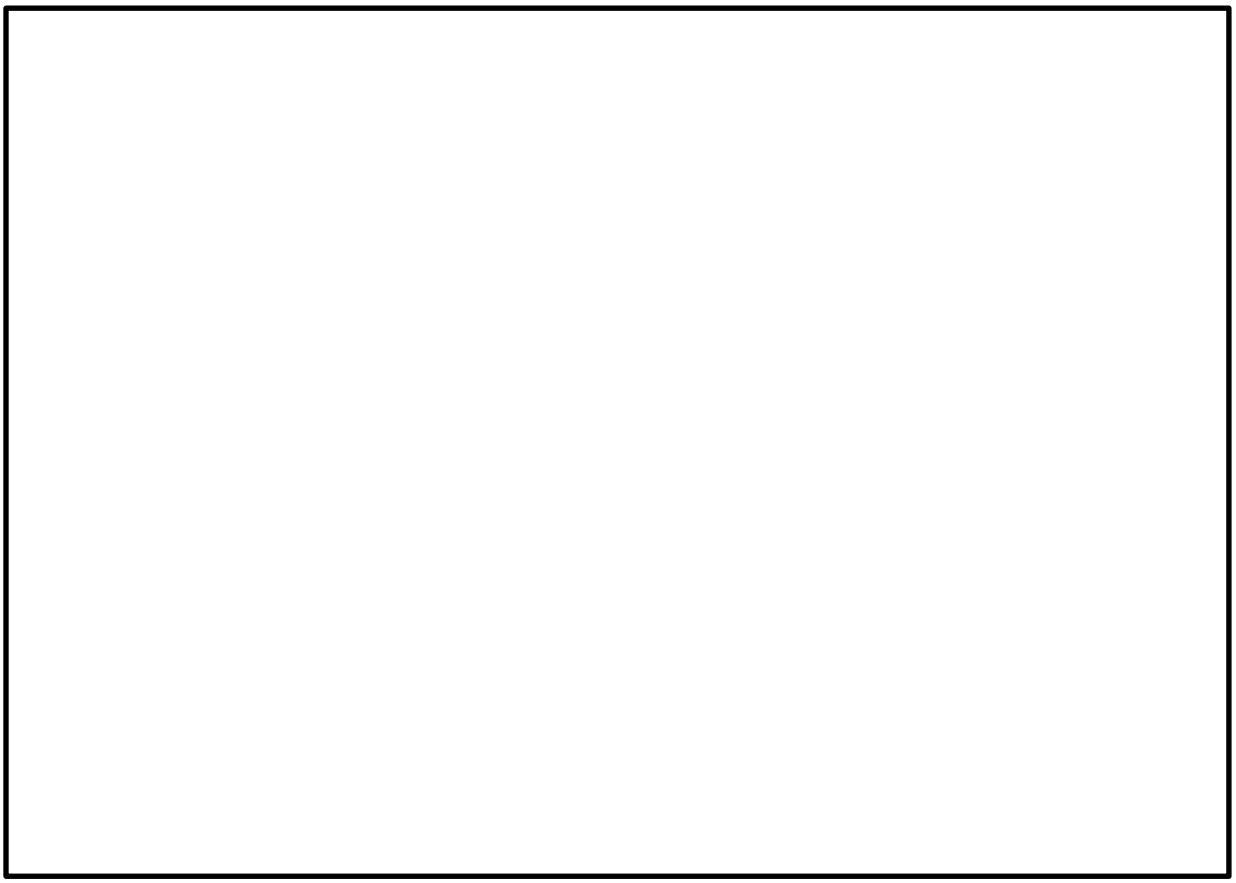


図 3－3　No.21 竜巻防護鋼製フードの解析モデル図

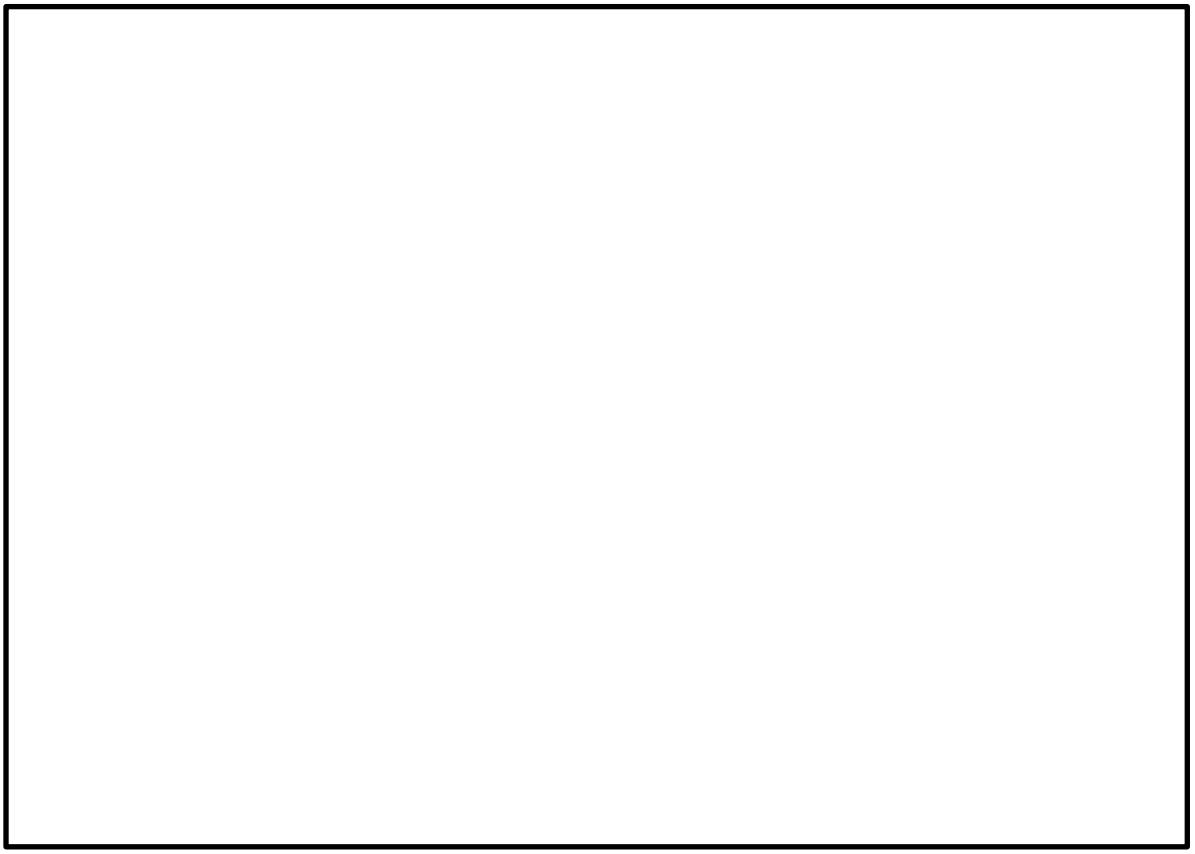


図 3－4　No.22 竜巻防護鋼製フードの解析モデル図

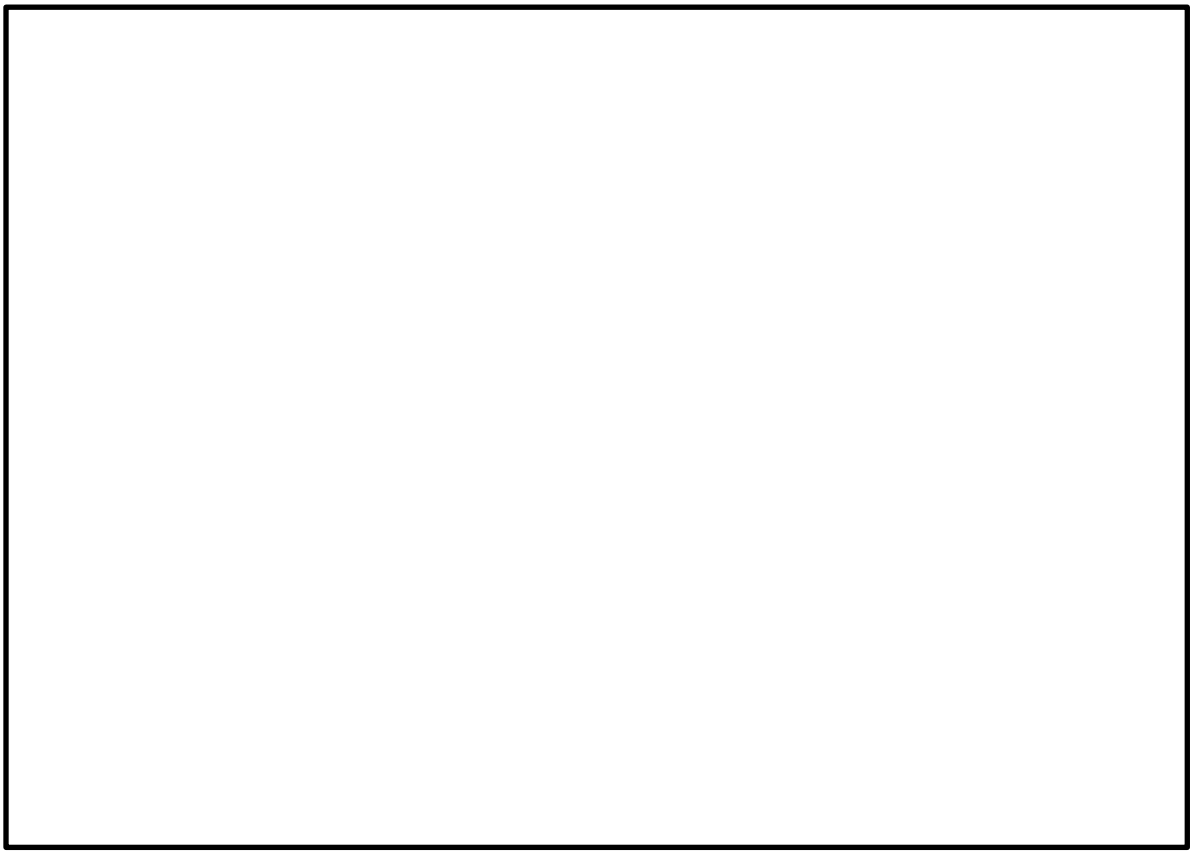
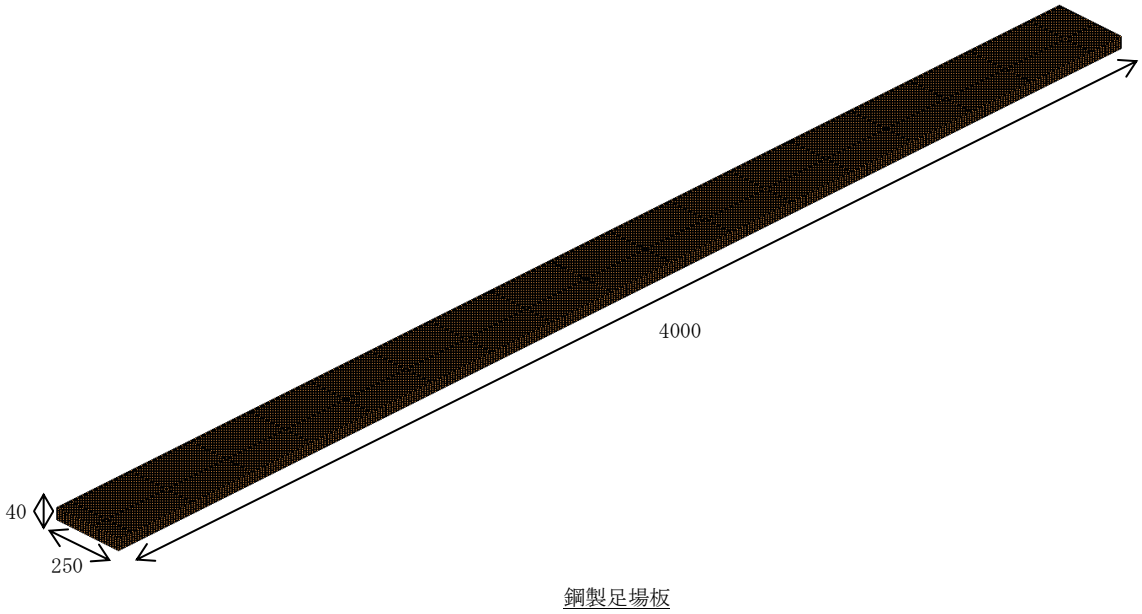


図 3－5　No.75 竜巻防護鋼製フードの解析モデル図

(b)　設計飛来物

設計飛来物である鋼製足場板は，シェル要素でモデル化する。

設計飛来物の解析モデル図を図 3－6 に示す。



（単位：mm）

図 3－6　設計飛来物の解析モデル図

b. 解析コード

衝突解析には，解析コード「ＬＳ－ＤＹＮＡ」を用いる。解析コードの検証及び妥当性確認等の概要については，別紙「計算機プログラム（解析コード）の概要」に示す。

c. 使用材料

構成する材料仕様については，「3.4(1)　評価対象部位の材料仕様」に示すとおり設定する。

d. 材料定数

竜巻防護鋼製フードに使用する鋼材の材料定数については，「3.4(2)　評価対象部位の材料定数」に示すとおり設定する。

e. 材料の非線形特性

(a) 材料の応力－ひずみ関係

竜巻防護鋼製フードの材料モデルでは，鋼材の破断ひずみを設定し，破断ひずみを超えた要素が荷重を負担しないことを考慮する。

材料の応力－ひずみ関係はバイリニア型とし，降伏後の塑性硬化係数（2 次勾配Ｅ’）は，表 3－7 に示す値とする。

材料に適用する応力－ひずみ関係の概念図を図 3－7 に示す。

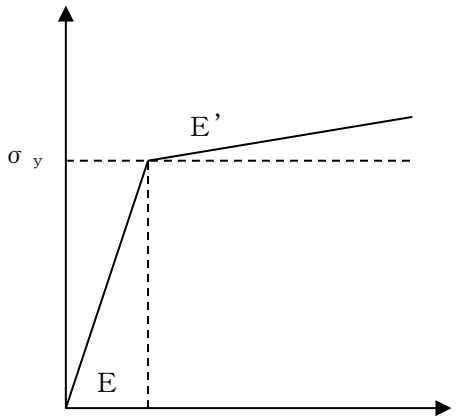


図 3－7　応力－ひずみ関係の概念図

(b)　ひずみ速度効果

竜巻による設計飛来物に対する解析は，衝撃問題で変形速度が大きいため，ひずみ速度効果を考慮することとし，以下に示すCowper－Symondsの式を適用する。

$$\sigma_D = \sigma_S \cdot \left(1 + \left(\frac{\dot{\varepsilon}}{C}\right)^{\frac{1}{P}}\right)$$

ここで，σ_Dは動的応力，σ_Sは静的応力，$\dot{\varepsilon}$はひずみ速度，Ｃ及びＰはひずみ速度依存性パラメータを表す。

ひずみ速度依存性パラメータを表3－11に示す。

表3－11　ひずみ速度依存性パラメータ

	鋼製足場板	竜巻防護鋼製フード	
		防護鋼板	架構
材料	SS400	SUS304	SUS304
C (s^{-1})			
P			

(c)　破断ひずみ

破断ひずみは，ＪＩＳに規定されている伸びの下限値を基に設定する。また，「NEI07-13」においてＴＦ（多軸性係数）を　とすることが推奨されていることを踏まえ，安全余裕としてＴＦ＝　を考慮する。ＴＦについては，竜巻防護鋼製フードのみ　とする。鋼製足場板は保守的に破断ひずみを超えても荷重を負担するものとする。

材料モデルにおける破断ひずみを表3－12に示す。

表3－12　材料モデルにおける破断ひずみ

種別	材質	ＪＩＳ規格値（下限値）	ＴＦ	破断ひずみ*
防護鋼板	SUS304	0.4		
架構	SUS304	0.4		

注記＊：真ひずみ換算値

4. 評価条件

4.1 貫通評価

貫通評価において，防護鋼板の貫通評価式に用いる評価条件を表 4－1 に示す。

表 4－1 防護鋼板の貫通評価式に用いる評価条件

評価条件		数値
d (m)		0.021
K		1.0
M(kg)		11
V (m/s)	水平方向	42
	鉛直方向	38

4.2　変形評価

竜巻防護鋼製フードの変形評価は,図 3－1 に示す竜巻防護鋼製フードの最大変形が生じると想定される鋼板中央部に衝突するケースを設定する。

解析ケースを表 4－2 及び図 4－1 に示す。

表 4－2　解析ケース（変形評価）

評価箇所	衝突箇所	飛来物の 衝突方向	対象部材
竜巻防護鋼製フード	防護鋼板	水平	

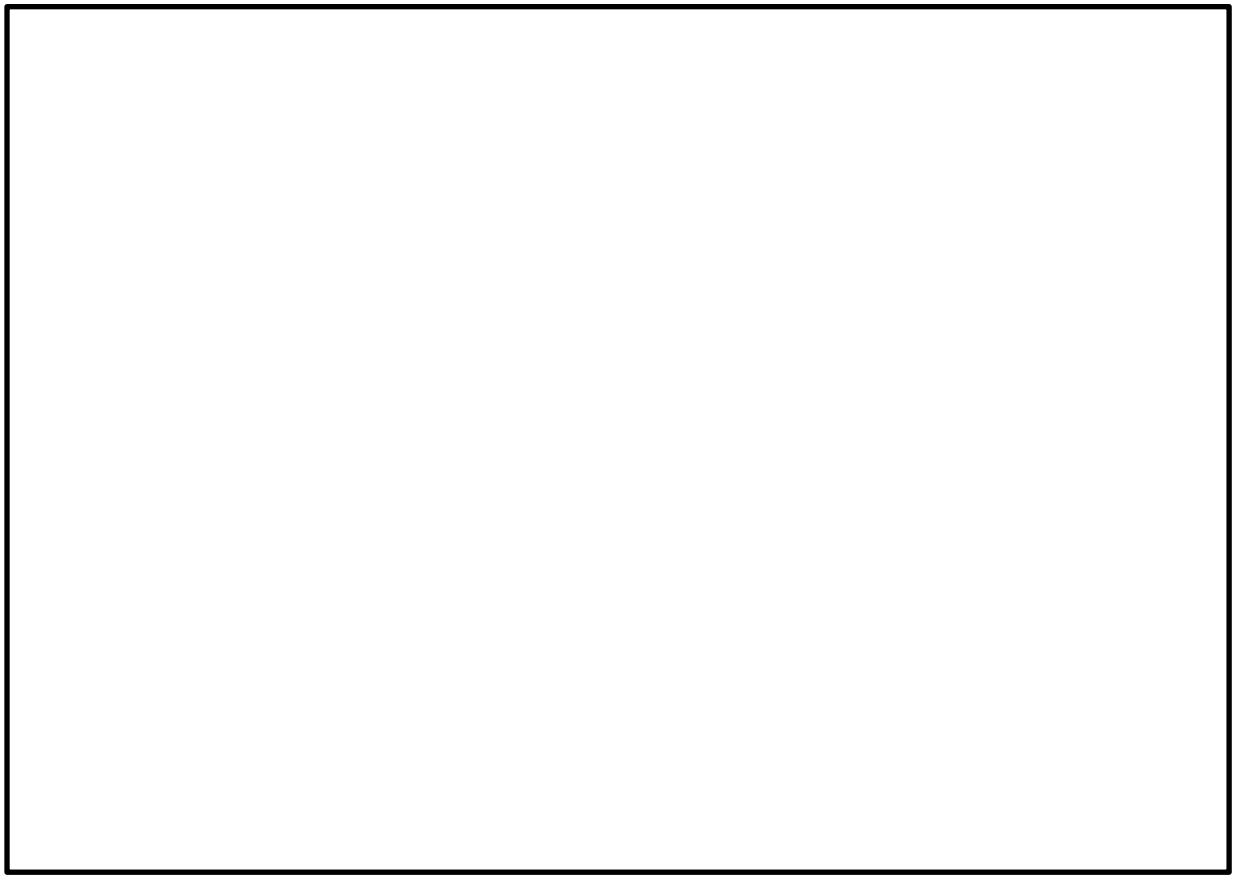


図 4－1　解析ケース（竜巻防護鋼製フード（全 No.共通））

5. 強度評価結果

5.1 貫通評価

足場パイプの貫通限界厚さを表 5－1 に示す。

表 5－1 足場パイプの貫通限界厚さ

		貫通限界厚さ(mm)
貫通限界厚さ	水平方向	17
	鉛直方向	15

竜巻防護鋼製フードの貫通評価結果として,貫通限界厚さと許容限界の比較を表 5－2 に示す。

許容限界は，設計飛来物による貫通を生じない貫通限界厚さを上回っており，貫通しない。

表 5－2 防護鋼板の板厚と貫通限界厚さの比較

評価対象部位		設置方向	評価結果 (mm)	許容限界 (mm)
竜巻防護鋼製フード	防護鋼板	側面	17	
		上面	15	

5.2　変形評価

評価結果を表 5－3 及び図 5－1 から図 5－8 に示す。

竜巻防護鋼製フードに生じるひずみは許容限界を超えない。

表 5－3　衝突解析結果

評価項目	評価対象部位		評価結果	許容限界*
ひずみ	No. 18	防護鋼板		
		架構		
	No. 21	防護鋼板		
		架構		
	No. 22	防護鋼板		
		架構		
	No. 75	防護鋼板		
		架構		

注記＊：真ひずみ換算値

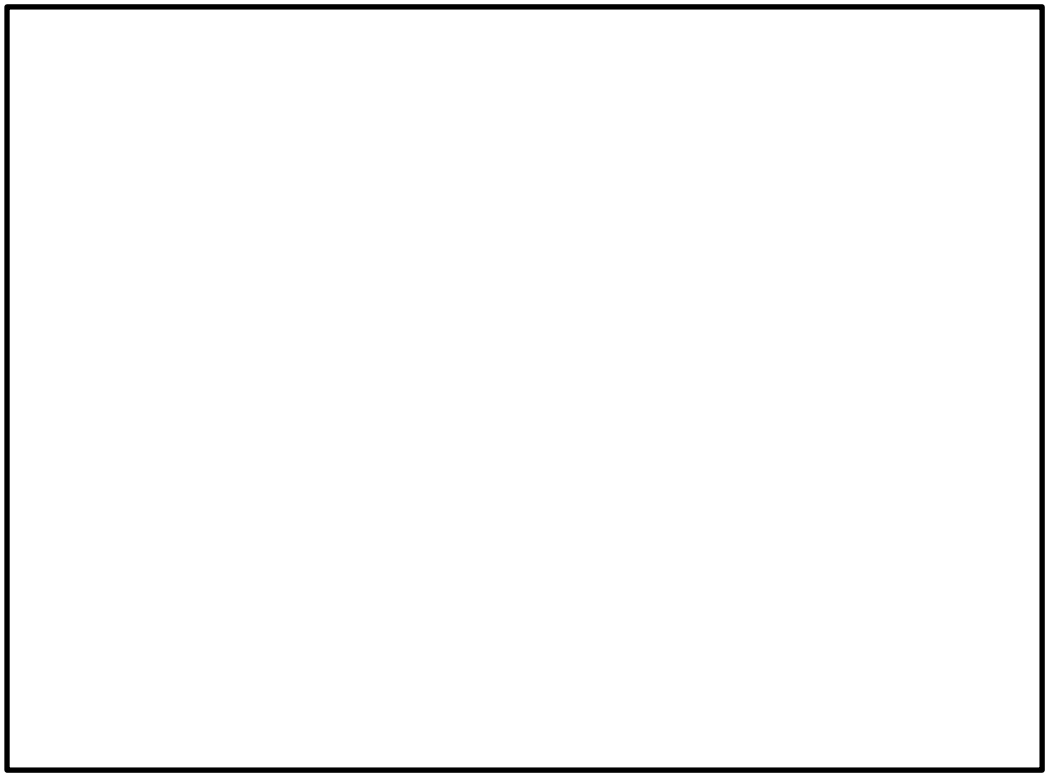


図 5－1　防護鋼板のひずみ分布図（No.18 竜巻防護鋼製フード）

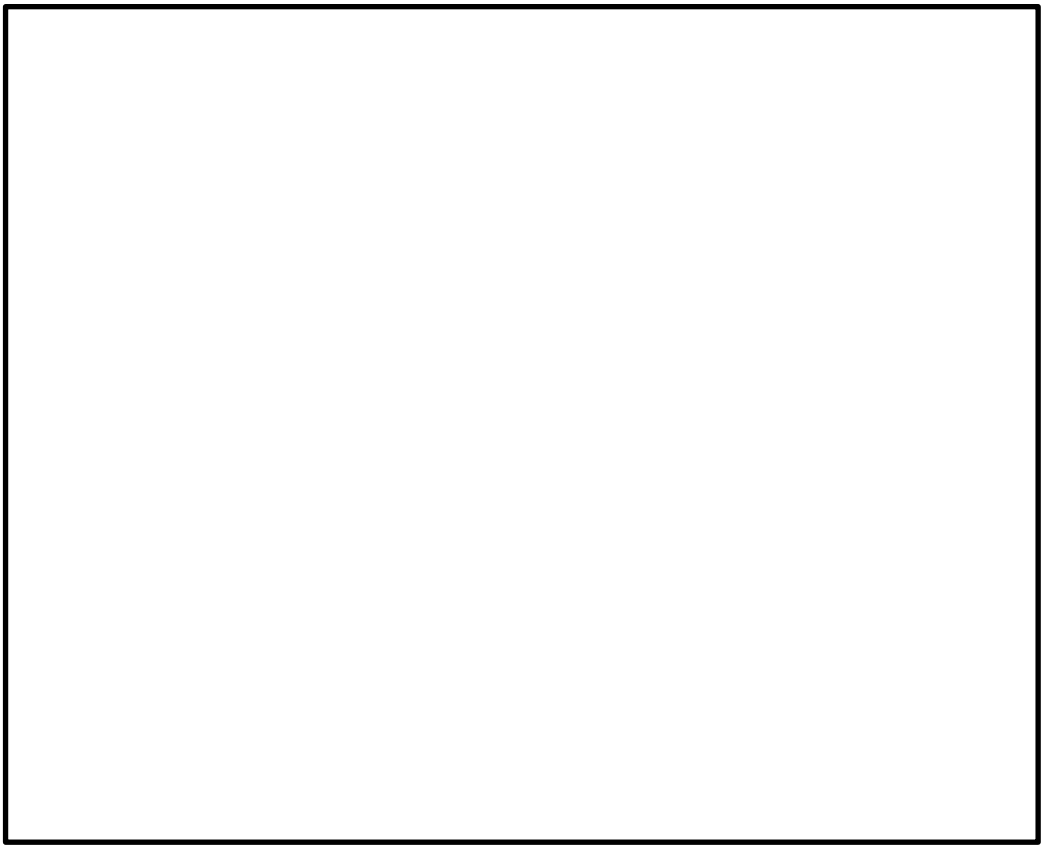


図 5－2　架構のひずみ分布図（No.18 竜巻防護鋼製フード）

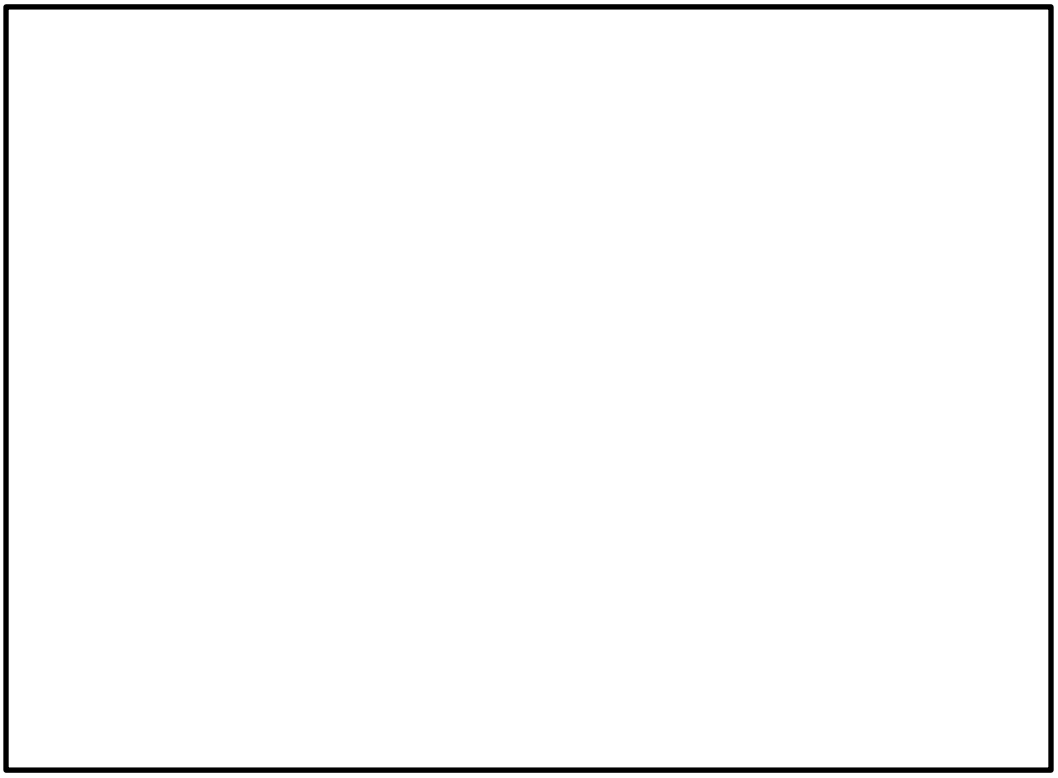


図 5－3　防護鋼板のひずみ分布図（No.21 竜巻防護鋼製フード）

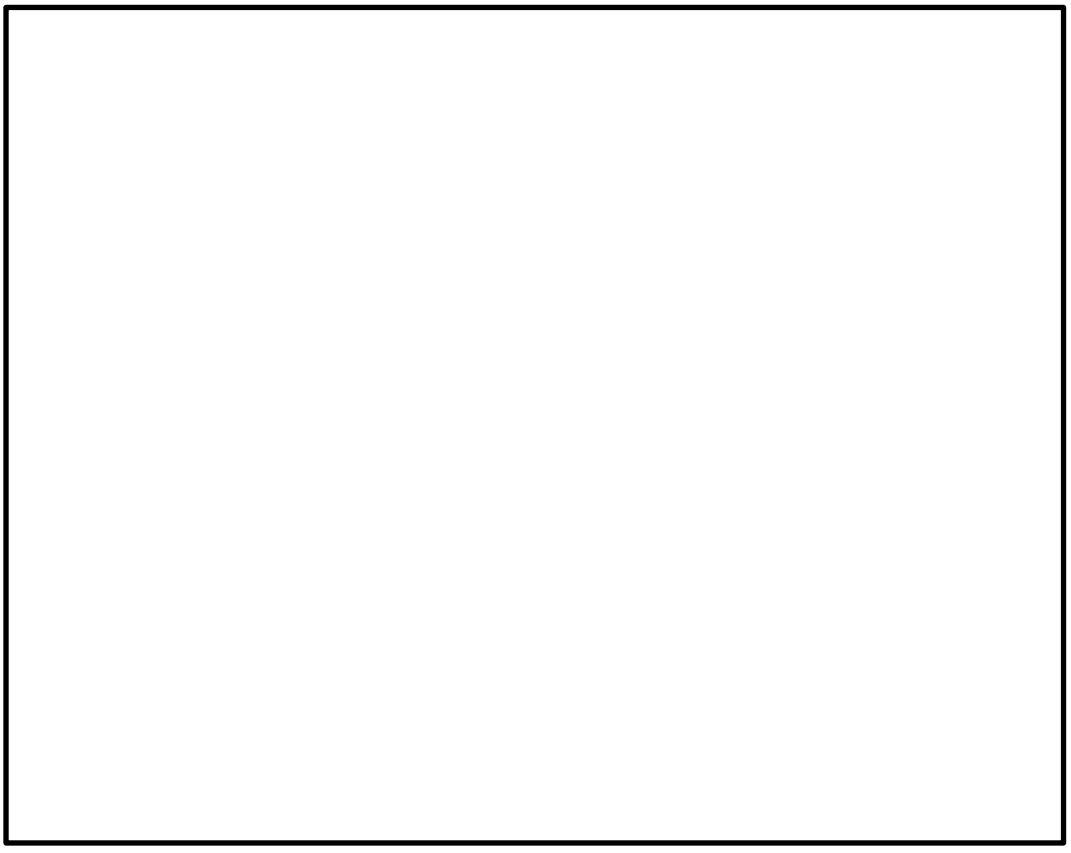


図 5－4　架構のひずみ分布図（No.21 竜巻防護鋼製フード）

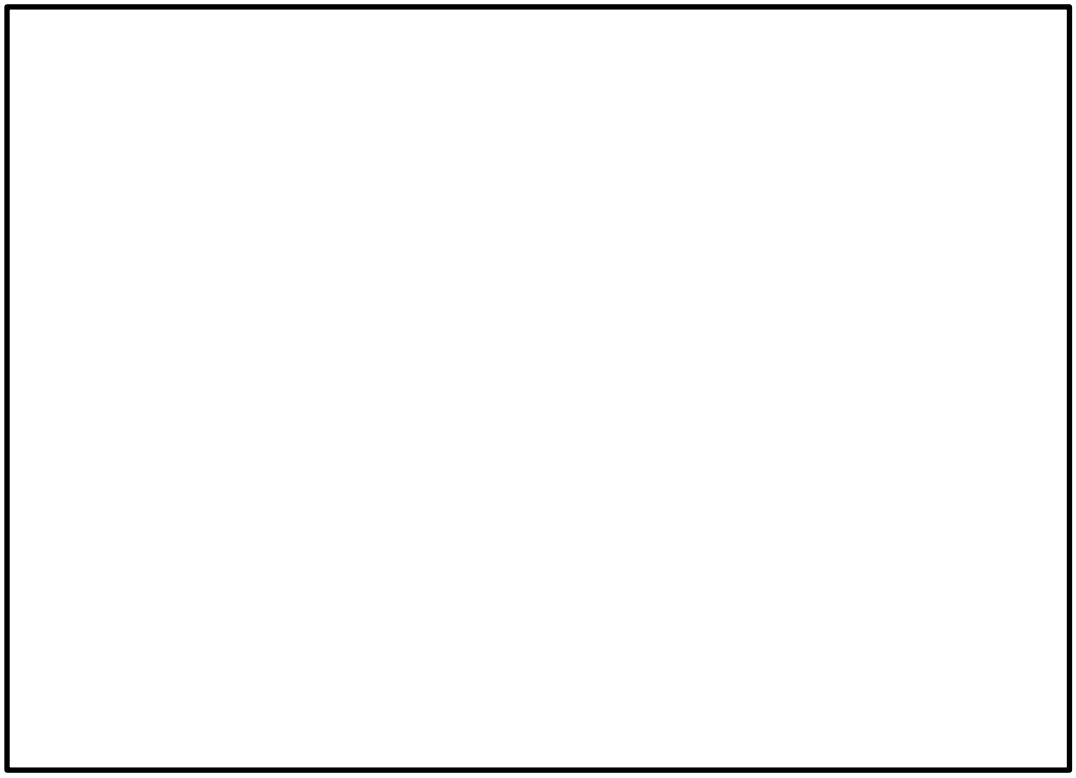


図 5－5　防護鋼板のひずみ分布図（No.22 竜巻防護鋼製フード）

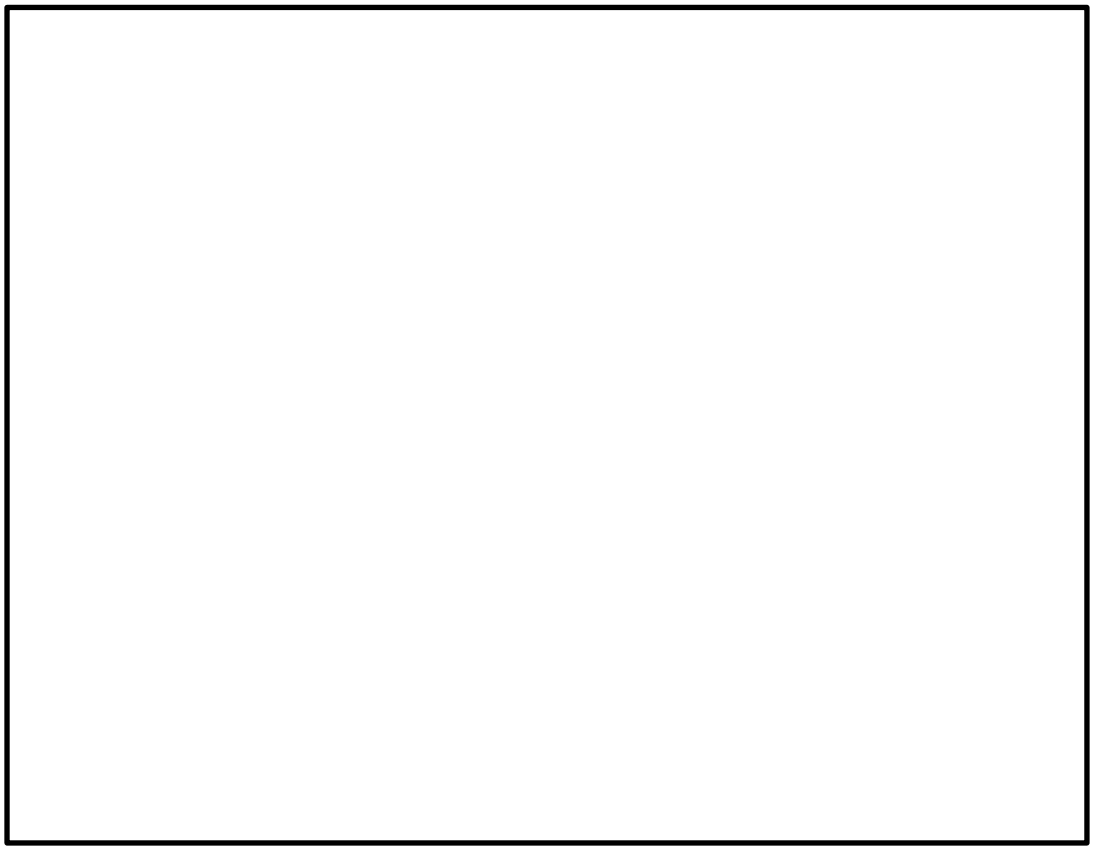


図 5－6　架構のひずみ分布図（No.22 竜巻防護鋼製フード）

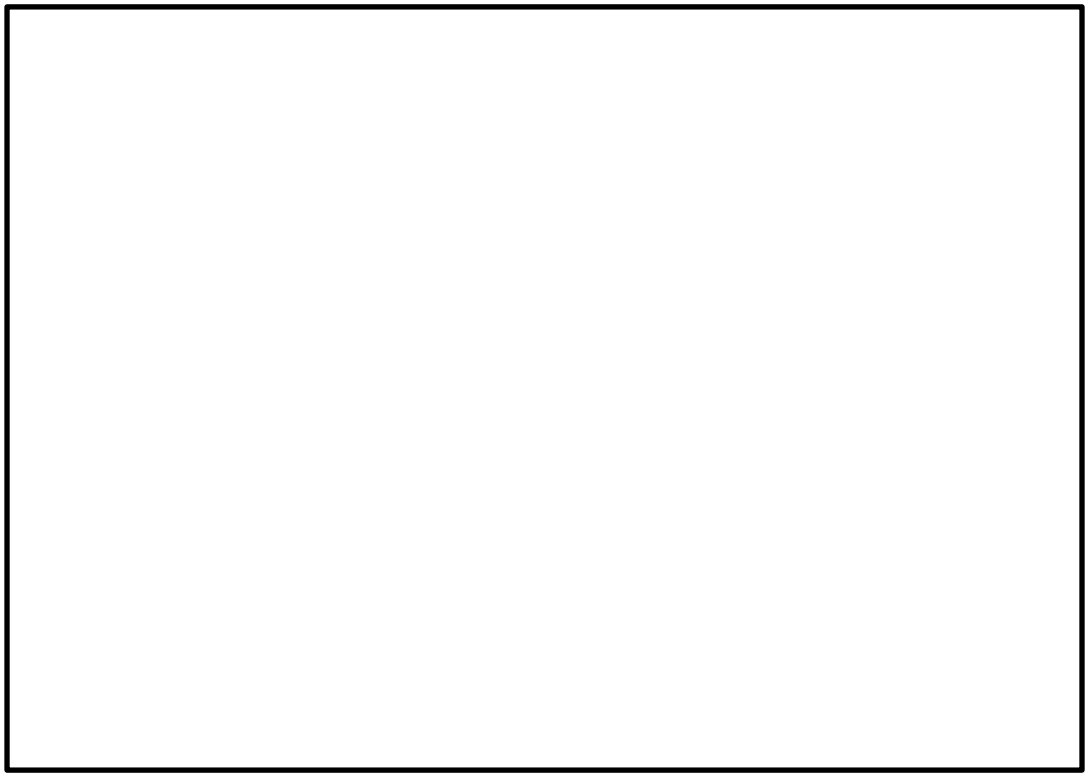


図 5－7　防護鋼板のひずみ分布図（No.75 竜巻防護鋼製フード）

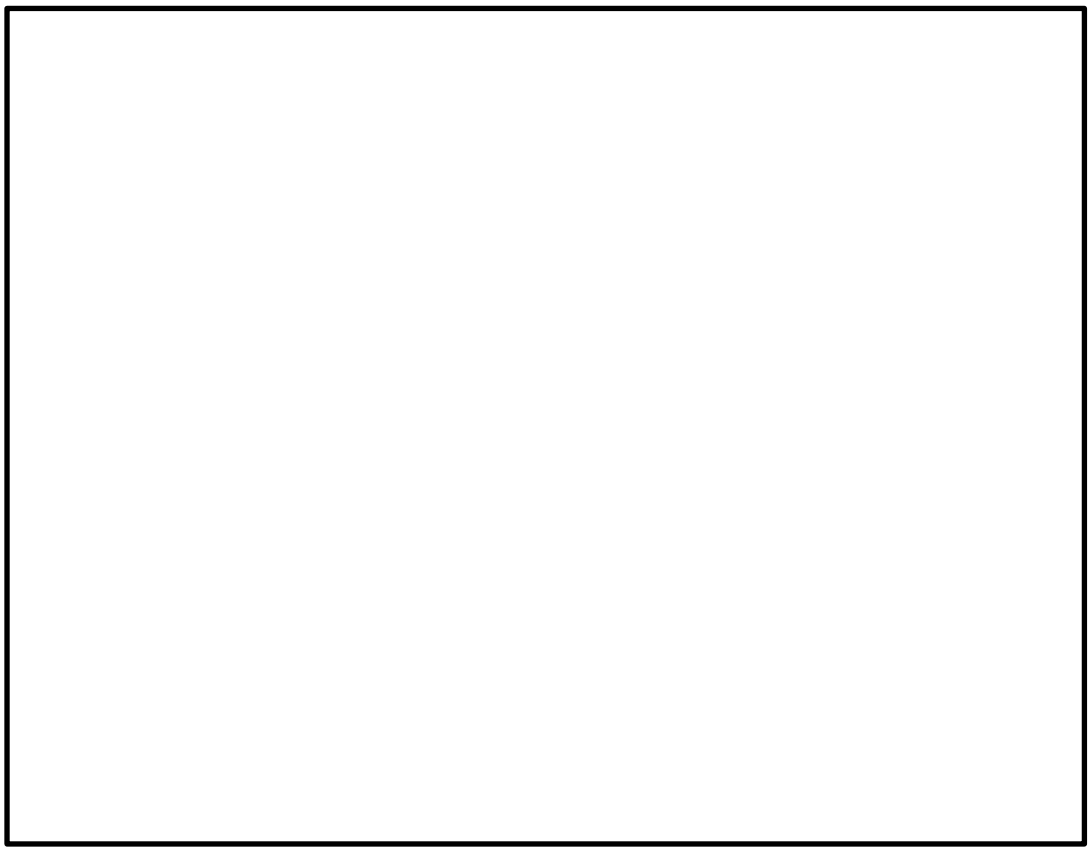


図 5－8　架構のひずみ分布図（No.75 竜巻防護鋼製フード）

Ⅴ-3-別添 1-4-3　竜巻防護鉄筋コンクリート製フードの強度計算書

目　　次

1.　概要 ····· 1
2.　基本方針 ····· 2
2.1　位置 ····· 2
2.2　構造概要 ····· 4
2.3　評価方針 ····· 5
2.4　適用規格 ····· 7
3.　強度評価方法 ····· 8
3.1　記号の定義 ····· 8
3.2　評価対象部位 ····· 9
3.3　荷重及び荷重の組合せ ····· 11
3.4　許容限界 ····· 13
3.5　評価方法 ····· 15
3.5.1　貫通評価 ····· 15
3.5.2　裏面剥離評価 ····· 15
3.5.3　変形評価 ····· 16
4.　評価条件 ····· 25
4.1　貫通評価 ····· 25
4.2　裏面剥離評価 ····· 25
4.3　変形評価 ····· 26
5.　強度評価結果 ····· 27
5.1　貫通評価 ····· 27
5.2　裏面剥離評価 ····· 28
5.3　変形評価 ····· 29

1. 概要

本資料は，Ⅴ-3-別添 1-2「防護対策施設の強度計算の方針」のとおり，防護対策施設のうち，竜巻防護鉄筋コンクリート製フード（以下「コンクリ製フード」という。）が，設計竜巻による設計飛来物の衝突に対し，竜巻時及び竜巻通過後においても，外部事象防護対象施設に設計飛来物を衝突させず，また，機械的な波及的影響を与えず，外部事象防護対策施設の安全機能を考慮して，コンクリ製フードを構成する壁及びスラブが構造健全性を有することを確認するものである。

2.　基本方針

Ⅴ-3-別添 1-2「防護対策施設の強度計算の方針」を踏まえ，「2.1　位置」，「2.2　構造概要」，「2.3　評価方針」及び「2.4　適用規格」を示す。

2.1　位置

コンクリ製フードは，コントロール建屋に設置する。コンクリ製フードの設置位置を図 2－1 に示す。なお，「2.2　構造概要」に示すコンクリ製フードの構造を踏まえ，柱，梁で囲まれる壁の面積が大きく，評価上最も厳しくなる 1 階北西側コンクリ製フードにて代表して評価を行う。

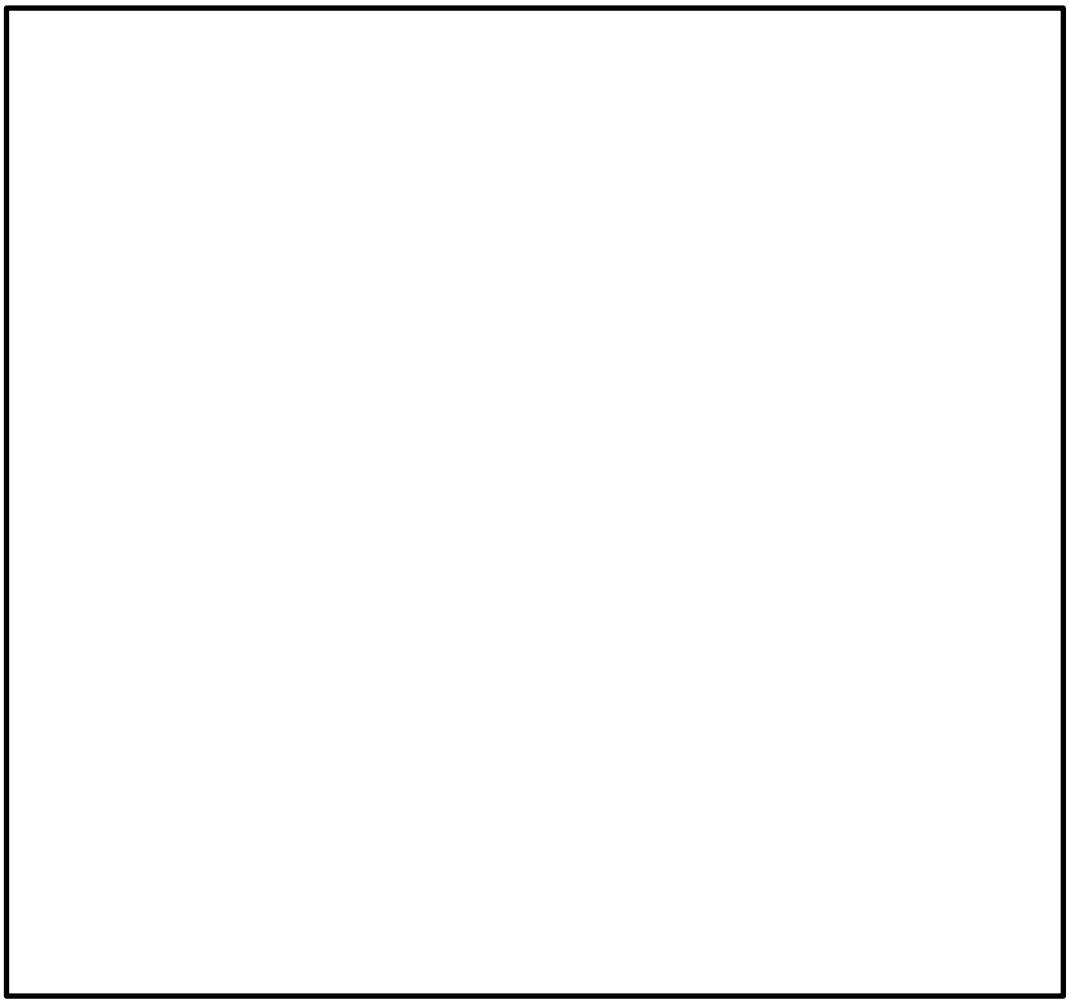


図 2－1　コンクリ製フードの位置図（1／2）

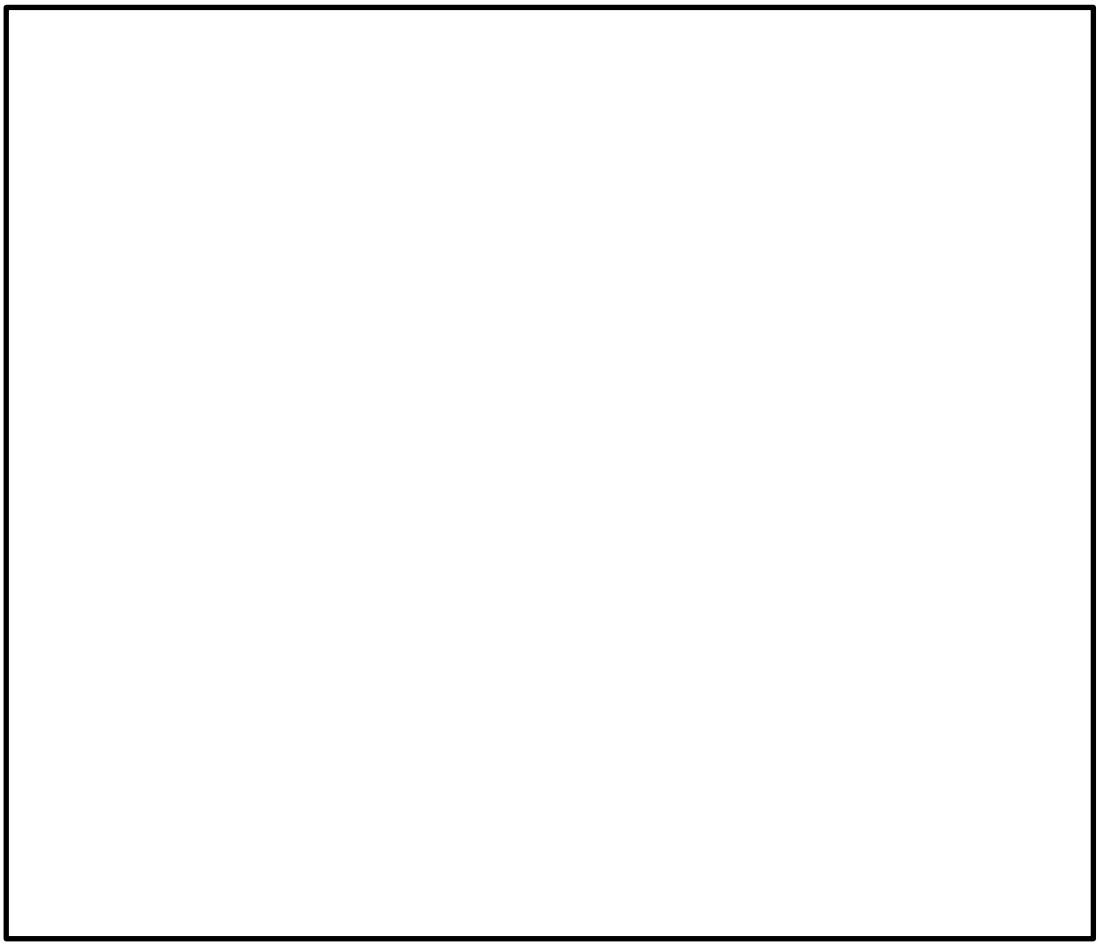


図 2－1　コンクリ製フードの位置図（2／2）

2.2　構造概要

コンクリ製フードの構造は，V-3-別添 1-2「防護対策施設の強度計算の方針」の「3.3 竜巻防護鉄筋コンクリート製フードの構造設計」に示す構造計画とする。

コンクリ製フードは，鉄筋コンクリート製構造物であり，壁，スラブ，柱及び梁で構成される。

コンクリ製フードの構造図を図 2－2 に示す。

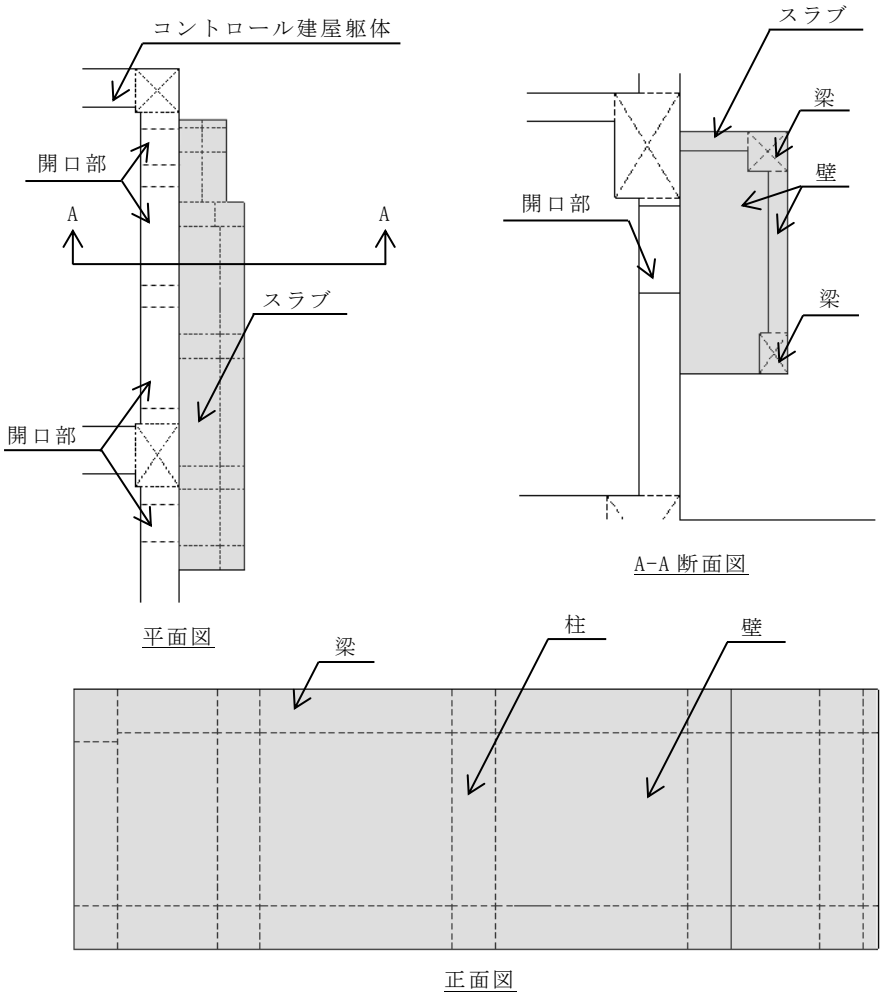


図 2－2　コンクリ製フードの構造図

2.3　評価方針

コンクリ製フードの強度評価は，Ⅴ-3-別添 1-2「防護対策施設の強度計算の方針」の「2.3　荷重及び荷重の組合せ」及び「5.　許容限界」にて設定している荷重及び荷重の組合せ並びに許容限界を踏まえ，コンクリ製フードの評価対象部位に生じるひずみが，許容限界に収まることを「3.　強度評価方法」に示す方法により，「4.　評価条件」に示す評価条件を用いて計算し，「5.　強度評価結果」にて確認する。

コンクリ製フードの評価フローを図 2－3 に示す。

コンクリ製フードの強度評価においては，その構造を踏まえ，設計竜巻荷重とこれに組み合わせる荷重（以下「設計荷重」という。）の作用方向及び伝達過程を考慮し，評価対象部位を設定する。

具体的には，設計飛来物が外部事象防護対象施設に衝突する直接的な影響の評価として，防護対策施設の外殻を構成する部材に対する衝突評価及び防護対策施設自体が外部事象防護対象施設に衝突・接触する波及的な影響の評価として防護対策施設の外殻を構成する部位の転倒及び脱落に対する構造強度評価を行う。

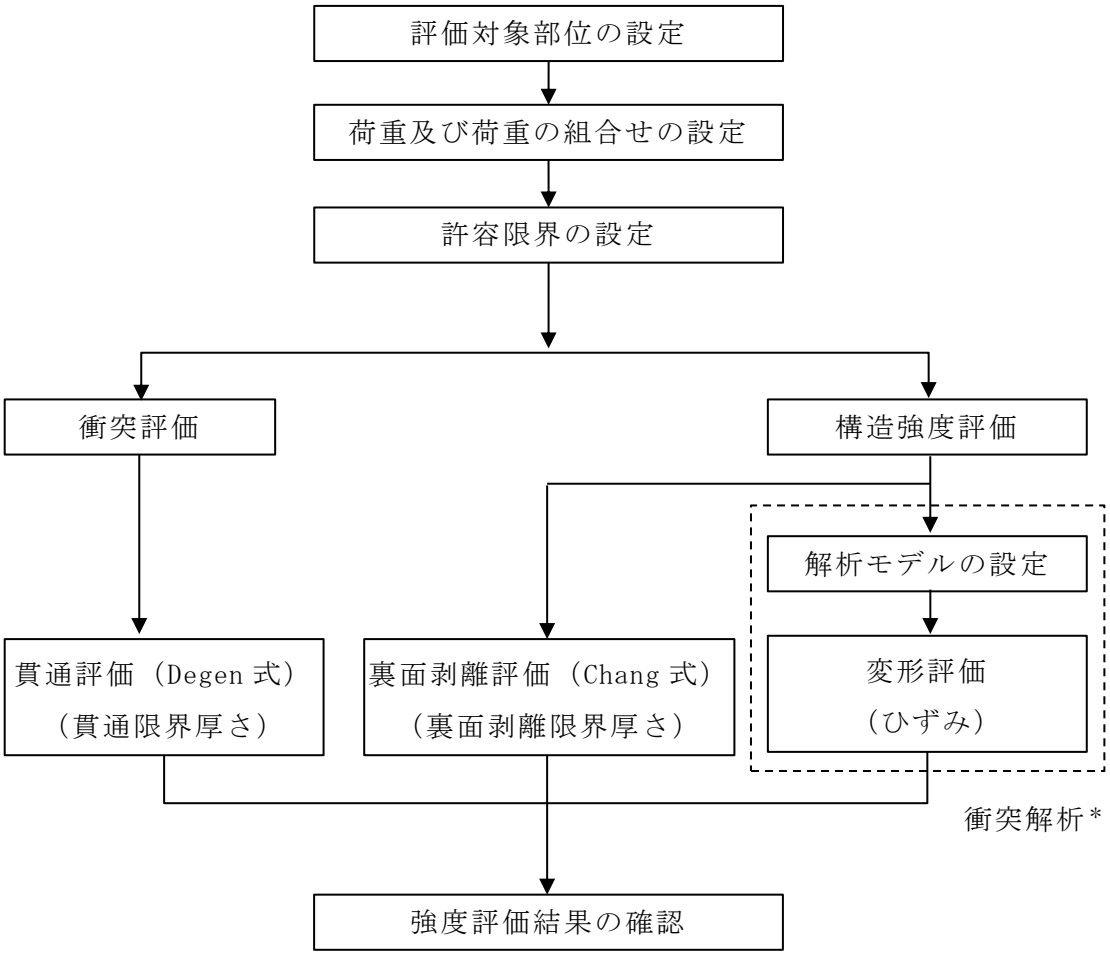
(1)　衝突評価

設計荷重に対し，設計飛来物が施設の外殻を構成する部材を貫通しない設計とするために，コンクリ製フードの壁とスラブが設計飛来物の貫通を生じない最小厚さ以上であることを計算により確認する。(以下，「貫通評価」という。）評価には，「NEI07-13：Methodology for Performing Aircraft Impact Assessments for New Plant Designs」(以下「NEI07-13」という。）及び「タービンミサイル評価について（昭和 52 年 7 月 20 日原子炉安全専門審査会)」で用いられている式を準用し，Ⅴ-3-別添 1-2「防護対策施設の強度計算の方針」の「6.　強度評価方法」に示す評価式を用いる。

(2)　構造強度評価

設計荷重に対し，施設の外殻を構成する部材自体の転倒及び脱落を生じない設計とするために，コンクリ製フードの壁とスラブが裏面剥離によるコンクリート片の飛散が生じない最小厚さ以上であることを計算により確認する。(以下，「裏面剥離評価」という。）評価には，NEI07-13 にて示されている式を準用し，Ⅴ-3-別添 1-2「防護対策施設の強度計算の方針」の「6.　強度評価方法」に示す評価式を用いる。

また，壁とスラブの鉄筋に終局状態に至るようなひずみが生じないことを解析により確認する。(以下「変形評価」という。)



注記＊：衝突解析については，解析コード「ＡＢＡＱＵＳ」により，壁，スラブ及び鉄筋を 3 次元 FEM モデルによりモデル化し評価を実施する。

図 2－3　コンクリ製フードの評価フロー

2.4　適用規格

適用する規格，規準等を以下に示す。

・「原子力発電所耐震設計技術指針　重要度分類・許容応力編　ＪＥＡＧ４６０１・補-1984」日本電気協会
・「原子力発電所耐震設計技術指針　ＪＥＡＧ４６０１-1987」日本電気協会
・「原子力発電所耐震設計技術指針　ＪＥＡＧ４６０１-1991　追補版」日本電気協会
・ISE7607-3「軽水炉構造機器の衝撃荷重に関する調査　その 3　ミサイルの衝突による構造壁の損傷に関する評価式の比較検討」（昭和 51 年 10 月高温構造安全技術研究組合）
・U.S. NUCLEAR REGULATORY COMMISSION: REGULATORY GUIDE 1.76, DESIGN-BASIS TORNADO AND TORNADO MISSILES FOR NUCLEAR POWER PLANTS, Revision1, March 2007
・Methodology for performing Aircraft Impact Assessments for New Plant Designs (Nuclear Energy Institute 2011 Rev8(NEI07-13))
・「鋼構造設計規準－許容応力度設計法－」（日本建築学会，2005 改定）
・「鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説」（日本建築学会，2010 改定）
・日本工業規格（ＪＩＳ）

3. 強度評価方法

3.1 記号の定義

Degen 式による貫通限界厚さの算定に用いる記号を表 3－1 に，Chang 式による裏面剥離限界厚さの算定に用いる記号を表 3－2 に示す。

表 3－1 Degen 式による貫通限界厚さの算定に用いる記号

記号	単位	定義	
D	kgf/cm^3	設計飛来物直径密度（D＝W／d^3）	
d	cm	設計飛来物直径	
e	cm	貫通限界厚さ	
F_c	kgf/cm^2	コンクリートの設計基準強度	
N	—	設計飛来物の形状係数	
V	m/s	壁面	設計飛来物の衝突速度（水平）
		スラブ	設計飛来物の衝突速度（鉛直）
W	kgf	設計飛来物重量	
X	cm	貫入深さ	
α_e	—	低減係数	

表 3－2 Chang 式による裏面剥離限界厚さの算定に用いる記号

記号	単位	定義	
d	cm	設計飛来物直径	
f_c'	kgf/cm^2	コンクリートの設計基準強度	
S	cm	裏面剥離限界厚さ	
V	m/s	壁面	設計飛来物の衝突速度（水平）
		スラブ	設計飛来物の衝突速度（鉛直）
V_0	m/s	飛来物基準速度	
W	kgf	設計飛来物重量	
α_s	—	低減係数	

3.2　評価対象部位

コンクリ製フードの評価対象部位は，Ⅴ-3-別添 1-2「防護対策施設の強度計算の方針」の「5.3　竜巻防護鉄筋コンクリート製フードの許容限界」に示す評価対象部位を踏まえ，設定する。

(1)　貫通評価

設計荷重に対し，設計飛来物が施設の外殻を構成する部材を貫通しない設計とするために，コンクリ製フードの壁とスラブが設計飛来物の貫通を生じない最小厚さ以上であることを計算により確認する。

施設の外殻を構成する部材が設計飛来物を貫通させないことの確認においては，施設の外殻を構成するコンクリ製フードの壁とスラブのうち，最も厚みが薄い箇所を評価対象部位として設定する。

(2)　裏面剥離評価

設計荷重に対し，施設の外殻を構成する部材自体が，脱落により竜巻より防護すべき施設に波及的影響を与えない設計とするために，コンクリ製フードの壁とスラブが裏面剥離によるコンクリート片の飛散が生じない最小厚さ以上であることを計算により確認する。

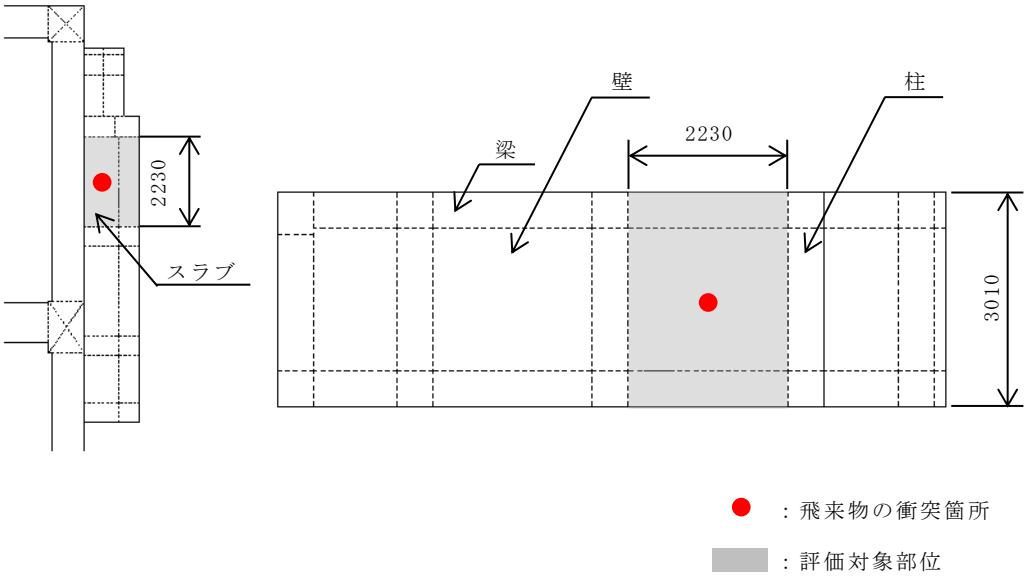
施設の外殻を構成する部材が設計飛来物により裏面剥離を生じないことの確認においては，施設の外殻を構成するコンクリ製フードの壁とスラブのうち，最も厚みが薄い箇所を評価対象部位として設定する。

(3)　変形評価

設計荷重に対し，施設の外殻を構成する部材自体が，転倒及び脱落により外部事象防護対象施設へ接触等の影響を与えない設計とするために，施設の外殻を構成するコンクリ製フードの壁とスラブの鉄筋に終局状態に至るようなひずみが生じないことを解析により確認する。

設計飛来物の衝突を考慮する場合，被衝突物の寸法が大きいほどたわみ量が大きくなる傾向にある。したがって，変形評価としては，評価対象となる壁，スラブの部材長さ（支持スパン）が長く，厚みが薄い箇所を踏まえ選定する。

評価対象部位を図 3－1 に示す。



（単位：mm）

図 3－1　コンクリ製フードの評価位置図

3.3　荷重及び荷重の組合せ

強度評価に用いる荷重及び荷重の組合せは，Ⅴ-3-別添 1-2「防護対策施設の強度計算の方針」の「2.3　荷重及び荷重の組合せ」を踏まえて設定する。

(1)　荷重の設定

強度評価に用いる荷重は以下の荷重を用いる。

a.　設計飛来物による衝撃荷重（W_M）

設計飛来物による衝撃荷重（W_M）については，表 3－3 に諸元を示す設計飛来物の衝突に伴う荷重とする。また，設計飛来物の材料定数を表 3－4 に示す。

貫通評価，裏面剥離評価，変形評価の各評価において，衝突断面積あたりの運動エネルギーが最大となるよう設計飛来物を設定することを考慮し，壁に対して鋼製足場板，スラブに対して足場パイプを設定し，各設計飛来物の衝撃荷重を考慮する。また，評価対象部位に設計飛来物が衝突した際に跳ね返らず，貫入する物として評価する。

b.　風圧力による荷重（W_W）

風圧力による荷重は,「建築基準法施行令」及び「建築物荷重指針・同解説」（日本建築学会）に準拠して，次式のとおり算出する。

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

ここで，$q = \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot V_D^{\,2}$

q　：設計用速度圧(N/m^2)

G　：ガスト影響係数

C　：風力係数（施設の形状や風圧力が作用する部位（屋根，壁等）に応じて設定する。）

A　：施設の受圧面積(m^2)

ρ　：空気密度(kg/m^3)

V_D　：設計竜巻の風速(m/s)

表 3－3　飛来物の諸元

飛来物	サイズ 長さ×幅×奥行き (m)	質量 (kg)	最大 水平速度 (m/s)	最大 鉛直速度 (m/s)	運動 エネルギ (水平) (kJ)	運動 エネルギ (鉛直) (kJ)
鋼製足場板	4×0.25×0.04	14	55	18	21	3
足場パイプ	4×0.05×0.05	11	42	38	10	8

表 3－4　飛来物の材料定数

飛来物	降伏応力 σ_y (MPa)	ヤング係数Ｅ (MPa)	ポアソン比
鋼製足場板	245	201667	0.3
足場パイプ	355	201667	0.3

c.　常時作用する荷重（F_d）

常時作用する荷重（F_d）は，部材の自重とする。

(2)　荷重の組合せ

強度評価に用いる荷重の組合せについては，Ｖ-3-別添 1-2「防護対策施設の強度計算の方針」の「2.3　荷重及び荷重の組合せ」のとおり，設計飛来物による衝撃荷重，風圧力による荷重及び常時作用する荷重を組み合わせる。

荷重の組合せを表 3－5 に示す。

表 3－5　荷重の組合せ

評価内容	飛来物による 衝撃荷重 (W_M)	風圧力による 荷重 (W_W)	常時 作用する荷重 (F_d)	荷重の組合せ
貫通評価	○	—	—	W_M
裏面剥離評価	○	—	—	W_M
変形評価	○	○	○	$W_M+W_W+F_d$

3.4　許容限界

コンクリ製フードの許容限界は，Ⅴ-3-別添 1-2「防護対策施設の強度計算の方針」の「5.　許容限界」にて設定している許容限界を踏まえて，「3.2　評価対象部位」にて設定した評価対象部位の機能損傷モードを考慮して設定する。

(1)　評価対象部位の材料定数

コンクリ製フードの評価対象部位である壁、スラブのコンクリート，鉄筋の材料定数を表 3－6，表 3－7 に示す。

表 3－6　コンクリートの材料定数

設計基準強度 (N/mm^2)	ヤング係数 (MPa)	ポアソン比	単位体積重量 (kN/m^3)
32.3	28800	0.2	23.5

表 3－7　鉄筋の材料定数

種類	降伏応力 (MPa)	ヤング係数 (MPa)	単位体積重量 (kN/m^3)
SD345	345	205000	77

(3)　許容限界

a.　貫通評価，裏面剥離評価

壁，スラブの貫通評価，裏面剥離評価の許容限界を表 3－8 に示す。

表 3－8　評価対象部位の許容限界（貫通評価，裏面剥離評価）

評価対象部位		飛来物	設計基準強度 (N/mm^2)	厚さ (mm)
コンクリート	壁	鋼製足場板	32.3	250
	スラブ	足場パイプ	32.3	250

b.　変形評価

飛来物が壁，スラブへ直接衝突する場合の変形評価における許容限界は，鉄筋の破断ひずみを基本として設定する。破断ひずみについては，Ⅴ-3-別添 1-2「防護対策施設の強度計算の方針」の「5.3(2)　構造強度評価」に示すとおり，ＪＩＳに規定されている伸びの下限値を基に設定するが，NEI07-13 においてＴＦ（多軸性係数）を□とすることが推奨されていることを踏まえ，安全余裕としてＴＦ＝□を考慮して設定する。

設定した許容限界を表 3－9 に示す。

表 3－9　評価対象部位の許容限界（変形評価）

評価対象部位		飛来物	材質	破断ひずみ ($\times 10^{-6}$)
鉄筋	壁	鋼製足場板	SD345	□
	スラブ	足場パイプ	SD345	□

3.5　評価方法

コンクリ製フードの強度評価は，Ⅴ-3-別添 1-2「防護対策施設の強度計算の方針」の「4.　防護対策施設の構成要素の評価方針」を踏まえて，衝突評価として貫通評価，裏面剥離評価を実施する。また，構造強度評価として変形評価を実施する。

3.5.1　貫通評価

飛来物が外部事象防護対象施設に衝突する場合の貫通限界厚さを，NEI07-13 に示されている Degen 式を用いて算定する。Degen 式における貫入深さは，「タービンミサイル評価について（昭和 52 年 7 月 20 日原子炉安全専門審査会)」で用いられている修正 NDRC 式を用いて算定する。

Degen 式を以下に示す。

1.52≦Ｘ／ｄ≦13.42 の場合

$$e = \alpha_e \{0.69 + 1.29 (X/d)\} \cdot d$$

Ｘ／ｄ≦1.52 の場合

$$e = \alpha_e \{2.2 (X/d) - 0.3 (X/d)^2\} \cdot d$$

修正 NDRC 式を以下に示す。

Ｘ／ｄ≦2.0 の場合

$$X/d = 2\left\{\left(12145/\sqrt{F_c}\right) \cdot N \cdot d^{0.2} \cdot D \cdot \left(V/1000\right)^{1.8}\right\}^{0.5}$$

Ｘ／ｄ≧2.0 の場合

$$X/d = \left(12145/\sqrt{F_c}\right) \cdot N \cdot d^{0.2} \cdot D \cdot \left(V/1000\right)^{1.8} + 1$$

3.5.2　裏面剥離評価

飛来物が外部事象防護対象施設に衝突する場合の裏面剥離限界厚さを，NEI07-13 に示されている Chang 式を用いて算定する。

Chang 式を以下に示す。

$$S = 1.84 \cdot \alpha_s \cdot \left(\frac{V_0}{V}\right)^{0.13} \cdot \frac{\left(\frac{W \cdot V^2}{0.0980}\right)^{0.4}}{d^{0.2} \cdot f_c{}'^{0.4}}$$

3.5.3　変形評価

変形評価に用いる評価対象部位に生じるひずみは，解析モデル及び材料の非線形特性を用いた衝突解析により評価する。

(1)　解析モデル及び諸元

a.　コンクリ製フード

コンクリ製フードの解析モデル化の範囲は，想定する荷重の伝達を考慮し，コンクリ製フードを構成するコンクリート及び鉄筋とする。コンクリートはソリッド要素でモデル化し，鉄筋はトラス要素でモデル化の上，コンクリートと固着とする。コンクリ製フードの解析モデルの境界条件を表 3－10 に，解析モデル図を図 3－2 に示す。

表 3－10　解析モデルの境界条件

項目		境界条件
コンクリ製フード	建屋躯体との接続部	X，Y，Z 方向並進拘束及び X，Z 軸周り回転拘束
	その他	X，Y，Z 方向並進拘束及び X，Y，Z 軸周り回転拘束

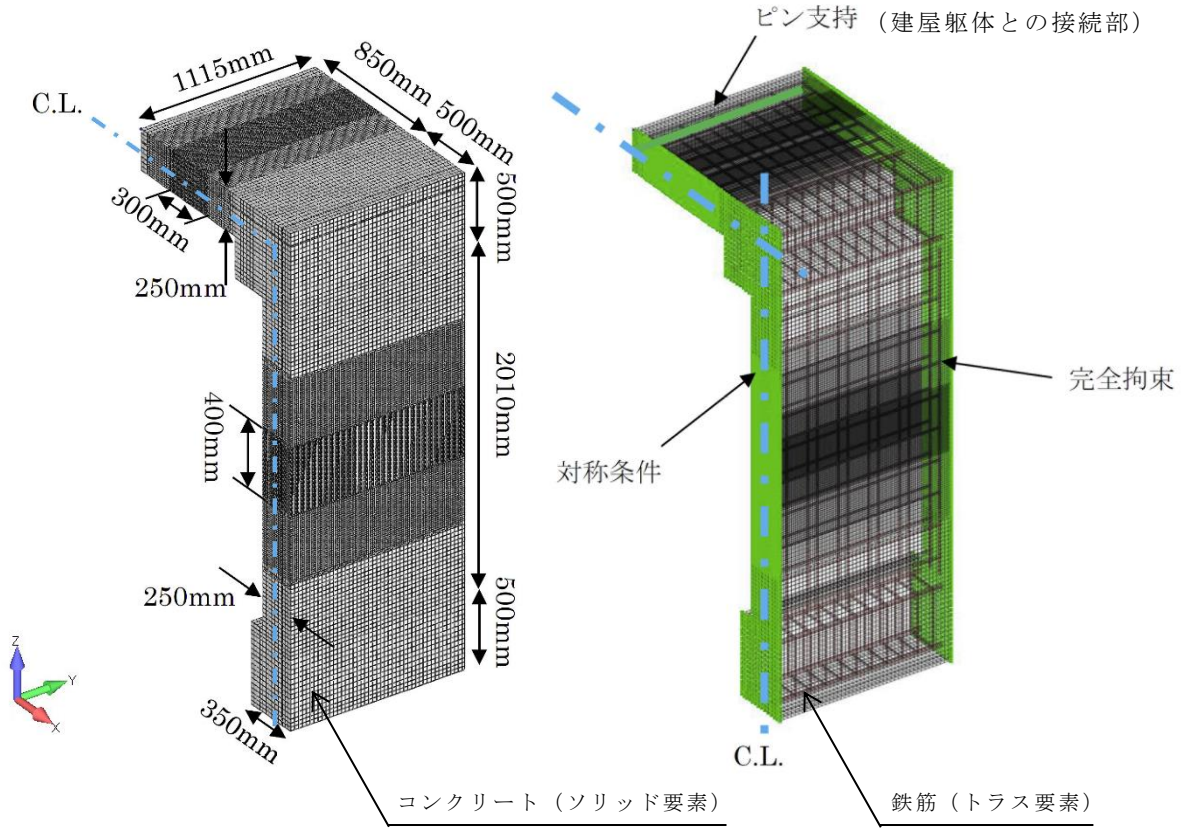
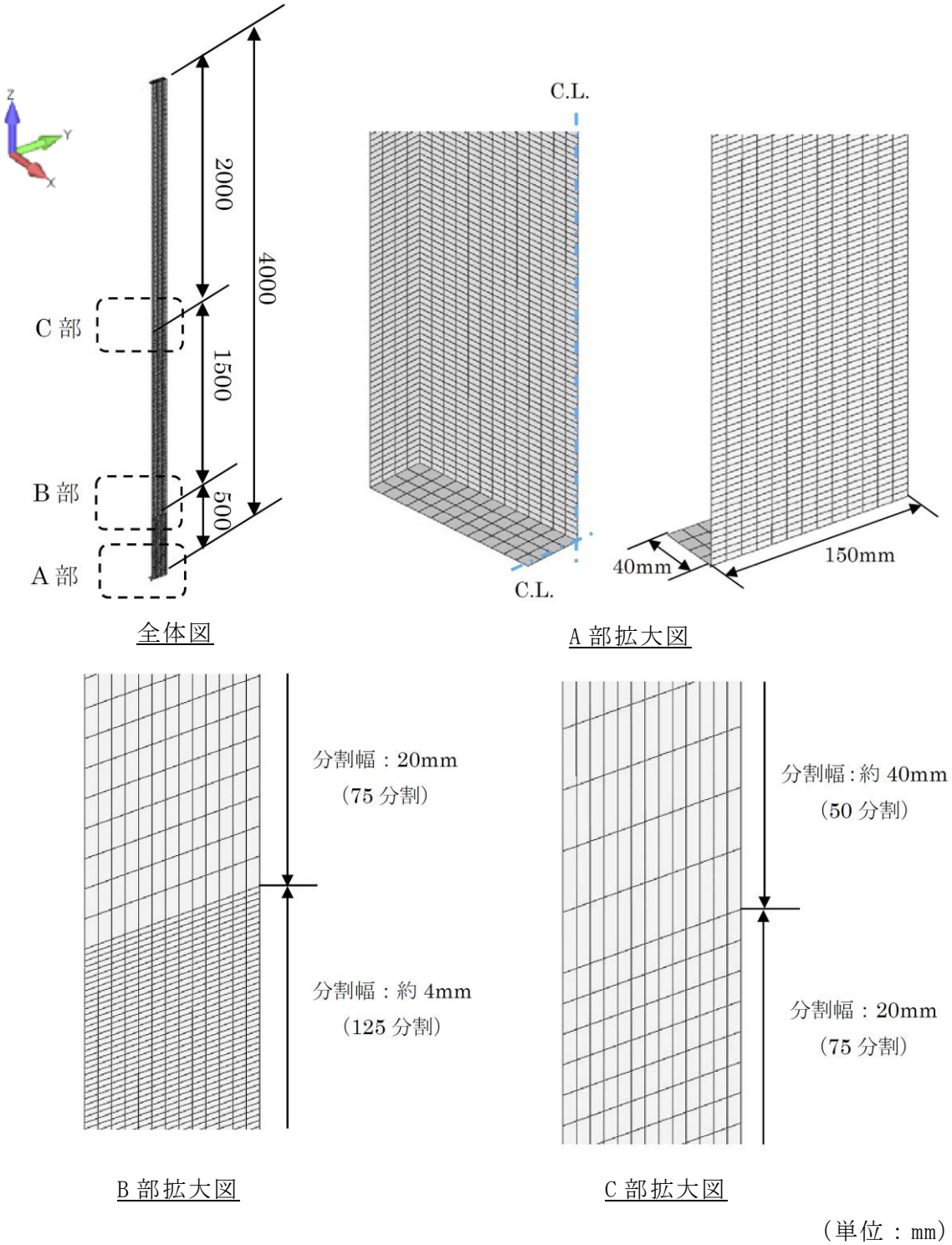


図 3－2　コンクリ製フードの解析モデル図

b.　飛来物

飛来物である鋼製足場板及び足場パイプは，シェル要素でモデル化し，要素サイズ 10mm を基本とし分割する。衝突面から近い部分の要素サイズを細かくし，衝突面から離れた部分の要素サイズを順次粗くする。

飛来物の解析モデル図を図 3－3，図 3－4 に示す。



全体図　　A 部拡大図

B 部拡大図　　C 部拡大図

（単位：mm）

図 3－3　飛来物の解析モデル図（鋼製足場板 1/2 モデル）

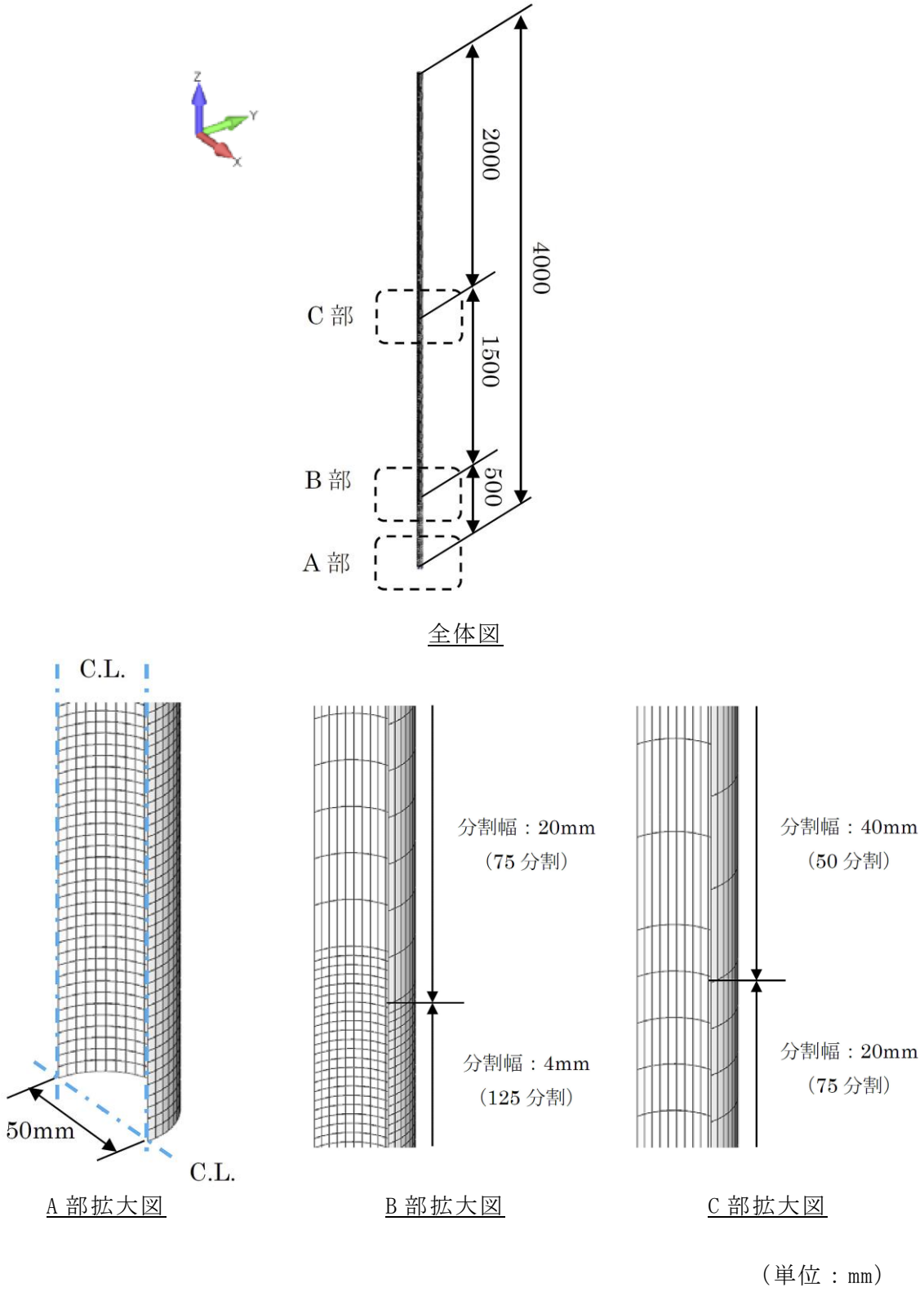


図 3－4　飛来物の解析モデル図（足場パイプ 1/2 モデル）

(2)　解析コード

衝突解析には，解析コード「ＡＢＡＱＵＳ」を用いる。解析コードの検証及び妥当性確認等の概要については，別紙「計算機プログラム（解析コード）の概要」に示す。

(3)　使用材料

コンクリ製フードに使用するコンクリートと鉄筋の仕様及び材料定数については，「3.4(1)　評価対象部位の材料定数」に示すとおり設定する。

(4)　材料の非線形特性

コンクリートの応力－ひずみ関係は，圧縮側が圧縮強度に到達後もその応力を保持するバイリニア型とし，引張側は主応力が引張強度に到達後に引張主応力と直行方向にひび割れが生じるものとして，ひずみに応じて保持応力を低下させる引張軟化特性を与える。圧縮強度は，NEI07-13 に従い，設計基準強度に対して動的増加率[redacted]を乗じた値とする。

鋼製部材である鉄筋及び設計飛来物の応力－ひずみ関係は，第 1 折れ点を「降伏応力－降伏ひずみ」，第 2 折れ点を「破断相当応力－破断相当ひずみ」とするトリリニア型とする。鉄筋，飛来物の降伏応力は，降伏応力に動的増加率を乗じた値,破断相当応力は,動的増加率を乗じた降伏応力及び引張強さを結ぶ線のうち，規格値の伸びを「3.4　許容限界」にて示したＴＦ（多軸性係数）で除したひずみ（破断相当ひずみ）時に相当する応力とする。鉄筋の動的増加率は，NEI07-13 に基づく値（降伏応力:[redacted]引張強度:[redacted]）とする。鋼製部材の破断ひずみは，ＪＩＳに規定されている伸びの下限値を基に設定する。また，NEI07-13 においてＴＦ（多軸性係数）を[redacted]とすることが推奨されていることを踏まえ，鉄筋の破断相当ひずみはＴＦ＝[redacted]とする。なお，飛来物の破断相当ひずみは，飛来物が破断することなく継続的に荷重が掛かるように配慮し，ＴＦ＝[redacted]とする。

コンクリート,鉄筋及び飛来物の強度をそれぞれ表3－11及び表3－12に示す。

表 3－11　コンクリートの圧縮及び引張強度

設計基準強度 (N/mm^2)	材料モデル	
	圧縮強度 (N/mm^2)	引張強度 (N/mm^2)
32.3		

表 3－12　鉄筋，飛来物の降伏及び破断強度

種別	材質	規格値（公称応力）		材料モデル（真応力，真ひずみ）		
		降伏応力 (N/mm^2)	破断応力 (N/mm^2)	降伏応力 (N/mm^2)	破断相当応力 (N/mm^2)	破断相当塑性ひずみ (-)
鉄筋	SD345					
鋼製足場板	SS400					
足場パイプ	STK500					

コンクリート，鉄筋及び飛来物の応力－ひずみ関係をそれぞれ図 3－4～図 3－6 に示す。

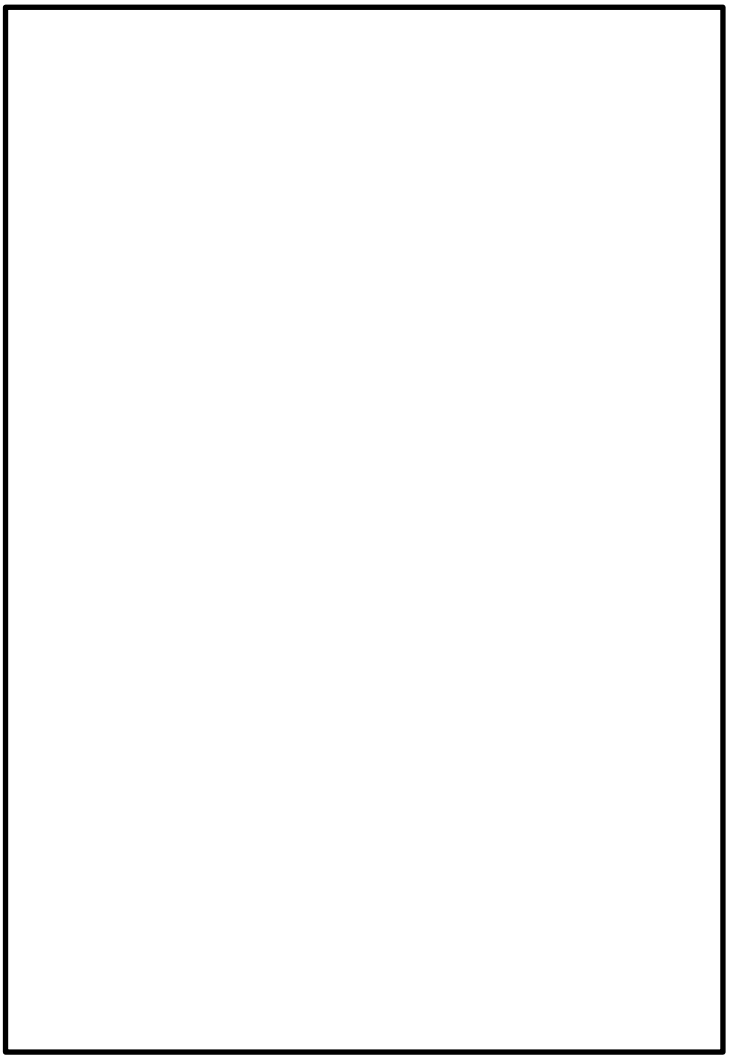


図 3－4　応力－ひずみ関係（コンクリート）

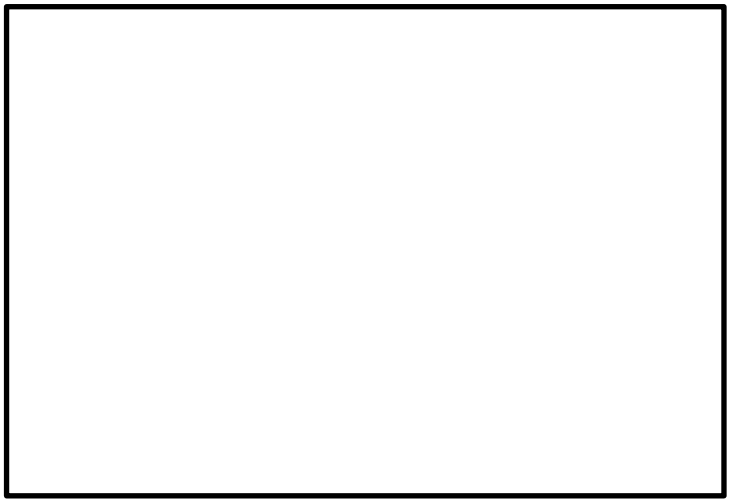


図 3－5　応力－ひずみ関係（鉄筋）

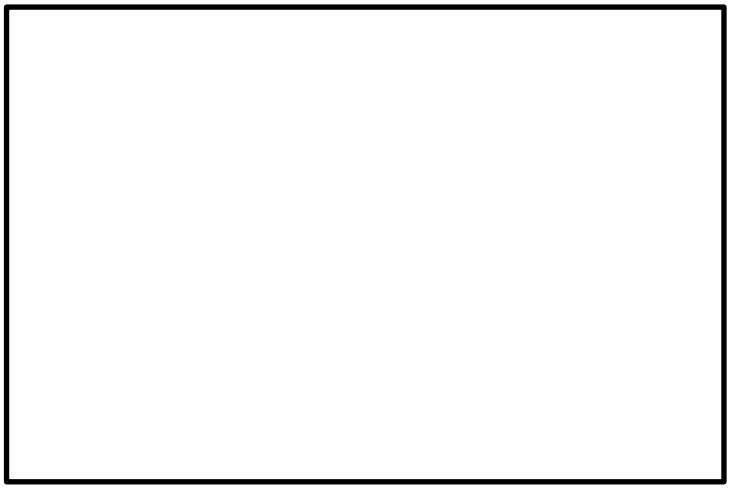


図 3－6　応力－ひずみ関係（飛来物）

(6) ひずみ速度効果

竜巻による飛来物に対する解析は，衝撃問題で変形速度が大きいため，ひずみ速度効果を考慮することとし，以下に示すCowper－Symondsの式を適用する。

$$\sigma_D = \sigma_S \cdot \left(1 + \left(\frac{\dot{\varepsilon}}{C}\right)^{\frac{1}{P}}\right)$$

ここで，σ_Dは動的応力，σ_Sは静的応力，$\dot{\varepsilon}$はひずみ速度，Ｃ及びＰはひずみ速度依存性パラメータを表す。

ひずみ速度依存性パラメータを表3－11に示す。

表3－11　ひずみ速度依存性パラメータ

	鋼製足場板	足場パイプ
材料	SS400	STK500
C（s^{-1}）		
P		

4. 評価条件

4.1 貫通評価

貫通評価において，壁とスラブの貫通評価式に用いる条件を表 4－1 に示す。

表 4－1 貫通評価に用いる入力値

記号	単位	定義		数値
D	kgf/cm^3	設計飛来物直径密度（D＝W／d^3）		鋼製足場板：9.75×10^{-3} 足場パイプ：8.80×10^{-2}
d	cm	設計飛来物直径		鋼製足場板：11.28 足場パイプ：5.00
F_c	kgf/cm^2	コンクリートの設計基準強度		330
N	—	設計飛来物の形状係数		鋼製足場板：1.14 足場パイプ：1.14
V	m/s	壁面	設計飛来物の衝突速度（水平）	55
		スラブ	設計飛来物の衝突速度（鉛直）	38
W	kgf	設計飛来物重量		鋼製足場板：14 足場パイプ：11
α_e	—	低減係数		1.0

4.2 裏面剥離評価

裏面剥離評価において，壁とスラブの裏面剥離評価式に用いる条件を表 4－2 に示す。

表 4－2 裏面剥離評価に用いる入力値

記号	単位	定義		数値
d	cm	設計飛来物直径		鋼製足場板：11.28 足場パイプ：5.00
f_c’	kgf/cm^2	コンクリートの設計基準強度		330
V	m/s	壁面	設計飛来物の衝突速度（水平）	55
		スラブ	設計飛来物の衝突速度（鉛直）	38
V_0	m/s	飛来物基準速度		鋼製足場板：60.96 足場パイプ：60.96
W	kgf	設計飛来物重量		鋼製足場板：14 足場パイプ：11
α_s	—	低減係数		1.0

4.3　変形評価

コンクリ製フードの変形評価は，壁，スラブの最大変形が生じると想定される評価対象の中央部に衝突するケースを設定する。

解析ケースを表 4－3 及び図 4－1，図 4－2 に示す。

表 4－3　解析ケース（衝突箇所の変形評価）

評価対象	飛来物	衝突箇所	飛来物の衝突方向	対象部材
壁	鋼製足場板	中央部	水平	コンクリート（厚さ 250mm） 鉄筋（D13@200）
スラブ	足場パイプ	中央部	鉛直	

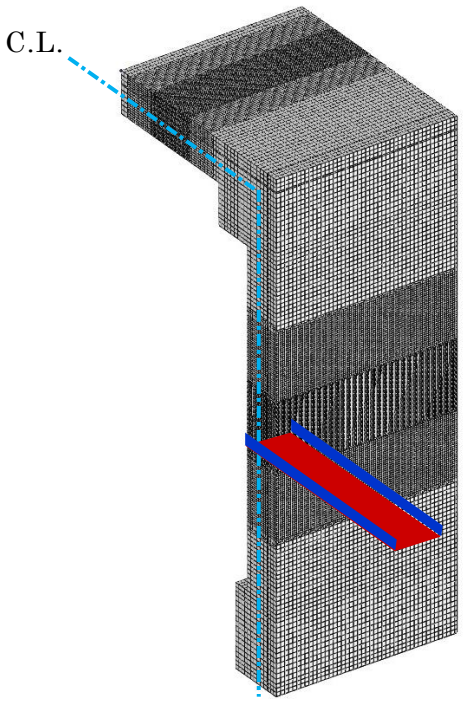


図 4－1　解析ケース（壁）

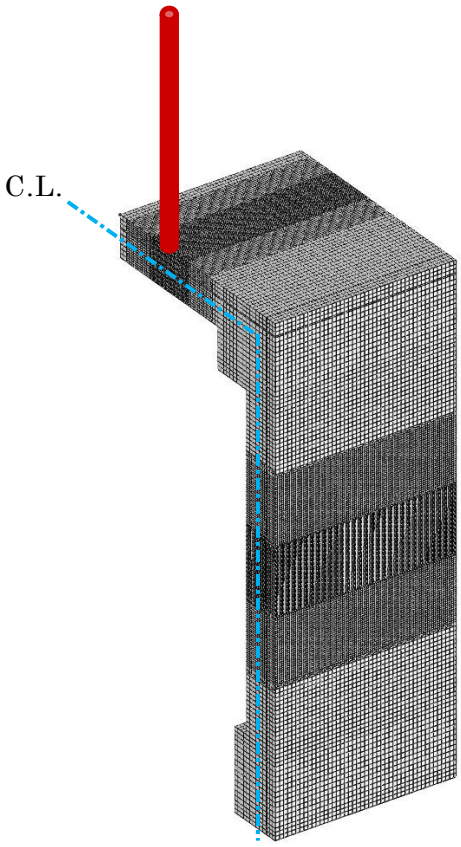


図 4－2　解析ケース（スラブ）

5. 強度評価結果

5.1 貫通評価

竜巻発生時のコンクリ製フードの壁，スラブの貫通限界厚さを表 5－1 に示す。

表 5－1 貫通限界厚さ

評価対象部位		貫通限界厚さ(cm)
コンクリ製フード	壁	12
	スラブ	10

コンクリ製フードの貫通評価結果として，部材厚さと貫通限界厚さの比較を表 5－2 に示す。

コンクリ製フードの部材厚さは貫通限界厚さを上回っており，貫通しないことを確認した。

表 5－2 コンクリ製フードの部材厚さと貫通限界厚さの比較

評価対象部位		部材厚さ (cm)	貫通限界厚さ (cm)
コンクリ製フード	壁	25	12
	スラブ	25	10

5.2　裏面剥離評価

竜巻発生時のコンクリ製フードの壁，スラブの裏面剥離限界厚さを表 5－3 に示す。

表 5－3　裏面剥離限界厚さ

評価対象部位		裏面剥離限界厚さ(cm)
コンクリ製フード	壁	21
	スラブ	17

コンクリ製フードの裏面剥離評価結果として，部材厚さと裏面剥離限界厚さの比較を表 5－4 に示す。

コンクリ製フードの部材厚さは裏面剥離限界厚さを上回っており，裏面剥離しないことを確認した。

表 5－4　コンクリ製フードの部材厚さと裏面剥離限界厚さの比較

評価対象部位		部材厚さ (cm)	裏面剥離限界厚さ (cm)
コンクリ製フード	壁	25	21
	スラブ	25	17

5.3　変形評価

コンクリ製フードの評価対象部位の鉄筋に生じるひずみと許容限界の比較を表 5－5 に示す。また，ひずみ分布図を図 5－1 及び図 5－2 に示す。

コンクリ製フードに生じるひずみが許容限界を超えないことを確認した。

表 5－5　衝突解析結果

評価項目	評価対象部位	評価結果	許容限界
ひずみ	壁	242	
	スラブ	114	

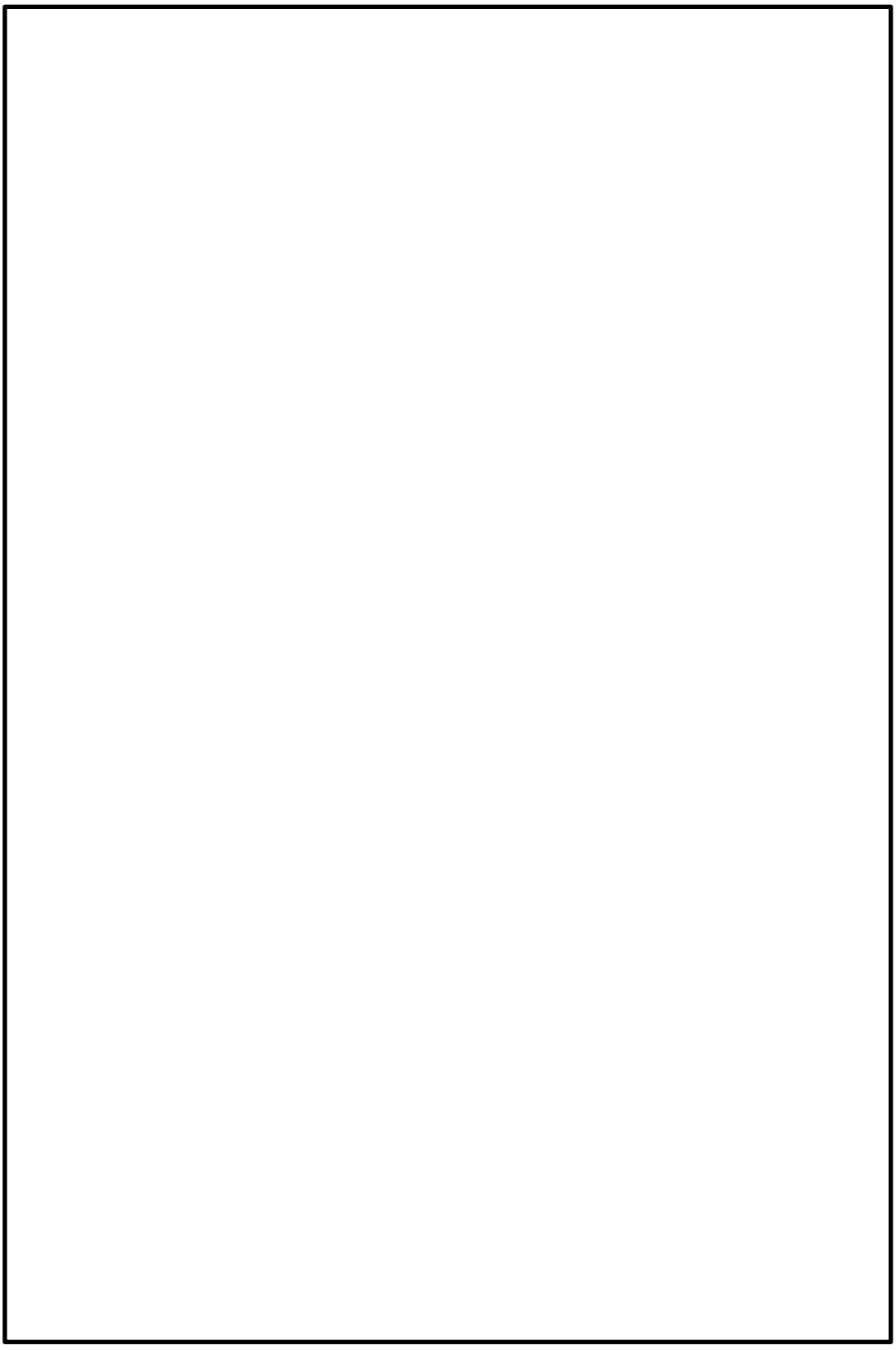


図 5－1　鉄筋のひずみ分布図（壁）

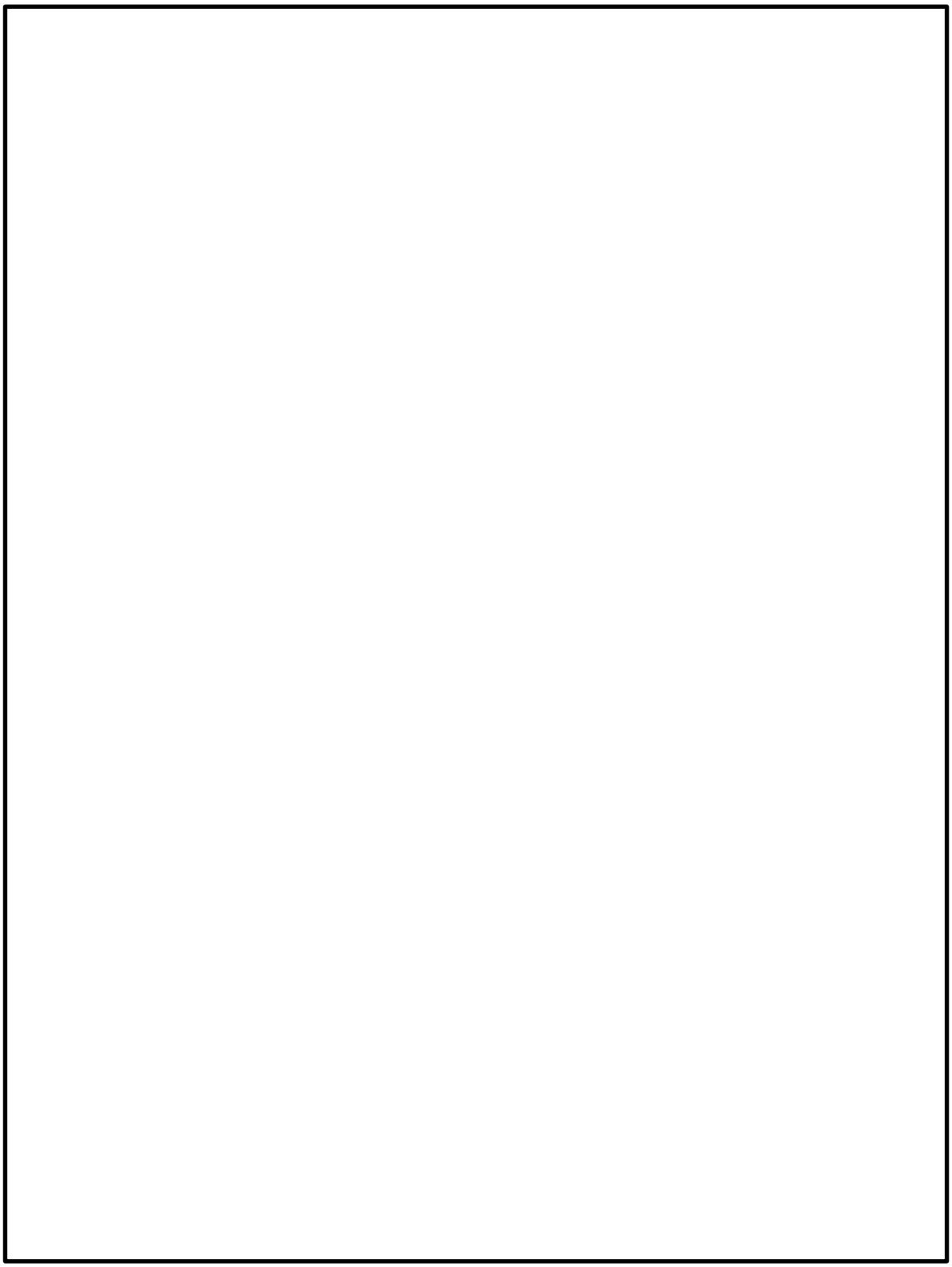


図 5－2　鉄筋のひずみ分布図（スラブ）

Ⅴ-3-別添 1-4-4　非常用ディーゼル発電設備燃料移送ポンプ防護板の強度計算書

目　　次

1.　概要 ····· 1
2.　基本方針 ····· 2
2.1　位置 ····· 2
2.2　構造概要 ····· 3
2.3　評価方針 ····· 5
2.4　適用規格 ····· 7
3.　強度評価方法 ····· 8
3.1　記号の定義 ····· 8
3.2　評価対象部位 ····· 9
3.3　荷重及び荷重の組合せ ····· 11
3.4　許容限界 ····· 13
3.5　評価方法 ····· 15
4.　評価条件 ····· 20
4.1　貫通評価 ····· 20
4.2　変形評価 ····· 21
5.　強度評価結果 ····· 23
5.1　貫通評価 ····· 23
5.2　変形評価 ····· 24

1. 概要

本資料は，Ⅴ-3-別添 1-2「防護対策施設の強度計算の方針」のとおり，防護対策施設のうち，非常用ディーゼル発電設備燃料移送ポンプ防護板が，設計竜巻による設計飛来物の衝突に対し，竜巻時及び竜巻通過後においても，外部事象防護対象施設に設計飛来物を衝突させず，また，機械的な波及的影響を与えず，外部事象防護対策施設の安全機能を考慮して，非常用ディーゼル発電設備燃料移送ポンプ防護板を構成する防護鋼板及び架構が構造健全性を有することを確認するものである。

2.　基本方針

V-3-別添 1-2「防護対策施設の強度計算の方針」を踏まえ，非常用ディーゼル発電設備燃料移送ポンプ防護板の「2.1　位置」,「2.2　構造概要」,「2.3　評価方針」及び「2.4 適用規格」を示す。

2.1　位置

非常用ディーゼル発電設備燃料移送ポンプ防護板は，屋外の軽油タンクエリアに設置する。

非常用ディーゼル発電設備燃料移送ポンプ防護板の設置位置を図 2－1 に示す。

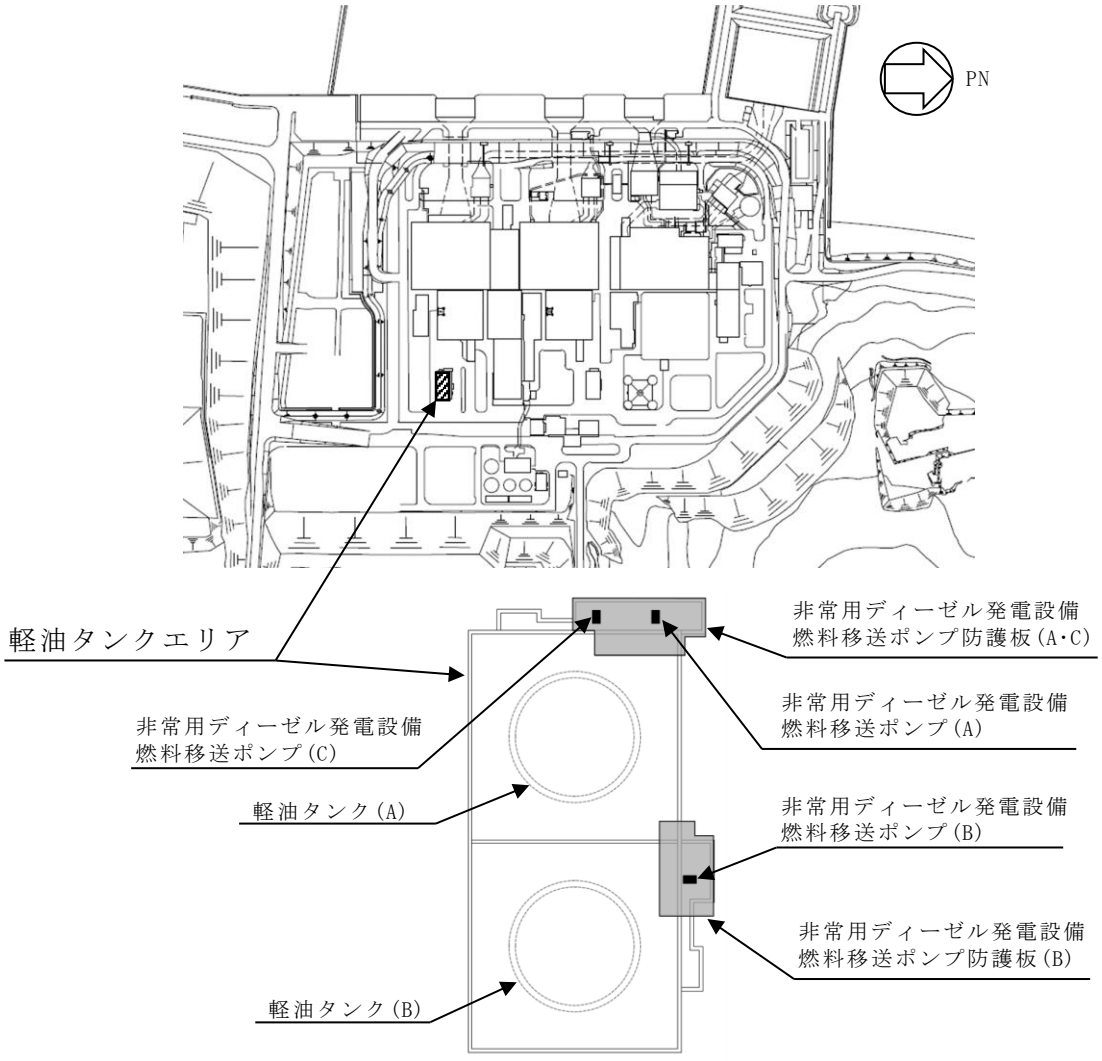


図 2－1　非常用ディーゼル発電設備燃料移送ポンプ防護板の位置図

2.2　構造概要

非常用ディーゼル発電設備燃料移送ポンプ防護板の構造は，Ⅴ-3-別添 1-2「防護対策施設の強度計算の方針」の「3.4　非常用ディーゼル発電設備燃料移送ポンプ防護板の構造設計」に示す構造設計を踏まえ，設定する。

非常用ディーゼル発電設備燃料移送ポンプ防護板は，鋼板等で構成する鋼製構造物である。

非常用ディーゼル発電設備燃料移送ポンプ防護板の構造図を図 2－2 及び図 2－3 に示す。

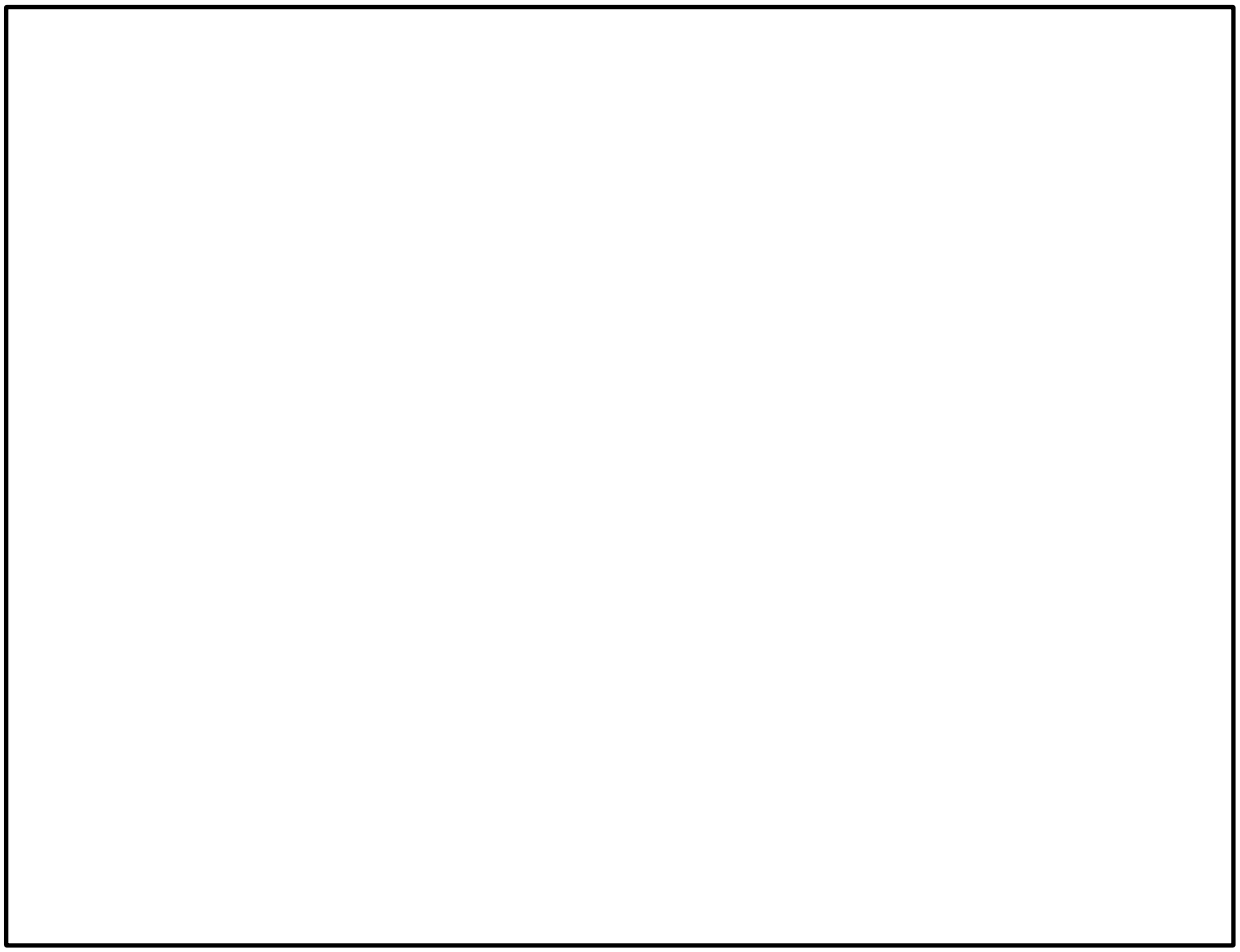


図 2－2　非常用ディーゼル発電設備燃料移送ポンプ防護板(A･C)の構造図

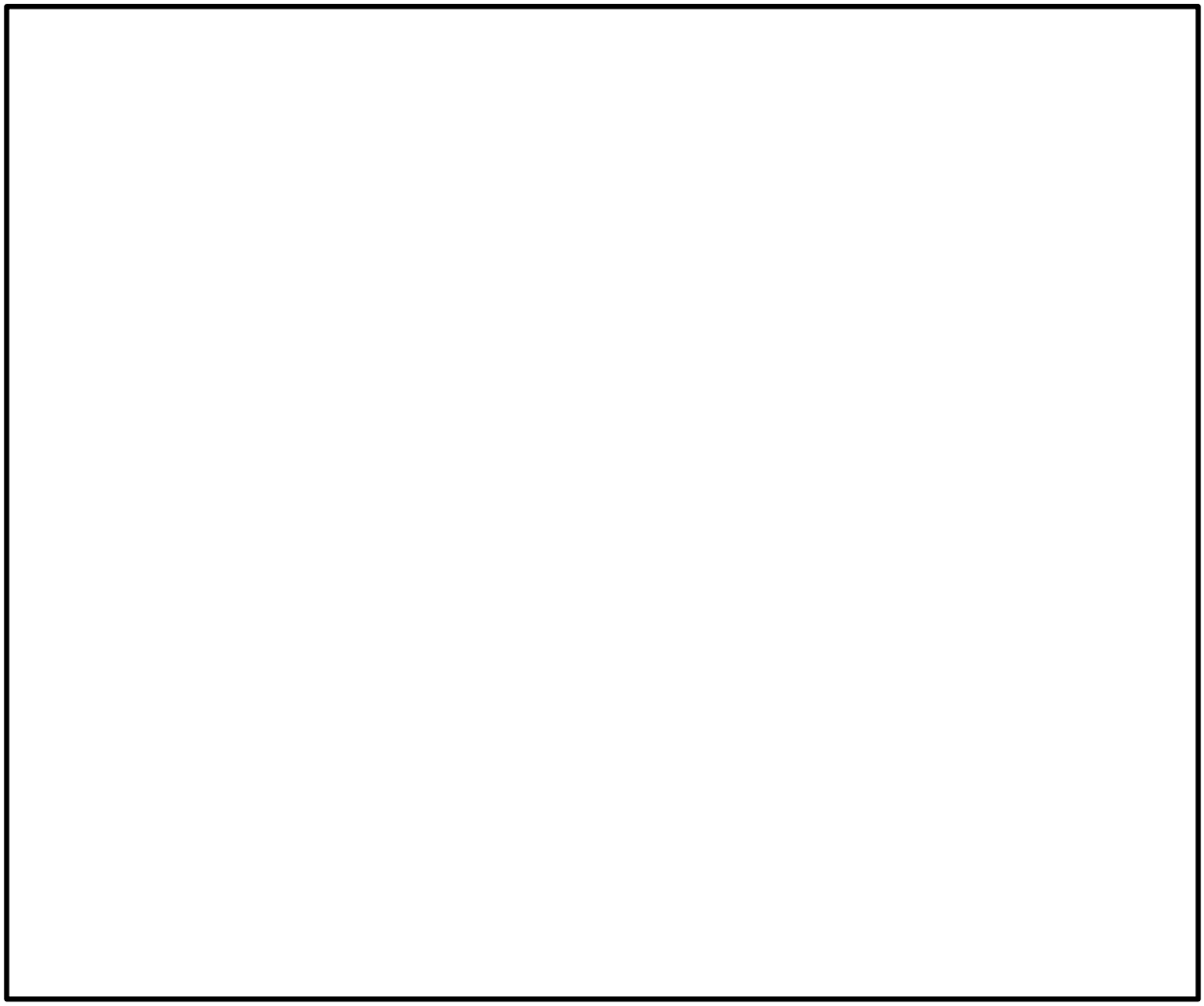


図 2－3　非常用ディーゼル発電設備燃料移送ポンプ防護板(B)の構造図

2.3　評価方針

非常用ディーゼル発電設備燃料移送ポンプ防護板の強度評価は，Ⅴ-3-別添 1-2「防護対策施設の強度計算の方針」の「2.3　荷重及び荷重の組合せ」及び「5.4　非常用ディーゼル発電設備燃料移送ポンプ防護板の許容限界」にて設定している荷重及び荷重の組合せ並びに許容限界を踏まえ，非常用ディーゼル発電設備燃料移送ポンプ防護板の評価対象部位に作用する変形等が,許容限界に収まることを「3.　強度評価方法」に示す方法により,「4.　評価条件」に示す評価条件を用いて計算し,「5.　強度評価結果」にて確認する。

非常用ディーゼル発電設備燃料移送ポンプ防護板の評価フローを図 2－4 に示す。

非常用ディーゼル発電設備燃料移送ポンプ防護板の強度評価においては，その構造を踏まえ，設計竜巻荷重とこれに組み合わせる荷重（以下「設計荷重」という。）の作用方向及び伝達過程を考慮し，評価対象部位を設定する。

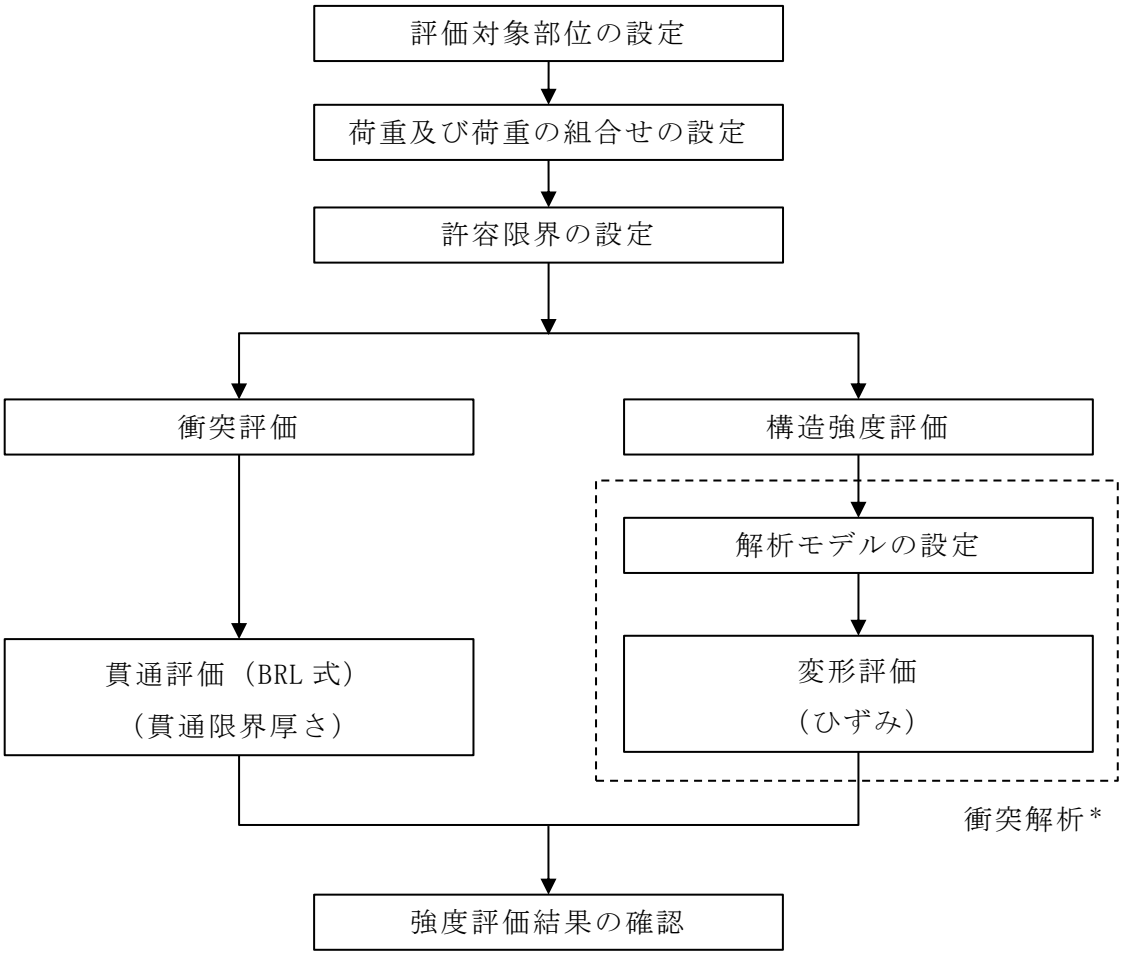
具体的には，設計飛来物が外部事象防護対象施設に衝突する直接的な影響の評価として，防護対策施設を構成する部材に対する衝突評価，及び，防護対策施設自体が外部事象防護対象施設に衝突・接触する波及的な影響の評価として，防護対策施設を構成する部位の転倒及び脱落に対する構造強度評価を行う。

(1)　衝突評価

設計荷重に対し，設計飛来物が施設を構成する部材を貫通しない設計とするために，防護鋼板が設計飛来物の貫通を生じない最小厚さ以上であることを計算により確認する。衝突評価には，Ⅴ-3-別添 1-2「防護対策施設の強度計算の方針」の「6.4 非常用ディーゼル発電設備燃料移送ポンプ防護板の強度評価」に示す評価式を用いる。(以下「貫通評価」という。)

(2)　構造強度評価

設計荷重に対し，施設を構成する部材自体の転倒及び脱落を生じない設計とするために，防護鋼板及び架構に終局状態に至るようなひずみが生じないことを確認する。(以下「変形評価」という。)



注記＊：衝突解析については，解析コード「ＬＳ－ＤＹＮＡ」を用いて 3 次元 FEM モデルによりモデル化し，防護鋼板及び架構について評価を実施する。

図 2－4　非常用ディーゼル発電設備燃料移送ポンプ防護板の評価フロー

2.4　適用規格

適用する規格，基準等を以下に示す。

・建築基準法及び同施行令

・「発電用原子力設備規格　設計・建設規格　ＪＳＭＥ　Ｓ　ＮＣ１-2005/2007」（日本機械学会）

・ISE7607-3「軽水炉構造機器の衝撃荷重に関する調査　その 3　ミサイルの衝突による構造壁の損傷に関する評価式の比較検討」（昭和 51 年 10 月高温構造安全技術研究組合）

・タービンミサイル評価について（昭和 52 年 7 月 20 日原子炉安全専門審査会）

・U.S. NUCLEAR REGULATORY COMMISSION: REGULATORY GUIDE 1.76, DESIGN-BASIS TORNADO AND TORNADO MISSILES FOR NUCLEAR POWER PLANTS, Revision1, March 2007

・Methodology for Performing Aircraft Impact Assessments for New Plant Designs (Nuclear Energy Institute 2011 Rev8 (NEI 07-13))

・「建築物荷重指針･同解説」（日本建築学会，2004 改定）

・「鋼構造設計規準－許容応力度設計法－」（日本建築学会，2005 改定）

・日本工業規格（ＪＩＳ）

3. 強度評価方法

3.1 記号の定義

強度評価に用いる記号を表 3－1 に示す。

表 3－1 強度評価に用いる記号

記 号	単 位	定 義
A	m^2	非常用ディーゼル発電設備燃料移送ポンプ防護板の受圧面積
C	―	風力係数
d	m	設計飛来物が衝突する衝突断面の等価直径
F_d	N	常時作用する荷重
G	―	ガスト影響係数
K	―	鋼板の材質に関する係数
M	kg	設計飛来物の質量
q	Pa	設計用速度圧
T	m	貫通限界厚さ
V	m/s	設計飛来物の飛来速度
V_D	m/s	設計竜巻の最大風速
W_M	N	設計飛来物による衝撃荷重
W_P	N	気圧差による荷重
W_W	N	設計竜巻の風圧力による荷重
ΔP_{max}	N/m^2	最大気圧低下量
ρ	kg/m^3	空気密度

3.2　評価対象部位

非常用ディーゼル発電設備燃料移送ポンプ防護板の評価対象部位は，Ⅴ-3-別添 1-2「防護対策施設の強度計算の方針」の「5.4　非常用ディーゼル発電設備燃料移送ポンプ防護板の許容限界」に示す評価対象部位を踏まえ，設定する。

(1)　貫通評価

設計荷重に対し，設計飛来物が施設を構成する部材を貫通しない設計とするために，防護鋼板が設計飛来物の貫通を生じない最小厚さ以上であることを計算により確認する。

施設を構成する部材が設計飛来物を貫通させないことの確認においては，外殻を構成する防護鋼板を評価対象部位として設定する。

(2)　変形評価

設計荷重に対し，施設を構成する部材自体が，転倒及び脱落により外部事象防護対象施設へ接触等の影響を与えない設計とするために，防護鋼板及び架構に終局状態に至るようなひずみが生じないことを解析により確認する。

設計飛来物の衝突を考慮する場合，被衝突物の支持間隔が長く，厚さが薄いほどたわみ量が大きくなる傾向にある。したがって，変形評価としては，評価対象となる防護鋼板の支持間隔が長く，厚さが薄い箇所を選定する。なお，防護鋼板の設計においては，厚さを一律[redacted]とすることから，支持間隔が最長となる箇所が代表となる。衝突位置については，たわみ量が大きくなるよう部材の中央とする。

評価対象部位を図 3－1 及び図 3－2 に示す。

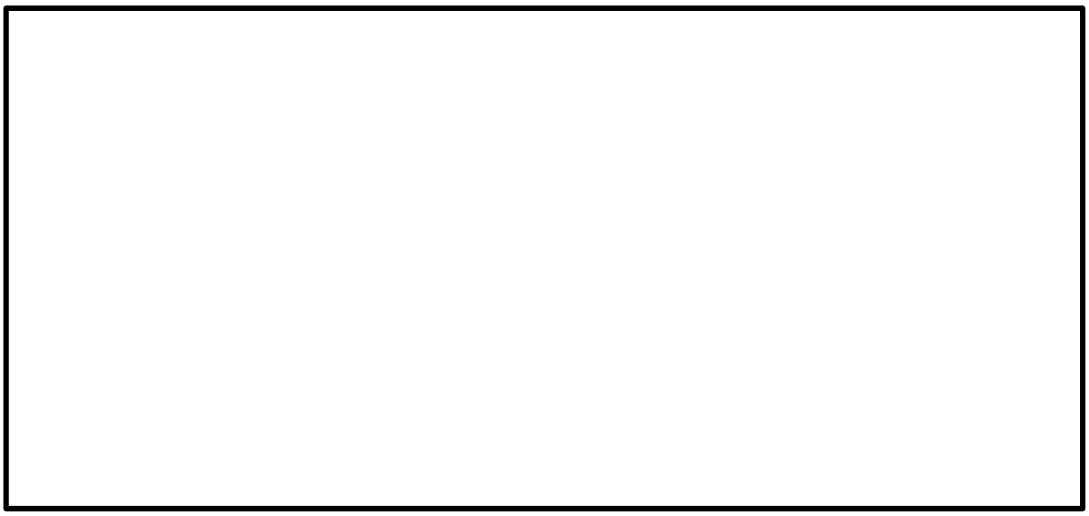


図 3－1　非常用ディーゼル発電設備燃料移送ポンプ防護板(A･C)の評価位置図



図 3－2　非常用ディーゼル発電設備燃料移送ポンプ防護板(B)の評価位置図

3.3　荷重及び荷重の組合せ

強度評価に用いる荷重及び荷重の組合せは，Ⅴ-3-別添 1-2「防護対策施設の強度計算の方針」の「2.3　荷重及び荷重の組合せ」を踏まえて設定する。

(1)　荷重の設定

強度評価に用いる荷重は以下の荷重を用いる。荷重の算定に用いる竜巻の特性値を表 3－2 に示す。

表 3－2　荷重の算定に用いる竜巻の特性値

最大風速 V_D (m/s)	移動速度 V_T (m/s)	最大接線風速 V_{Rm} (m/s)	最大気圧低下量 ΔP_{max} (N/m^2)
92	14	78	6400

a.　風圧力による荷重（W_W）

風圧力による荷重（W_W）は，下式により算出する。

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

設計用速度圧 q は，下式により算定する。

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

b.　気圧差による荷重（W_P）

気圧差による荷重（W_P）は，下式により算出する。

$$W_P = \Delta P_{max} \cdot A$$

c.　設計飛来物による衝撃荷重（W_M）

設計飛来物による衝撃荷重（W_M）については，表 3－3 に諸元を示す設計飛来物の衝突に伴う荷重とする。また，設計飛来物の材料定数を表 3－4 に示す。飛来速度については，評価の代表性を考慮し，水平方向，鉛直方向の飛来速度のうち大きい水平方向速度を設定する。

貫通評価においては，考慮する設計飛来物として衝突断面積あたりの運動エネルギが最大となる足場パイプを設定し,足場パイプの衝撃荷重を考慮する。また，評価対象部位に足場パイプが衝突した際に跳ね返らず，貫入する物として評価する。

変形評価においては，考慮する設計飛来物として運動エネルギが最大となる鋼製足場板を設定し，鋼製足場板の衝撃荷重を考慮する。

表 3－3　設計飛来物の諸元

設計飛来物	寸法 長さ×幅×奥行き (m)	質量 (kg)	水平方向の飛来速度 (m/s)	鉛直方向の飛来速度 (m/s)	運動エネルギ (kJ)		衝突断面積あたりの運動エネルギ (kJ/mm^2)	
					水平方向	鉛直方向	水平方向	鉛直方向
足場パイプ	4×0.05×0.05	11	42	38	10	8	0.0279	0.0223
鋼製足場板	4×0.25×0.04	14	55	18	21	3	0.0021	0.0003

表 3－4　設計飛来物の材料定数

設計飛来物	降伏応力 σ_y (MPa)	縦弾性係数 E (MPa)	ポアソン比
足場パイプ	355	201667	0.3
鋼製足場板	245	201667	0.3

d.　常時作用する荷重（F_d）

常時作用する荷重（F_d）は，部材の自重とする。

(2)　荷重の組合せ

強度評価に用いる荷重の組合せについては，V-3-別添 1-2「防護対策施設の強度計算の方針」の「2.3　荷重及び荷重の組合せ」のとおり，風圧力による荷重，気圧差による荷重，設計飛来物による衝撃荷重及び常時作用する荷重を組み合わせる。

荷重の組合せを表 3－5 に示す。

表 3－5　荷重の組合せ

評価内容	風圧力による荷重 (W_W)	気圧差による荷重 (W_P)	設計飛来物による衝撃荷重 (W_M)	常時作用する荷重 (F_d)	荷重の組合せ
貫通評価	—	—	○	—	W_M
変形評価	○	○	○	○	$W_W+W_P+W_M+F_d$

3.4　許容限界

非常用ディーゼル発電設備燃料移送ポンプ防護板の許容限界は，Ⅴ-3-別添 1-2「防護対策施設の強度計算の方針」の「5.4　非常用ディーゼル発電設備燃料移送ポンプ防護板の許容限界」にて設定している許容限界を踏まえて，「3.2　評価対象部位」にて設定した評価対象部位の機能損傷モードを考慮して設定する。

(1)　評価対象部位の材料仕様

非常用ディーゼル発電設備燃料移送ポンプ防護板の材料仕様を表 3－6 に示す。

表 3－6　評価対象部位の材料仕様

分類	仕様	材質
防護鋼板		SS400
架構		SS400

(2)　評価対象部位の材料定数

非常用ディーゼル発電設備燃料移送ポンプ防護板の材料定数を表 3－7 に示す。

表 3－7　材料定数

材質	厚さ (mm)	降伏応力 σ_y (MPa)	縦弾性係数 E (MPa)	塑性硬化係数 E’(MPa)	ポアソン比
SS400			201667		0.3
SS400			201667		0.3

(3)　許容限界

a.　貫通評価

防護鋼板の貫通評価の許容限界を表 3－8 に示す。

表 3－8　貫通評価の許容限界

評価対象部位		設置方向	厚さ (mm)	材質
非常用ディーゼル発電設備燃料移送ポンプ防護板	防護鋼板	側面	[redacted]	SS400
		上面	[redacted]	SS400

b.　変形評価

設計飛来物が防護鋼板へ直接衝突する場合の変形評価における許容限界は，鋼材の破断ひずみとする。破断ひずみについては，「3.5 (2)e.(c)　破断ひずみ」に示すとおり，ＪＩＳに規定されている伸びの下限値を基に設定するが，「NEI07-13：Methodology for Performing Aircraft Impact Assessments for New Plant Designs」（以下「NEI07-13」という。）においてＴＦ（多軸性係数）を[redacted]とすることが推奨されていることを踏まえ，安全余裕としてＴＦ＝[redacted]を考慮して設定する。

設定した許容限界を表 3－9 に示す。

表 3－9　変形評価の許容限界

評価対象部位		材質	破断ひずみ*
非常用ディーゼル発電設備燃料移送ポンプ防護板	防護鋼板	SS400	[redacted]
	架構	SS400	[redacted]

注記＊：真ひずみ換算値

3.5　評価方法

非常用ディーゼル発電設備燃料移送ポンプ防護板の強度評価は，Ⅴ-3-別添 1-2「防護対策施設の強度計算の方針」の「4.4　非常用ディーゼル発電設備燃料移送ポンプ防護板の評価方針」を踏まえて，衝突評価として貫通評価を実施する。また，構造強度評価として変形評価を実施する。

(1)　貫通評価

設計飛来物が防護鋼板へ直接衝突する場合の貫通限界厚さを，「タービンミサイル評価について（昭和 52 年 7 月 20 日原子炉安全専門審査会）」で用いられる BRL 式を用いて算出する。

$$T^{\frac{3}{2}}=\frac{0.5\cdot M\cdot V^{2}}{1.4396\times10^{9}\cdot K^{2}\cdot d^{\frac{3}{2}}}$$

(2)　変形評価

変形評価に用いる評価対象部位に生じるひずみは，解析モデル及び材料の非線形特性を用いた衝突解析により評価する。

a.　解析モデル及び諸元

(a)　非常用ディーゼル発電設備燃料移送ポンプ防護板

非常用ディーゼル発電設備燃料移送ポンプ防護板の解析モデル化の範囲は，想定する荷重の伝達を考慮し，非常用ディーゼル発電設備燃料移送ポンプ防護板を構成する防護鋼板及び架構とする。防護鋼板及び架構は，シェル要素でモデル化する。非常用ディーゼル発電設備燃料移送ポンプ防護板の解析モデルの境界条件を表 3－10 に，解析モデル図を図 3－3 及び図 3－4 に示す。

表 3－10　解析モデルの境界条件

項目	境界条件
非常用ディーゼル発電設備燃料移送ポンプ防護板と軽油タンク基礎	X,Y,Z 方向並進拘束

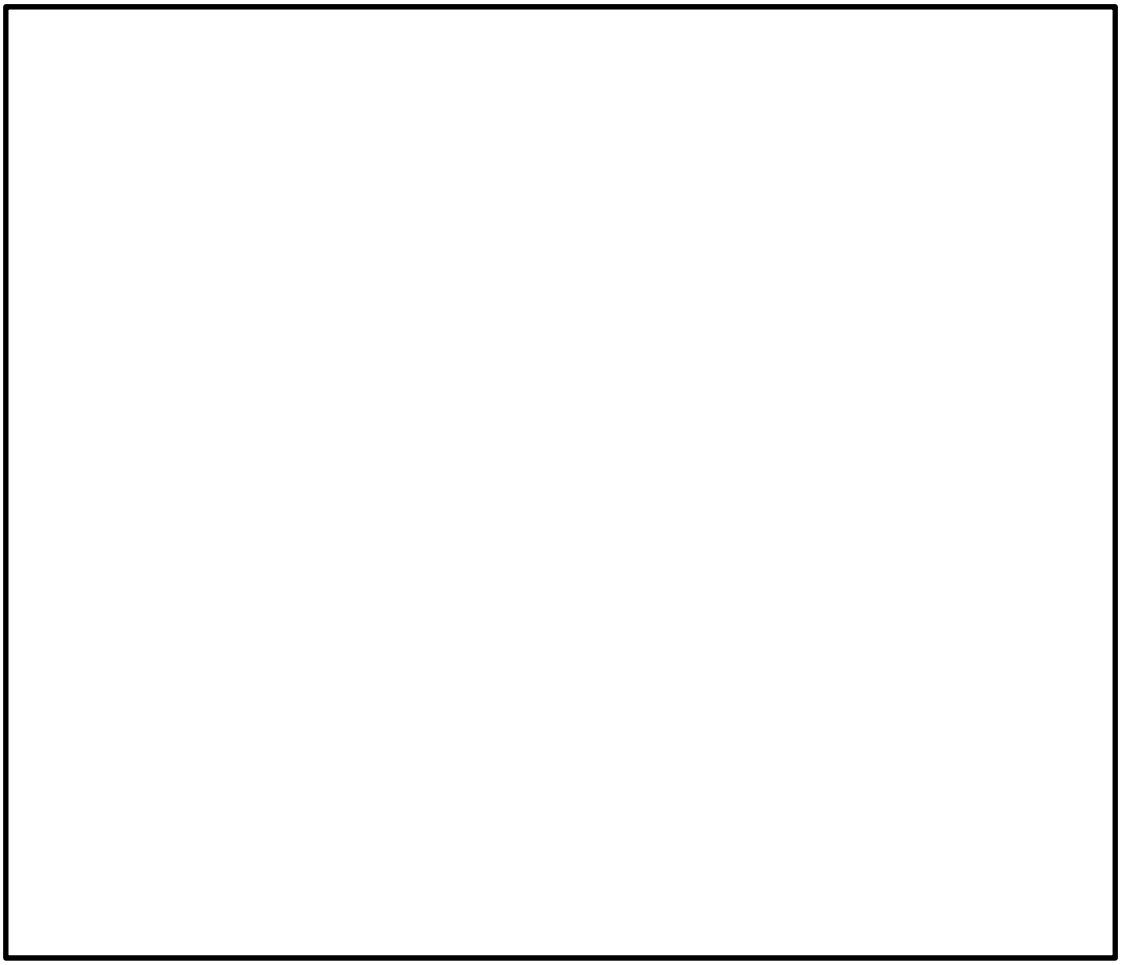


図 3－3　非常用ディーゼル発電設備燃料移送ポンプ防護板(A･C)の解析モデル図

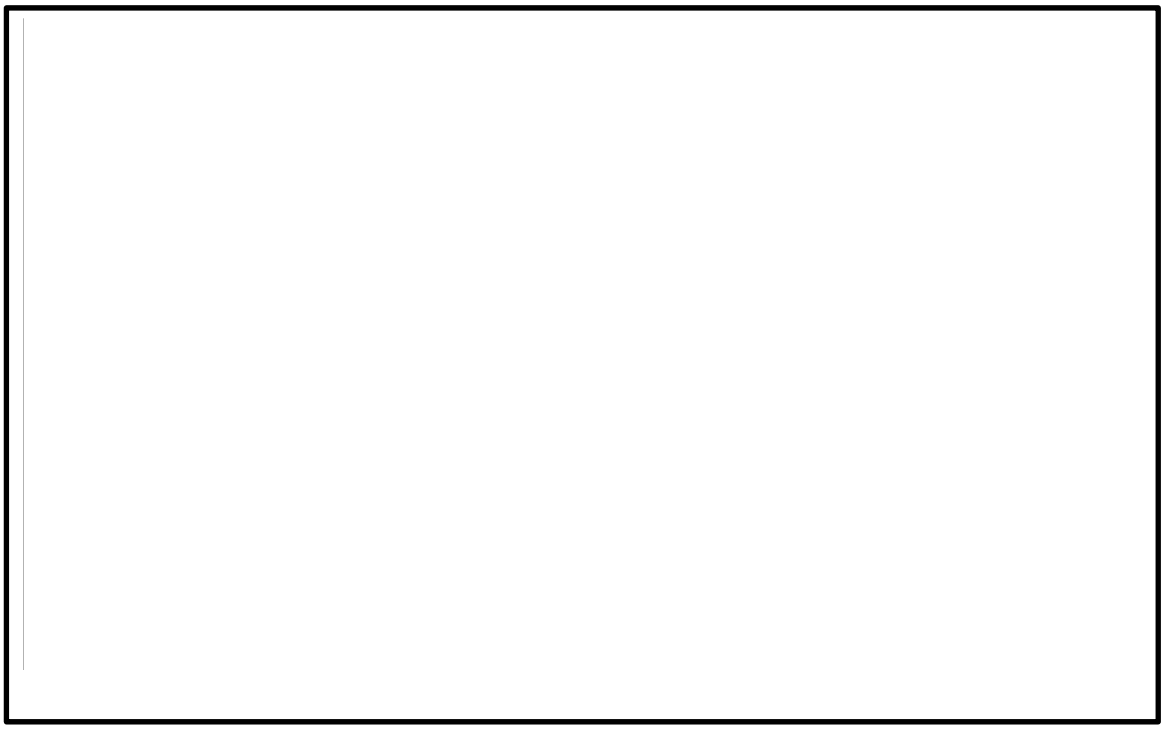
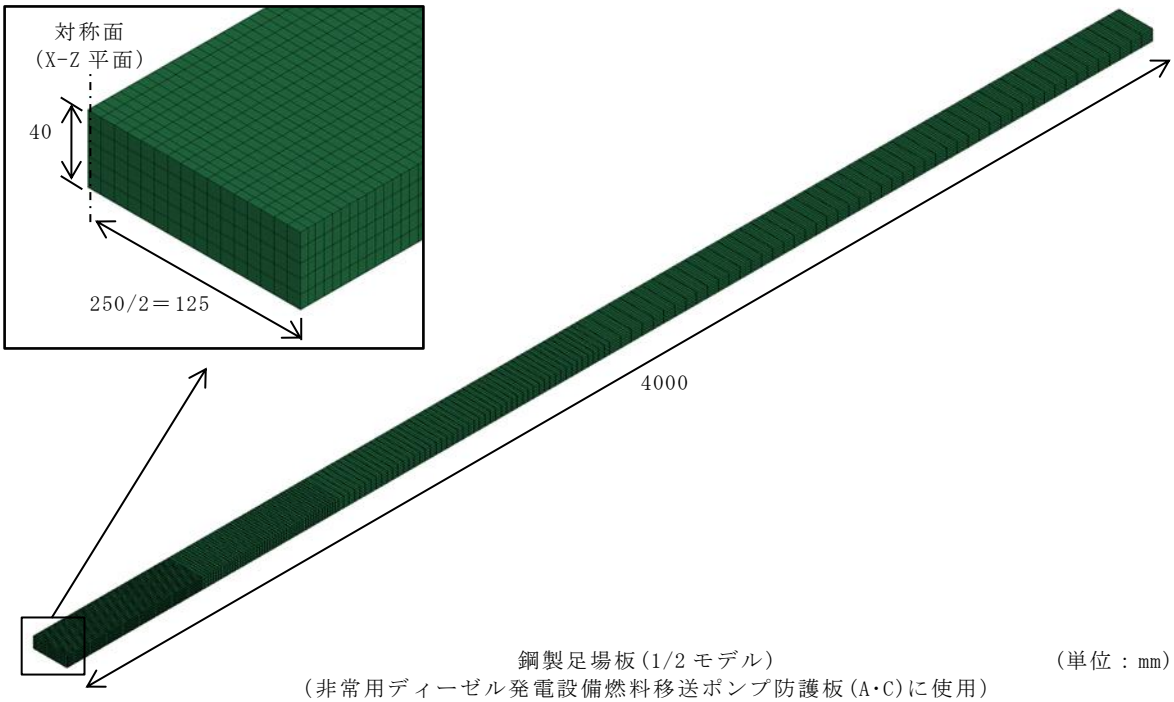


図 3－4　非常用ディーゼル発電設備燃料移送ポンプ防護板(B)の解析モデル図

(b)　設計飛来物

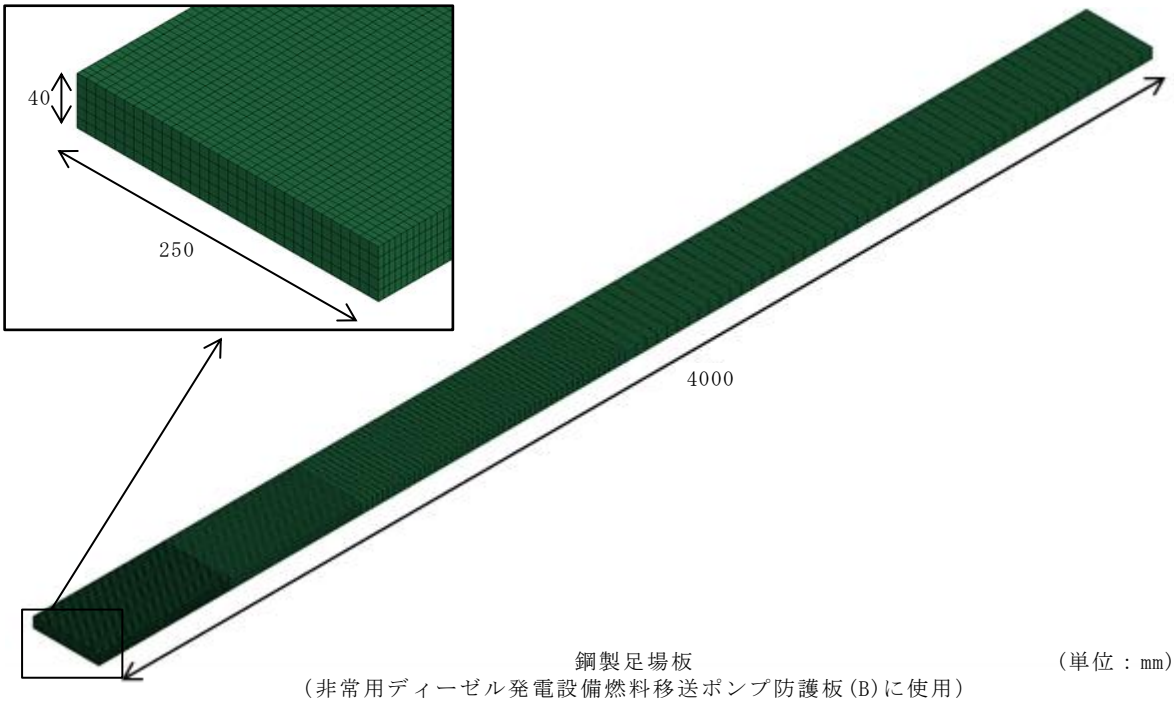
設計飛来物である鋼製足場板は，シェル要素でモデル化する。

設計飛来物の解析モデル図を図 3－5 に示す。



鋼製足場板(1/2 モデル)　(単位：mm)

(非常用ディーゼル発電設備燃料移送ポンプ防護板(A･C)に使用)



鋼製足場板　(単位：mm)

(非常用ディーゼル発電設備燃料移送ポンプ防護板(B)に使用)

図 3－5　飛来物の解析モデル図

b.　解析コード

衝突解析には，解析コード「ＬＳ－ＤＹＮＡ」を用いる。解析コードの検証及び妥当性確認等の概要については，別紙「計算機プログラム（解析コード）の概要」に示す。

c.　使用材料

構成する材料仕様については,「3.4(1)　評価対象部位の材料仕様」に示すとおり設定する。

d.　材料定数

非常用ディーゼル発電設備燃料移送ポンプ防護板に使用する鋼材の材料定数については,「3.4(2)　評価対象部位の材料定数」に示すとおり設定する。

e.　材料の非線形特性

(a)　材料の応力－ひずみ関係

非常用ディーゼル発電設備燃料移送ポンプ防護板の材料モデルでは，鋼材の破断ひずみを設定し，破断ひずみを超えた要素が荷重を負担しないことを考慮する。

材料の応力－ひずみ関係はバイリニア型とし，降伏後の塑性硬化係数（2 次勾配Ｅ’）は，表 3－7 に示す値とする。

材料に適用する応力－ひずみ関係の概念図を図 3－6 に示す。

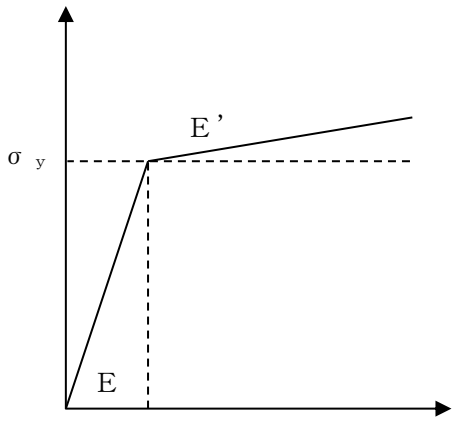


図 3－6　応力－ひずみ関係の概念図

(b)　ひずみ速度効果

竜巻による設計飛来物に対する解析は，衝撃問題で変形速度が大きいため，ひずみ速度効果を考慮することとし，以下に示すCowper－Symondsの式を適用する。

$$\sigma_D = \sigma_S \cdot \left(1 + \left(\frac{\dot{\varepsilon}}{C}\right)^{\frac{1}{P}}\right)$$

ここで，σ_Dは動的応力，σ_Sは静的応力，$\dot{\varepsilon}$はひずみ速度，Ｃ及びＰはひずみ速度依存性パラメータを表す。

ひずみ速度依存性パラメータを表3－11に示す。

表3－11　ひずみ速度依存性パラメータ

	鋼製足場板	非常用ディーゼル発電設備燃料移送ポンプ防護板	
		防護鋼板	架構
材料	SS400	SS400	SS400
C（s^{-1}）			
P			

(c)　破断ひずみ

破断ひずみは，ＪＩＳに規定されている伸びの下限値を基に設定する。また，「NEI07-13」においてＴＦ（多軸性係数）を□とすることが推奨されていることを踏まえ，安全余裕としてＴＦ=□を考慮する。ＴＦについては，非常用ディーゼル発電設備燃料移送ポンプ防護板のみ□とする。鋼製足場板は保守的に破断ひずみを超えても荷重を負担するものとする。

材料モデルにおける破断ひずみを表3－12に示す。

表3－12　材料モデルにおける破断ひずみ

種別	材質	ＪＩＳ規格値（下限値）	ＴＦ	破断ひずみ*
防護鋼板	SS400□			
架構	SS400□			

注記＊：真ひずみ換算値

4. 評価条件

4.1 貫通評価

貫通評価において，防護鋼板の貫通評価式に用いる評価条件を表 4－1 に示す。

表 4－1 防護鋼板の貫通評価式に用いる評価条件

評価条件		数値
d (m)		0.021
K		1.0
M(kg)		11
V (m/s)	水平方向	42
	鉛直方向	38

4.2　変形評価

非常用ディーゼル発電設備燃料移送ポンプ防護板の変形評価は，図 3－1 及び図 3－2 に示す非常用ディーゼル発電設備燃料移送ポンプ防護板の最大変形が生じると想定される鋼板中央部に衝突するケースを設定する。

解析ケースを表 4－2 並びに図 4－1 及び図 4－2 に示す。

表 4－2　解析ケース（変形評価）

評価箇所	衝突箇所	飛来物の衝突方向	対象部材
非常用ディーゼル発電設備燃料移送ポンプ防護板	防護鋼板	水平	

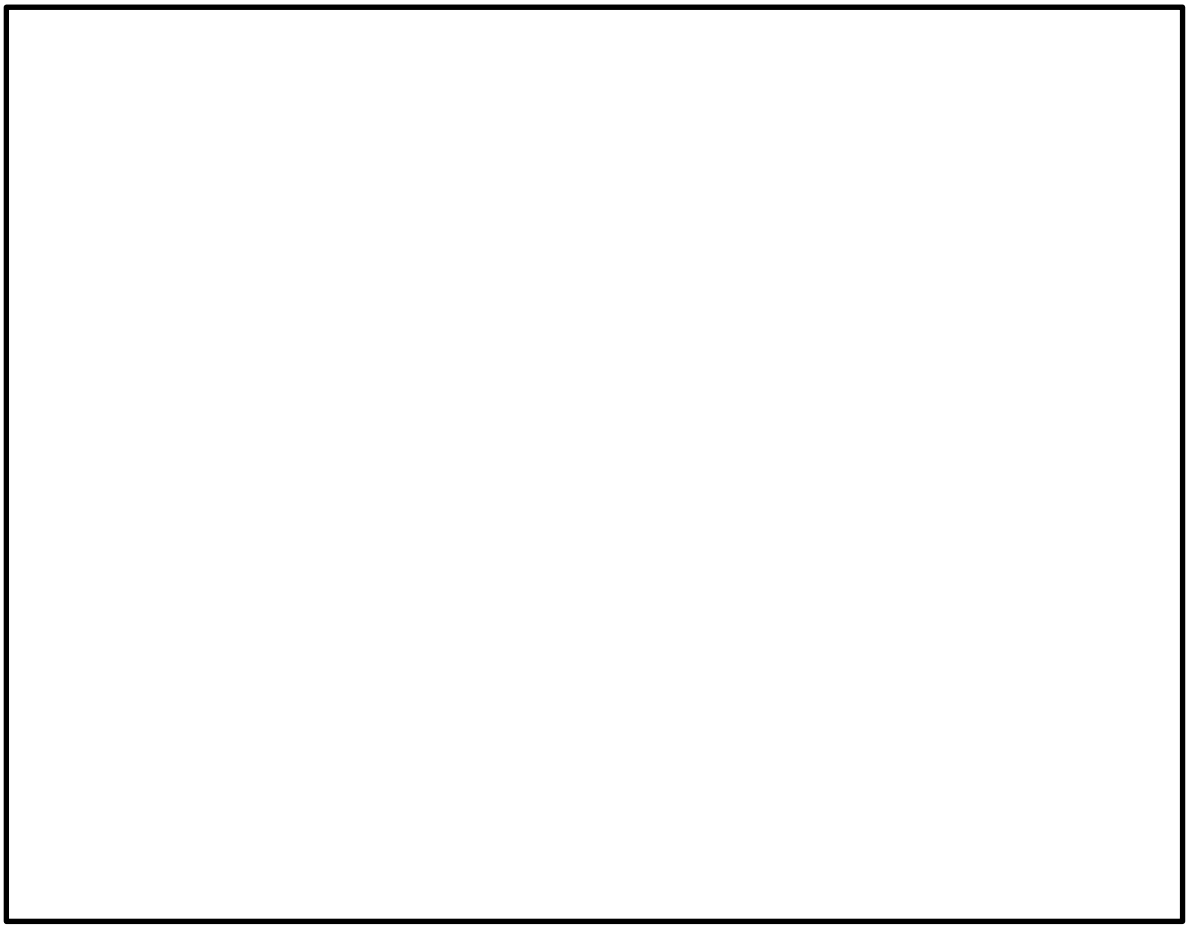


図 4－1　解析ケース（非常用ディーゼル発電設備燃料移送ポンプ防護板(A･C)）

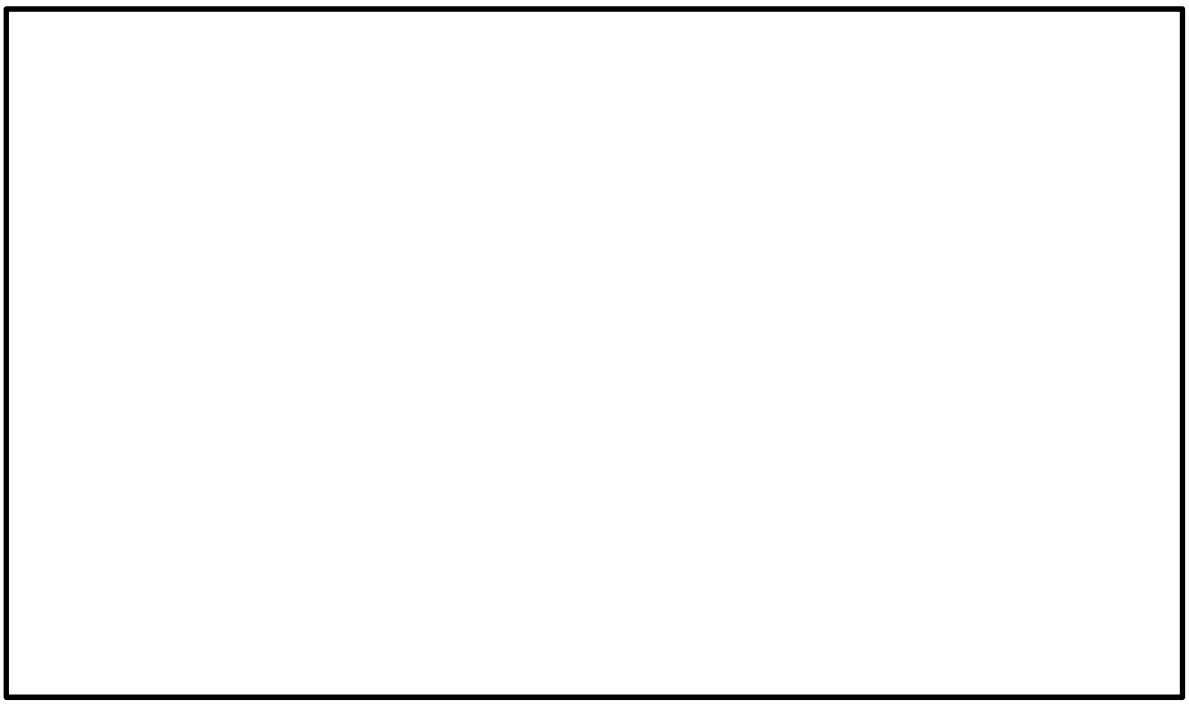


図 4－2　解析ケース（非常用ディーゼル発電設備燃料移送ポンプ防護板(B)）

5. 強度評価結果

5.1 貫通評価

足場パイプの貫通限界厚さを表 5－1 に示す。

表 5－1 足場パイプの貫通限界厚さ

		貫通限界厚さ(mm)
貫通限界厚さ	水平方向	17
	鉛直方向	15

非常用ディーゼル発電設備燃料移送ポンプ防護板の貫通評価結果として，貫通限界厚さと許容限界の比較を表 5－2 に示す。

許容限界は，設計飛来物による貫通を生じない貫通限界厚さを上回っており，貫通しない。

表 5－2 防護鋼板の板厚と貫通限界厚さの比較

評価対象部位		設置方向	評価結果 (mm)	許容限界 (mm)
非常用ディーゼル発電設備燃料移送ポンプ防護板	防護鋼板	側面	17	
		上面	15	

5.2　変形評価

評価結果を表 5－3 並びに図 5－1 から図 5－4 に示す。

非常用ディーゼル発電設備燃料移送ポンプ防護板に生じるひずみは許容限界を超えない。

表 5－3　衝突解析結果

評価項目	評価対象部位		評価結果	許容限界*
ひずみ	A･C	防護鋼板		
		架構		
	B	防護鋼板		
		架構		

注記＊：真ひずみ換算値

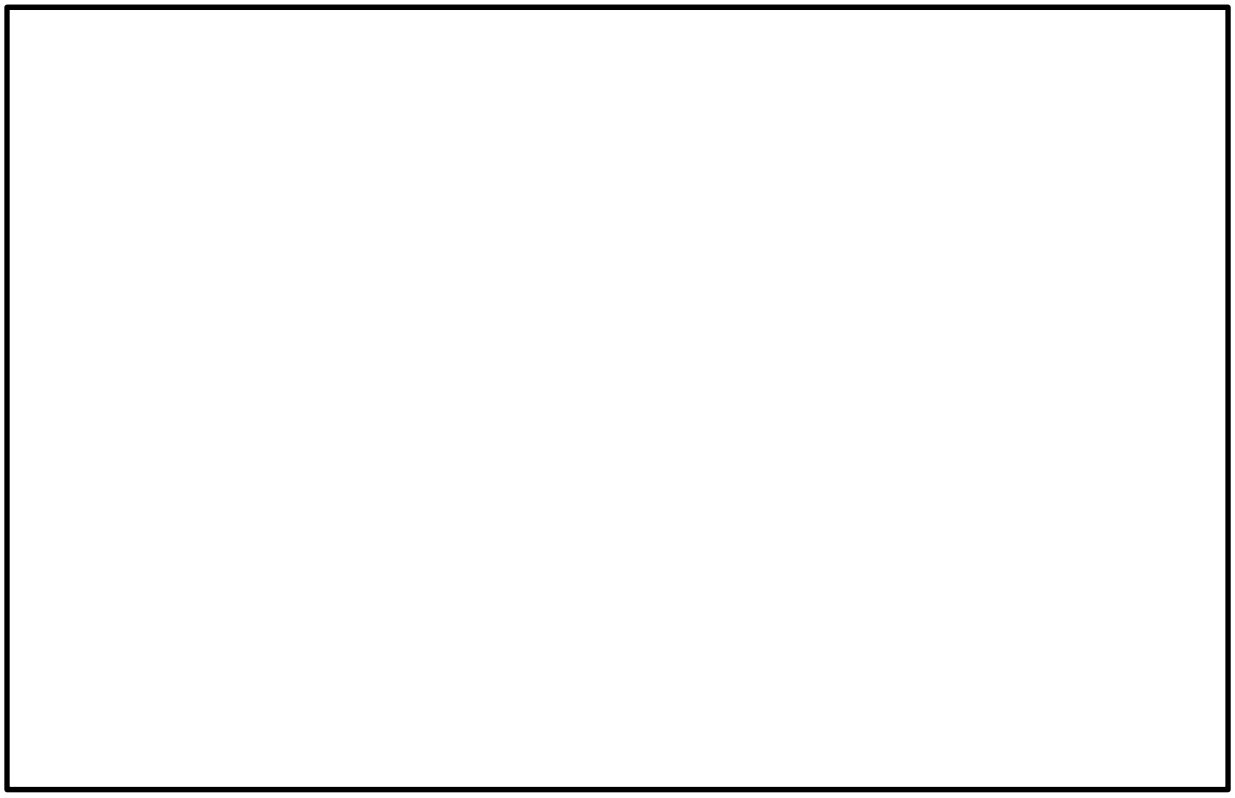


図 5－1　防護鋼板のひずみ分布図
（非常用ディーゼル発電設備燃料移送ポンプ防護板(A･C)）

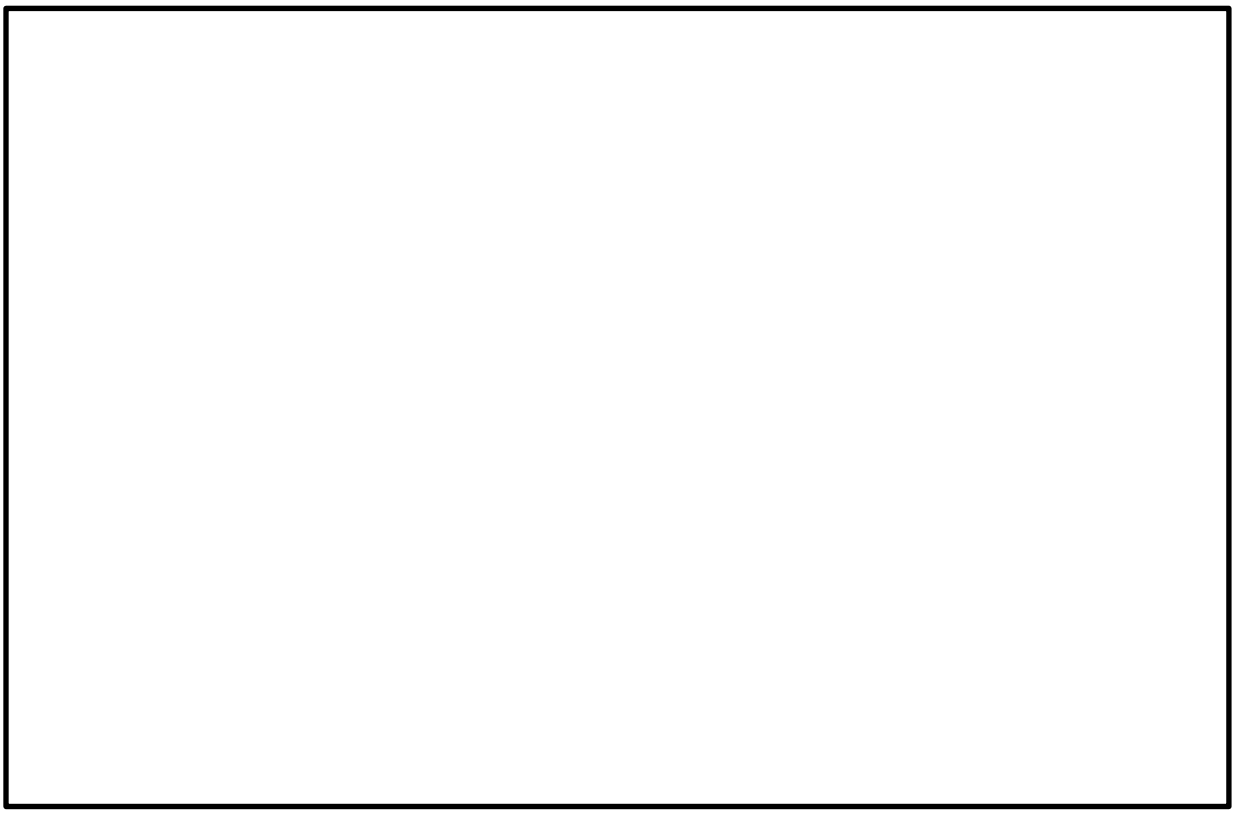


図 5－2　架構のひずみ分布図
（非常用ディーゼル発電設備燃料移送ポンプ防護板(A･C)）

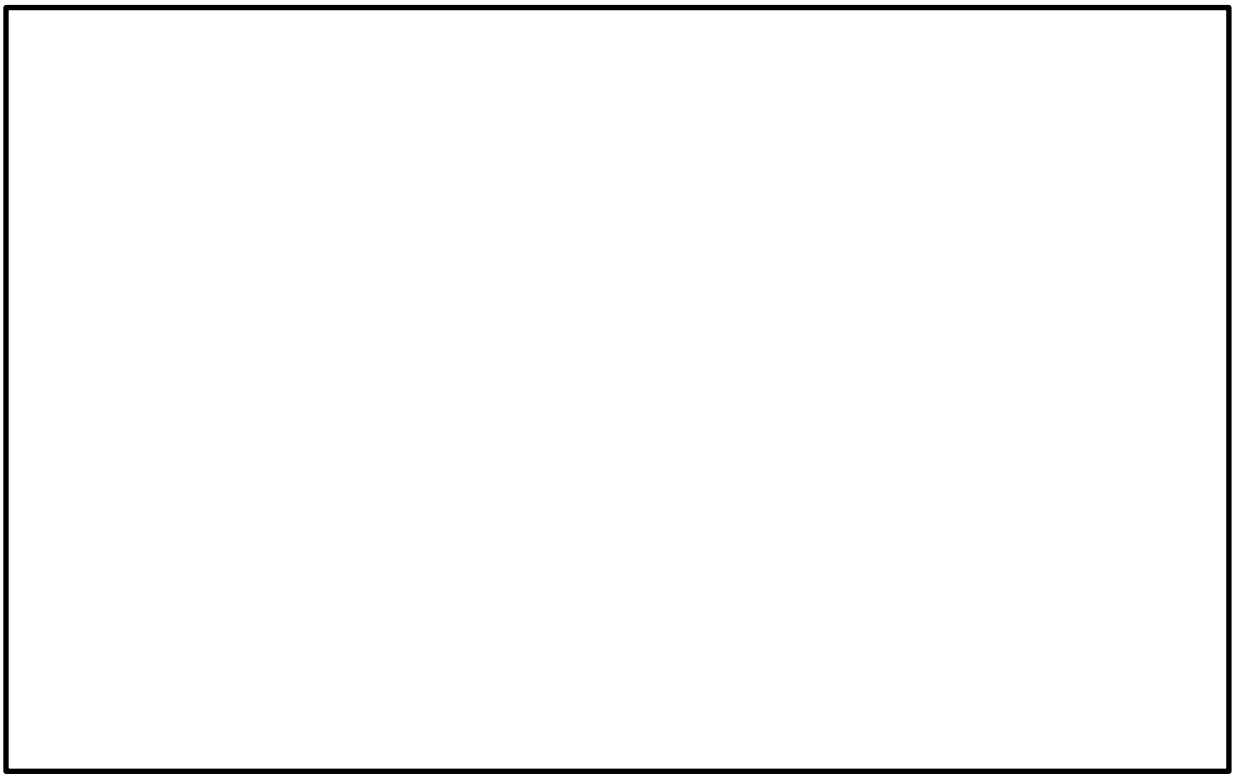


図 5－3　防護鋼板のひずみ分布図
（非常用ディーゼル発電設備燃料移送ポンプ防護板(B)）

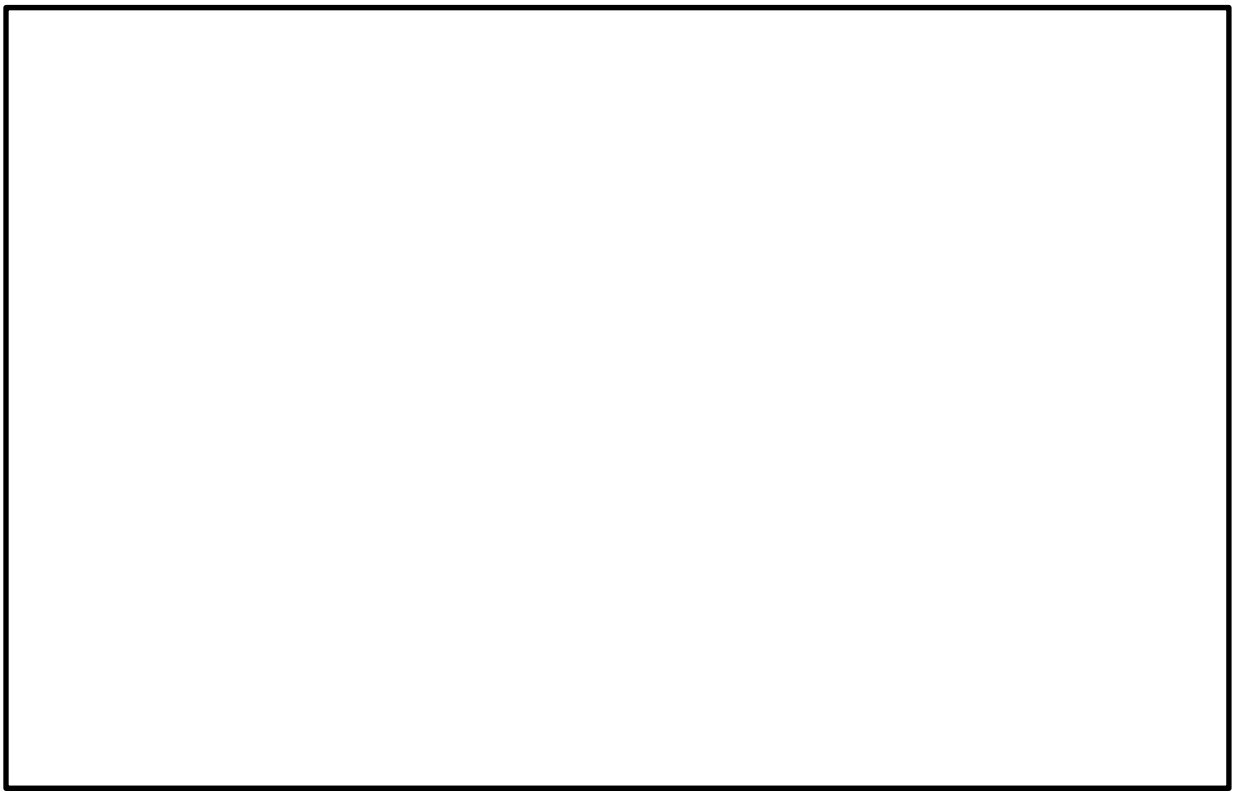


図 5－4　架構のひずみ分布図
（非常用ディーゼル発電設備燃料移送ポンプ防護板(B)）

Ⅴ-3-別添 1-4-5　非常用ディーゼル発電設備燃料移送配管防護板の強度計算書

目　　次

1.　概要 ····· 1
2.　基本方針 ····· 2
2.1　位置 ····· 2
2.2　構造概要 ····· 3
2.3　評価方針 ····· 6
2.4　適用規格 ····· 8
3.　強度評価方法 ····· 9
3.1　記号の定義 ····· 9
3.2　評価対象部位 ····· 10
3.3　荷重及び荷重の組合せ ····· 12
3.4　許容限界 ····· 14
3.5　評価方法 ····· 16
4.　評価条件 ····· 22
4.1　貫通評価 ····· 22
4.2　変形評価 ····· 23
5.　強度評価結果 ····· 25
5.1　貫通評価 ····· 25
5.2　変形評価 ····· 26

1. 概要

本資料は，Ⅴ-3-別添 1-2「防護対策施設の強度計算の方針」のとおり，防護対策施設のうち，非常用ディーゼル発電設備燃料移送配管防護板が，設計竜巻による設計飛来物の衝突に対し，竜巻時及び竜巻通過後においても，外部事象防護対象施設に設計飛来物を衝突させず，また，機械的な波及的影響を与えず，外部事象防護対策施設の安全機能を考慮して，非常用ディーゼル発電設備燃料移送配管防護板を構成する防護鋼板及び架構が構造健全性を有することを確認するものである。

2.　基本方針

V-3-別添 1-2「防護対策施設の強度計算の方針」を踏まえ，非常用ディーゼル発電設備燃料移送配管防護板の「2.1　位置」,「2.2　構造概要」,「2.3　評価方針」及び「2.4　適用規格」を示す。

2.1　位置

非常用ディーゼル発電設備燃料移送配管防護板は，屋外の軽油タンクエリアに設置する。

非常用ディーゼル発電設備燃料移送配管防護板の設置位置を図 2－1 に示す。

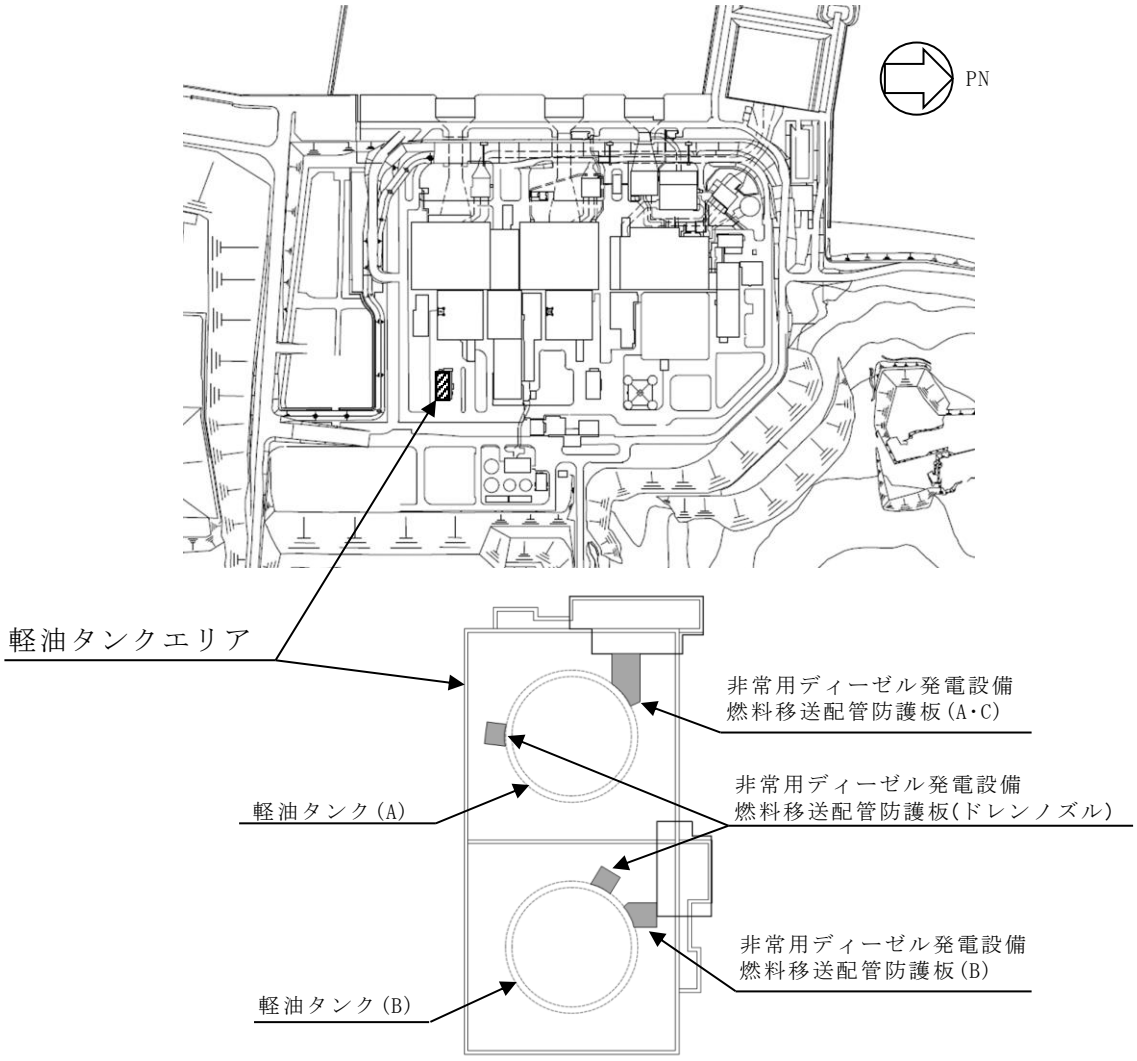


図 2－1　非常用ディーゼル発電設備燃料移送配管防護板の位置図

2.2　構造概要

非常用ディーゼル発電設備燃料移送配管防護板の構造は，Ⅴ-3-別添 1-2「防護対策施設の強度計算の方針」の「3.5　非常用ディーゼル発電設備燃料移送配管防護板の構造設計」に示す構造設計を踏まえ，設定する。

非常用ディーゼル発電設備燃料移送配管防護板は，鋼板等で構成する鋼製構造物である。

非常用ディーゼル発電設備燃料移送配管防護板の構造図を図 2－2 から図 2－4 に示す。

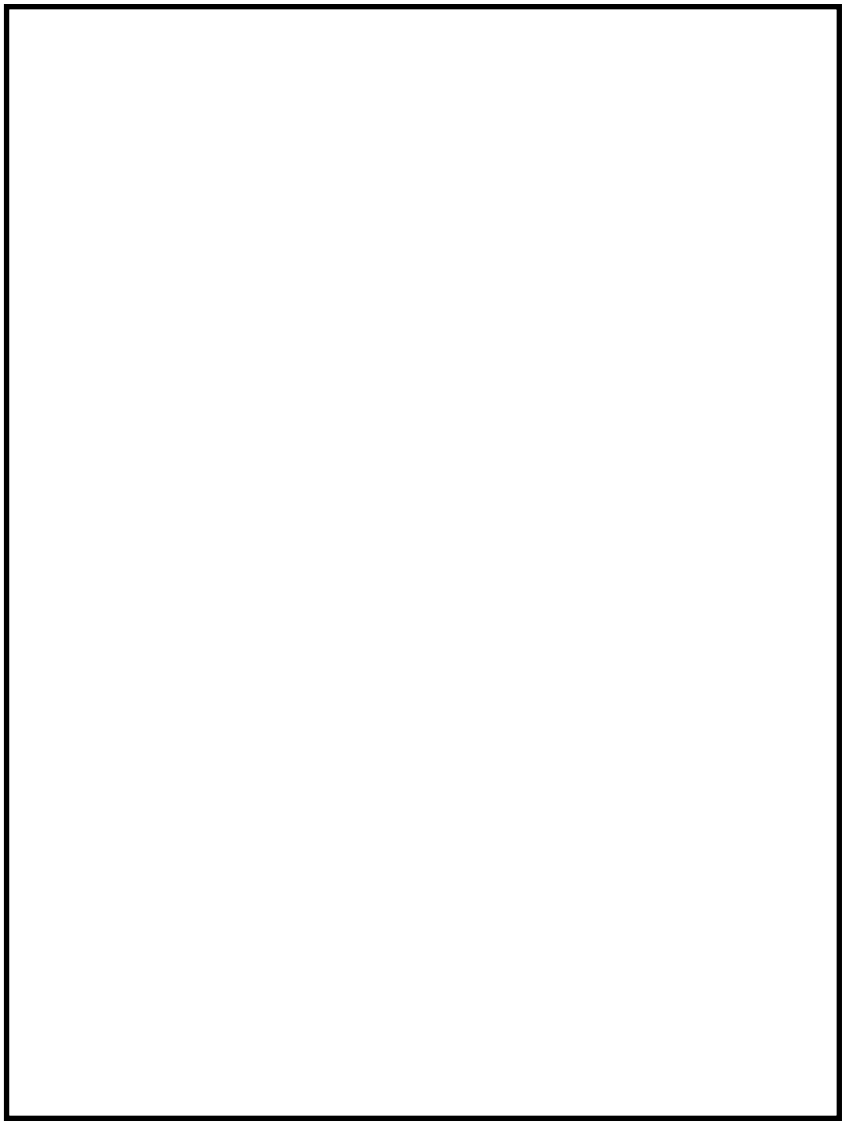


図 2－2　非常用ディーゼル発電設備燃料移送配管防護板(A･C)の構造図

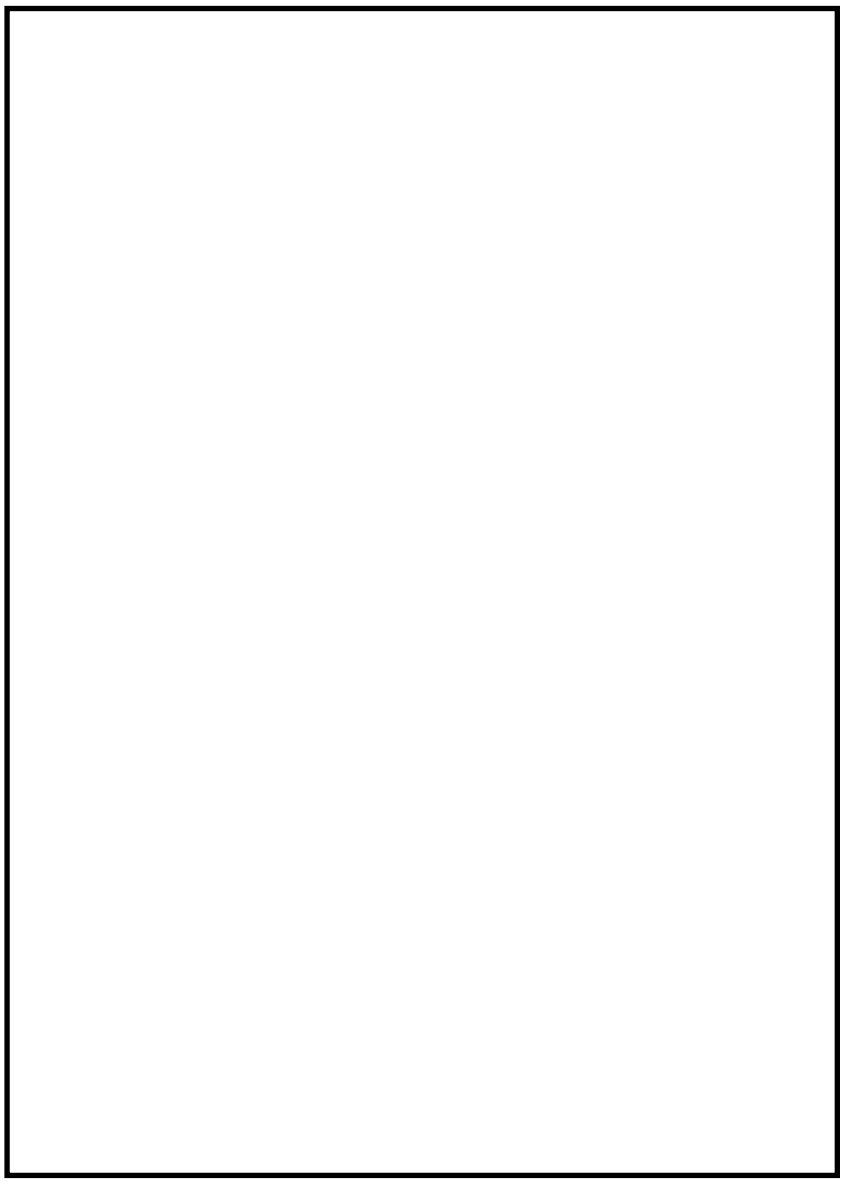


図 2－3　非常用ディーゼル発電設備燃料移送配管防護板(B)の構造図

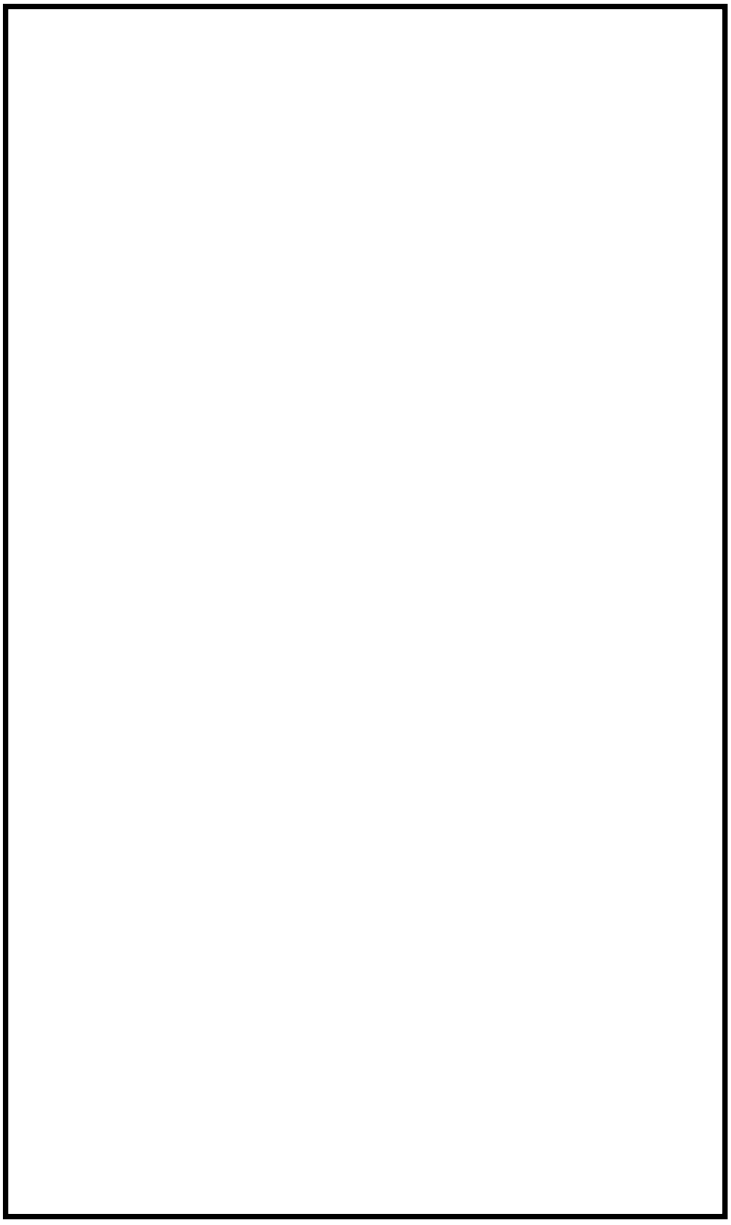


図 2－4　非常用ディーゼル発電設備燃料移送配管防護板(ドレンノズル)の構造図

2.3　評価方針

非常用ディーゼル発電設備燃料移送配管防護板の強度評価は，Ⅴ-3-別添 1-2「防護対策施設の強度計算の方針」の「2.3　荷重及び荷重の組合せ」及び「5.5　非常用ディーゼル発電設備燃料移送配管防護板の許容限界」にて設定している荷重及び荷重の組合せ並びに許容限界を踏まえ，非常用ディーゼル発電設備燃料移送配管防護板の評価対象部位に作用する変形等が，許容限界に収まることを「3.　強度評価方法」に示す方法により,「4.　評価条件」に示す評価条件を用いて計算し,「5.　強度評価結果」にて確認する。

非常用ディーゼル発電設備燃料移送配管防護板の評価フローを図 2－5 に示す。

非常用ディーゼル発電設備燃料移送配管防護板の強度評価においては，その構造を踏まえ，設計竜巻荷重とこれに組み合わせる荷重（以下「設計荷重」という。）の作用方向及び伝達過程を考慮し，評価対象部位を設定する。

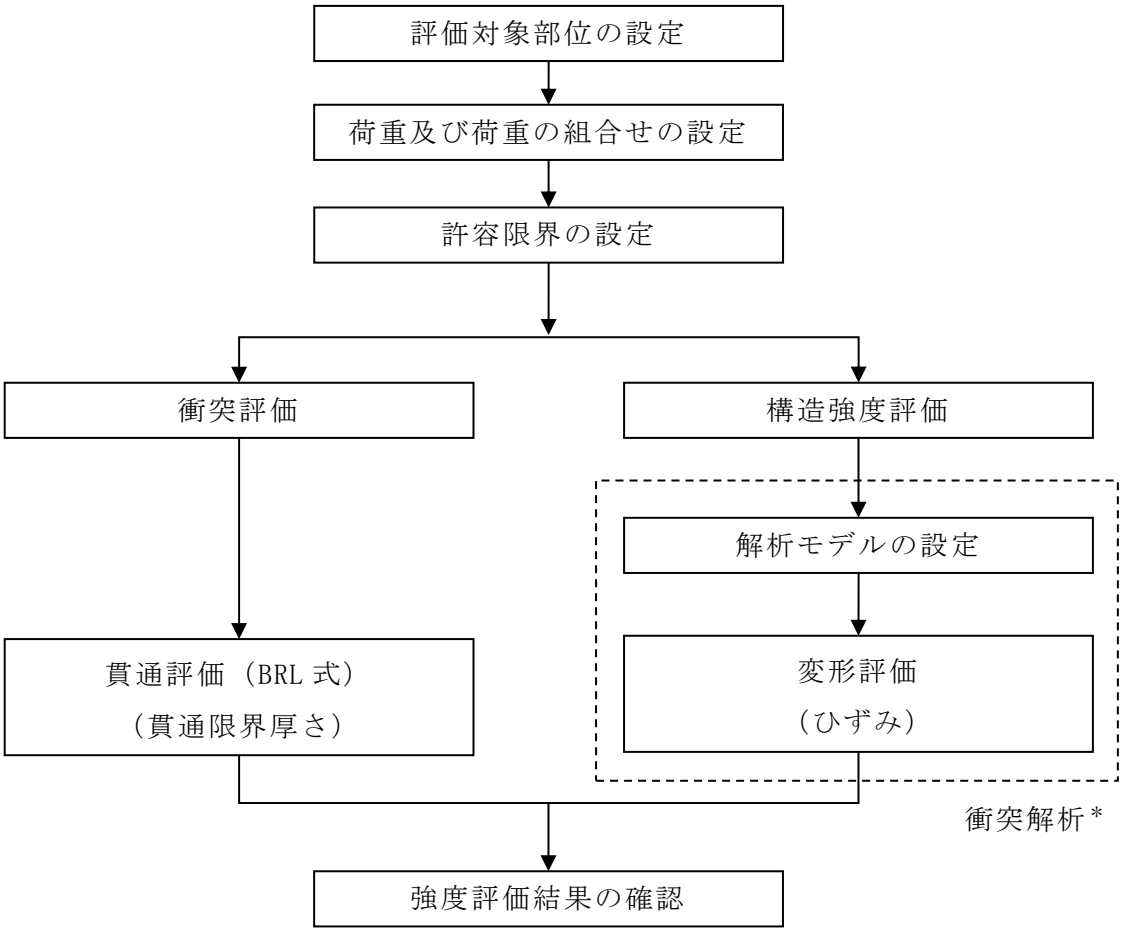
具体的には，設計飛来物が外部事象防護対象施設に衝突する直接的な影響の評価として，防護対策施設を構成する部材に対する衝突評価，及び，防護対策施設自体が外部事象防護対象施設に衝突・接触する波及的な影響の評価として，防護対策施設を構成する部位の転倒及び脱落に対する構造強度評価を行う。

(1)　衝突評価

設計荷重に対し，設計飛来物が施設を構成する部材を貫通しない設計とするために，防護鋼板が設計飛来物の貫通を生じない最小厚さ以上であることを計算により確認する。衝突評価には，Ⅴ-3-別添 1-2「防護対策施設の強度計算の方針」の「6.5 非常用ディーゼル発電設備燃料移送配管防護板の強度評価」に示す評価式を用いる。（以下「貫通評価」という。）

(2)　構造強度評価

設計荷重に対し，施設を構成する部材自体の転倒及び脱落を生じない設計とするために，防護鋼板及び架構に終局状態に至るようなひずみが生じないことを確認する。（以下「変形評価」という。）



注記＊：衝突解析については，解析コード「ＬＳ－ＤＹＮＡ」を用いて 3 次元 FEM モデルによりモデル化し，防護鋼板及び架構について評価を実施する。

図 2－5　非常用ディーゼル発電設備燃料移送配管防護板の評価フロー

2.4　適用規格

適用する規格，基準等を以下に示す。

・建築基準法及び同施行令

・「発電用原子力設備規格　設計・建設規格　ＪＳＭＥ　Ｓ　ＮＣ１-2005/2007」（日本機械学会）

・ISE7607-3「軽水炉構造機器の衝撃荷重に関する調査　その 3　ミサイルの衝突による構造壁の損傷に関する評価式の比較検討」（昭和 51 年 10 月高温構造安全技術研究組合）

・タービンミサイル評価について（昭和 52 年 7 月 20 日原子炉安全専門審査会）

・U.S. NUCLEAR REGULATORY COMMISSION: REGULATORY GUIDE 1.76, DESIGN-BASIS TORNADO AND TORNADO MISSILES FOR NUCLEAR POWER PLANTS, Revision1, March 2007

・Methodology for Performing Aircraft Impact Assessments for New Plant Designs (Nuclear Energy Institute 2011 Rev8 (NEI 07-13))

・「建築物荷重指針･同解説」（日本建築学会，2004 改定）

・「鋼構造設計規準－許容応力度設計法－」（日本建築学会，2005 改定）

・日本工業規格（ＪＩＳ）

3. 強度評価方法

3.1 記号の定義

強度評価に用いる記号を表 3－1 に示す。

表 3－1 強度評価に用いる記号

記 号	単 位	定 義
A	m^2	非常用ディーゼル発電設備燃料移送配管防護板の受圧面積
C	―	風力係数
d	m	設計飛来物が衝突する衝突断面の等価直径
F_d	N	常時作用する荷重
G	―	ガスト影響係数
K	―	鋼板の材質に関する係数
M	kg	設計飛来物の質量
q	Pa	設計用速度圧
T	m	貫通限界厚さ
V	m/s	設計飛来物の飛来速度
V_D	m/s	設計竜巻の最大風速
W_M	N	設計飛来物による衝撃荷重
W_P	N	気圧差による荷重
W_W	N	設計竜巻の風圧力による荷重
ΔP_{max}	N/m^2	最大気圧低下量
ρ	kg/m^3	空気密度

3.2　評価対象部位

非常用ディーゼル発電設備燃料移送配管防護板の評価対象部位は，Ⅴ-3-別添 1-2「防護対策施設の強度計算の方針」の「5.5　非常用ディーゼル発電設備燃料移送配管防護板の許容限界」に示す評価対象部位を踏まえ，設定する。

(1)　貫通評価

設計荷重に対し，設計飛来物が施設を構成する部材を貫通しない設計とするために，防護鋼板が設計飛来物の貫通を生じない最小厚さ以上であることを計算により確認する。

構成する部材が設計飛来物を貫通させないことの確認においては，外殻を構成する防護鋼板を評価対象部位として設定する。

(2)　変形評価

設計荷重に対し，施設を構成する部材自体が，転倒及び脱落により外部事象防護対象施設へ接触等の影響を与えない設計とするために，防護鋼板及び架構に終局状態に至るようなひずみが生じないことを解析により確認する。

設計飛来物の衝突を考慮する場合，被衝突物の支持間隔が長く，厚さが薄いほどたわみ量が大きくなる傾向にある。したがって，変形評価としては，評価対象となる防護鋼板の支持間隔が長く，厚さが薄い箇所を選定する。なお，防護鋼板の設計においては，厚さを一律[redacted]とすることから，支持間隔が最長となる箇所が代表となる。衝突位置については，たわみ量が大きくなるよう部材の中央とする。

評価対象部位を図 3－1 から図 3－3 に示す。



図 3－1　非常用ディーゼル発電設備燃料移送配管防護板(A･C)の評価位置図

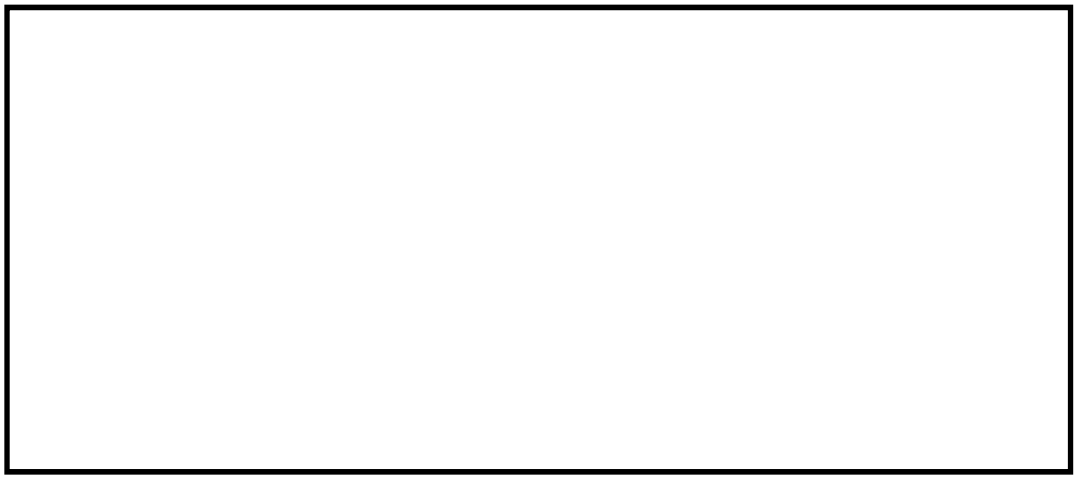


図 3－2　非常用ディーゼル発電設備燃料移送配管防護板(B)の評価位置図

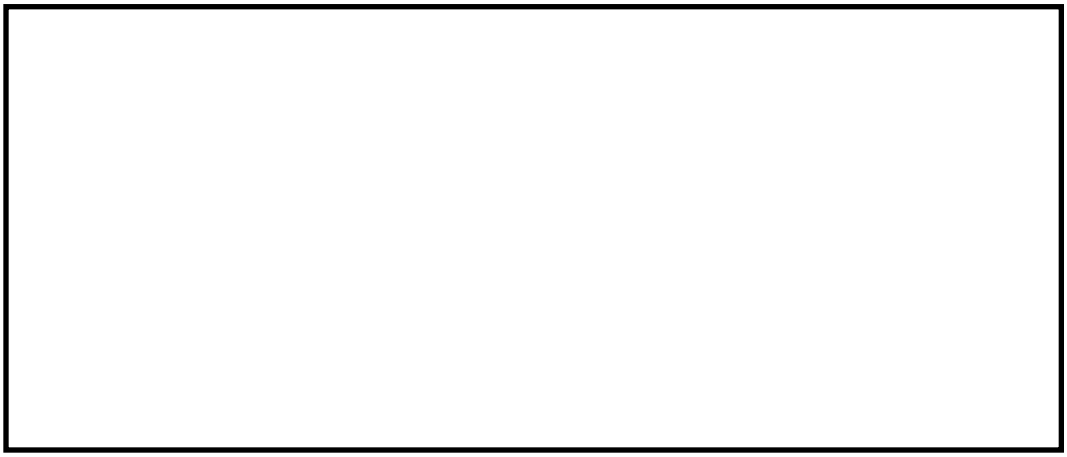


図 3－3　非常用ディーゼル発電設備燃料移送配管防護板(ドレンノズル)の評価位置図

3.3　荷重及び荷重の組合せ

強度評価に用いる荷重及び荷重の組合せは，Ⅴ-3-別添 1-2「防護対策施設の強度計算の方針」の「2.3　荷重及び荷重の組合せ」を踏まえて設定する。

(1)　荷重の設定

強度評価に用いる荷重は以下の荷重を用いる。荷重の算定に用いる竜巻の特性値を表 3－2 に示す。

表 3－2　荷重の算定に用いる竜巻の特性値

最大風速 V_D (m/s)	移動速度 V_T (m/s)	最大接線風速 V_{Rm} (m/s)	最大気圧低下量 ΔP_{max} (N/m^2)
92	14	78	6400

a.　風圧力による荷重（W_W）

風圧力による荷重（W_W）は，下式により算定する。

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

設計用速度圧 q は，下式により算定する。

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

b.　気圧差による荷重（W_P）

気圧差による荷重（W_P）は，下式により算出する。

$$W_P = \Delta P_{max} \cdot A$$

c.　設計飛来物による衝撃荷重（W_M）

設計飛来物による衝撃荷重（W_M）については，表 3－3 に諸元を示す飛来物の衝突に伴う荷重とする。また，設計飛来物の材料定数を表 3－4 に示す。飛来速度については，評価の代表性を考慮し，水平方向，鉛直方向の飛来速度のうち大きい水平方向速度を設定する。

貫通評価においては，考慮する設計飛来物として衝突断面積あたりの運動エネルギが最大となる足場パイプを設定し,足場パイプの衝撃荷重を考慮する。また，評価対象部位に足場パイプが衝突した際に跳ね返らず，貫入する物として評価する。

変形評価においては，考慮する設計飛来物として運動エネルギが最大となる鋼製足場板を設定し，鋼製足場板の衝撃荷重を考慮する。

K7 ① Ⅴ-3-別添 1-4-5 R1

表 3－3　設計飛来物の諸元

設計飛来物	寸法 長さ×幅×奥行き (m)	質量 (kg)	水平方向の飛来速度 (m/s)	鉛直方向の飛来速度 (m/s)	運動エネルギ (kJ)		衝突断面積あたりの運動エネルギ (kJ/mm^2)	
					水平方向	鉛直方向	水平方向	鉛直方向
足場パイプ	4×0.05×0.05	11	42	38	10	8	0.0279	0.0223
鋼製足場板	4×0.25×0.04	14	55	18	21	3	0.0021	0.0003

表 3－4　設計飛来物の材料定数

設計飛来物	降伏応力 σ_y (MPa)	縦弾性係数 E (MPa)	ポアソン比
足場パイプ	355	201667	0.3
鋼製足場板	245	201667	0.3

d.　常時作用する荷重（F_d）

常時作用する荷重（F_d）は，部材の自重とする。

(2)　荷重の組合せ

強度評価に用いる荷重の組合せについては，V-3-別添 1-2「防護対策施設の強度計算の方針」の「2.3　荷重及び荷重の組合せ」のとおり，風圧力による荷重，気圧差による荷重，設計飛来物による衝撃荷重及び常時作用する荷重を組み合わせる。

荷重の組合せを表 3－5 に示す。

表 3－5　荷重の組合せ

評価内容	風圧力による荷重 (W_W)	気圧差による荷重 (W_P)	設計飛来物による衝撃荷重 (W_M)	常時作用する荷重 (F_d)	荷重の組合せ
貫通評価	—	—	○	—	W_M
変形評価	○	○	○	○	$W_W+W_P+W_M+F_d$

3.4　許容限界

非常用ディーゼル発電設備燃料移送配管防護板の許容限界は，Ⅴ-3-別添 1-2「防護対策施設の強度計算の方針」の「5.5　非常用ディーゼル発電設備燃料移送配管防護板の許容限界」にて設定している許容限界を踏まえて，「3.2　評価対象部位」にて設定した評価対象部位の機能損傷モードを考慮して設定する。

(1)　評価対象部位の材料仕様

非常用ディーゼル発電設備燃料移送配管防護板の材料仕様を表 3－6 に示す。

表 3－6　評価対象部位の材料仕様

分類	仕様	材質
防護鋼板		SS400
架構		STKR400

(2)　評価対象部位の材料定数

非常用ディーゼル発電設備燃料移送配管防護板の材料定数を表 3－7 に示す。

表 3－7　材料定数

材質	厚さ (mm)	降伏応力 σ_y (MPa)	縦弾性係数 E (MPa)	塑性硬化係数 E’(MPa)	ポアソン比
SS400			201667		0.3
STKR400	－		201667		0.3

(3) 許容限界

a. 貫通評価

防護鋼板の貫通評価の許容限界を表 3－8 に示す。

表 3－8 貫通評価の許容限界

評価対象部位		設置方向	厚さ (mm)	材質
非常用ディーゼル発電設備燃料移送配管防護板	防護鋼板	側面	[redacted]	SS400
		上面		SS400

b. 変形評価

飛来物が防護鋼板へ直接衝突する場合の変形評価における許容限界は，鋼材の破断ひずみとする。破断ひずみについては，「3.5(2)e.(c) 破断ひずみ」に示すとおり，ＪＩＳに規定されている伸びの下限値を基に設定するが，「NEI07-13：Methodology for Performing Aircraft Impact Assessments for New Plant Designs」（以下「NEI07-13」という。）においてＴＦ（多軸性係数）を[redacted]とすることが推奨されていることを踏まえ，安全余裕としてＴＦ＝[redacted]を考慮して設定する。

設定した許容限界を表 3－9 に示す。

表 3－9 変形評価の許容限界

評価対象部位		材質	破断ひずみ*
非常用ディーゼル発電設備燃料移送配管防護板	防護鋼板	SS400	[redacted]
	架構	STKR400	

注記＊：真ひずみ換算値。

3.5　評価方法

非常用ディーゼル発電設備燃料移送配管防護板の強度評価は，Ⅴ-3-別添 1-2「防護対策施設の強度計算の方針」の「4.5　非常用ディーゼル発電設備燃料移送配管防護板の評価方針」を踏まえて，衝突評価として貫通評価を実施する。また，構造強度評価として変形評価を実施する。

(1)　貫通評価

設計飛来物が防護鋼板へ直接衝突する場合の貫通限界厚さを，「タービンミサイル評価について（昭和 52 年 7 月 20 日原子炉安全専門審査会）」で用いられる BRL 式を用いて算出する。

$$T^{\frac{3}{2}}=\frac{0.5\cdot M\cdot V^{2}}{1.4396\times10^{9}\cdot K^{2}\cdot d^{\frac{3}{2}}}$$

(2)　変形評価

変形評価に用いる評価対象部位に生じるひずみは，解析モデル及び材料の非線形特性を用いた衝突解析により評価する。

a.　解析モデル及び諸元

(a)　非常用ディーゼル発電設備燃料移送配管防護板

非常用ディーゼル発電設備燃料移送配管防護板の解析モデル化の範囲は，想定する荷重の伝達を考慮し，非常用ディーゼル発電設備燃料移送配管防護板を構成する防護鋼板及び架構とする。防護鋼板及び架構は，シェル要素でモデル化する。非常用ディーゼル発電設備燃料移送配管防護板の解析モデルの境界条件を表 3－10 に，解析モデル図を図 3－4 から図 3－6 に示す。

表 3－10　解析モデルの境界条件

項目	境界条件
非常用ディーゼル発電設備燃料移送配管防護板と軽油タンク基礎	X,Y,Z 方向並進拘束

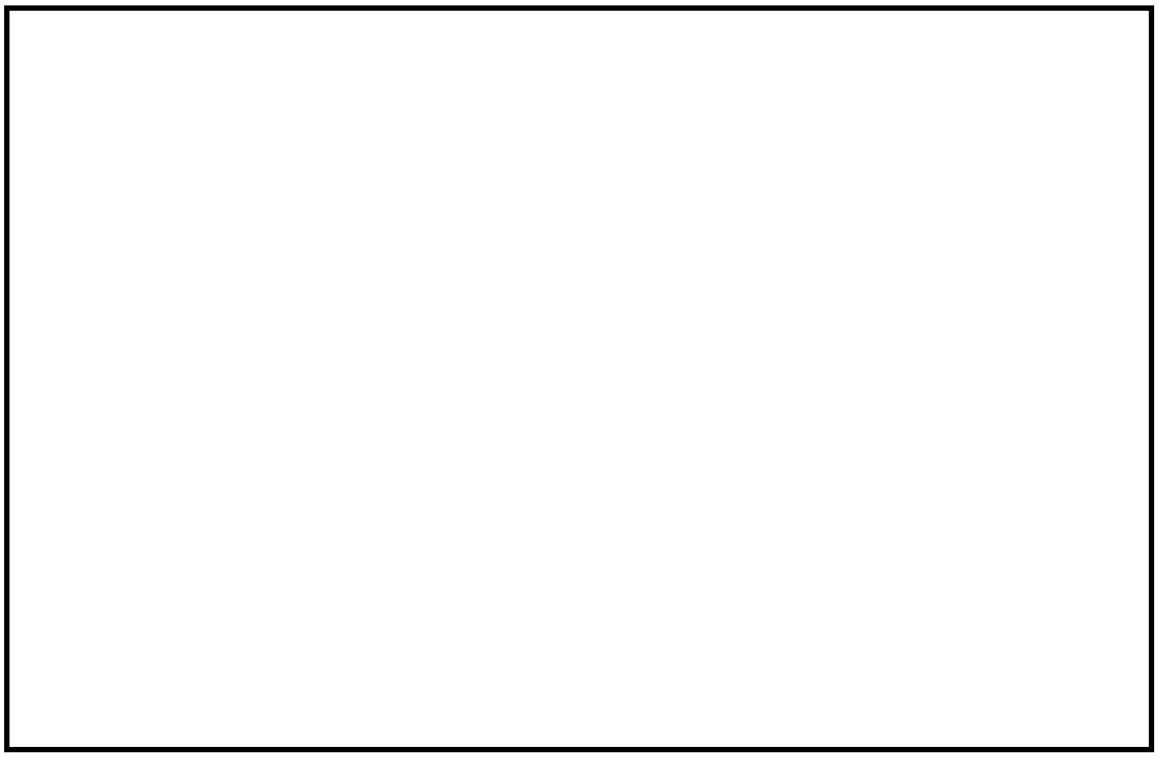


図 3－4　非常用ディーゼル発電設備燃料移送配管防護板(A･C)の解析モデル図

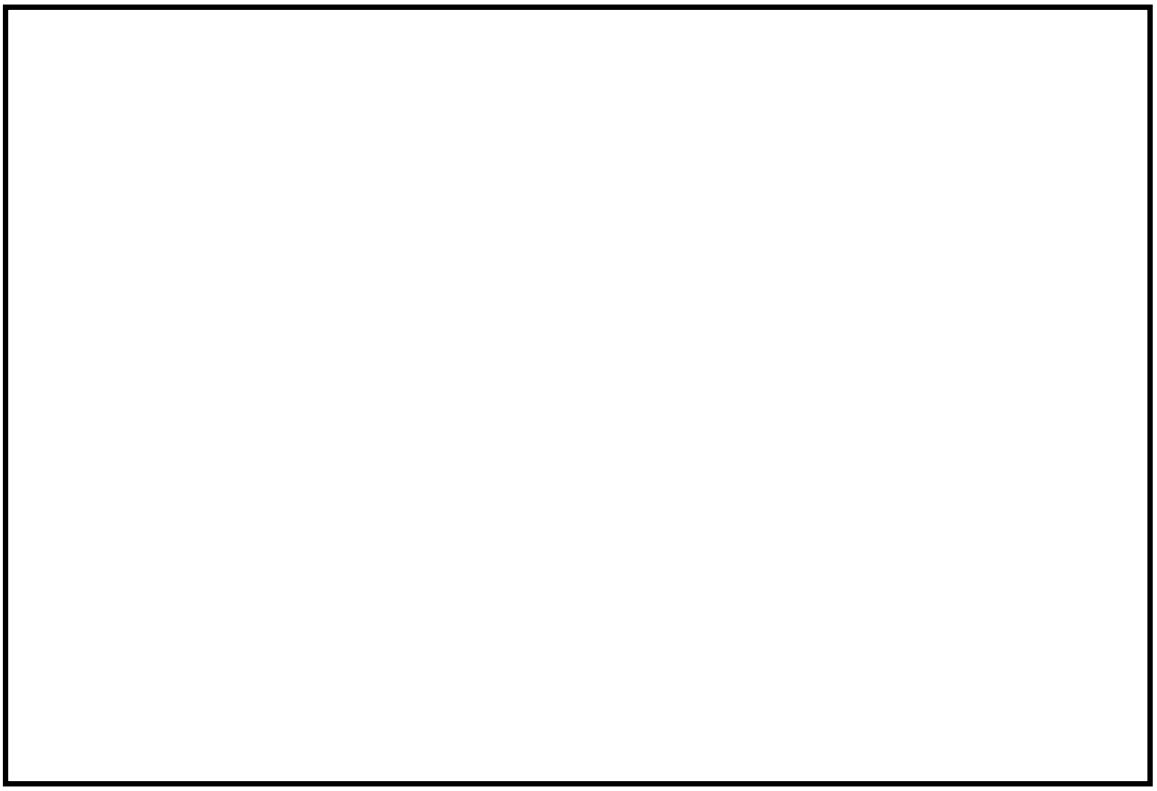


図 3－5　非常用ディーゼル発電設備燃料移送配管防護板(B)の解析モデル図

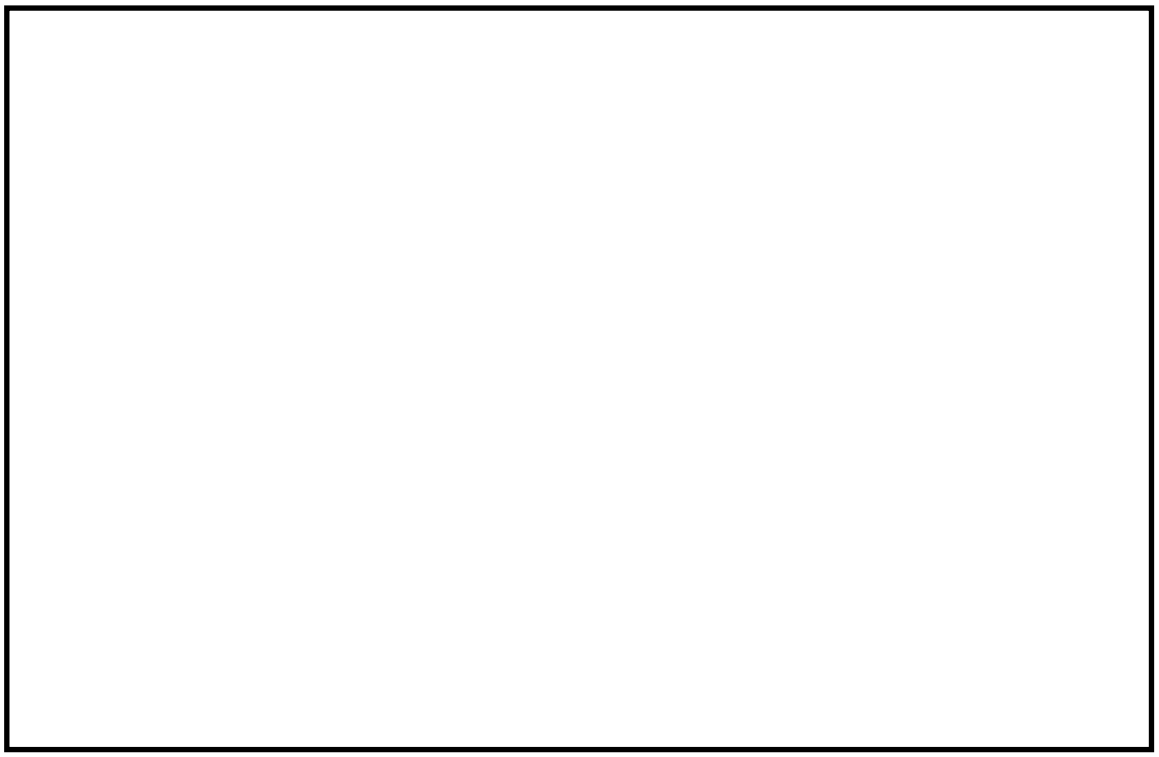


図 3－6　非常用ディーゼル発電設備燃料移送配管防護板(ドレンノズル)の解析モデル図

(b)　設計飛来物

設計飛来物である鋼製足場板は，シェル要素でモデル化する。

設計飛来物の解析モデル図を図 3－7 に示す。

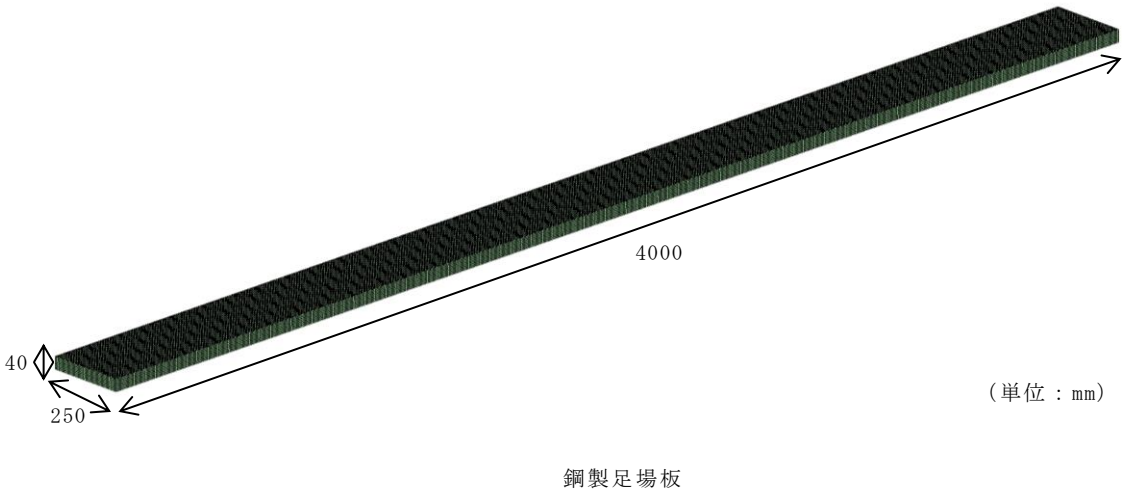


図 3－7　設計飛来物の解析モデル図

b.　解析コード

衝突解析には，解析コード「ＬＳ－ＤＹＮＡ」を用いる。解析コードの検証及び妥当性確認等の概要については，別紙「計算機プログラム（解析コード）の概要」に示す。

c.　使用材料

構成する材料仕様については,「3.4(1)　評価対象部位の材料仕様」に示すとおり設定する。

d.　材料定数

非常用ディーゼル発電設備燃料移送配管防護板に使用する鋼材の材料定数については,「3.4(2)　評価対象部位の材料定数」に示すとおり設定する。

e.　材料の非線形特性

(a)　材料の応力－ひずみ関係

非常用ディーゼル発電設備燃料移送配管防護板の材料モデルでは，鋼材の破断ひずみを設定し，破断ひずみを超えた要素が荷重を負担しないことを考慮する。

材料の応力－ひずみ関係はバイリニア型とし，降伏後の塑性硬化係数（2 次勾配Ｅ’）は，表 3－7 に示す値とする。

材料に適用する応力－ひずみ関係の概念図を図 3－8 に示す。

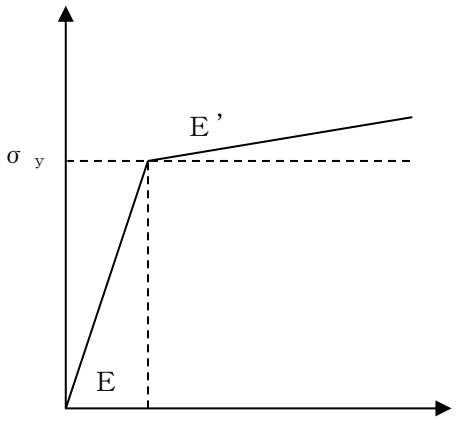


図 3－8　応力－ひずみ関係の概念図

(b)　ひずみ速度効果

竜巻による設計飛来物に対する解析は，衝撃問題で変形速度が大きいため，ひずみ速度効果を考慮することとし，以下に示すCowper－Symondsの式を適用する。

$$\sigma_D = \sigma_S \cdot \left(1 + \left(\frac{\dot{\varepsilon}}{C}\right)^{\frac{1}{P}}\right)$$

ここで，σ_Dは動的応力，σ_Sは静的応力，$\dot{\varepsilon}$はひずみ速度，Ｃ及びＰはひずみ速度依存性パラメータを表す。

ひずみ速度依存性パラメータを表3－11に示す。

表3－11　ひずみ速度依存性パラメータ

	鋼製足場板	非常用ディーゼル発電設備燃料移送配管防護板	
		防護鋼板	架構
材料	SS400	SS400	STKR400
C（s^{-1}）			
P			

(c)　破断ひずみ

破断ひずみは，ＪＩＳに規定されている伸びの下限値を基に設定する。また，「NEI07-13」においてＴＦ（多軸性係数）を□とすることが推奨されていることを踏まえ，安全余裕としてＴＦ=□を考慮する。ＴＦについては，非常用ディーゼル発電設備燃料移送配管防護板のみ□とする。鋼製足場板は保守的に破断ひずみを超えても荷重を負担するものとする。

材料モデルにおける破断ひずみを表3－12に示す。

表3－12　材料モデルにおける破断ひずみ

種別	材質	ＪＩＳ規格値（下限値）	ＴＦ	破断ひずみ*
防護鋼板	SS400			
架構	STKR400	0.23		

注記＊：真ひずみ換算値

4. 評価条件

4.1 貫通評価

貫通評価において，防護鋼板の貫通評価式に用いる評価条件を表 4－1 に示す。

表 4－1 防護鋼板の貫通評価式に用いる評価条件

評価条件		数値
d (m)		0.021
K		1.0
M(kg)		11
V (m/s)	水平方向	42
	鉛直方向	38

4.2　変形評価

非常用ディーゼル発電設備燃料移送配管防護板の変形評価は，図 3－1 から図 3－3 に示す非常用ディーゼル発電設備燃料移送配管防護板の最大変形が生じると想定される鋼板中央部に衝突するケースを設定する。

解析ケースを表 4－2 並びに図 4－1 から図 4－3 に示す。

表 4－2　解析ケース（変形評価）

評価箇所	衝突箇所	飛来物の衝突方向	対象部材
非常用ディーゼル発電設備燃料移送配管防護板	防護鋼板	水平	

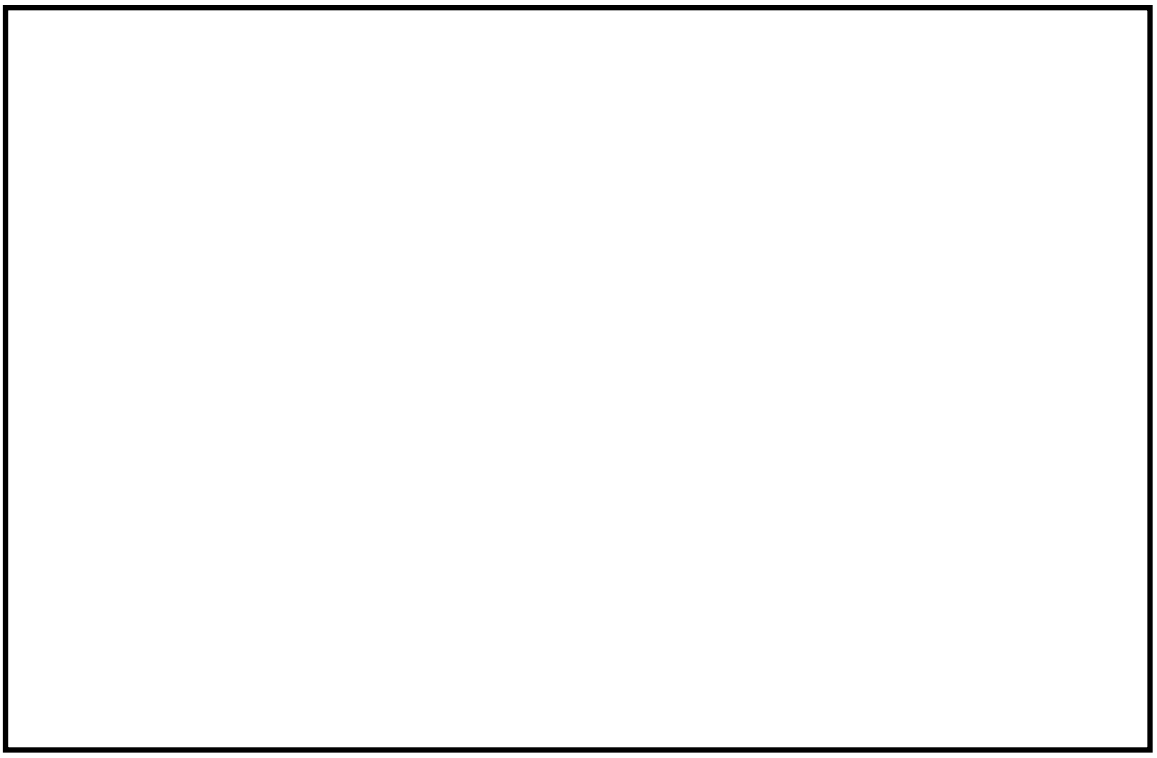


図 4－1　解析ケース（非常用ディーゼル発電設備燃料移送配管防護板(A･C)）

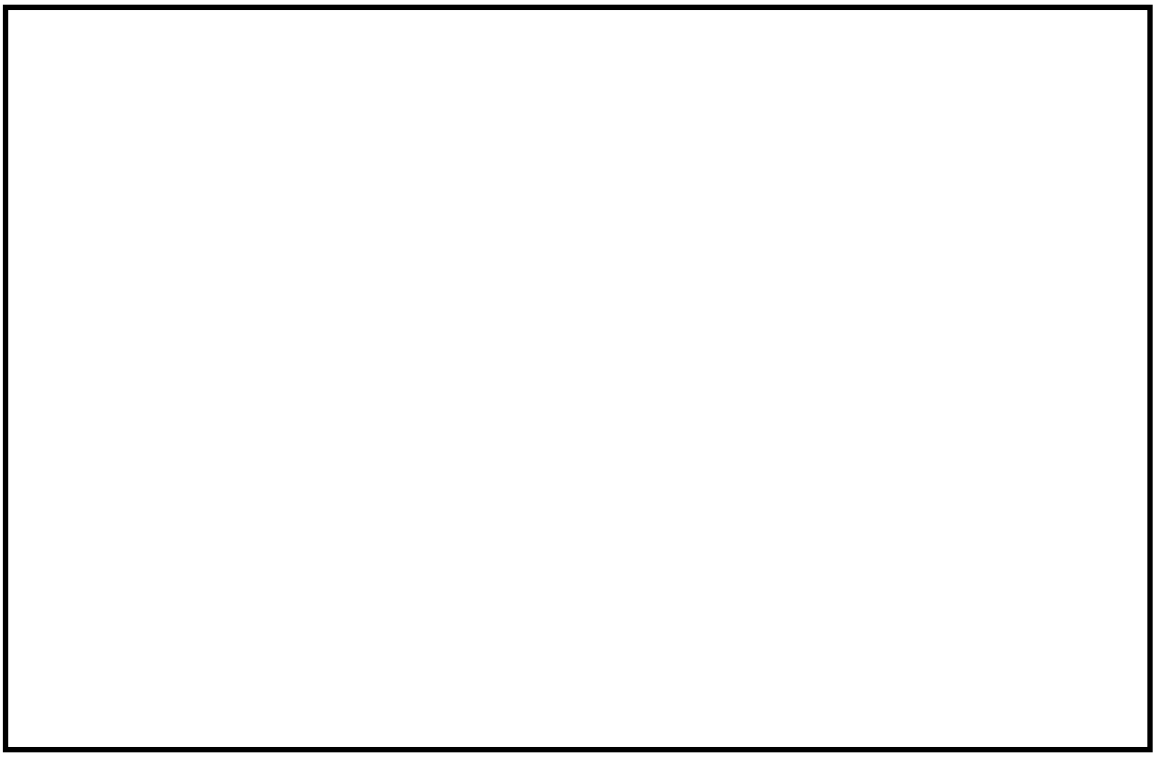


図 4－2　解析ケース（非常用ディーゼル発電設備燃料移送配管防護板(B)）

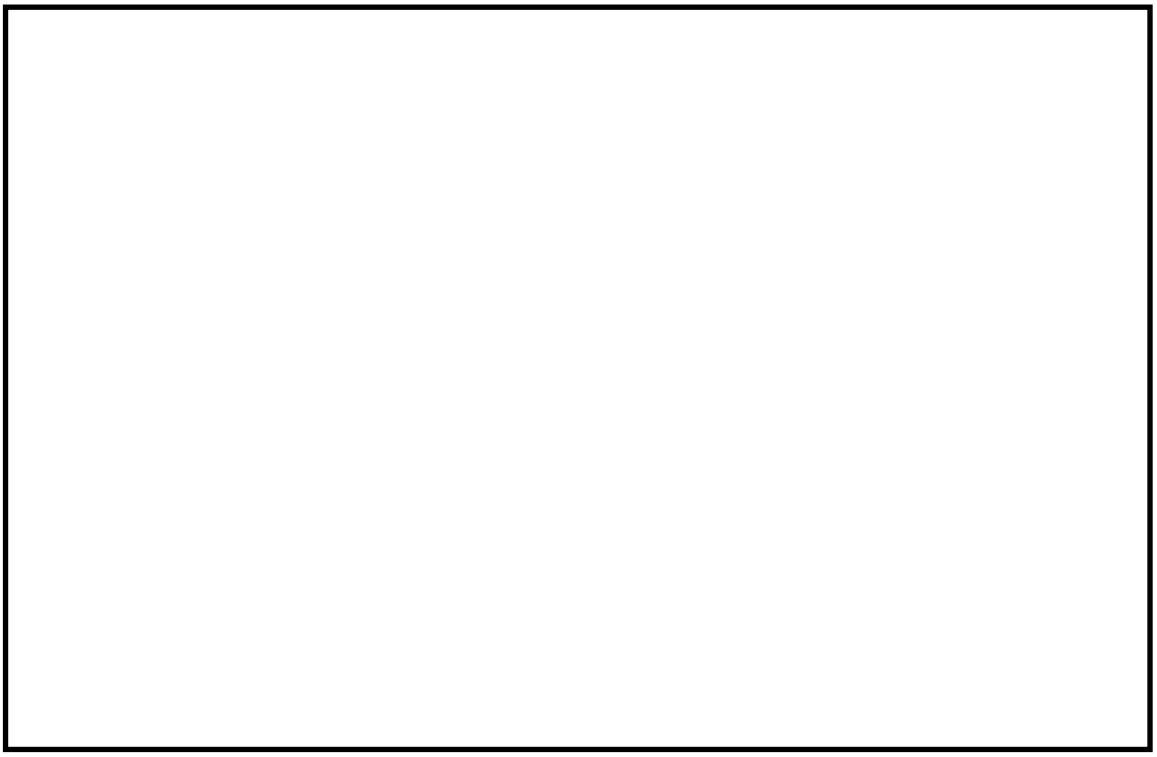


図 4－3　解析ケース（非常用ディーゼル発電設備燃料移送配管防護板(ドレンノズル)）

5. 強度評価結果

5.1 貫通評価

足場パイプの貫通限界厚さを表 5－1 に示す。

表 5－1 足場パイプの貫通限界厚さ

		貫通限界厚さ(mm)
貫通限界厚さ	水平方向	17
	鉛直方向	15

非常用ディーゼル発電設備燃料移送配管防護板の貫通評価結果として，貫通限界厚さと許容限界の比較を表 5－2 に示す。

許容限界は，設計飛来物による貫通を生じない貫通限界厚さを上回っており，貫通しない。

表 5－2 防護鋼板の板厚と貫通限界厚さの比較

評価対象部位		設置方向	評価結果 (mm)	許容限界 (mm)
非常用ディーゼル発電設備燃料移送配管防護板	防護鋼板	側面	17	
		上面	15	

5.2　変形評価

評価結果を表 5－3 並びに図 5－1 から図 5－6 に示す。

非常用ディーゼル発電設備燃料移送配管防護板に生じるひずみは許容限界を超えない。

表 5－3　衝突解析結果

評価項目	評価対象部位		評価結果	許容限界*
ひずみ	A･C	防護鋼板		
		架構		
	B	防護鋼板		
		架構		
	ドレンノズル	防護鋼板		
		架構		

注記＊：真ひずみ換算値

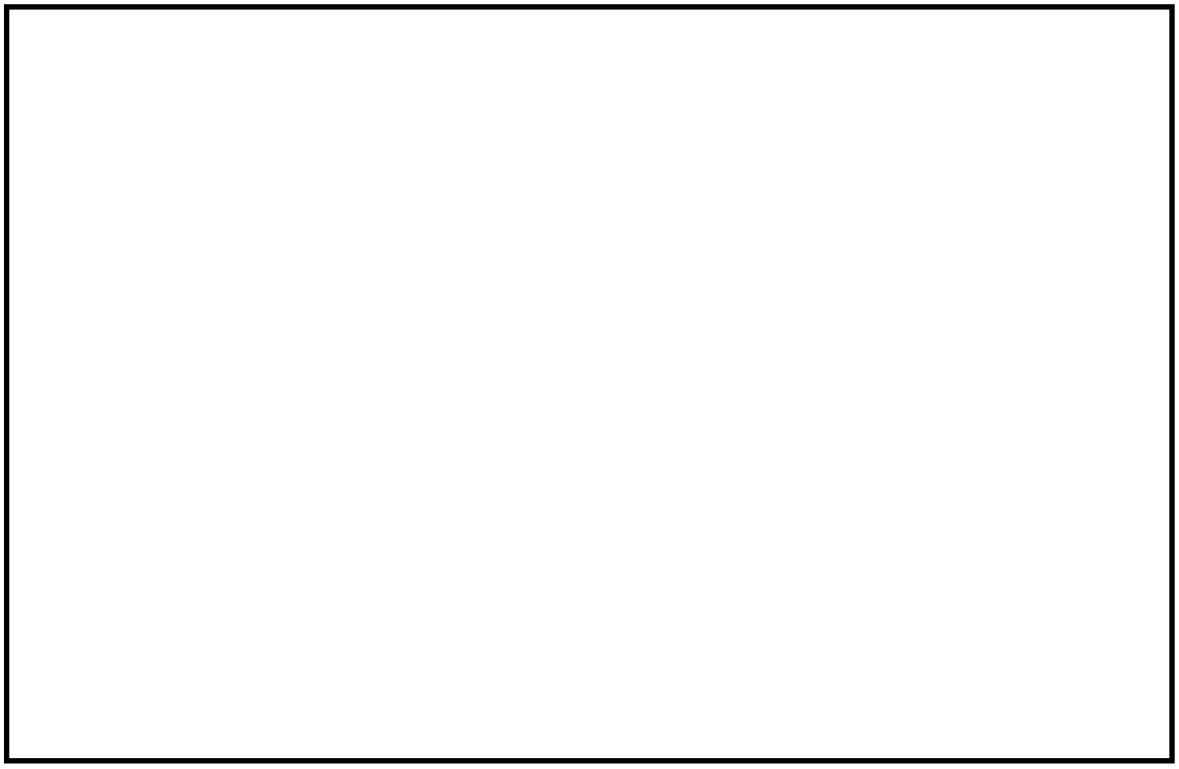


図 5－1　防護鋼板のひずみ分布図
（非常用ディーゼル発電設備燃料移送配管防護板(A･C)）

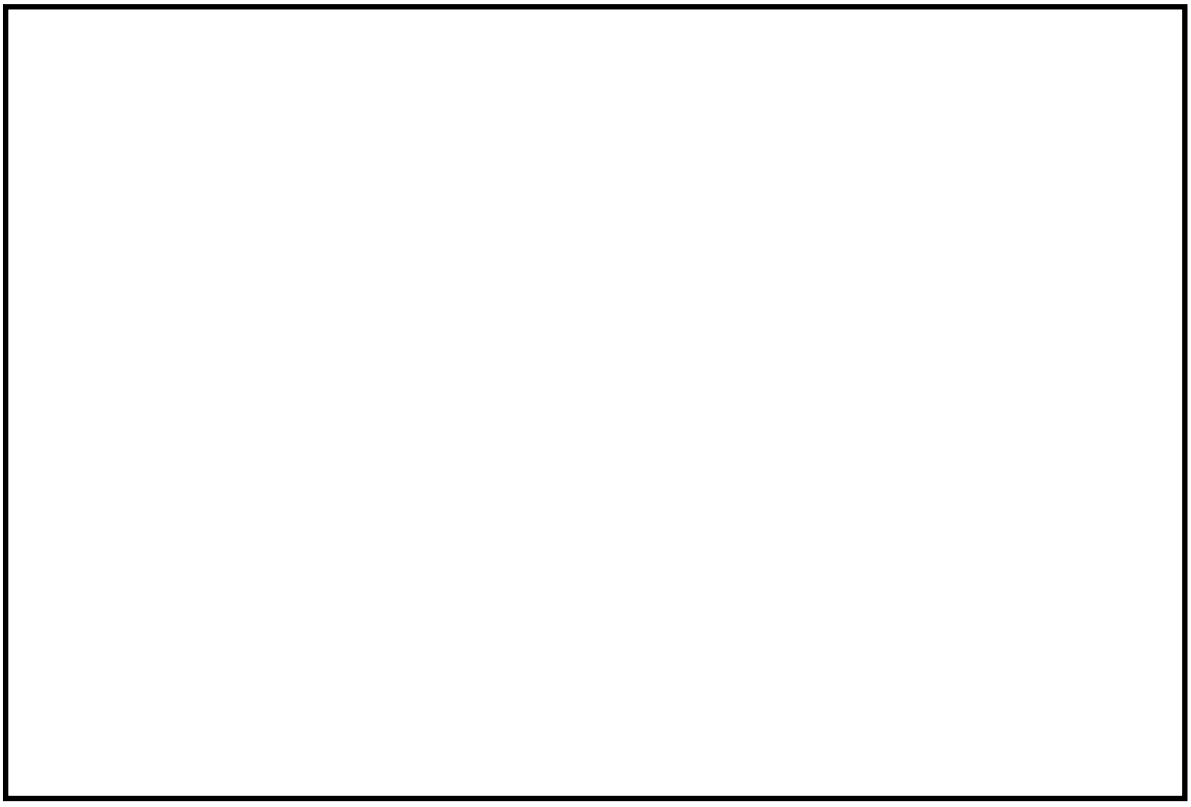


図 5－2　架構のひずみ分布図
（非常用ディーゼル発電設備燃料移送配管防護板(A･C)）

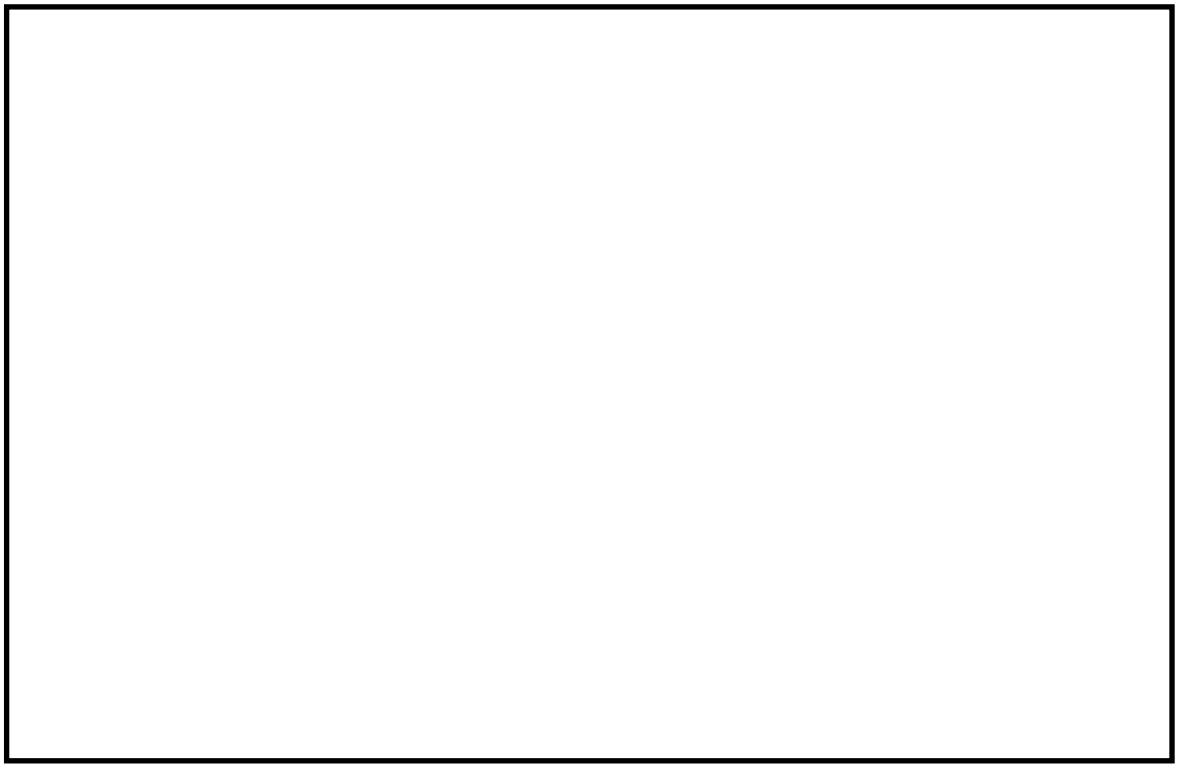


図 5－3　防護鋼板のひずみ分布図
（非常用ディーゼル発電設備燃料移送配管防護板(B)）

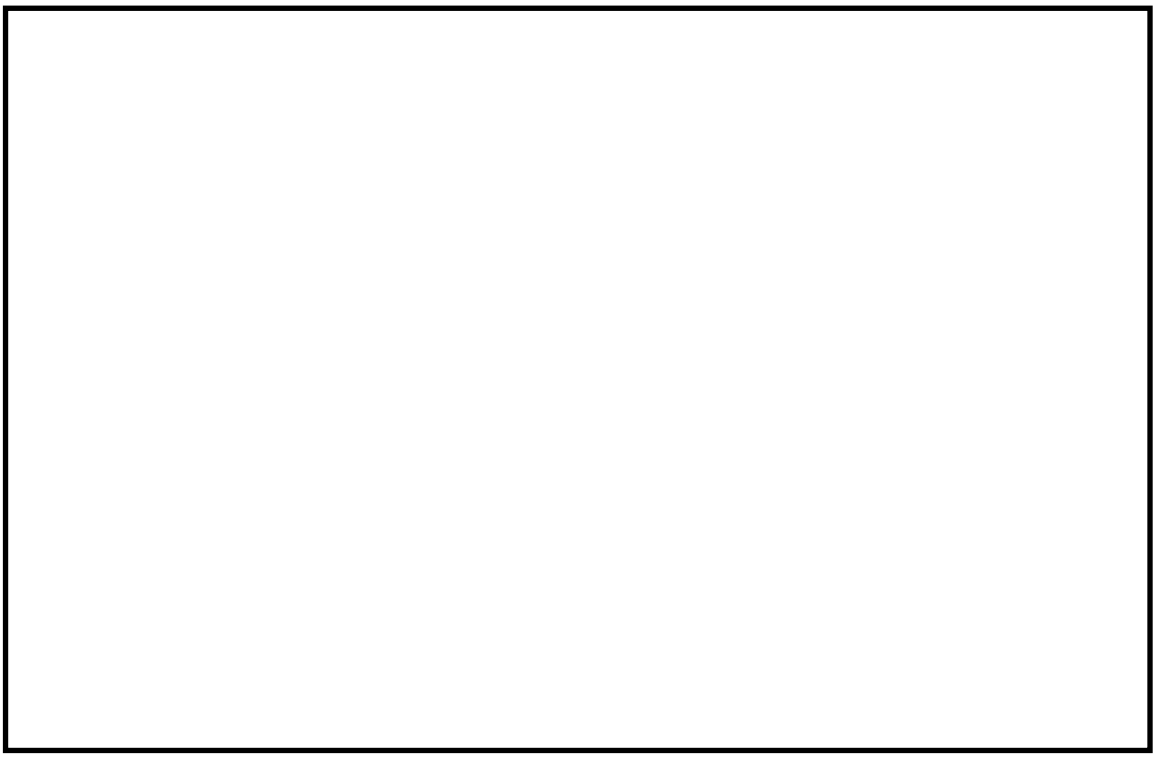


図 5－4　架構のひずみ分布図
（非常用ディーゼル発電設備燃料移送配管防護板(B)）

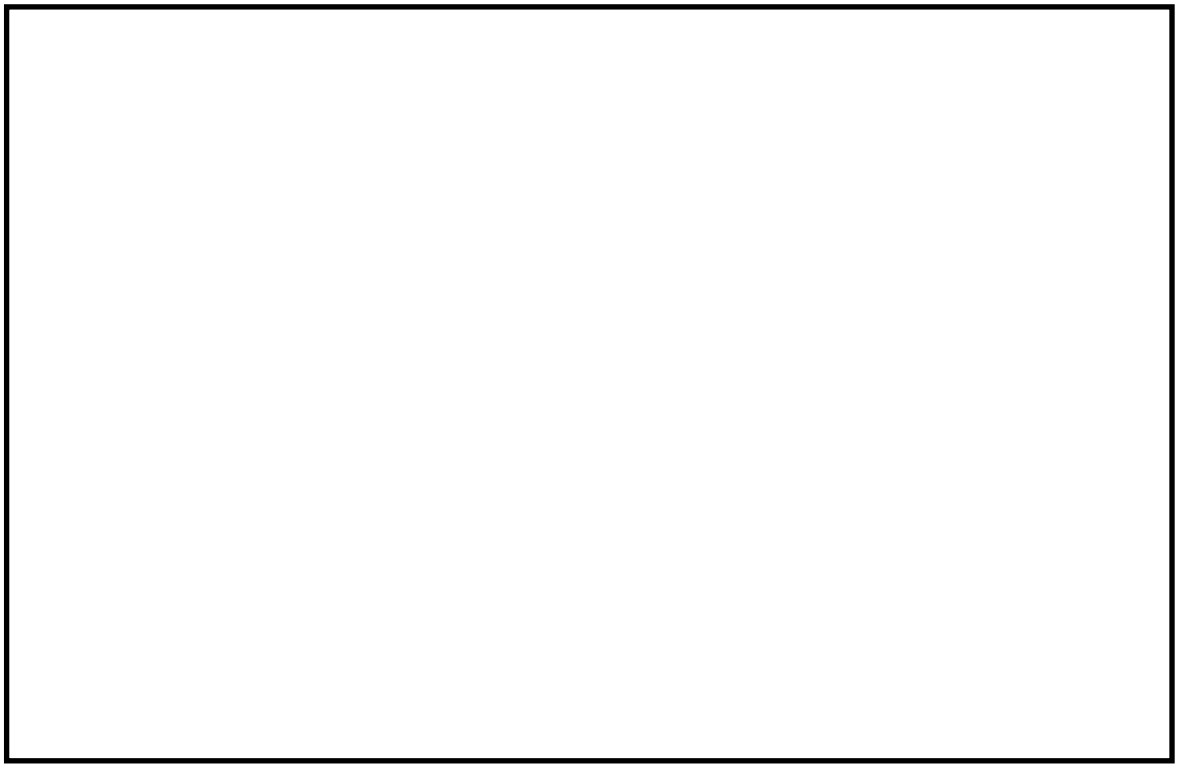


図 5－5　防護鋼板のひずみ分布図
（非常用ディーゼル発電設備燃料移送配管防護板（ドレンノズル））

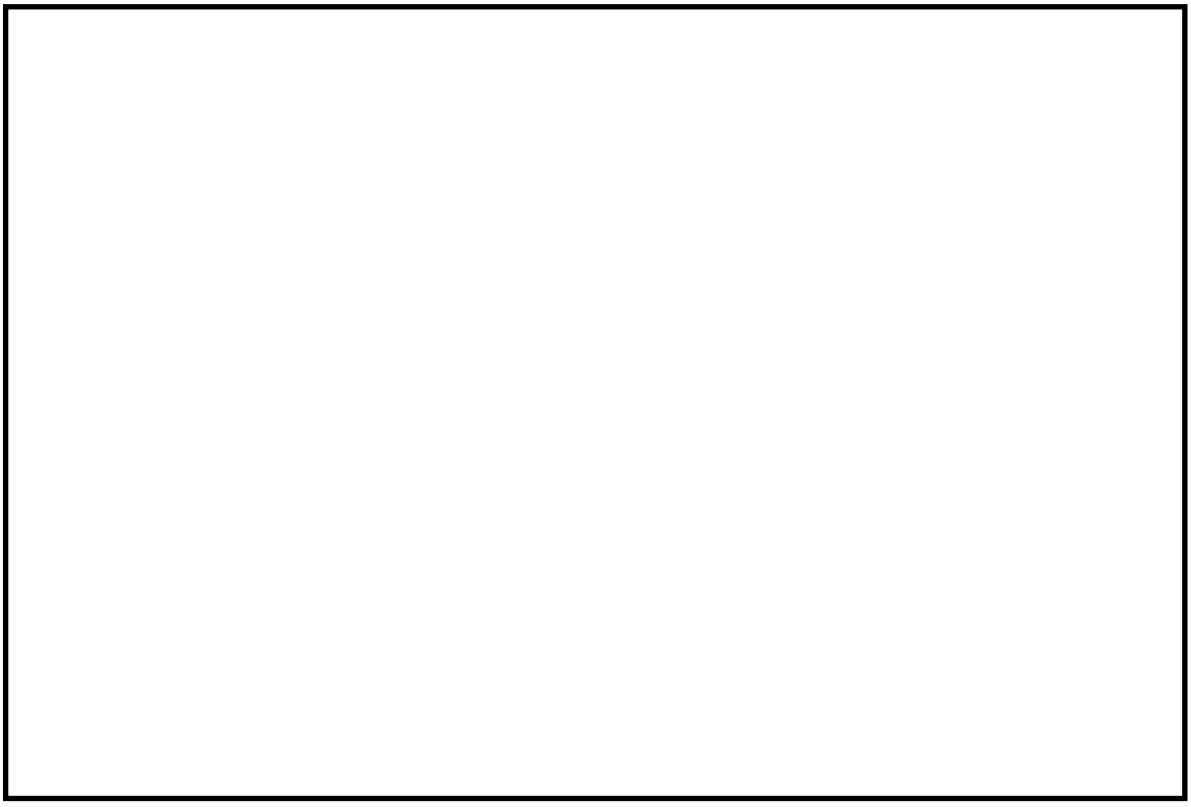


図 5－6　防護鋼板のひずみ分布図
（非常用ディーゼル発電設備燃料移送配管防護板（ドレンノズル））

Ⅴ-3-別添 1-4-6　建屋内防護壁の強度計算書

目　　次

1.　概要 ····· 1
2.　基本方針 ····· 2
2.1　位置 ····· 2
2.2　構造概要 ····· 7
2.3　評価方針 ····· 16
2.4　適用規格 ····· 19
3.　強度評価方法 ····· 20
3.1　記号の定義 ····· 20
3.2　評価対象部位 ····· 21
3.3　荷重及び荷重の組合せ ····· 28
3.4　許容限界 ····· 30
3.5　評価方法 ····· 34
4.　評価条件 ····· 45
4.1　貫通評価 ····· 45
4.2　変形評価 ····· 46
5.　強度評価結果 ····· 53
5.1　貫通評価 ····· 53
5.2　変形評価 ····· 56

1. 概要

本資料は，Ⅴ-3-別添 1-2「防護対策施設の強度計算の方針」のとおり，防護対策施設のうち，原子炉補機冷却海水系配管防護壁及び換気空調系ダクト防護壁が，設計竜巻による設計飛来物の衝突に対し，竜巻時及び竜巻通過後においても，外部事象防護対象施設に設計飛来物を衝突させず，また，機械的な波及的影響を与えず，外部事象防護対策施設の安全機能を考慮して，原子炉補機冷却海水系配管防護壁及び換気空調系ダクト防護壁を構成する防護鋼板及び架構が構造健全性を有することを確認するものである。

2.　基本方針

Ⅴ-3-別添 1-2「防護対策施設の強度計算の方針」を踏まえ，原子炉補機冷却海水系配管防護壁及び換気空調系ダクト防護壁の「2.1　位置」,「2.2　構造概要」,「2.3　評価方針」及び「2.4　適用規格」を示す。

2.1　位置

(1)　原子炉補機冷却海水系配管防護壁

原子炉補機冷却海水系配管防護壁は,タービン建屋海水熱交換器区域に設置する。

原子炉補機冷却海水系配管防護壁の設置位置を図 2－1 に示す。

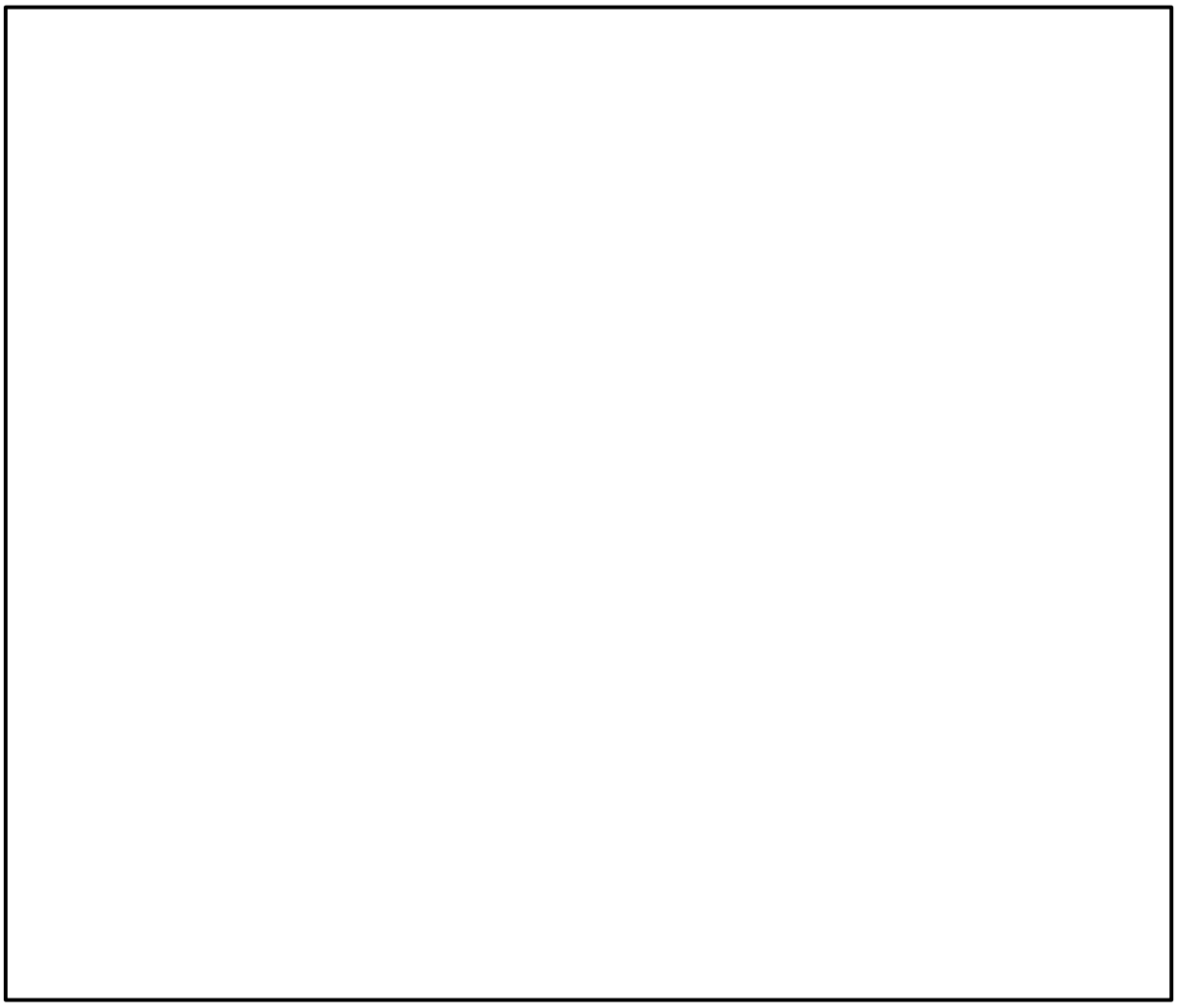


図 2－1　原子炉補機冷却海水系配管防護壁の位置図

(2)　換気空調系ダクト防護壁

換気空調系ダクト防護壁は，原子炉建屋，タービン建屋及びコントロール建屋に設置する。

換気空調系ダクト防護壁の設置位置を図 2－2 に示す。

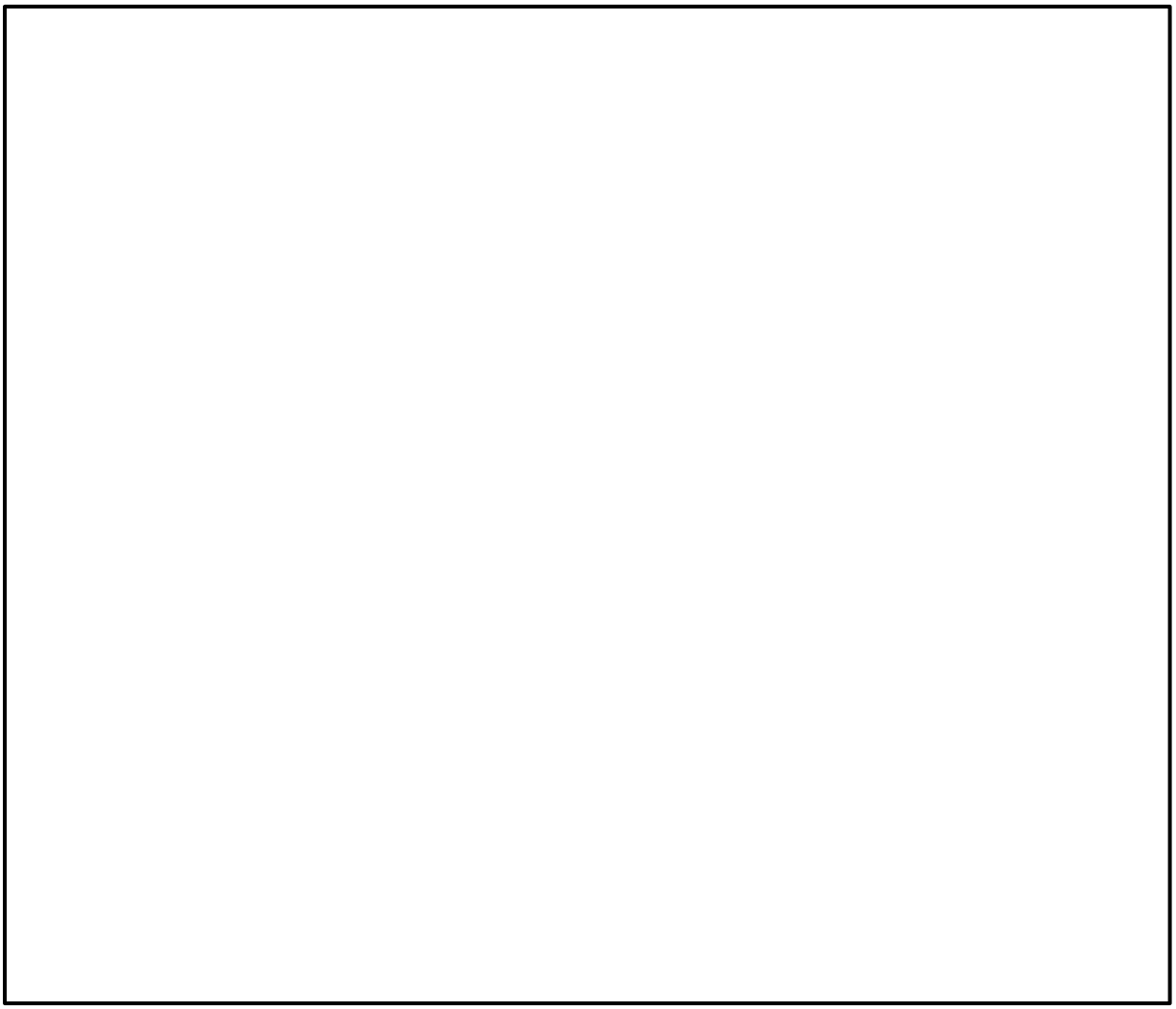


図 2－2（1/4）　換気空調系ダクト防護壁の位置図

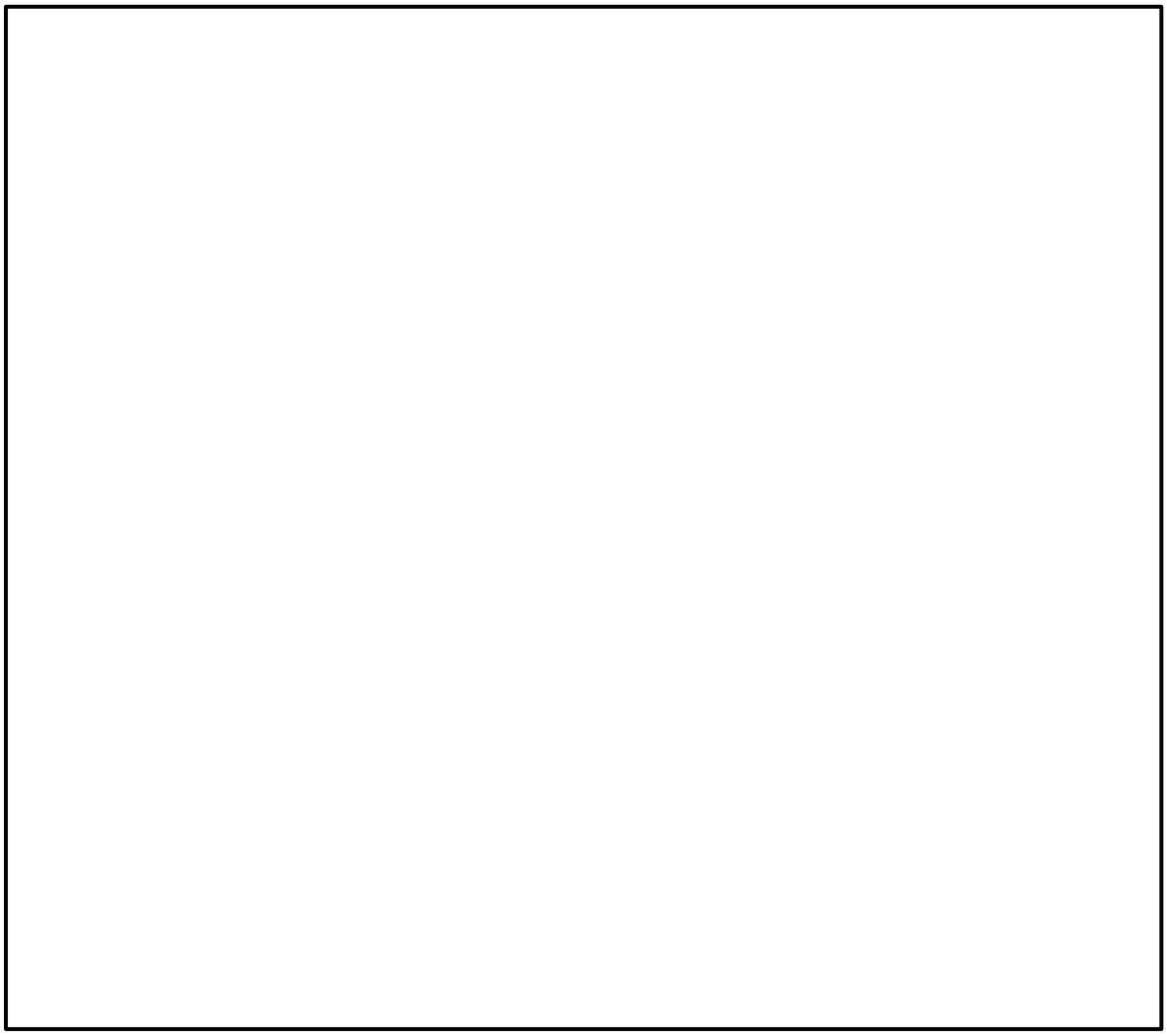


図 2－2（2/4）　換気空調系ダクト防護壁の位置図

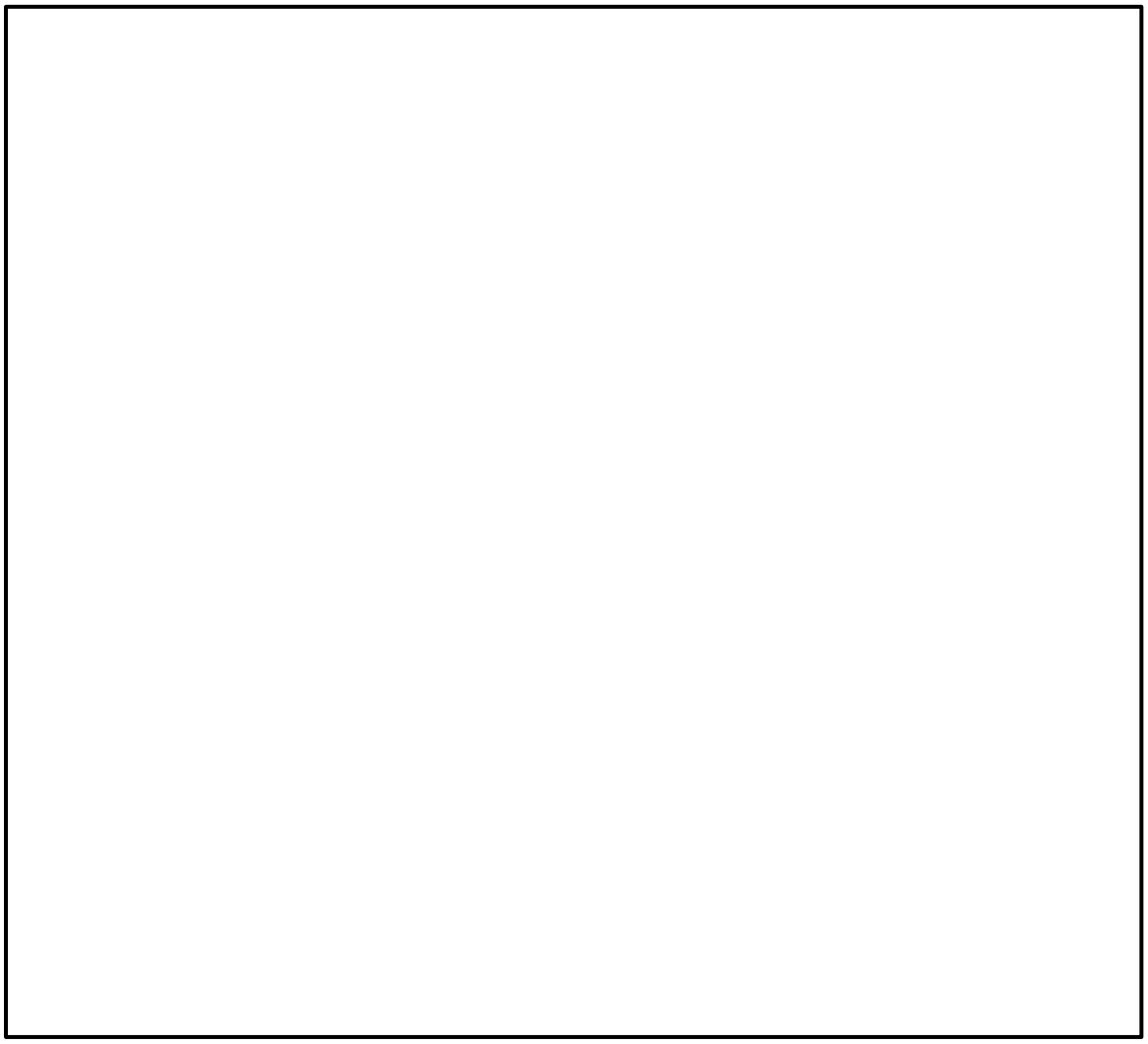


図 2－2（3/4）　換気空調系ダクト防護壁の位置図

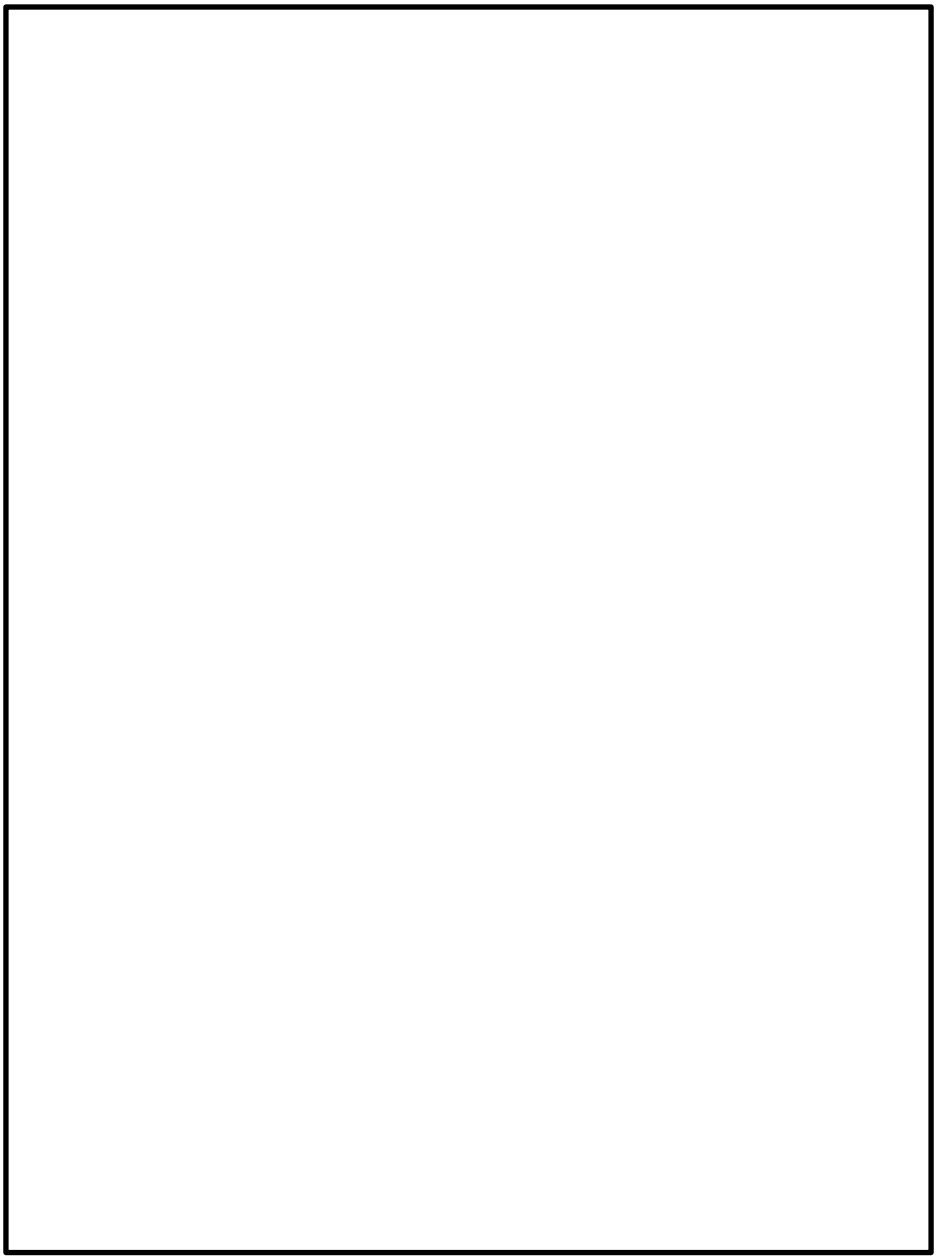


図 2－2（4/4）　換気空調系ダクト防護壁の位置図

2.2　構造概要

(1)　原子炉補機冷却海水系配管防護壁

原子炉補機冷却海水系配管防護壁の構造は，Ⅴ-3-別添 1-2「防護対策施設の強度計算の方針」の「3.6.1　原子炉補機冷却海水系配管防護壁の構造設計」に示す構造設計を踏まえ，設定する。

原子炉補機冷却海水系配管防護壁は，鋼板等で構成する鋼製構造物である。

原子炉補機冷却海水系配管防護壁の構造図を図 2－3 及び図 2－4 に示す。

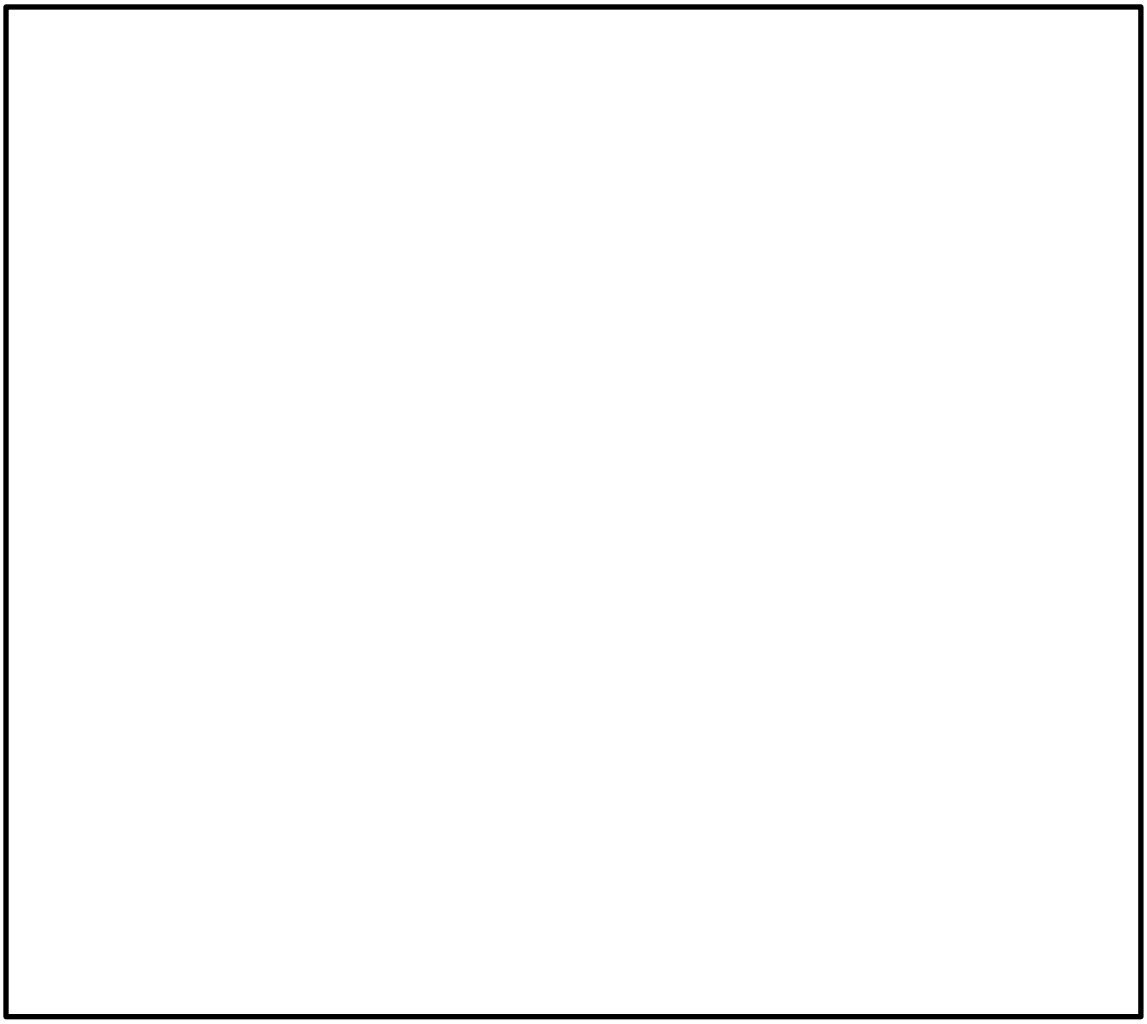


図 2－3　原子炉補機冷却海水系配管防護壁(A)の構造図

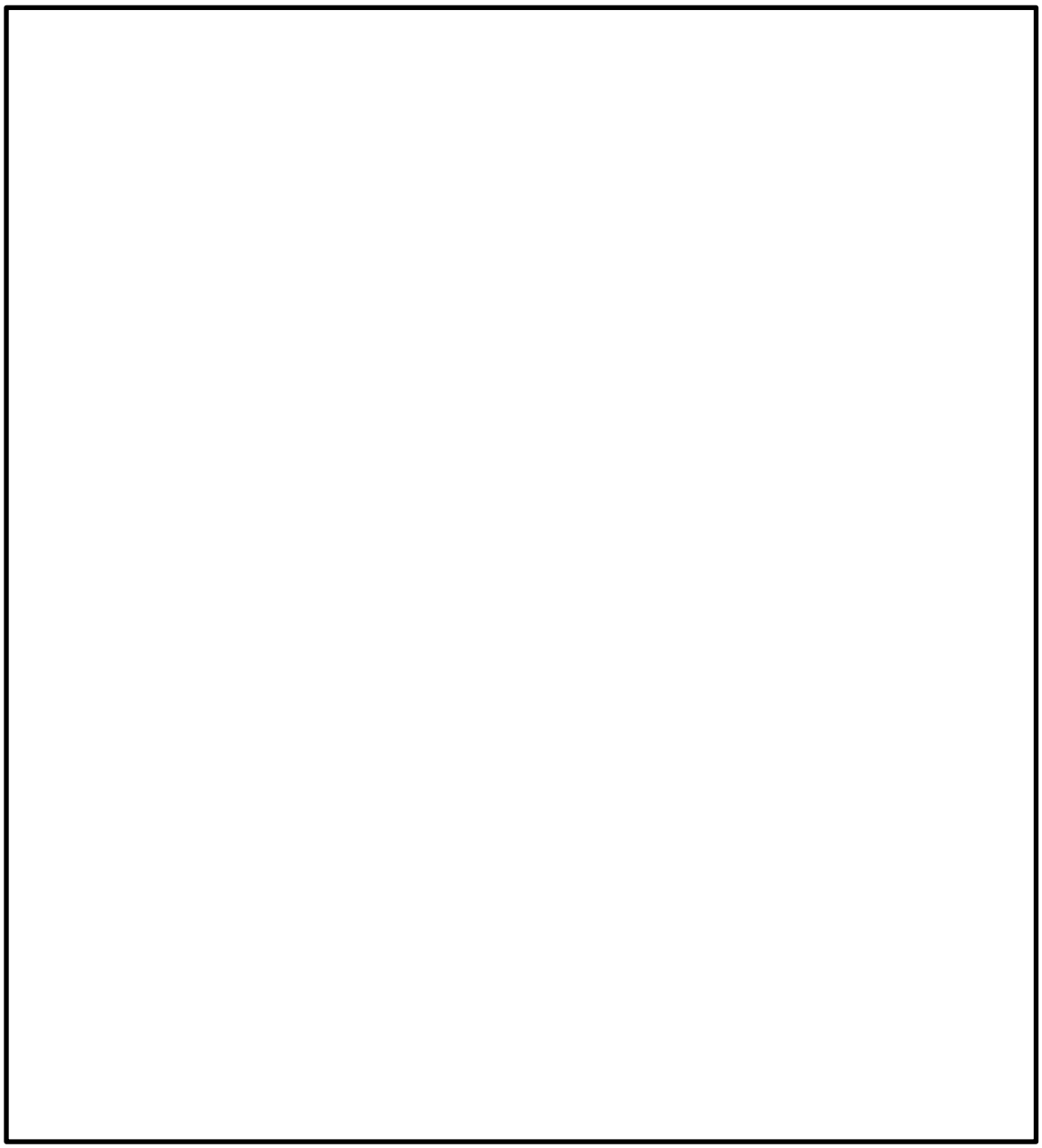


図 2－4　原子炉補機冷却海水系配管防護壁(B)の構造図

(2)　換気空調系ダクト防護壁

換気空調系ダクト防護壁の構造は，Ⅴ-3-別添 1-2「防護対策施設の強度計算の方針」の「3.6.2　換気空調系ダクト防護壁の構造設計」に示す構造設計を踏まえ，設定する。

換気空調系ダクト防護壁は，鋼板等で構成する鋼製構造物である。

換気空調系ダクト防護壁の構造図を図 2－5 から図 2－11 に示す。

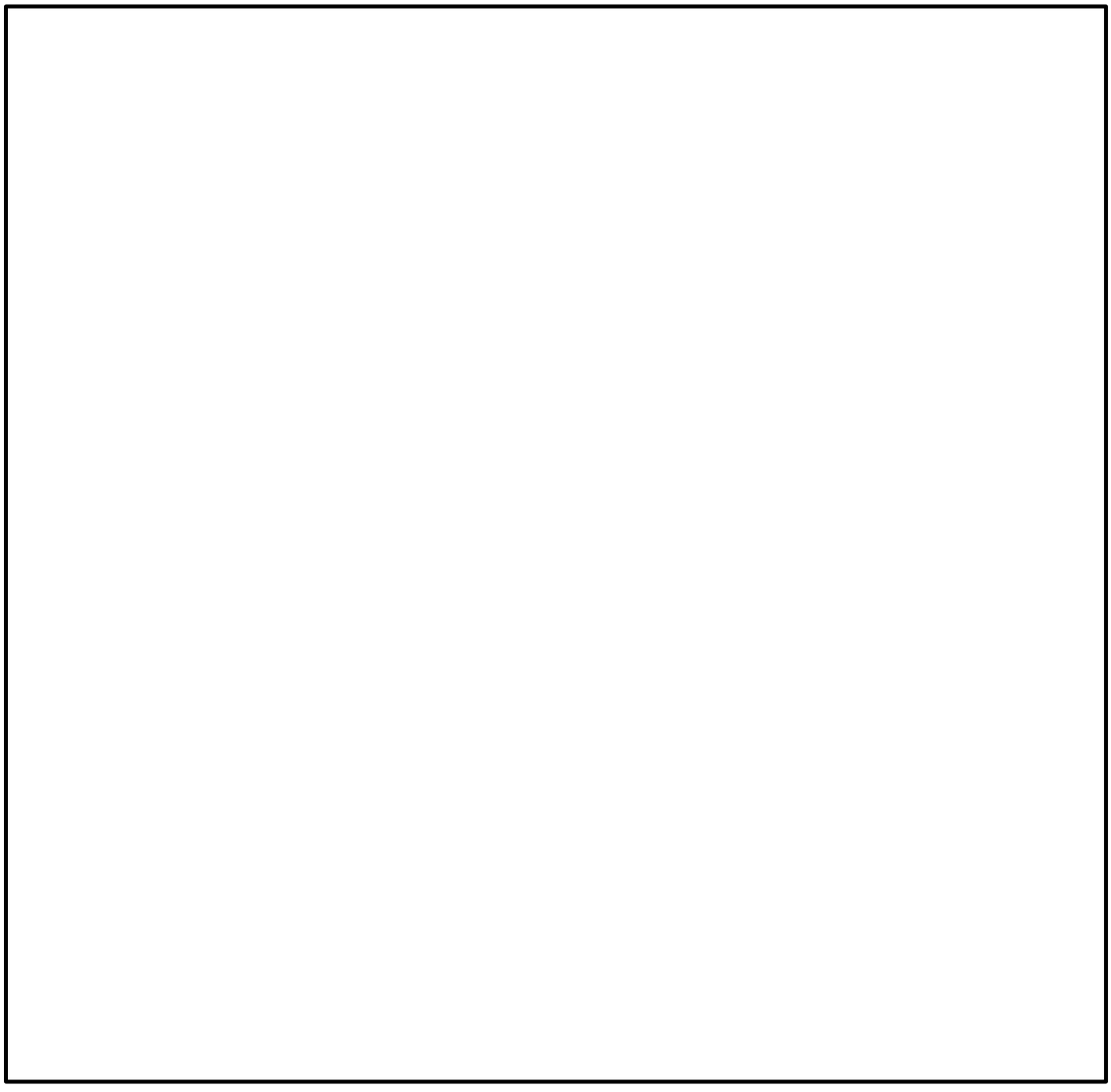


図 2－5　換気空調系ダクト防護壁(No.25)の構造図

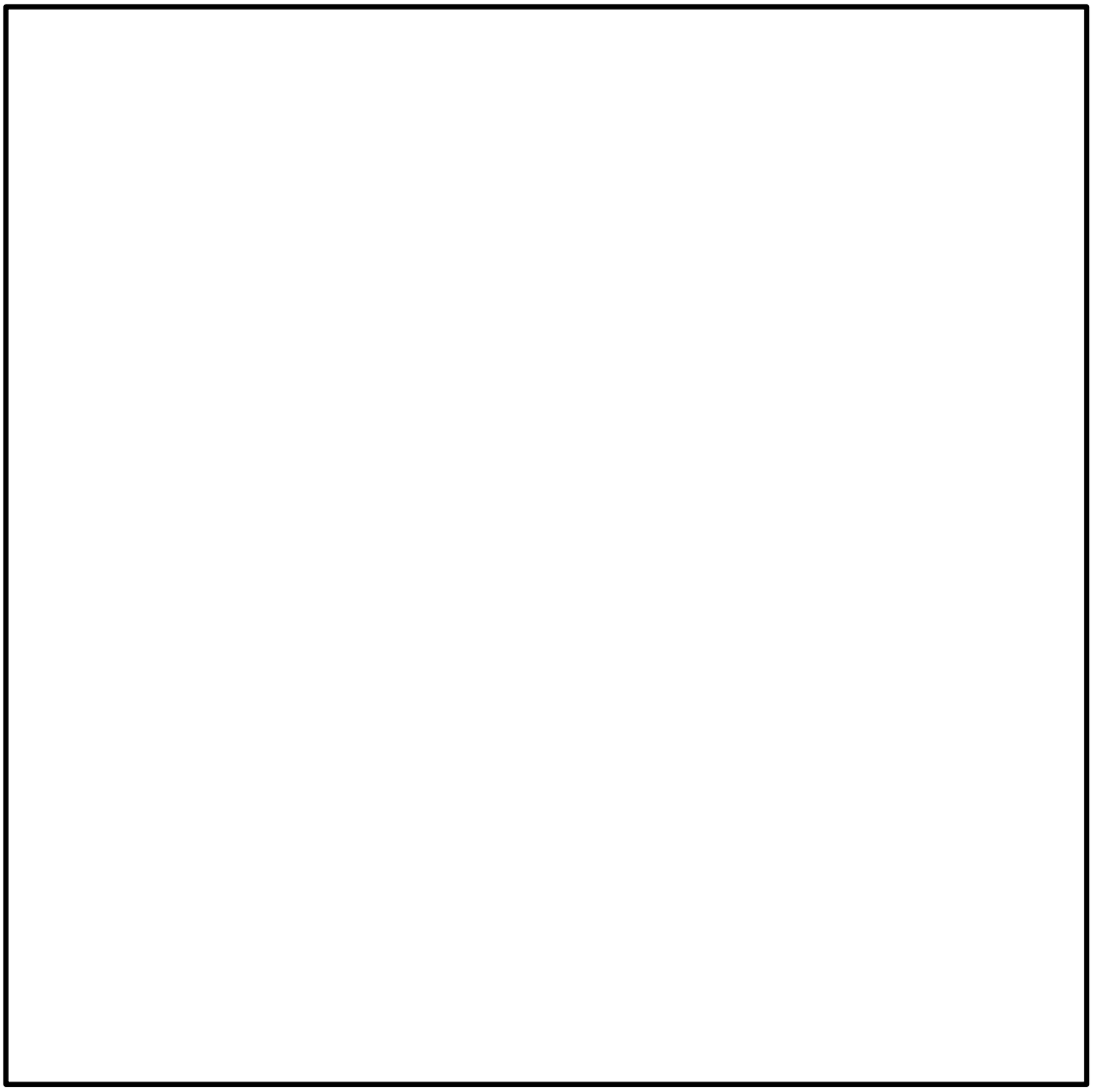


図 2－6　換気空調系ダクト防護壁(No.76)の構造図

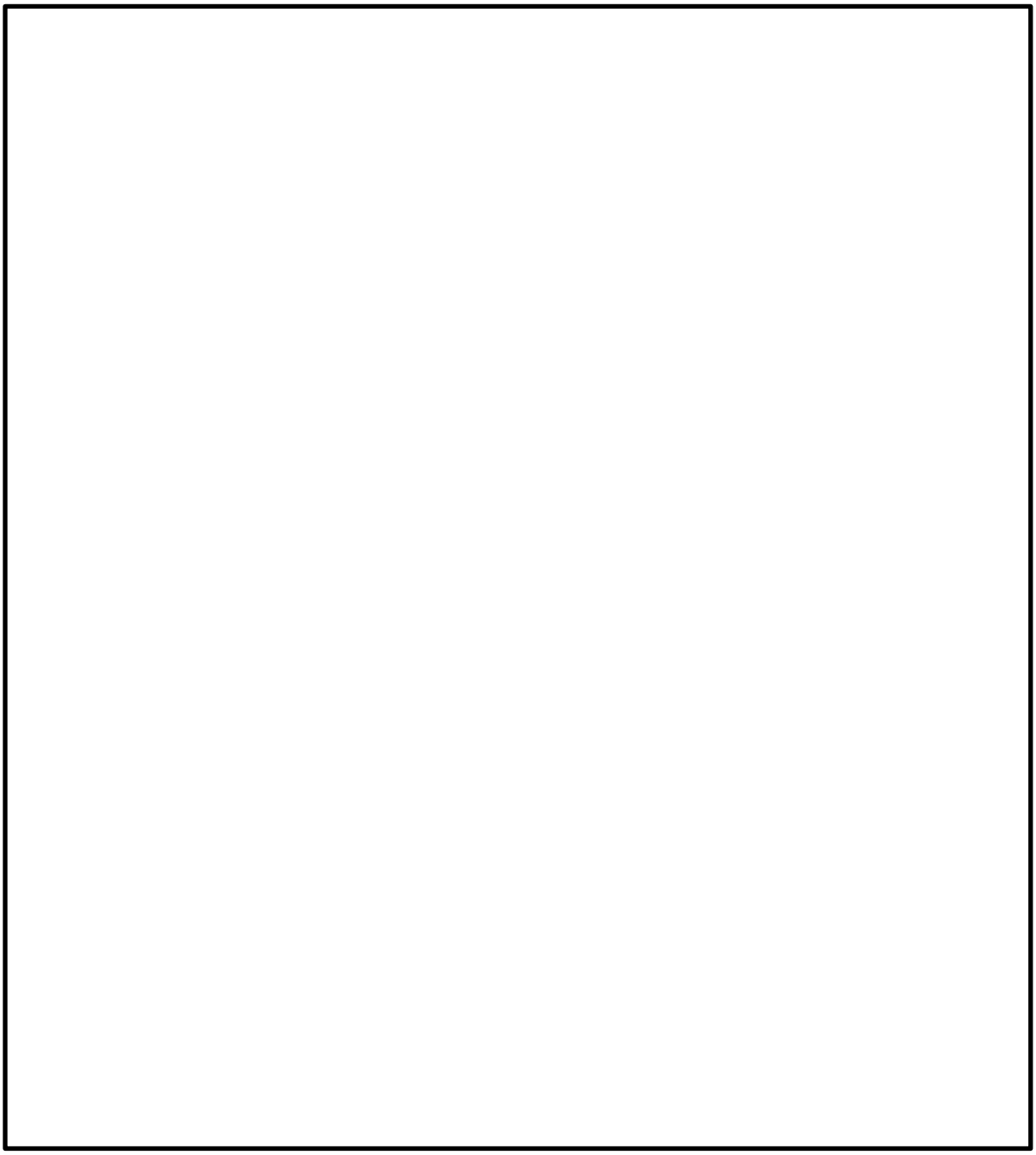


図 2－7　換気空調系ダクト防護壁(No.74)の構造図

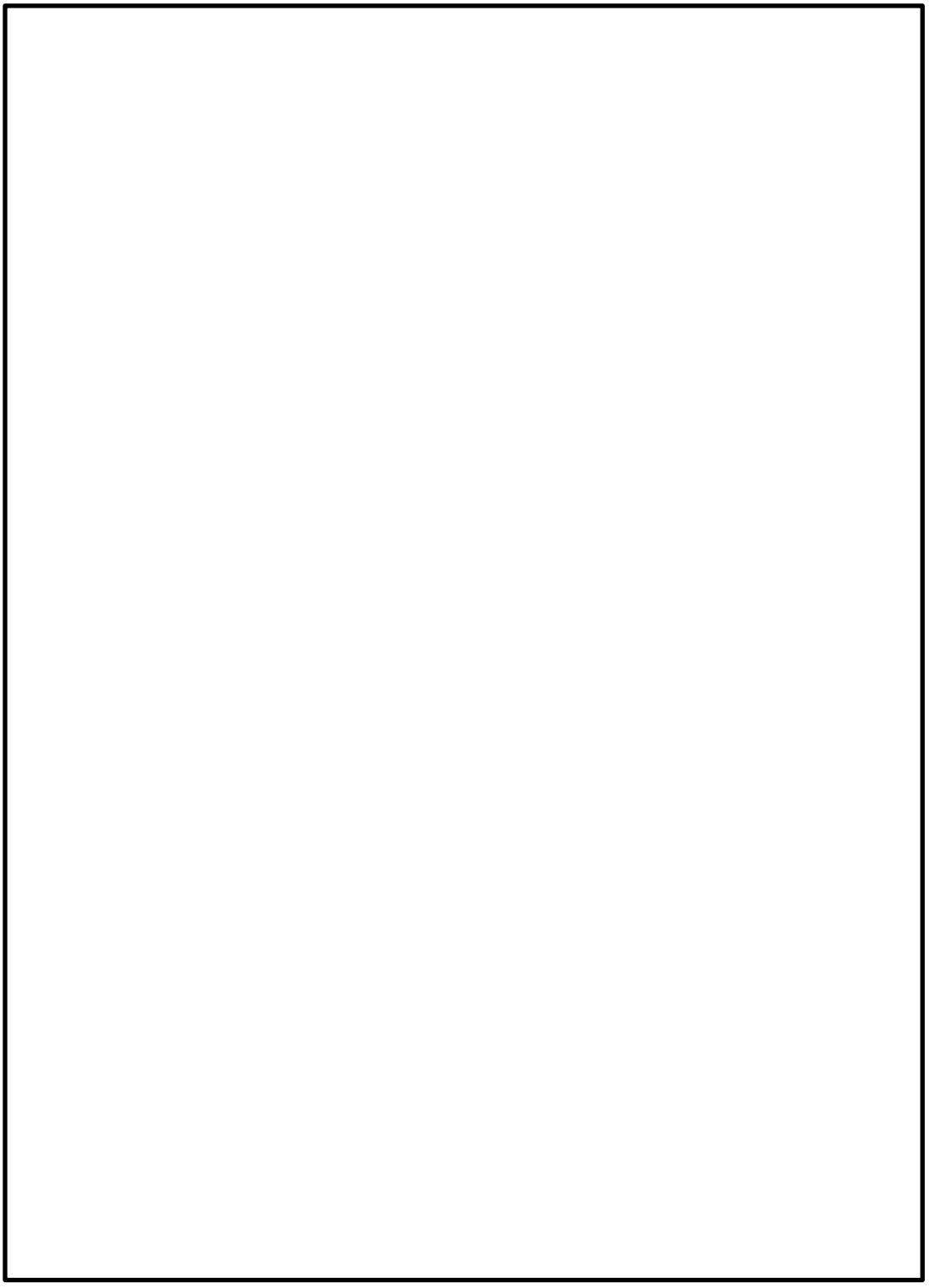


図 2－8　換気空調系ダクト防護壁(No.66)の構造図

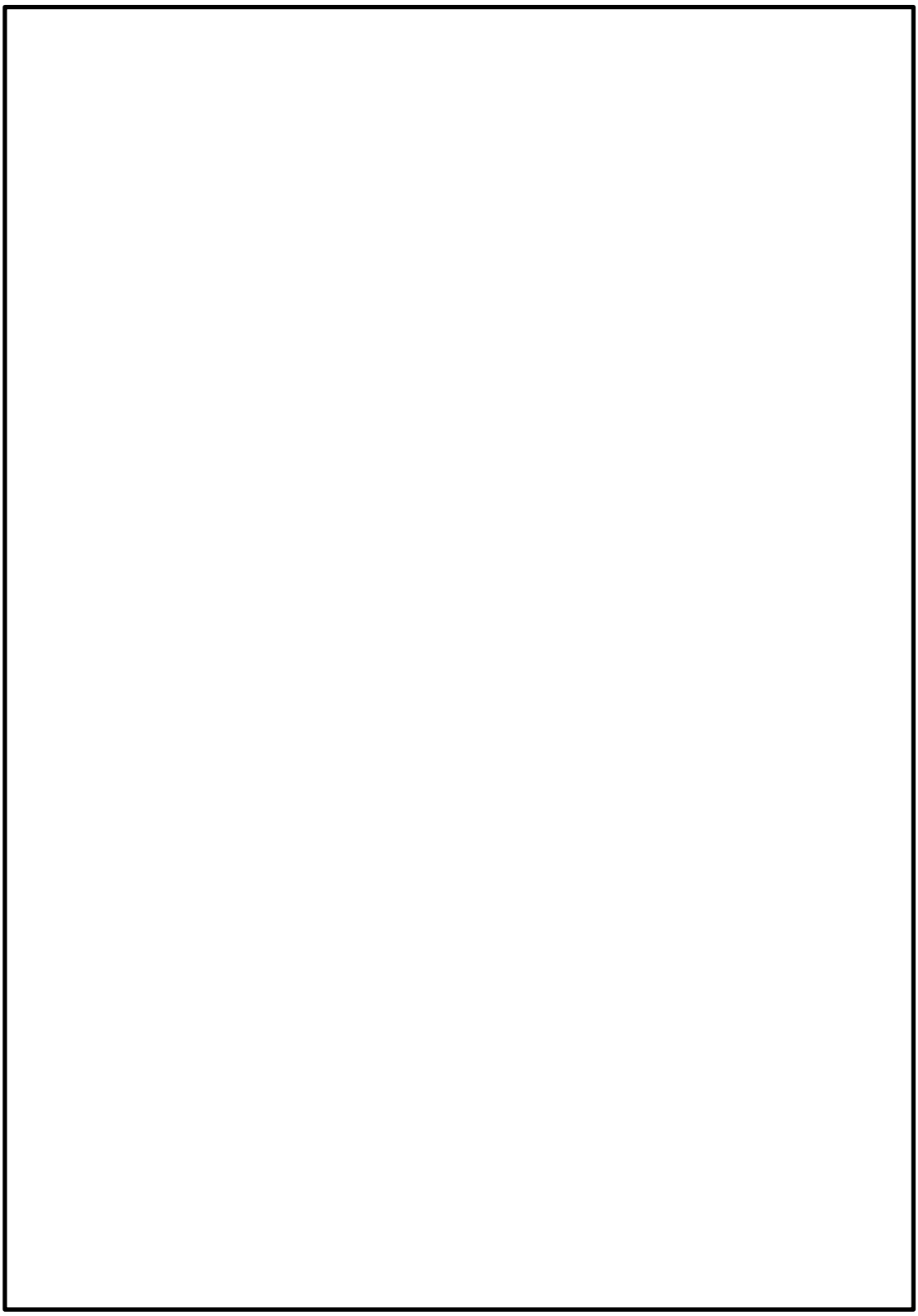


図 2－9　換気空調系ダクト防護壁(No.67)の構造図

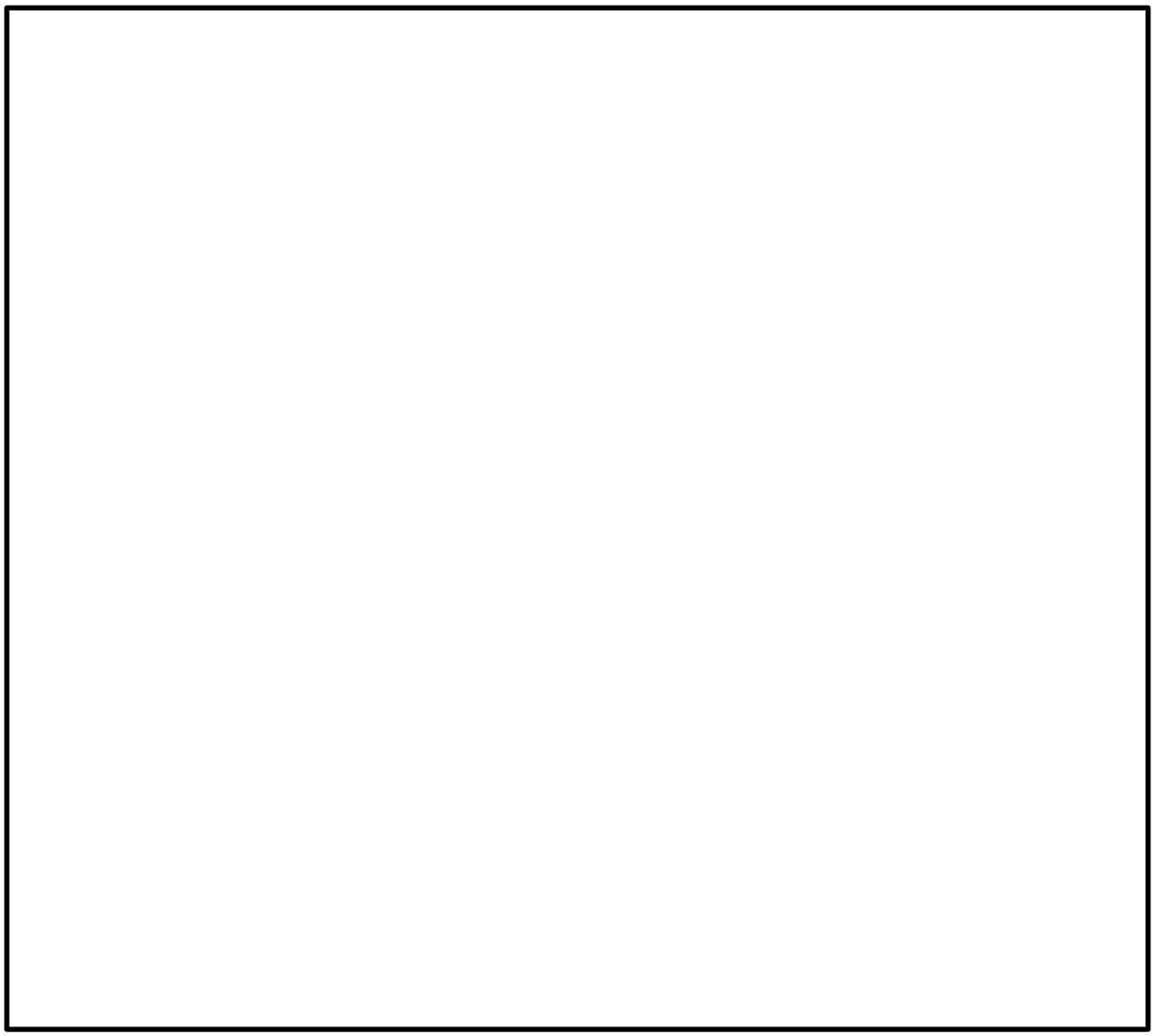


図 2－10　換気空調系ダクト防護壁(No.9)の構造図

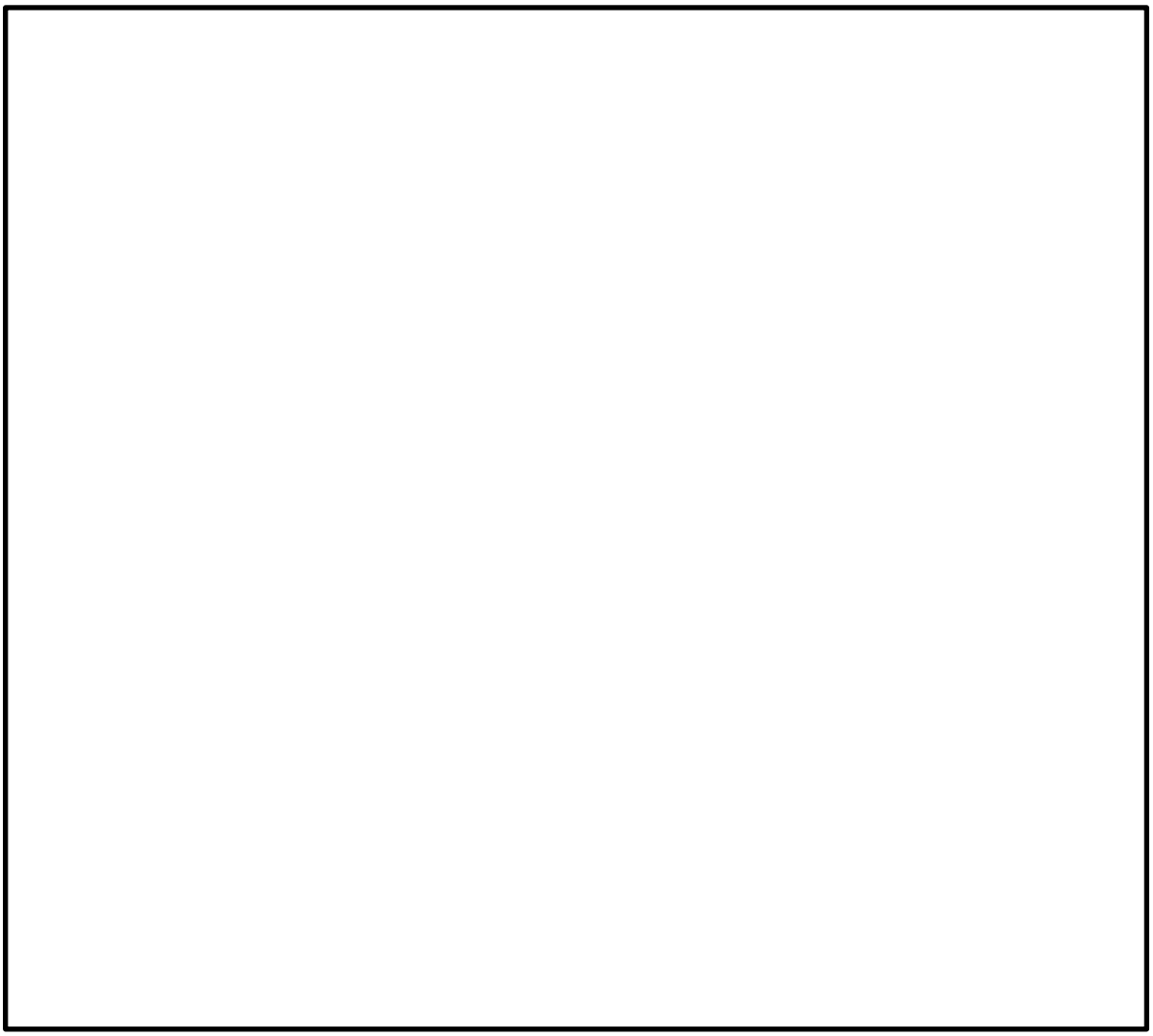


図 2－11　換気空調系ダクト防護壁(No.10)の構造図

2.3　評価方針

原子炉補機冷却海水系配管防護壁及び換気空調系ダクト防護壁の強度評価は，Ⅴ-3-別添 1-2「防護対策施設の強度計算の方針」の「2.3　荷重及び荷重の組合せ」及び「5.6　建屋内防護壁の許容限界」にて設定している荷重及び荷重の組合せ並びに許容限界を踏まえ，原子炉補機冷却海水系配管防護壁及び換気空調系ダクト防護壁の評価対象部位に作用する変形等が，許容限界に収まることを「3.　強度評価方法」に示す方法により,「4.　評価条件」に示す評価条件を用いて計算し,「5.　強度評価結果」にて確認する。

原子炉補機冷却海水系配管防護壁及び換気空調系ダクト防護壁の評価フローを図 2－12 及び図 2－13 に示す。

原子炉補機冷却海水系配管防護壁及び換気空調系ダクト防護壁の強度評価においては，その構造を踏まえ，設計竜巻荷重とこれに組み合わせる荷重（以下「設計荷重」という。）の作用方向及び伝達過程を考慮し，評価対象部位を設定する。

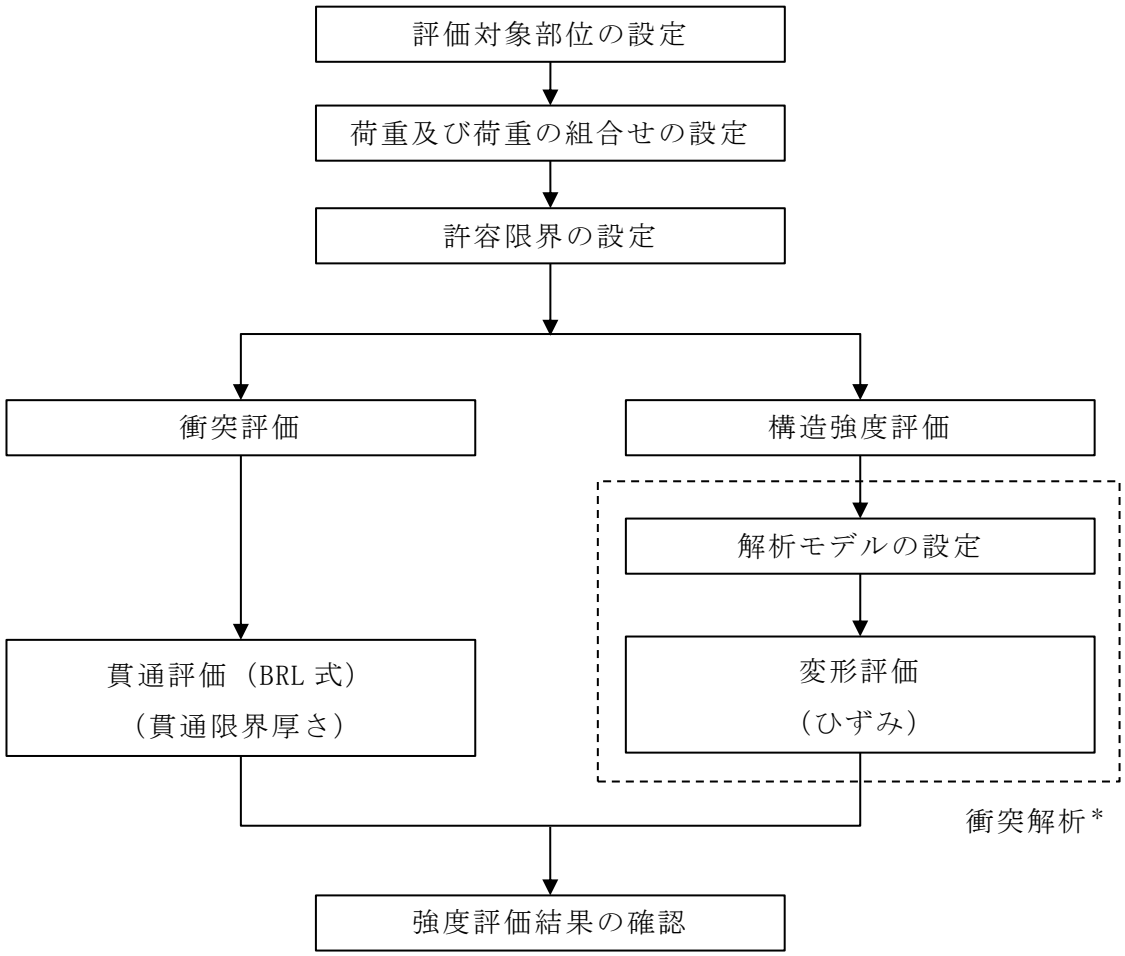
具体的には，設計飛来物が外部事象防護対象施設に衝突する直接的な影響の評価として，防護対策施設を構成する部材に対する衝突評価，及び，防護対策施設自体が外部事象防護対象施設に衝突・接触する波及的な影響の評価として，防護対策施設を構成する部位の転倒及び脱落に対する構造強度評価を行う。

(1)　衝突評価

原子炉補機冷却海水系配管防護壁及び換気空調系ダクト防護壁（No.25，No.66，No.67，No.74 及び No.76）については，設計荷重に対し，設計飛来物が施設を構成する部材を貫通しない設計とするために，防護鋼板が設計飛来物の貫通を生じない最小厚さ以上であることを計算により確認する。衝突評価には，Ⅴ-3-別添 1-2「防護対策施設の強度計算の方針」の「6.6　建屋内防護壁の強度評価」に示す評価式を用いる。また，換気空調系ダクト防護壁（No.9 及び No.10）については，貫通評価として，設計荷重に対し，防護鋼板に終局状態に至るようなひずみが生じないことを確認する。（以下「貫通評価」という。）

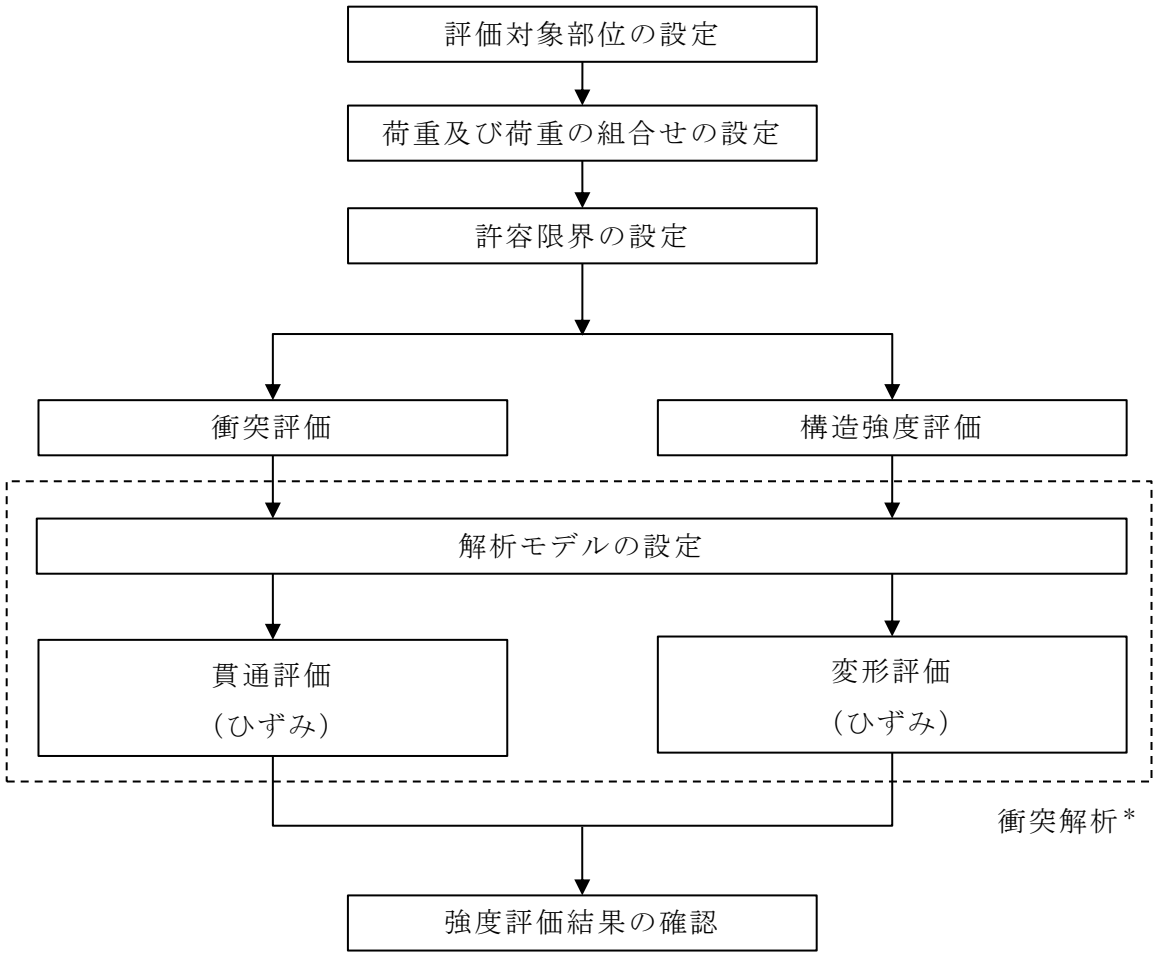
(2)　構造強度評価

設計荷重に対し，施設を構成する部材自体の転倒及び脱落を生じない設計とするために，防護鋼板及び架構に終局状態に至るようなひずみが生じないことを確認する。（以下「変形評価」という。）



注記＊：衝突解析については，解析コード「ＬＳ－ＤＹＮＡ」を用いて 3 次元 FEM モデルによりモデル化し，防護鋼板及び架構について評価を実施する。

図 2－12　原子炉補機冷却海水系配管防護壁及び換気空調系ダクト防護壁（No.25，No.66，No.67，No.74 及び No.76）の評価フロー



注記＊：衝突解析については，解析コード「ＬＳ－ＤＹＮＡ」を用いて 3 次元 FEM モデルによりモデル化し，防護鋼板及び架構について評価を実施する。

図 2－13　換気空調系ダクト防護壁（No.9 及び No.10）の評価フロー

2.4　適用規格

適用する規格，基準等を以下に示す。

・建築基準法及び同施行令

・「発電用原子力設備規格　設計・建設規格　ＪＳＭＥ　Ｓ　ＮＣ１-2005/2007」（日本機械学会）

・ISE7607-3「軽水炉構造機器の衝撃荷重に関する調査　その 3　ミサイルの衝突による構造壁の損傷に関する評価式の比較検討」（昭和 51 年 10 月高温構造安全技術研究組合）

・タービンミサイル評価について（昭和 52 年 7 月 20 日原子炉安全専門審査会）

・U.S. NUCLEAR REGULATORY COMMISSION: REGULATORY GUIDE 1.76, DESIGN-BASIS TORNADO AND TORNADO MISSILES FOR NUCLEAR POWER PLANTS, Revision1, March 2007

・Methodology for Performing Aircraft Impact Assessments for New Plant Designs (Nuclear Energy Institute 2011 Rev8 (NEI 07-13))

・「建築物荷重指針･同解説」（日本建築学会，2004 改定）

・日本工業規格（ＪＩＳ）

・「鋼構造設計規準－許容応力度設計法－」（日本建築学会，2005 改定）

3. 強度評価方法

3.1 記号の定義

強度評価に用いる記号を表 3－1 に示す。

表 3－1 強度評価に用いる記号

記 号	単 位	定 義
d	m	設計飛来物が衝突する衝突断面の等価直径
F_d	N	常時作用する荷重
K	―	鋼板の材質に関する係数
M	kg	設計飛来物の質量
T	m	貫通限界厚さ
V	m/s	設計飛来物の飛来速度
W_M	N	設計飛来物による衝撃荷重

3.2　評価対象部位

原子炉補機冷却海水系配管防護壁の評価対象部位は，Ⅴ-3-別添 1-2「防護対策施設の強度計算の方針」の「5.6　建屋内防護壁の許容限界」に示す評価対象部位を踏まえ，設定する。

(1)　原子炉補機冷却海水系配管防護壁及び換気空調系ダクト防護壁（No.25，No.66，No.67，No.74 及び No.76）

a.　貫通評価

設計荷重に対し，設計飛来物が施設を構成する部材を貫通しない設計とするために，防護鋼板に設計飛来物の貫通を生じない最小厚さ以上であることを計算により確認する。

施設を構成する部材が設計飛来物を貫通させないことの確認においては，外殻を構成する防護鋼板を評価対象部位として設定する。

b.　変形評価

設計荷重に対し，施設を構成する部材自体が，転倒及び脱落により外部事象防護対象施設へ接触等の影響を与えない設計とするために，防護鋼板及び架構に終局状態に至るようなひずみが生じないことを解析により確認する。

設計飛来物の衝突を考慮する場合，建屋開口部の位置から設計飛来物の衝突方向を考慮し，運動エネルギが最大となる水平方向衝突の鋼製足場板を設定する。また，被衝突物の支持間隔が長く，厚さが薄いほどたわみ量が大きくなる傾向にある。したがって，変形評価としては，評価対象となる防護鋼板の支持間隔が長く，厚さが薄い箇所を選定する。なお，防護鋼板の設計においては，厚さを設備毎に一律とすることから，支持間隔が最長となる箇所が代表となる。衝突位置については，たわみ量が大きくなるよう部材の中央とする。

評価対象部位を図 3－1 から図 3－7 に示す。

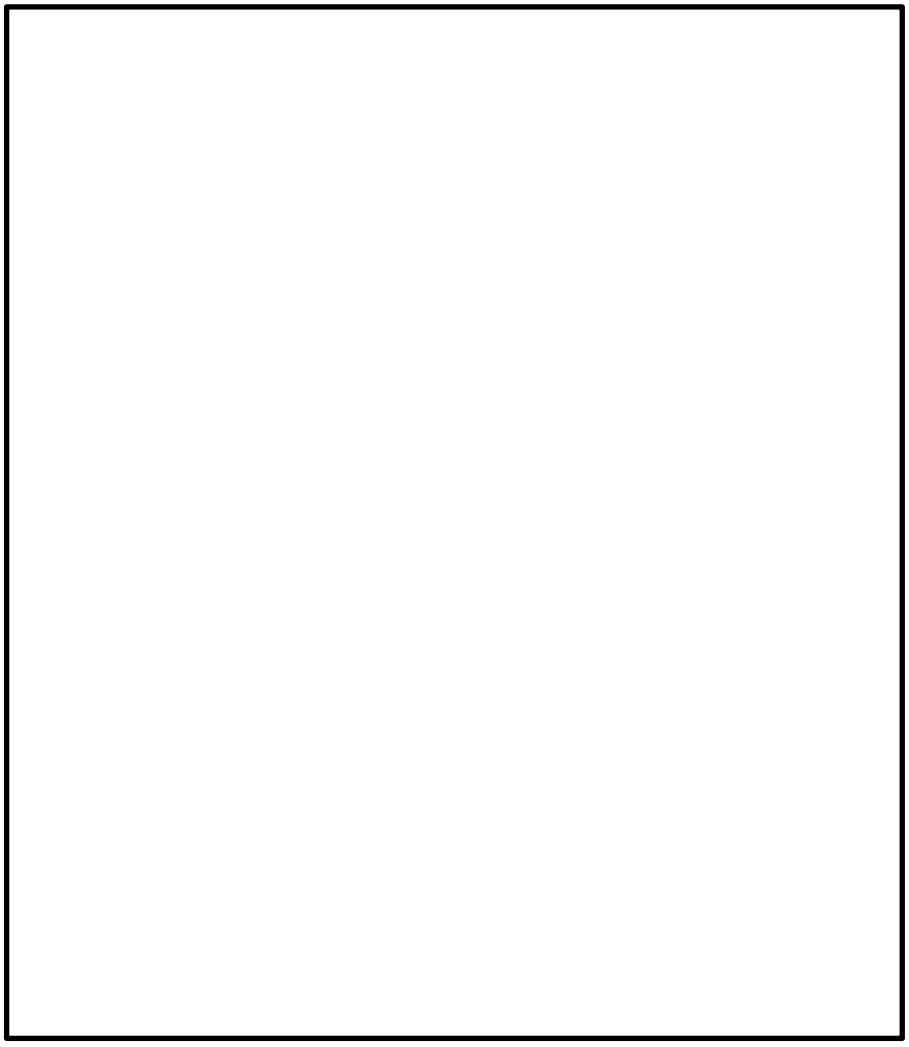


図 3－1　原子炉補機冷却海水系配管防護壁(A)の評価位置図

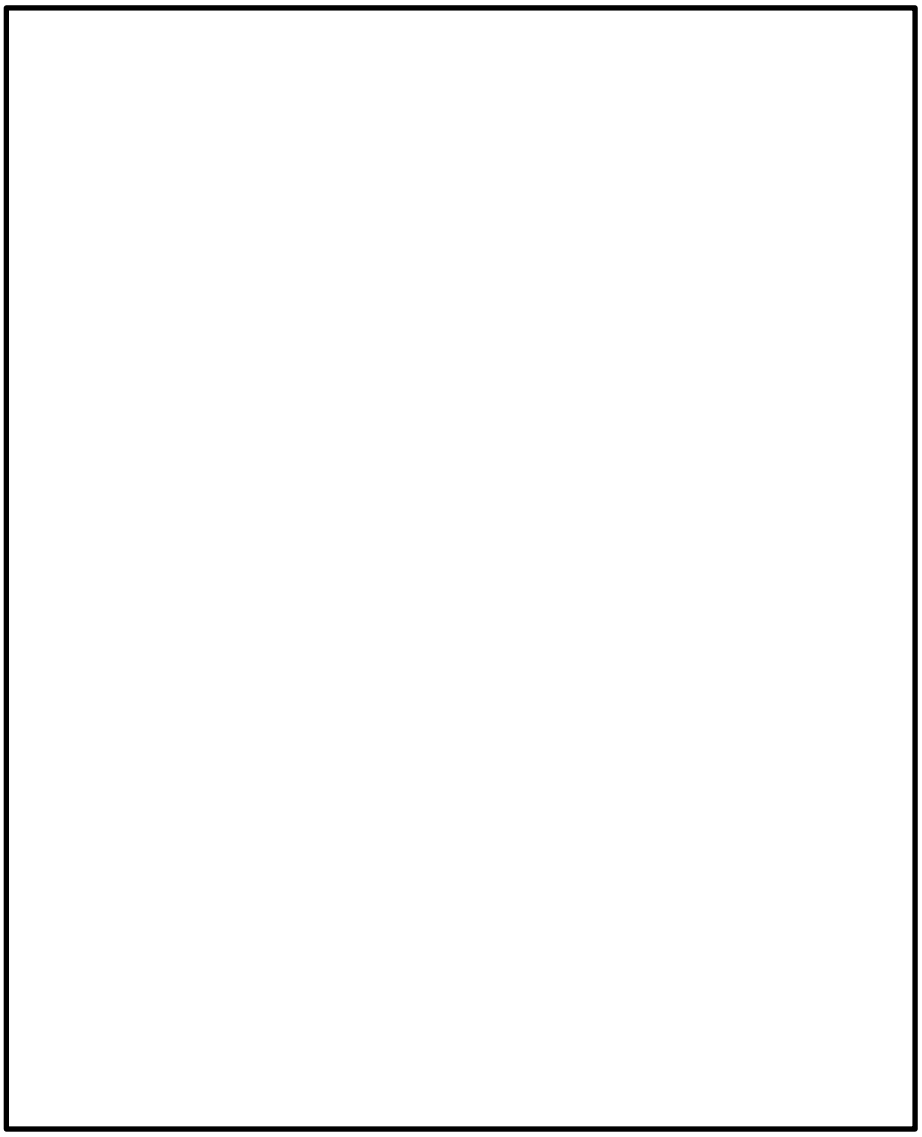


図 3－2　原子炉補機冷却海水系配管防護壁(B)の評価位置図

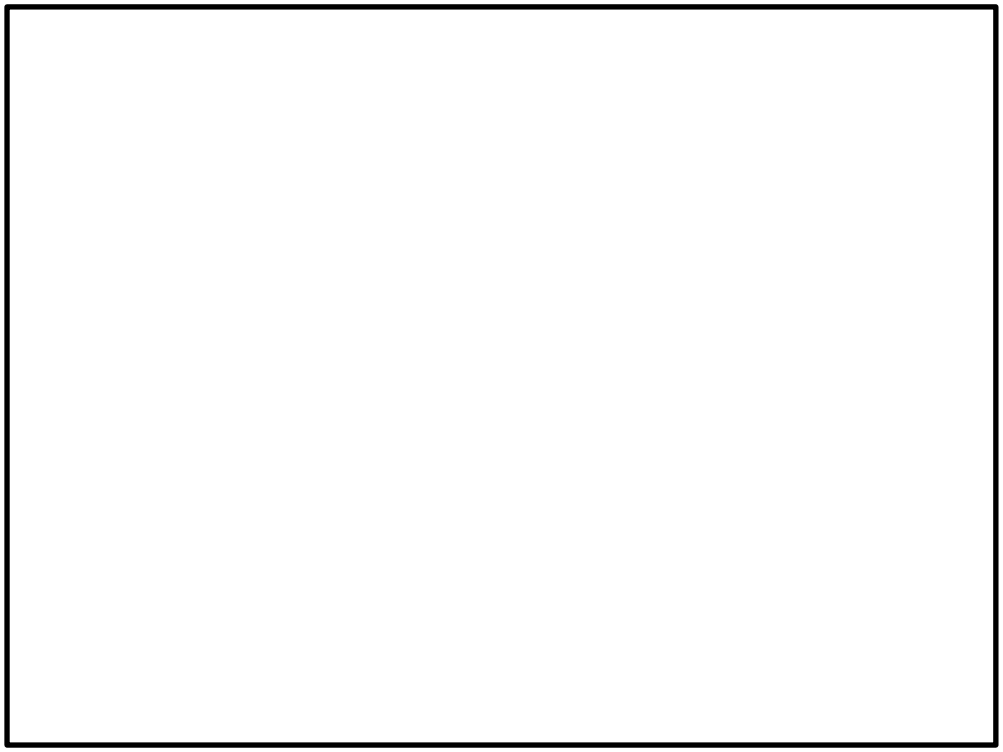


図 3－3　換気空調系ダクト防護壁(No.25)の評価位置図

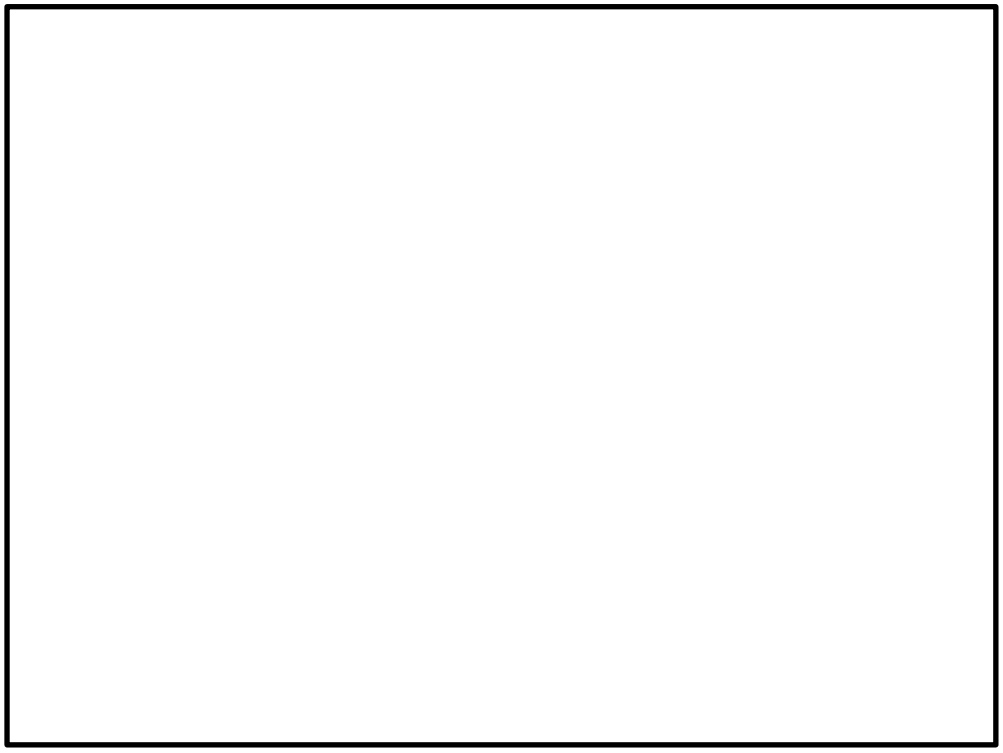


図 3－4　換気空調系ダクト防護壁(No.66)の評価位置図

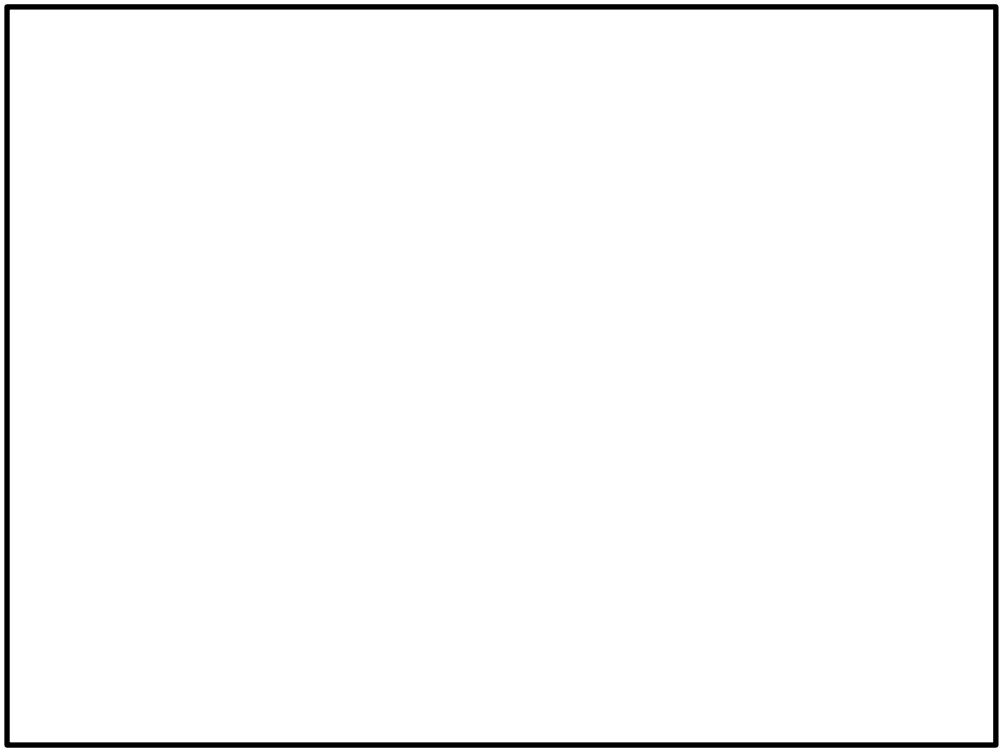


図 3－5　換気空調系ダクト防護壁(No.67)の評価位置図

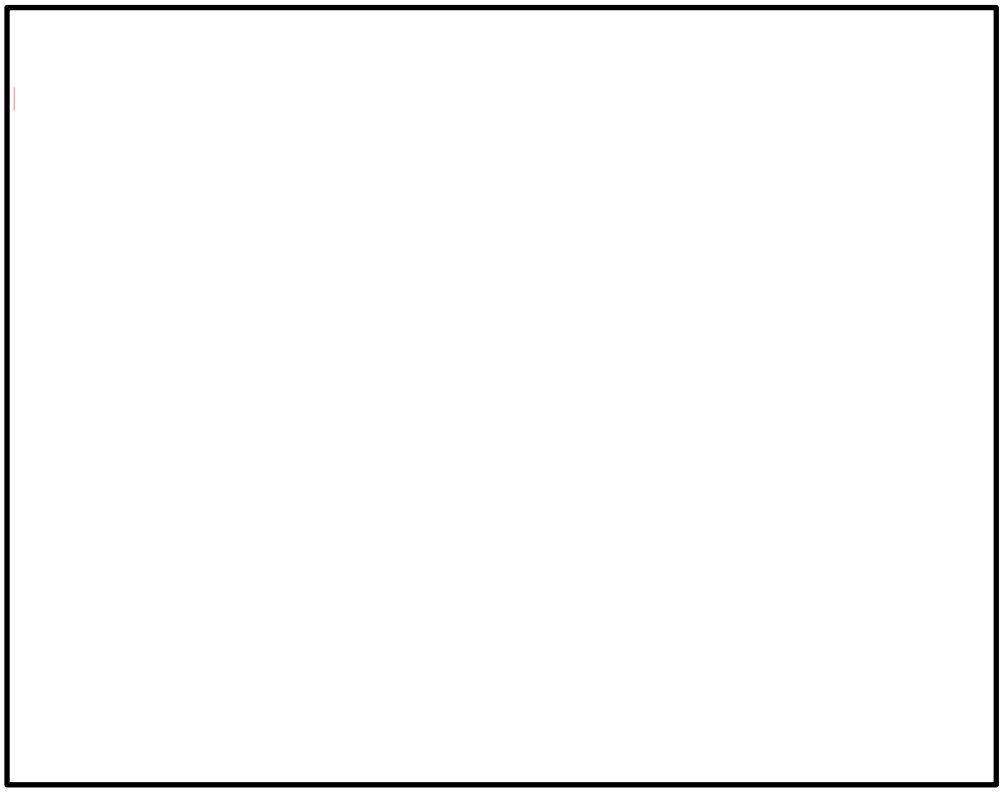


図 3－6　換気空調系ダクト防護壁(No.74)の評価位置図

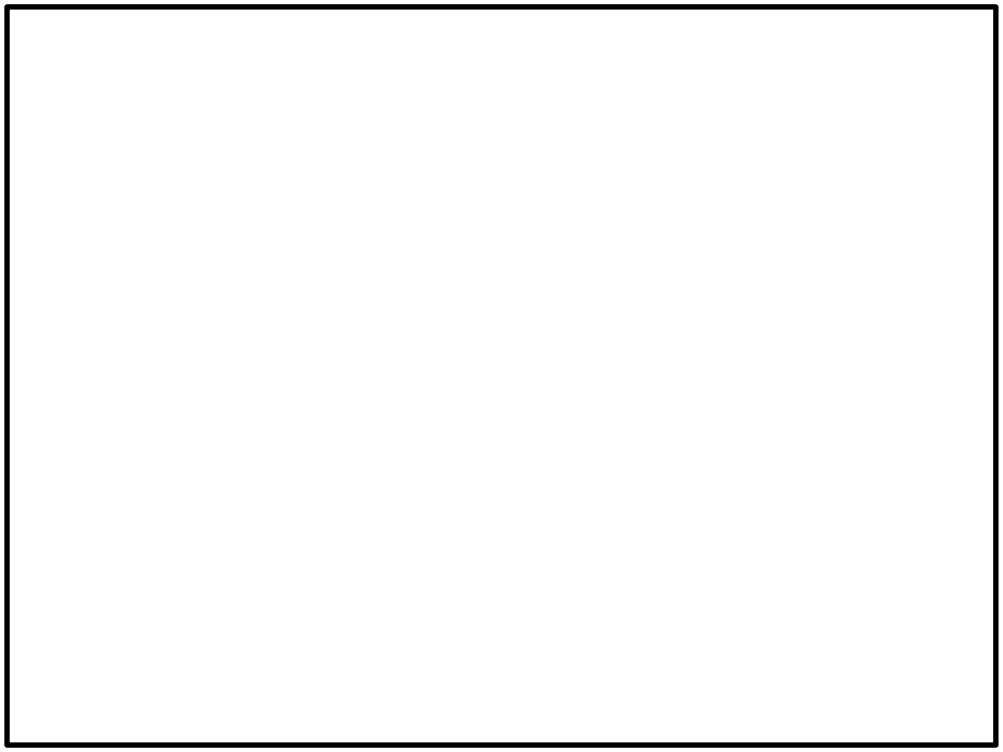


図 3－7　換気空調系ダクト防護壁(No.76)の評価位置図

(2)　換気空調系ダクト防護壁（No.9 及び No.10）

a.　貫通評価

設計荷重に対し，設計飛来物が施設を構成する部材を貫通しない設計とするために，防護鋼板に終局状態に至るようなひずみが生じないことを解析により確認する。

設計飛来物の衝突を考慮する場合，建屋開口部の位置から設計飛来物の衝突方向は鉛直方向とし，運動エネルギが最大となる足場パイプを設定する。また，被衝突物の支持間隔が長く，厚さが薄いほどたわみ量が大きくなる傾向にある。したがって，貫通評価としては，評価対象となる防護鋼板の支持間隔が長く，厚さが薄い箇所を選定する。なお，防護鋼板の設計においては，厚さを設備毎に一律[　]とすることから，支持間隔が最長となる箇所が代表となる。衝突位置については，たわみ量が大きくなるよう部材の中央とする。

評価対象部位を図 3－8 及び図 3－9 に示す。

b.　変形評価

設計荷重に対し，施設を構成する部材自体が，転倒及び脱落により外部事象防護対象施設へ接触等の影響を与えない設計とするために，防護鋼板及び架構に終局状態に至るようなひずみが生じないことを解析により確認する。

変形評価の評価対象部位は貫通評価と同じである。



図 3－8　換気空調系ダクト防護壁(No.9)の評価位置図



図 3－9　換気空調系ダクト防護壁(No.10)の評価位置図

3.3　荷重及び荷重の組合せ

強度評価に用いる荷重及び荷重の組合せは，Ⅴ-3-別添 1-2「防護対策施設の強度計算の方針」の「2.3　荷重及び荷重の組合せ」を踏まえて設定する。

(1)　荷重の設定

強度評価に用いる荷重は以下の荷重を用いる。

a.　設計飛来物による衝撃荷重（W_M）

設計飛来物による衝撃荷重（W_M）については，表 3－2 に諸元を示す設計飛来物の衝突に伴う荷重とする。また，設計飛来物の材料定数を表 3－3 に示す。

貫通評価においては，考慮する設計飛来物として衝突断面積あたりの運動エネルギが最大となる足場パイプを設定し，足場パイプの衝撃荷重を考慮する。

変形評価においては，考慮する設計飛来物として運動エネルギが最大となるように設定し，衝撃荷重を考慮する。運動エネルギは，水平方向衝突の場合は鋼製足場板が最大であり，鉛直方向衝突の場合は足場パイプが最大となる。

表 3－2　設計飛来物の諸元

設計飛来物	寸法 長さ×幅×奥行き (m)	質量 (kg)	水平方向の飛来速度 (m/s)	鉛直方向の飛来速度 (m/s)	運動エネルギ (kJ)		衝突断面積あたりの運動エネルギ (kJ/mm^2)	
					水平方向	鉛直方向	水平方向	鉛直方向
足場パイプ	4×0.05×0.05	11	42	38	10	8	0.0279	0.0223
鋼製足場板	4×0.25×0.04	14	55	18	21	3	0.0021	0.0003

表 3－3　設計飛来物の材料定数

設計飛来物	降伏応力 σ_y (MPa)	縦弾性係数 E (MPa)	ポアソン比
足場パイプ	355	201667	0.3
鋼製足場板	245	201667	0.3

b.　常時作用する荷重（F_d）

常時作用する荷重（F_d）は，部材の自重とする。

(2)　荷重の組合せ

強度評価に用いる荷重の組合せについては，Ⅴ-3-別添 1-2「防護対策施設の強度計算の方針」の「2.3　荷重及び荷重の組合せ」のとおり，設計飛来物による衝撃荷重及び常時作用する荷重を組み合わせる。

荷重の組合せを表 3－4 及び表 3－5 に示す。

表 3－4　荷重の組合せ（原子炉補機冷却海水系配管防護壁及び換気空調系ダクト防護壁（No.25，No.66，No.67，No.74 及び No.76））

評価内容	設計飛来物による衝撃荷重（W_M）	常時作用する荷重（F_d）	荷重の組合せ
貫通評価	○	―	W_M
変形評価	○	○	$W_M + F_d$

表 3－5　荷重の組合せ（換気空調系ダクト防護壁（No.9 及び No.10））

評価内容	設計飛来物による衝撃荷重（W_M）	常時作用する荷重（F_d）	荷重の組合せ
貫通評価及び変形評価	○	○	$W_M + F_d$

3.4　許容限界

原子炉補機冷却海水系配管防護壁及び換気空調系ダクト防護壁の許容限界は，Ⅴ-3-別添 1-2「防護対策施設の強度計算の方針」の「5.6　建屋内防護壁の許容限界」にて設定している許容限界を踏まえて，「3.2　評価対象部位」にて設定した評価対象部位の機能損傷モードを考慮して設定する。

(1)　評価対象部位の材料仕様

原子炉補機冷却海水系配管防護壁及び換気空調系ダクト防護壁の材料仕様を表 3－6 から表 3－8 に示す。

表 3－6　評価対象部位の材料仕様（原子炉補機冷却海水系配管防護壁）

分類		仕様	材質
防護鋼板			SS400
架構	A		STKR400
	B		STKR400

表 3－7　評価対象部位の材料仕様
（換気空調系ダクト防護壁（No.25，No.66，No.67，No.74 及び No.76））

分類	仕様	材質
防護鋼板		SS400
架構		SS400

表 3－8　評価対象部位の材料仕様（換気空調系ダクト防護壁（No.9 及び No.10））

分類	仕様	材質
防護鋼板		SUS304
架構		SUS304

(2) 評価対象部位の材料定数

原子炉補機冷却海水系配管防護壁及び換気空調系ダクト防護壁の材料定数を表 3－9 に示す。

表 3－9 材料定数

材質	厚さ (mm)	降伏応力 σ_y (MPa)	縦弾性係数 E (MPa)	塑性硬化係数 E'(MPa)	ポアソン比
SS400		245			0.3
		235			0.3
STKR400	―	245			0.3
SUS304	―	205			0.3

(3) 許容限界

a. 貫通評価

原子炉補機冷却海水系配管防護壁及び換気空調系ダクト防護壁を構成する防護鋼板の貫通評価の許容限界を表 3－10 から表 3－12 に示す。

ここで，換気空調系ダクト防護壁（No.9 及び No.10）の許容限界は，鋼材の破断ひずみとする。破断ひずみについては，「3.5(2)e.(c) 破断ひずみ」に示すとおり，ＪＩＳに規定されている伸びの下限値を基に設定するが，「NEI07-13：Methodology for Performing Aircraft Impact Assessments for New Plant Designs」（以下「NEI07-13」という。）においてＴＦ（多軸性係数）を□とすることが推奨されていることを踏まえ，安全余裕としてＴＦ＝□を考慮して設定する。

表 3－10 貫通限界の許容限界（原子炉補機冷却海水系配管防護壁）

評価対象部位		設置方向	厚さ (mm)	材質
原子炉補機冷却海水系配管防護壁	防護鋼板	側面		SS400
		上面		SS400

表 3－11　貫通限界の許容限界

（換気空調系ダクト防護壁（No.25，No.66，No.67，No.74 及び No.76））

評価対象部位		設置方向	厚さ (mm)	材質
換気空調系ダクト防護壁 (No.25，No.66，No.67，No.74 及び No.76)	防護鋼板	側面		SS400
		上面		SS400

表 3－12　貫通限界の許容限界（換気空調系ダクト防護壁（No.9 及び No.10））

評価対象部位		材質	破断ひずみ*
換気空調系ダクト防護壁 (No.9 及び No.10)	防護鋼板	SUS304	

注記＊：真ひずみ換算値

b.　変形評価

設計飛来物が防護鋼板へ直接衝突する場合の変形評価における許容限界は，鋼材の破断ひずみとする。破断ひずみについては，「3.5(2)e.(c)　破断ひずみ」に示すとおり，ＪＩＳに規定されている伸びの下限値を基に設定するが，「NEI07-13」においてＴＦ（多軸性係数）を□とすることが推奨されていることを踏まえ，安全余裕としてＴＦ＝□を考慮して設定する。

設定した許容限界を表 3－13 から表 3－15 に示す。

表 3－13　変形評価の許容限界（原子炉補機冷却海水系配管防護壁）

評価対象部位		材質	破断ひずみ*
原子炉補機冷却海水系配管防護壁	防護鋼板	SS400	
	架構	STKR400	

注記＊：真ひずみ換算値

表 3－14　変形評価の許容限界

（換気空調系ダクト防護壁（No.25，No.66，No.67，No.74 及び No.76））

評価対象部位		材質	破断ひずみ*
換気空調系ダクト防護壁 (No.25，No.66，No.67，No.74 及び No.76)	防護鋼板	SS400	
	架構	SS400	

注記＊：真ひずみ換算値

表 3－15　変形評価の許容限界（換気空調系ダクト防護壁（No.9 及び No.10））

評価対象部位		材質	破断ひずみ*
換気空調系ダクト防護壁（No.9 及び No.10）	防護鋼板	SUS304	
	架構	SUS304	

注記＊：真ひずみ換算値

3.5　評価方法

原子炉補機冷却海水系配管防護壁及び換気空調系ダクト防護壁の強度評価は，V-3-別添 1-2「防護対策施設の強度計算の方針」の「4.6　建屋内防護壁の評価方針」を踏まえて，衝突評価として貫通評価を実施する。また，構造強度評価として変形評価を実施する。

(1)　貫通評価

設計飛来物が原子炉補機冷却海水系配管防護壁及び換気空調系ダクト防護壁（No.25，No.66，No.67，No.74 及び No.76）の防護鋼板へ直接衝突する場合の貫通限界厚さを，「タービンミサイル評価について（昭和 52 年 7 月 20 日原子炉安全専門審査会)」で用いられる BRL 式を用いて算出する。

$$T^{\frac{3}{2}}=\frac{0.5\cdot M\cdot V^{2}}{1.4396\times10^{9}\cdot K^{2}\cdot d^{\frac{3}{2}}}$$

設計飛来物が換気空調系ダクト防護壁（No.9 及び No.10）の防護鋼板へ直接衝突する場合の貫通評価は，「3.5(2)　変形評価」に示す方法により評価する。

(2)　変形評価

変形評価に用いる評価対象部位に生じるひずみは，解析モデル及び材料の非線形特性を用いた衝突解析により評価する。

a.　解析モデル及び諸元

(a)　原子炉補機冷却海水系配管防護壁及び換気空調系ダクト防護壁

原子炉補機冷却海水系配管防護壁及び換気空調系ダクト防護壁の解析モデル化の範囲は，想定する荷重の伝達を考慮し，原子炉補機冷却海水系配管防護壁及び換気空調系ダクト防護壁を構成する防護鋼板及び架構とする。防護鋼板及び架構は，シェル要素でモデル化する。原子炉補機冷却海水系配管防護壁及び換気空調系ダクト防護壁の解析モデルの境界条件を表 3－16 及び表 3－17 に，解析モデル図を図 3－10 から図 3－18 に示す。

表 3－16　解析モデルの境界条件（原子炉補機冷却海水系配管防護壁）

項目	境界条件
原子炉補機冷却海水系配管防護壁と タービン建屋壁・床	X,Y,Z 方向並進拘束

表 3－17　解析モデルの境界条件（換気空調系ダクト防護壁）

項目	境界条件
換気空調系ダクト防護壁と 原子炉建屋又はタービン建屋又は コントロール建屋の壁・床	X,Y,Z 方向並進拘束

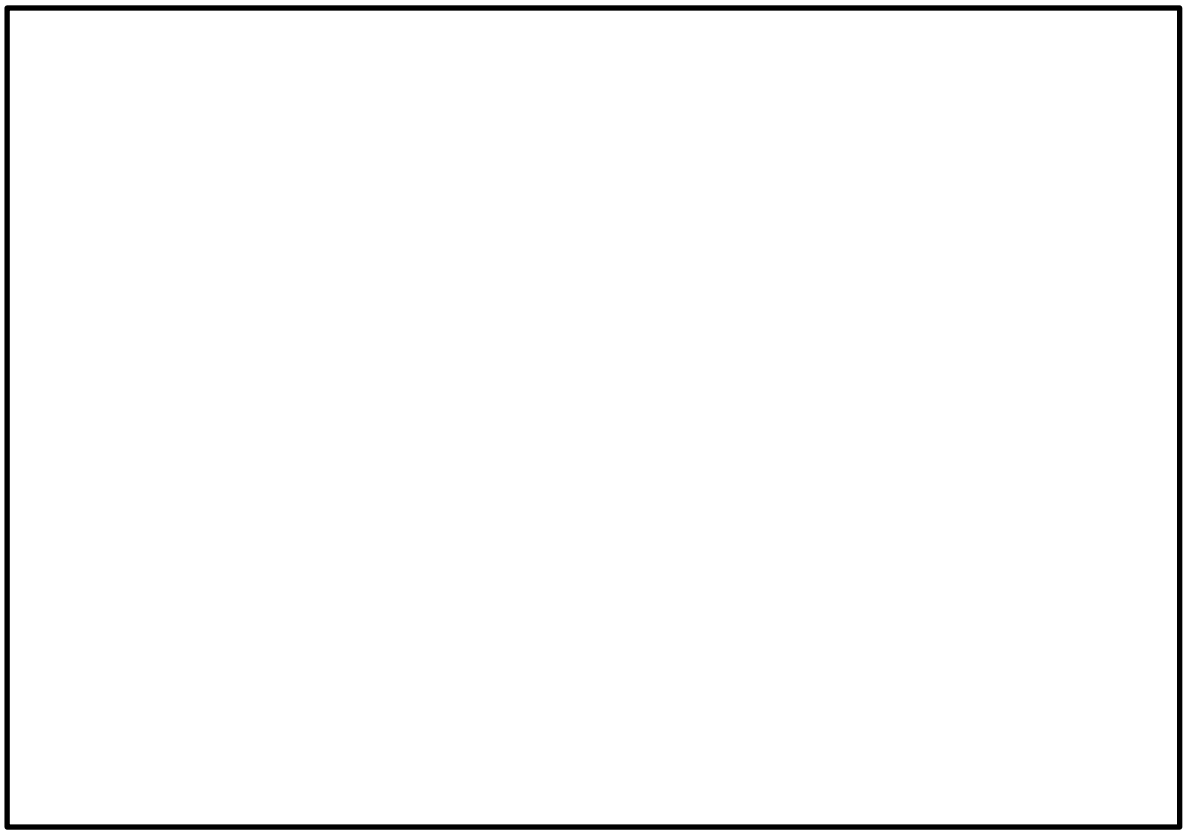


図 3－10　原子炉補機冷却海水系配管防護壁(A)の解析モデル図

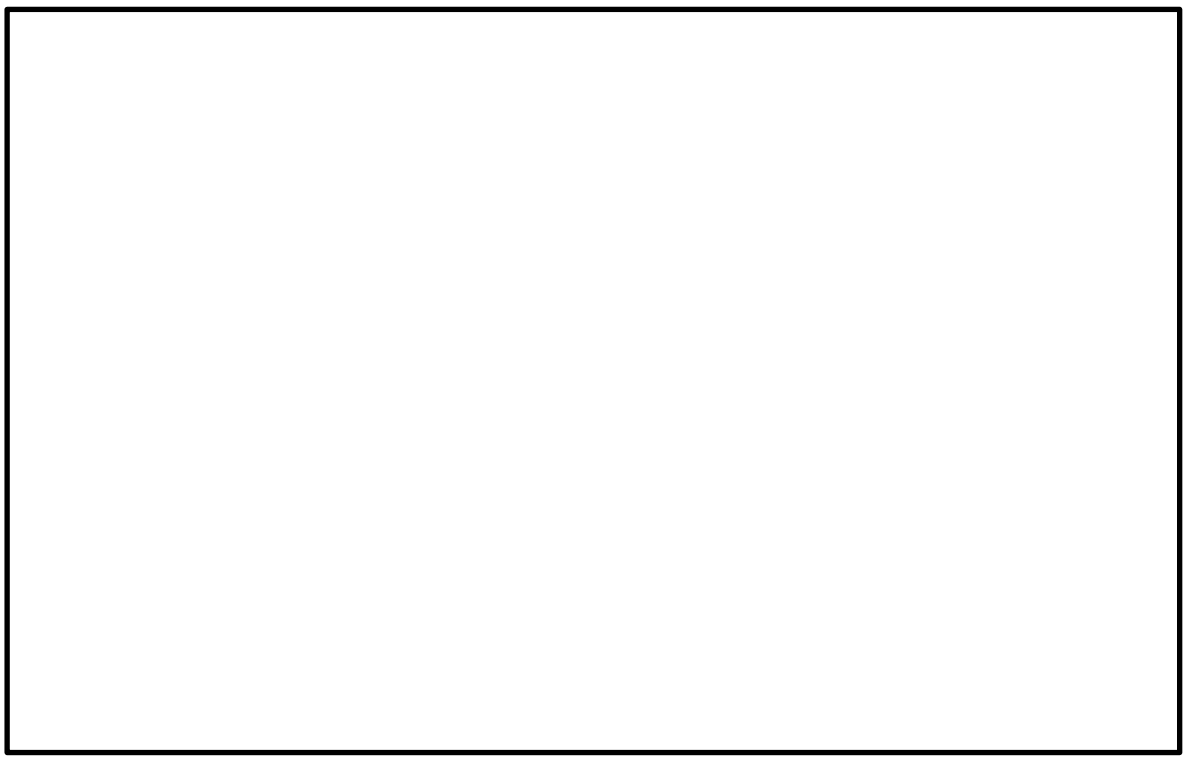


図 3－11　原子炉補機冷却海水系配管防護壁(B)の解析モデル図

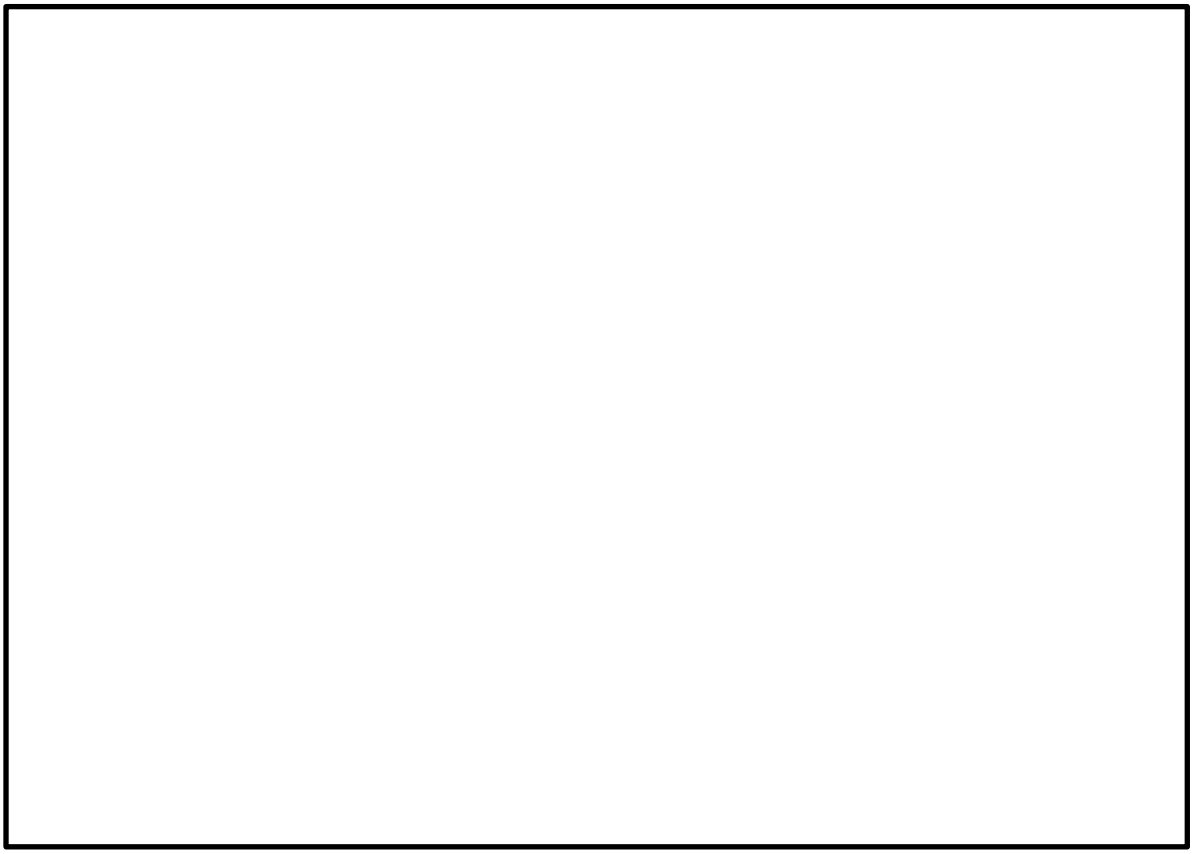


図 3－12　換気空調系ダクト防護壁(No.25)の解析モデル図

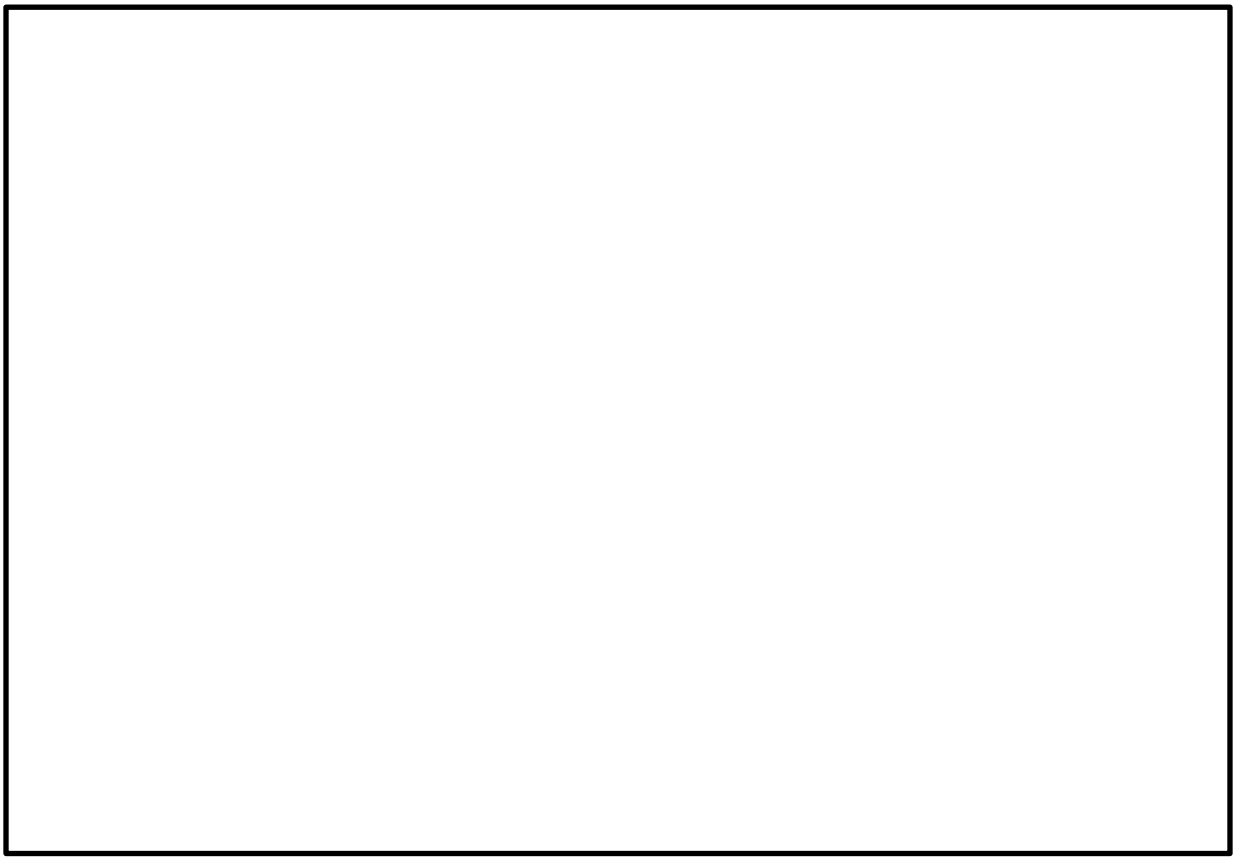


図 3－13　換気空調系ダクト防護壁(No.66)の解析モデル図

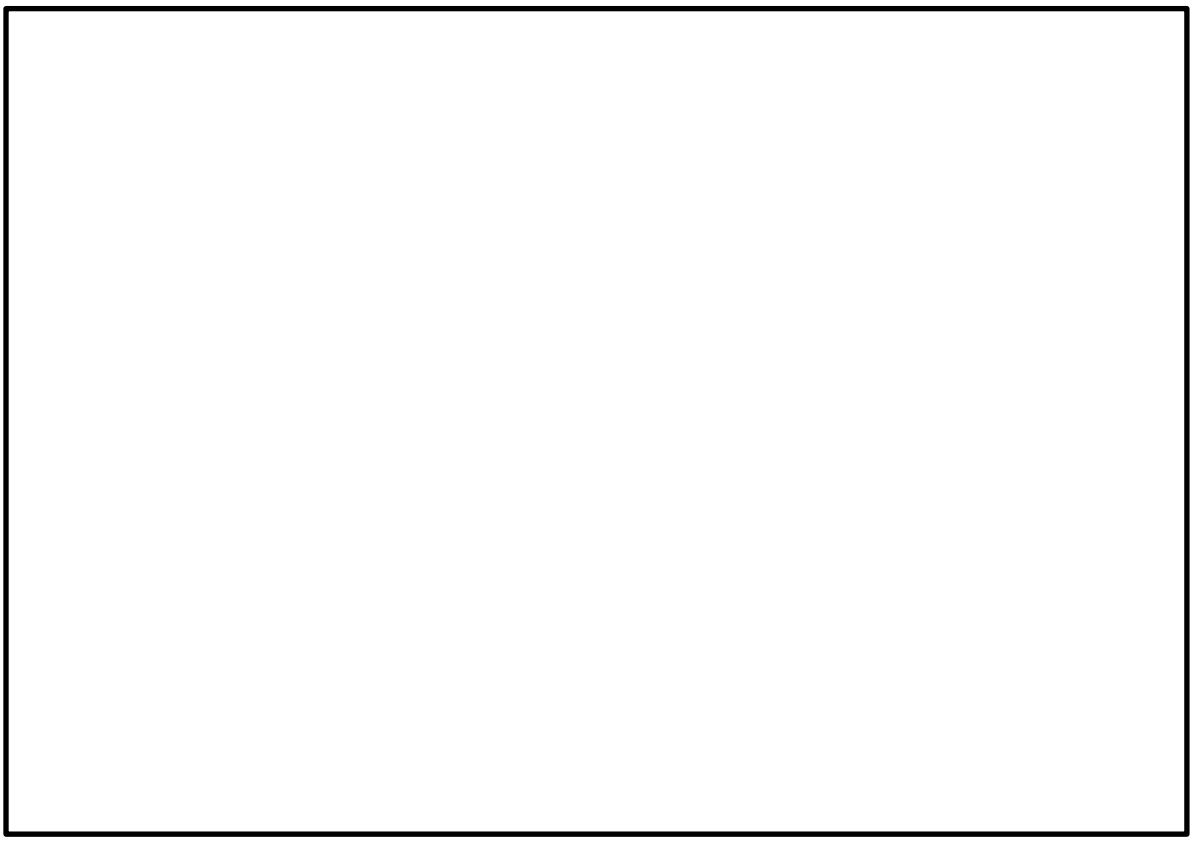


図 3－14　換気空調系ダクト防護壁(No.67)の解析モデル図

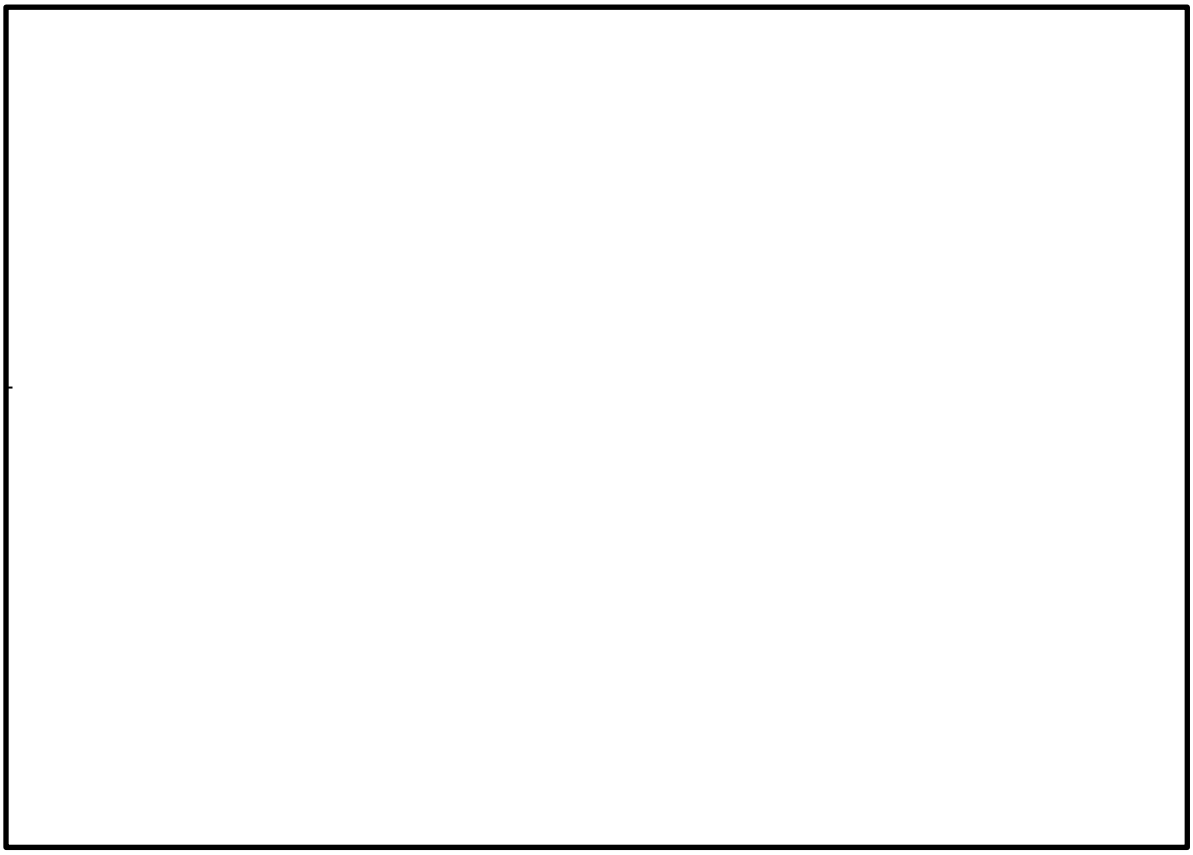


図 3－15　換気空調系ダクト防護壁(No.74)の解析モデル図

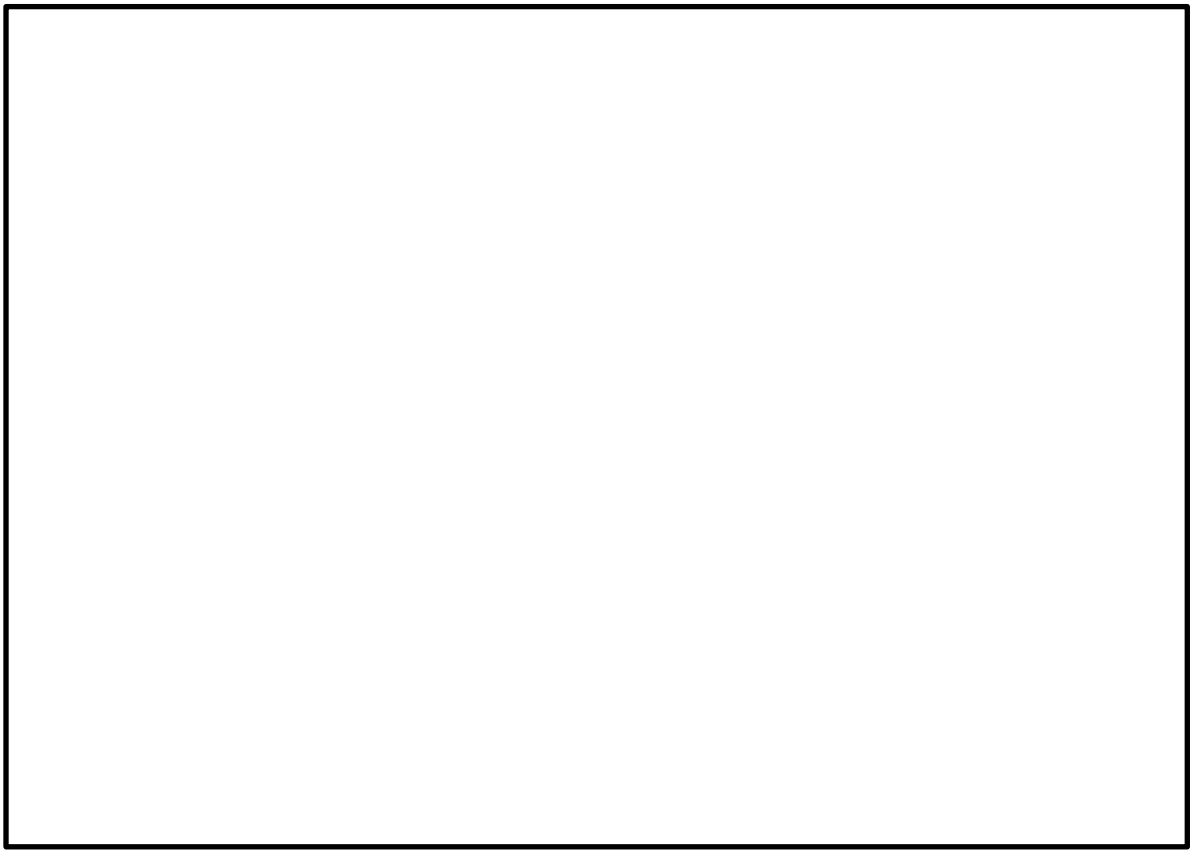


図 3－16　換気空調系ダクト防護壁(No.76)の解析モデル図

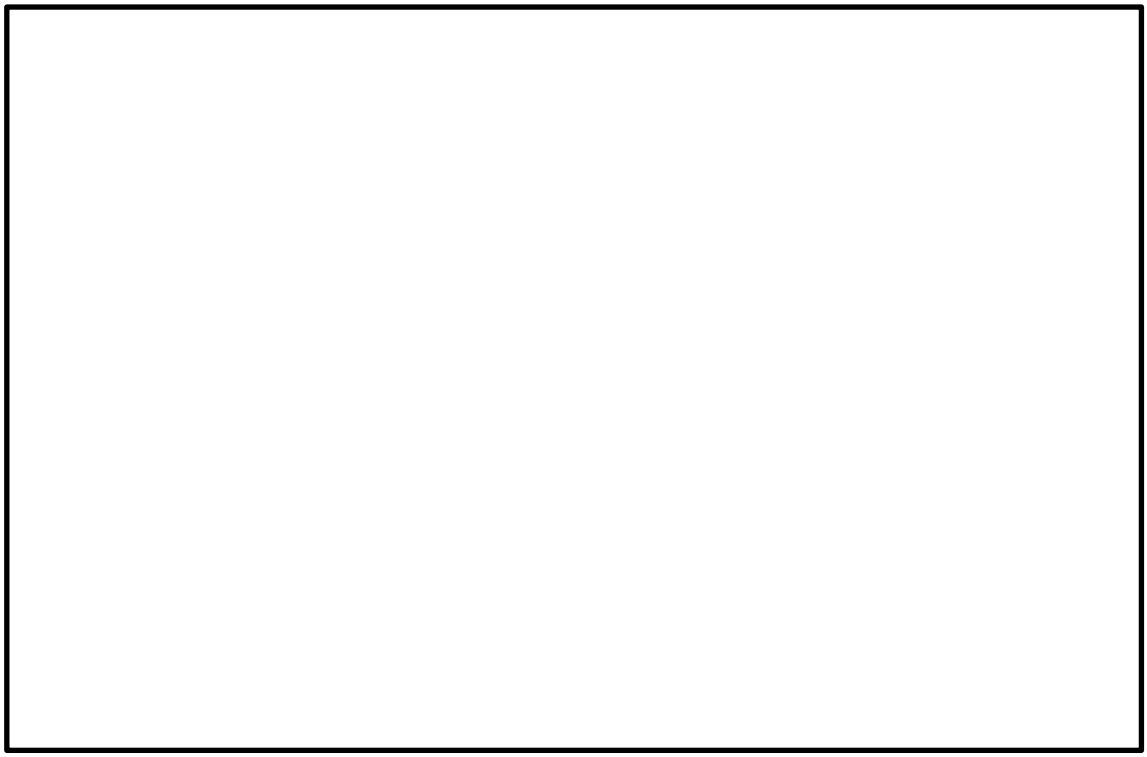


図 3－17　換気空調系ダクト防護壁(No.9)の解析モデル図

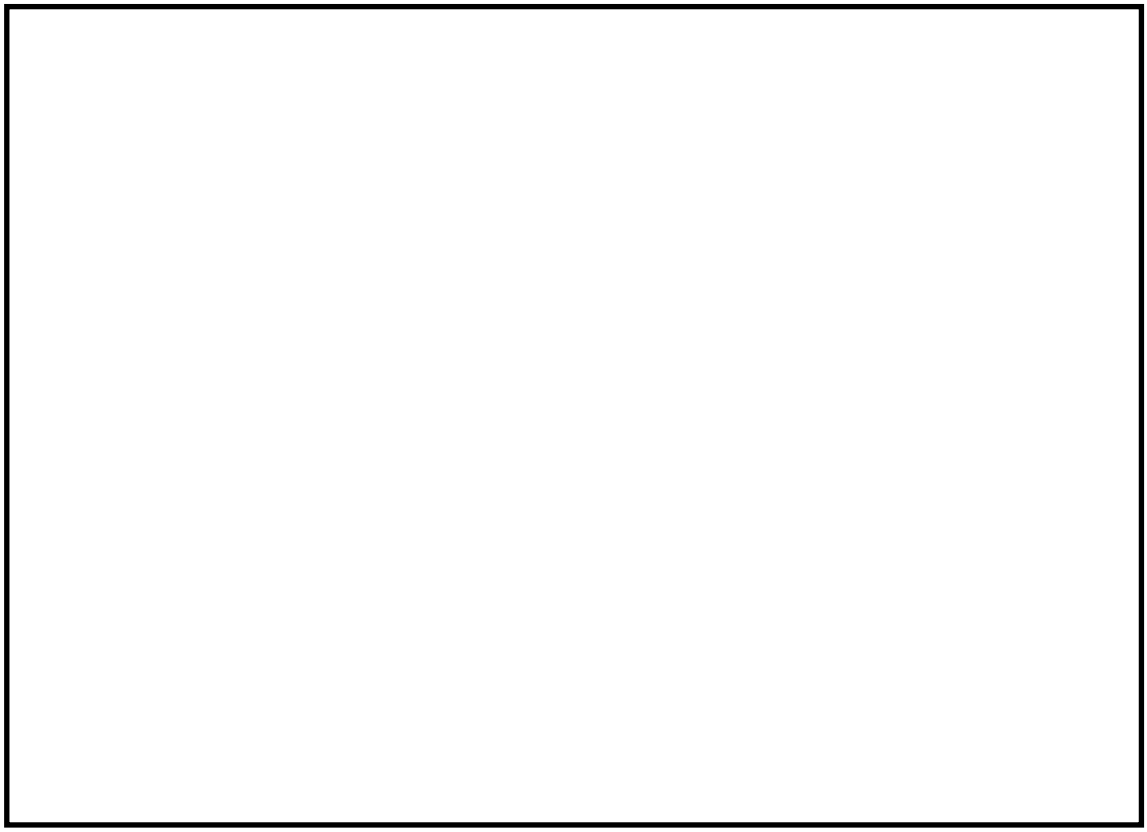
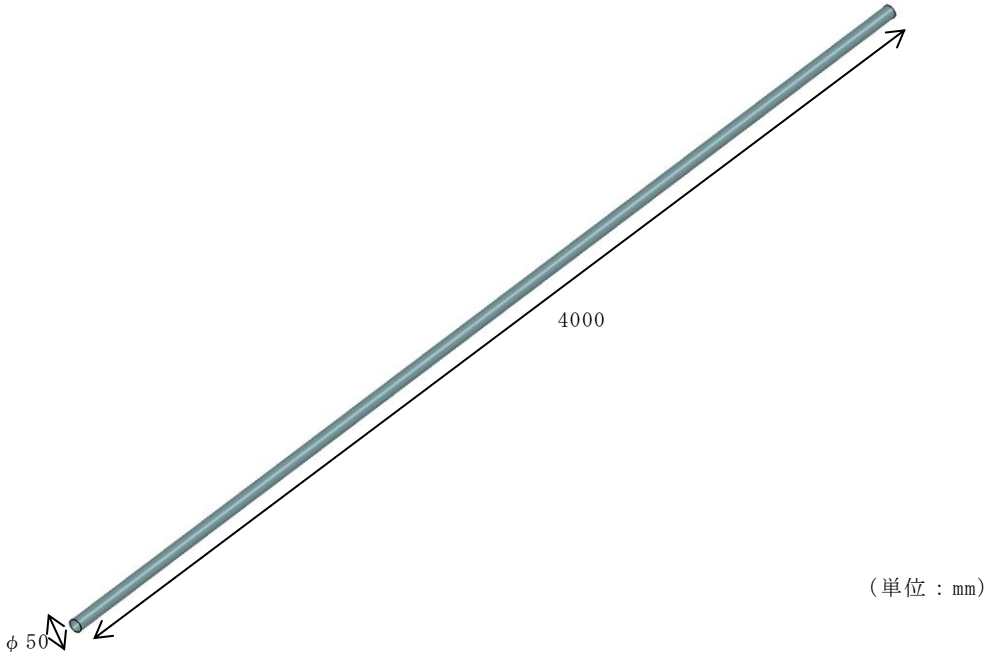


図 3－18　換気空調系ダクト防護壁(No.10)の解析モデル図

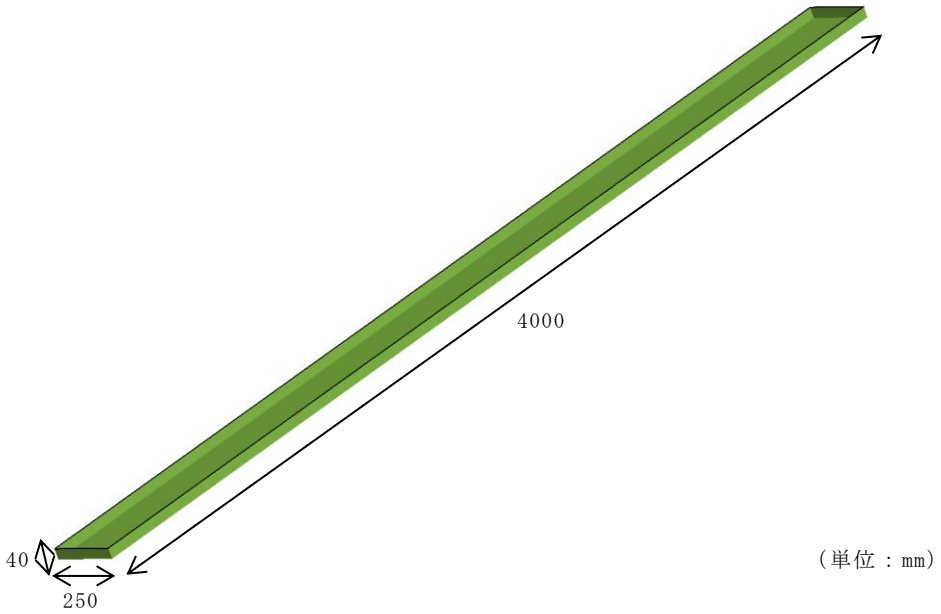
(b)　設計飛来物

設計飛来物である足場パイプ及び鋼製足場板は，シェル要素でモデル化する。

設計飛来物の解析モデル図を図 3－19 に示す。



足場パイプ



鋼製足場板

図 3－19　設計飛来物の解析モデル図

b.　解析コード

衝突解析には，解析コード「ＬＳ－ＤＹＮＡ」を用いる。解析コードの検証及び妥当性確認等の概要については，別紙「計算機プログラム（解析コード）の概要」に示す。

c.　使用材料

構成する材料仕様については,「3.4(1)　評価対象部位の材料仕様」に示すとおり設定する。

d.　材料定数

原子炉補機冷却海水系配管防護壁及び換気空調系ダクト防護壁に使用する鋼材の材料定数については,「3.4(2)　評価対象部位の材料定数」に示すとおり設定する。

e.　材料の非線形特性

(a)　材料の応力－ひずみ関係

原子炉補機冷却海水系配管防護壁及び換気空調系ダクト防護壁の材料モデルでは，鋼材の破断ひずみを設定し，破断ひずみを超えた要素が荷重を負担しないことを考慮する。

材料の応力－ひずみ関係はバイリニア型とし，降伏後の塑性硬化係数（2 次勾配Ｅ’）は，表 3－9 に示す値とする。

材料に適用する応力－ひずみ関係の概念図を図 3－20 に示す。

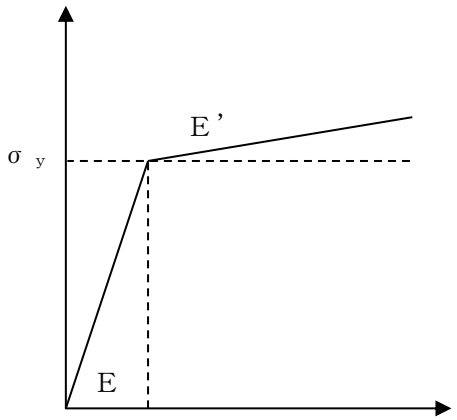


図 3－20　応力－ひずみ関係の概念図

(b)　ひずみ速度効果

竜巻による設計飛来物に対する解析は，衝撃問題で変形速度が大きいため，ひずみ速度効果を考慮することとし，以下に示すCowper－Symondsの式を適用する。

$$\sigma_D = \sigma_S \cdot \left(1 + \left(\frac{\dot{\varepsilon}}{C}\right)^{\frac{1}{P}}\right)$$

ここで，σ_Dは動的応力，σ_Sは静的応力，$\dot{\varepsilon}$はひずみ速度，C及びPはひずみ速度依存性パラメータを表す。

ひずみ速度依存性パラメータを表3－18から表3－20に示す。

表3－18　ひずみ速度依存性パラメータ（原子炉補機冷却海水系配管防護壁）

	鋼製足場板	原子炉補機冷却海水系配管防護壁	
		防護鋼板	架構
材料	SS400	SS400	STKR400
C（s^{-1}）			
P			

表3－19　ひずみ速度依存性パラメータ
（換気空調系ダクト防護壁（No.25，No.66，No.67，No.74及びNo.76））

	鋼製足場板	換気空調系ダクト防護壁（No.25，No.66，No.67，No.74及びNo.76）	
		防護鋼板	架構
材料	SS400	SS400	SS400
C（s^{-1}）			
P			

表3－20　ひずみ速度依存性パラメータ（換気空調系ダクト防護壁（No.9及びNo.10））

	足場パイプ	換気空調系ダクト防護壁（No.9及びNo.10）	
		防護鋼板	架構
材料	STK500	SUS304	SUS304
C（s^{-1}）			
P			

(c) 破断ひずみ

破断ひずみは，ＪＩＳに規定されている伸びの下限値を基に設定する。また，「NEI07-13」においてＴＦ（多軸性係数）を[ ]とすることが推奨されていることを踏まえ，安全余裕としてＴＦ=[ ]を考慮する。ＴＦについては，原子炉補機冷却海水系配管防護壁及び換気空調系ダクト防護壁のみ[ ]とする。足場パイプ及び鋼製足場板は保守的に破断ひずみを超えても荷重を負担するものとする。

材料モデルにおける破断ひずみを表 3－21 から表 3－23 に示す。

表 3－21　材料モデルにおける破断ひずみ（原子炉補機冷却海水系配管防護壁）

種別	材質	ＪＩＳ規格値（下限値）	ＴＦ	破断ひずみ*
防護鋼板	SS400[ ]	[ ]	[ ]	[ ]
架構	STKR400	0.23	[ ]	[ ]

注記＊：真ひずみ換算値

表 3－22　材料モデルにおける破断ひずみ
（換気空調系ダクト防護壁（No.25，No.66，No.67，No.74 及び No.76））

種別	材質	ＪＩＳ規格値（下限値）	ＴＦ	破断ひずみ*
防護鋼板	SS400[ ]	[ ]	[ ]	[ ]
架構	SS400[ ]	[ ]	[ ]	[ ]

注記＊：真ひずみ換算値

表 3－23　材料モデルにおける破断ひずみ
（換気空調系ダクト防護壁（No.9 及び No.10））

種別	材質	ＪＩＳ規格値（下限値）	ＴＦ	破断ひずみ*
防護鋼板	SUS304	0.40	[ ]	[ ]
架構	SUS304	0.40	[ ]	[ ]

注記＊：真ひずみ換算値

4. 評価条件

4.1 貫通評価

原子炉補機冷却海水系配管防護壁及び換気空調系ダクト防護壁（No.25，No.66，No.67，No.74 及び No.76）の貫通評価において，防護鋼板の貫通評価式に用いる評価条件を表 4－1 に示す。

なお，換気空調系ダクト防護壁（No.9 及び No.10）の貫通評価の評価条件は，「4.2 変形評価」に示す。

表 4－1 防護鋼板の貫通評価式に用いる評価条件

評価条件		数値
d (m)		0.021
K		1.0
M (kg)		11
V (m/s)	水平方向	42
	鉛直方向	38

4.2　変形評価

(1)　原子炉補機冷却海水系配管防護壁

原子炉補機冷却海水系配管防護壁の変形評価は，図 3－1 及び図 3－2 に示す原子炉補機冷却海水系配管防護壁の最大変形が生じると想定される鋼板中央部に衝突するケースを設定する。

解析ケースを表 4－2 及び図 4－1 から図 4－2 に示す。

表 4－2　解析ケース（原子炉補機冷却海水系配管防護壁の変形評価）

評価箇所		衝突箇所	飛来物の衝突方向	対象部材
原子炉補機冷却海水系配管防護壁	A	防護鋼板	水平	
	B	防護鋼板	水平	

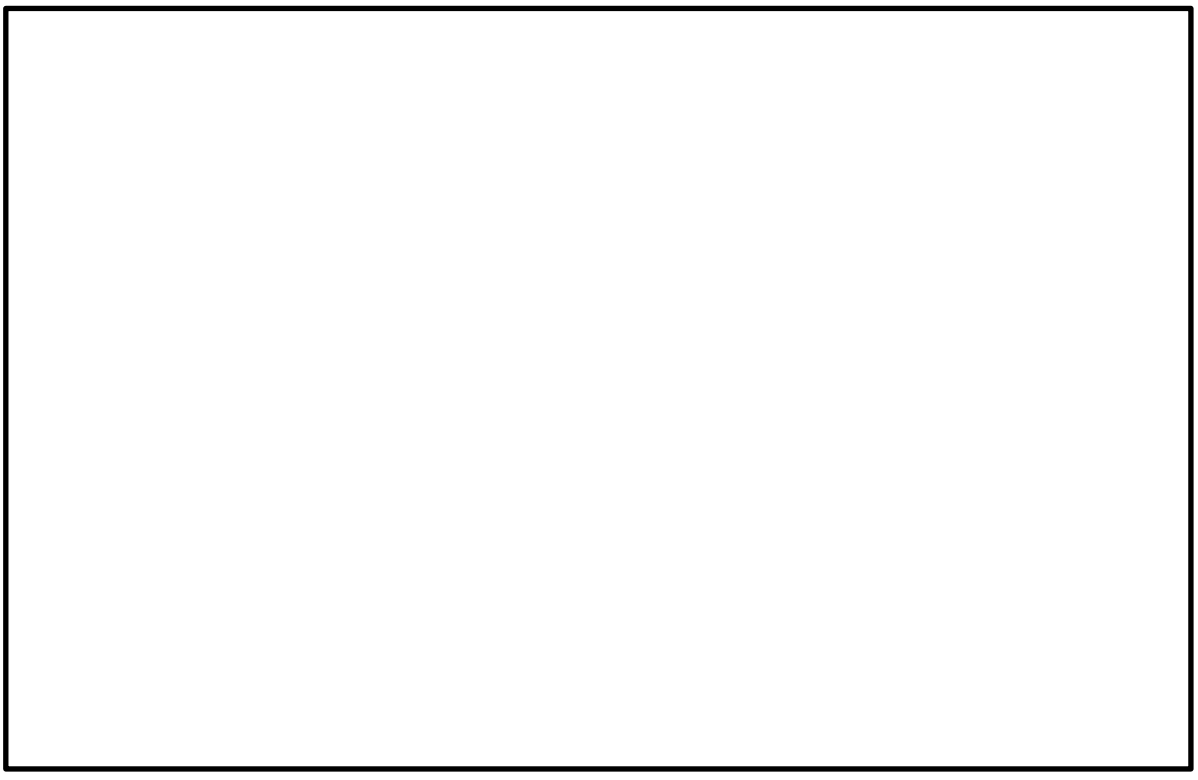


図 4－1　解析ケース（原子炉補機冷却海水系配管防護壁(A)）

K7 ① V-3-別添 1-4-6 R1

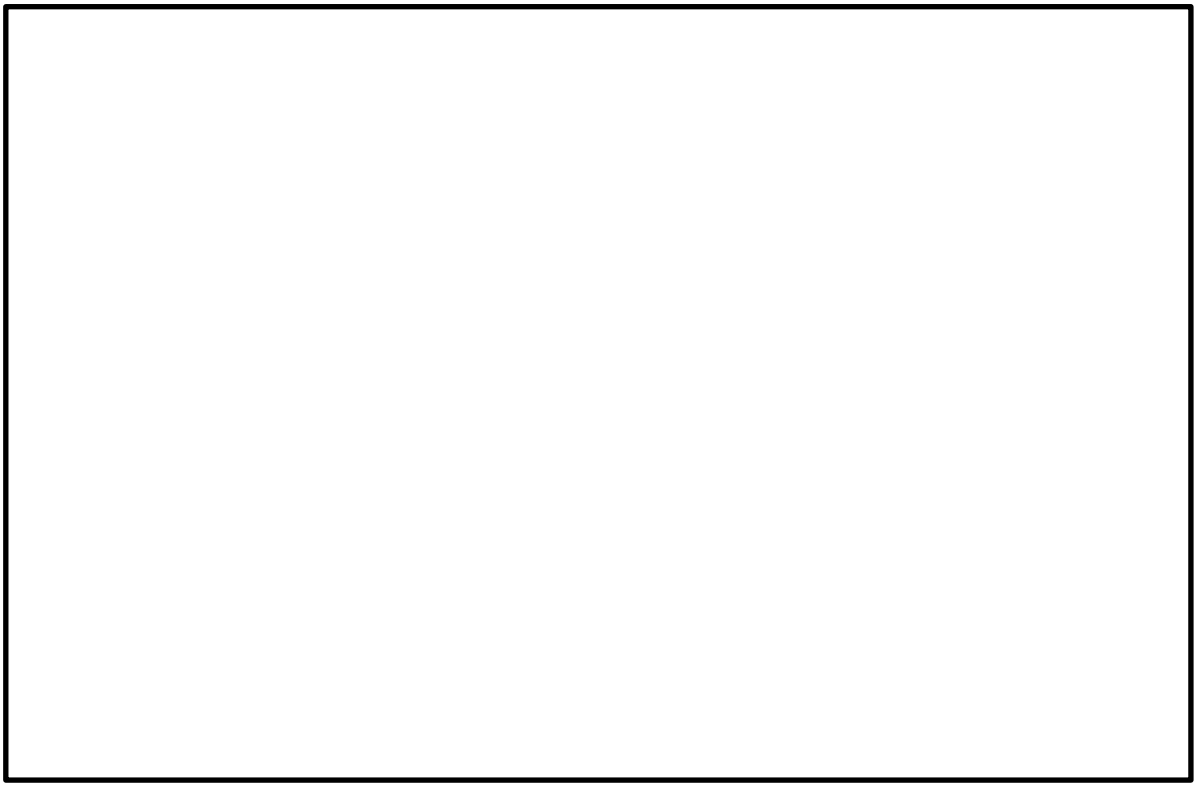


図 4－2　解析ケース（原子炉補機冷却海水系配管防護壁(B)）

(2)　換気空調系ダクト防護壁

換気空調系ダクト防護壁の変形評価は，図 3－3 から図 3－9 に示す換気空調系ダクト防護壁の最大変形が生じると想定される鋼板中央部に衝突するケースを設定する。

解析ケースを表 4－3 及び図 4－3 から図 4－9 に示す。

表 4－3　解析ケース（換気空調系ダクト防護壁の変形評価）

評価箇所	衝突箇所	飛来物の衝突方向	対象部材
換気空調系ダクト防護壁（No.25，No.66，No.67，No.74 及び No.76）	防護鋼板	水平	
換気空調系ダクト防護壁（No.9 及び No.10）	防護鋼板	鉛直	

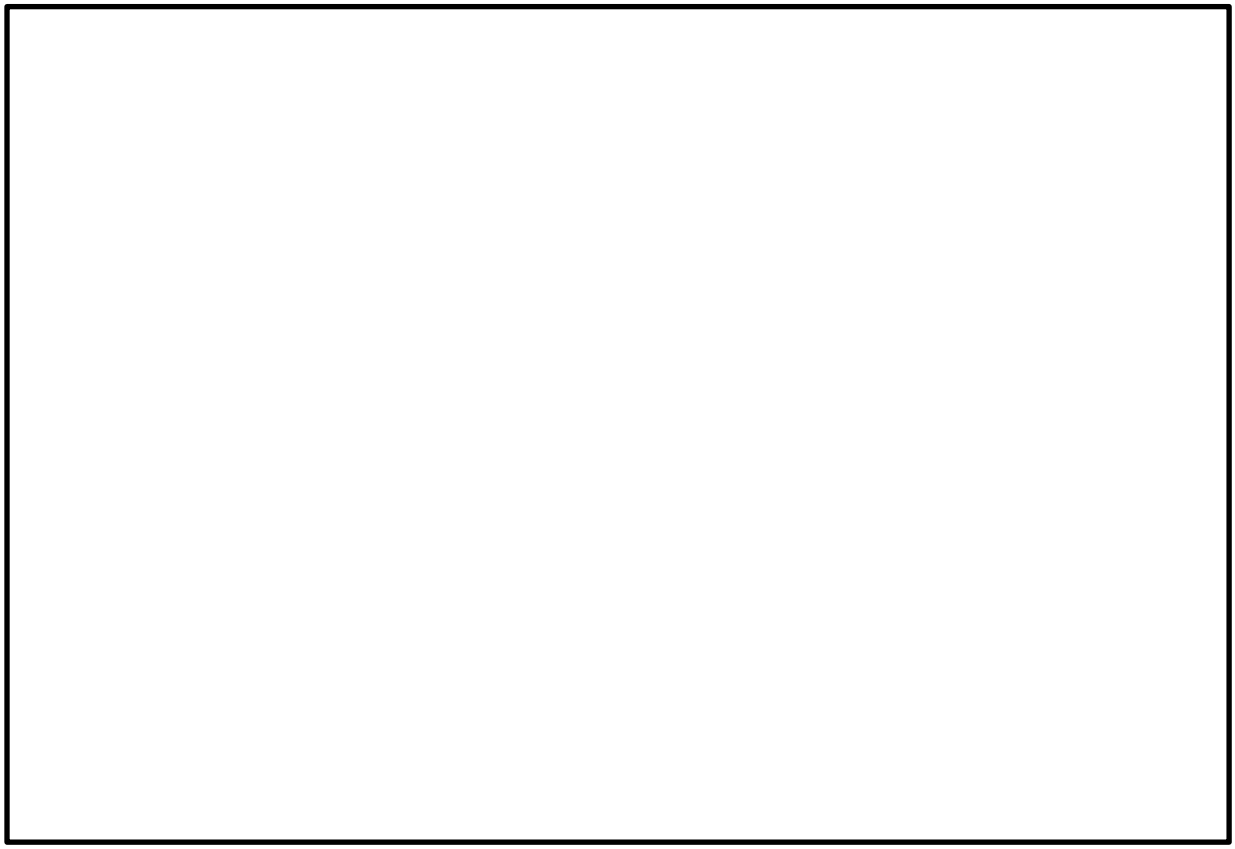


図 4－3　解析ケース（換気空調系ダクト防護壁(No.25)）

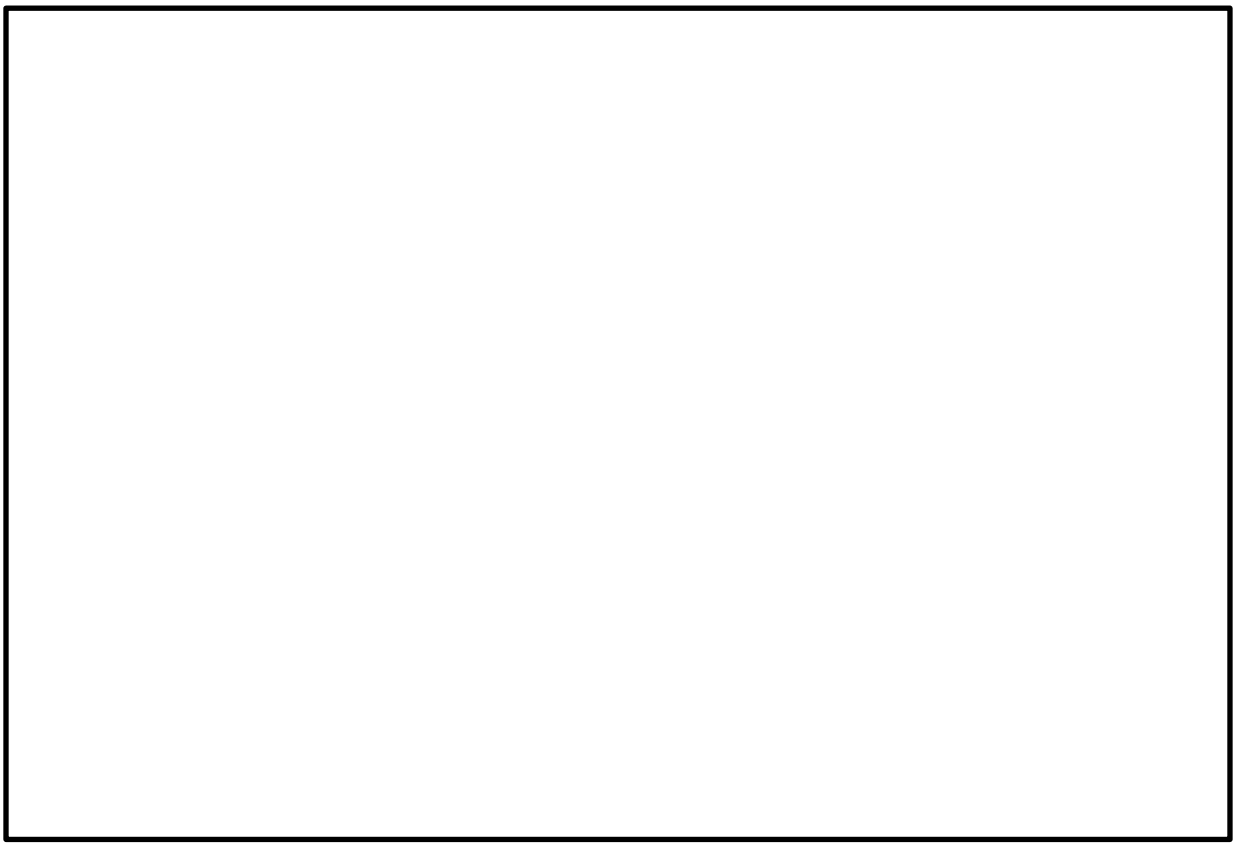


図 4－4　解析ケース（換気空調系ダクト防護壁(No.66)）

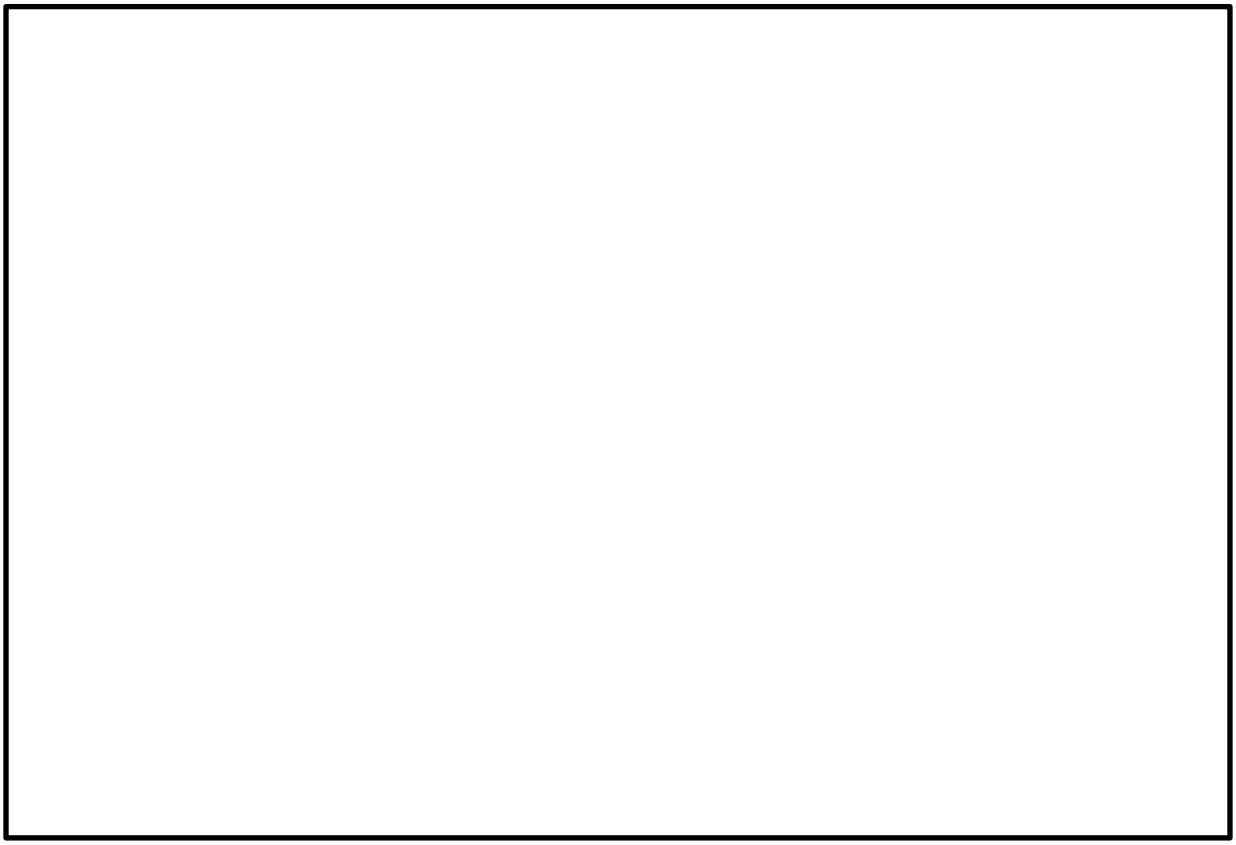


図 4－5　解析ケース（換気空調系ダクト防護壁(No.67)）

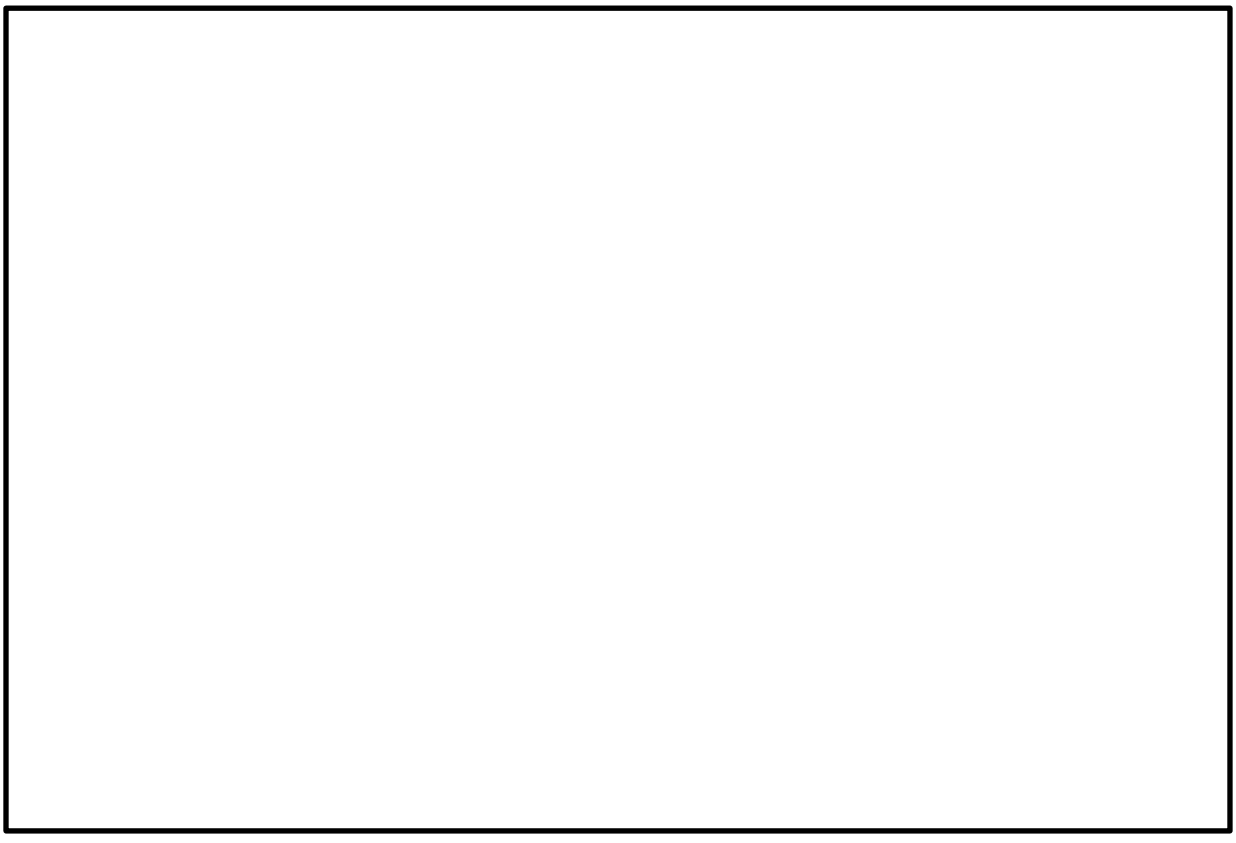


図 4－6　解析ケース（換気空調系ダクト防護壁(No.74)）

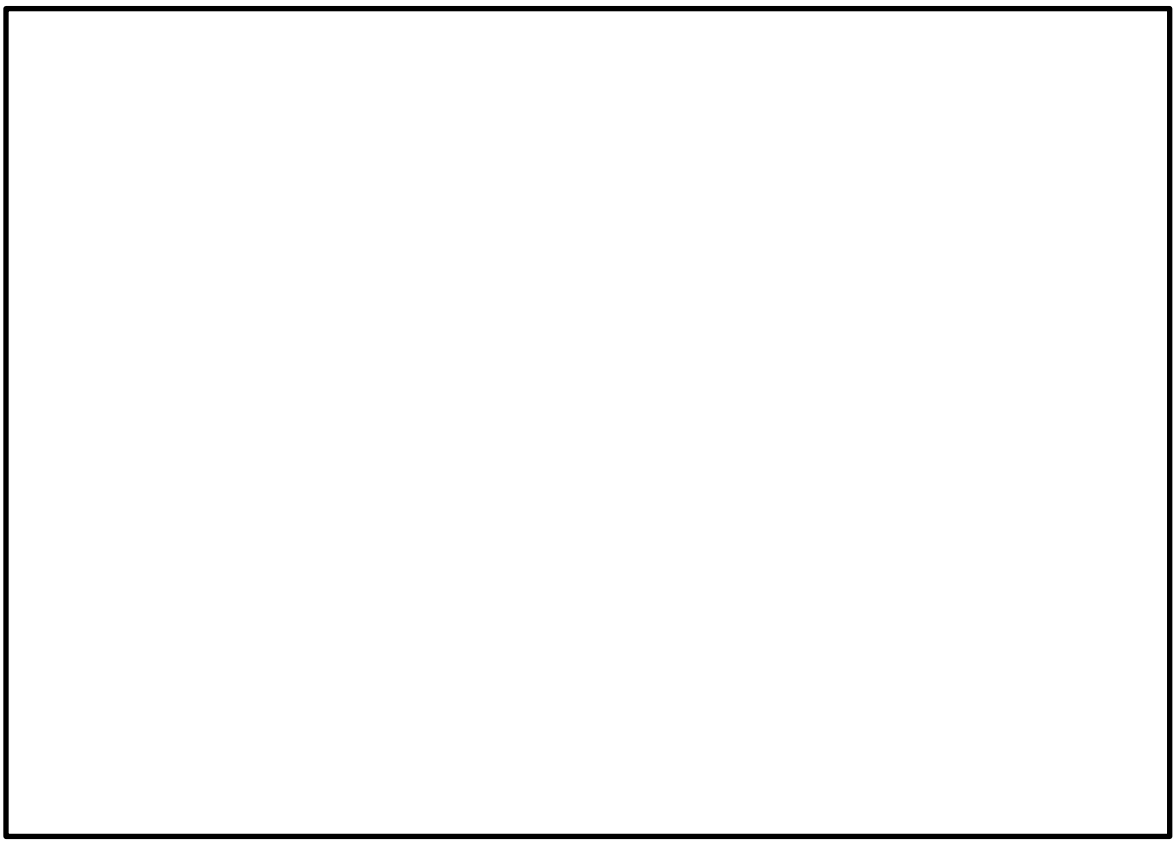


図 4－7　解析ケース（換気空調系ダクト防護壁(No.76)）

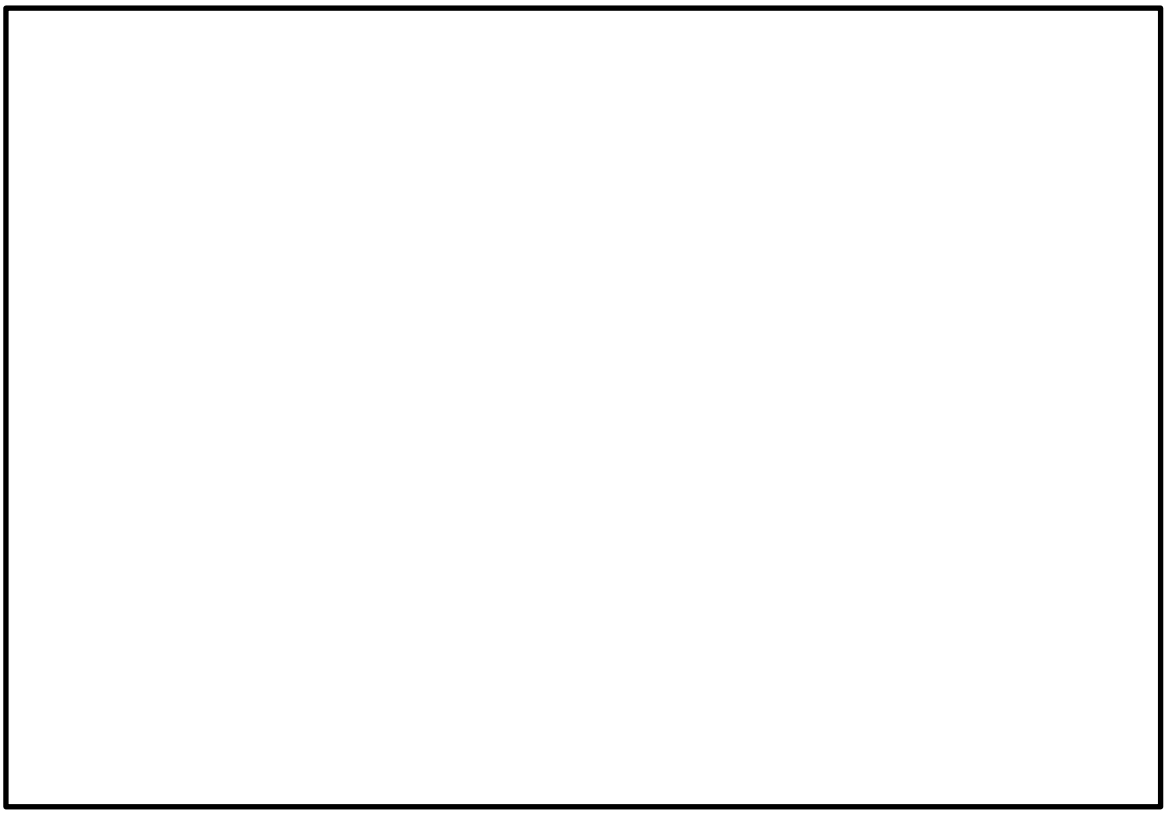


図 4－8　解析ケース（換気空調系ダクト防護壁(No.9)）

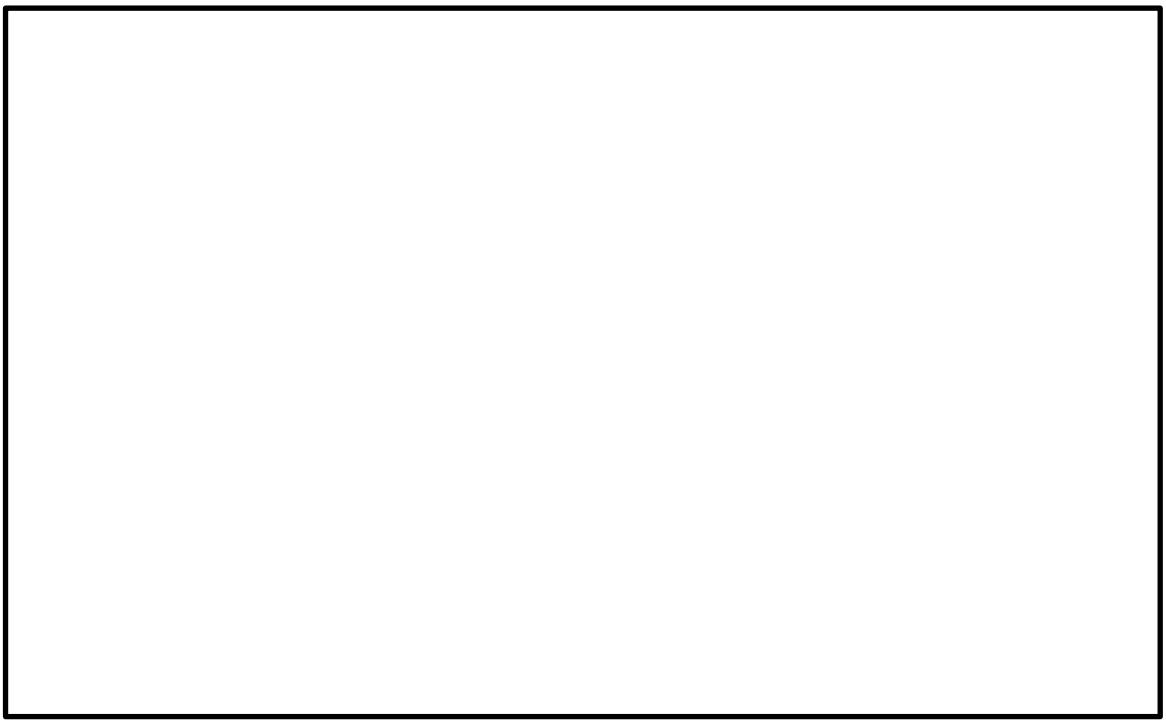


図 4－9　解析ケース（換気空調系ダクト防護壁(No.10)）

5. 強度評価結果

5.1 貫通評価

防護鋼板の貫通限界厚さを表 5－1 に示す。

表 5－1 足場パイプの貫通限界厚さ

		貫通限界厚さ(mm)
貫通限界厚さ	水平方向	17
	鉛直方向	15

原子炉補機冷却海水系配管防護壁及び換気空調系ダクト防護壁（No.25，No.66，No.67，No.74 及び No.76）の貫通評価結果として，貫通限界厚さと許容限界の比較を表 5－2 に示す。

許容限界は，設計飛来物による貫通を生じない貫通限界厚さを上回っており，貫通しない。

表 5－2 防護鋼板の板厚と貫通限界厚さの比較

評価対象部位		設置方向	評価結果 (mm)	許容限界 (mm)
原子炉補機冷却海水系配管防護壁	防護鋼板	側面	17	
		上面	15	
換気空調系ダクト防護壁（No.25，No.66，No.67，No.74 及び No.76）	防護鋼板	側面	17	
		上面	15	

また，換気空調系ダクト防護壁(No.9)の評価結果を表 5－3 並びに図 5－1 及び図 5－2 に示す。

換気空調系ダクト防護壁（No.9 及び No.10）に生じるひずみは許容限界を超えないため，貫通しない。

表 5－3　衝突解析結果（換気空調系ダクト防護壁（No.9 及び No.10））

評価項目	評価対象部位		評価結果	許容限界*
ひずみ	No.9	防護鋼板		
	No.10	防護鋼板		

注記＊：真ひずみ換算値

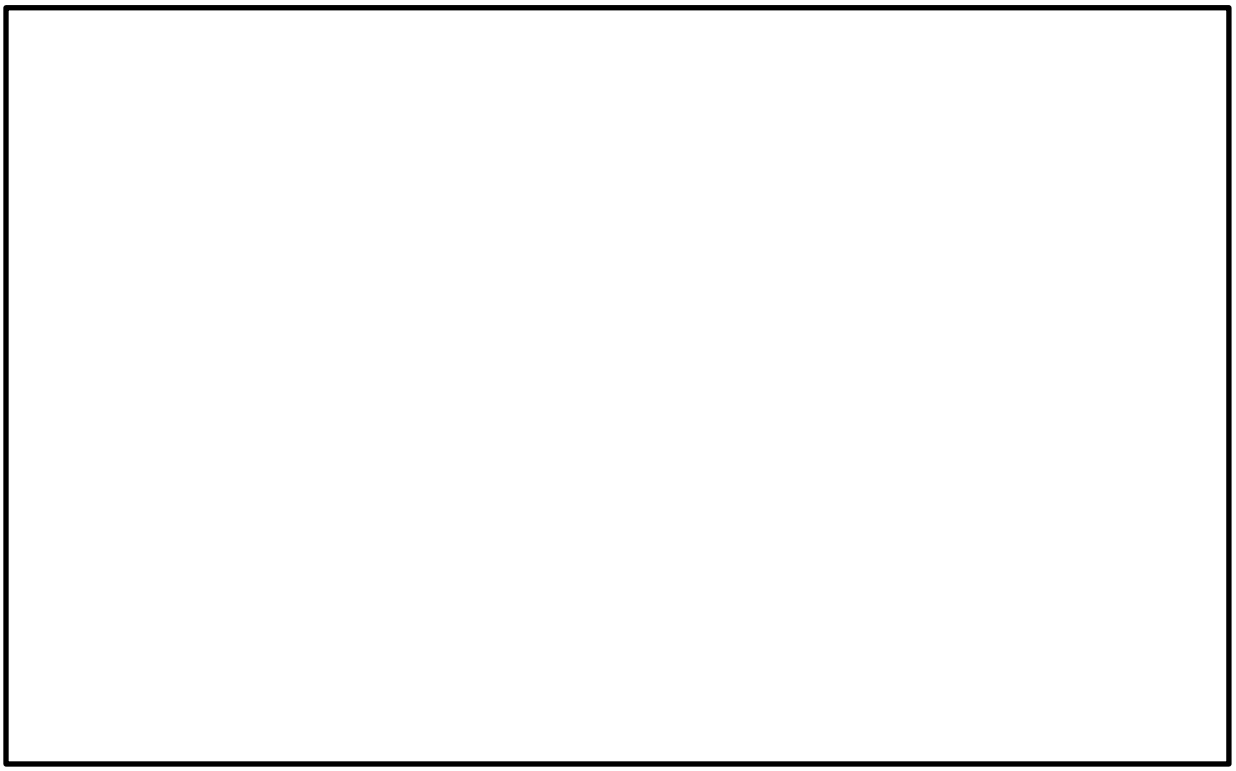


図 5－1　防護鋼板のひずみ分布図（換気空調系ダクト防護壁(No.9)）

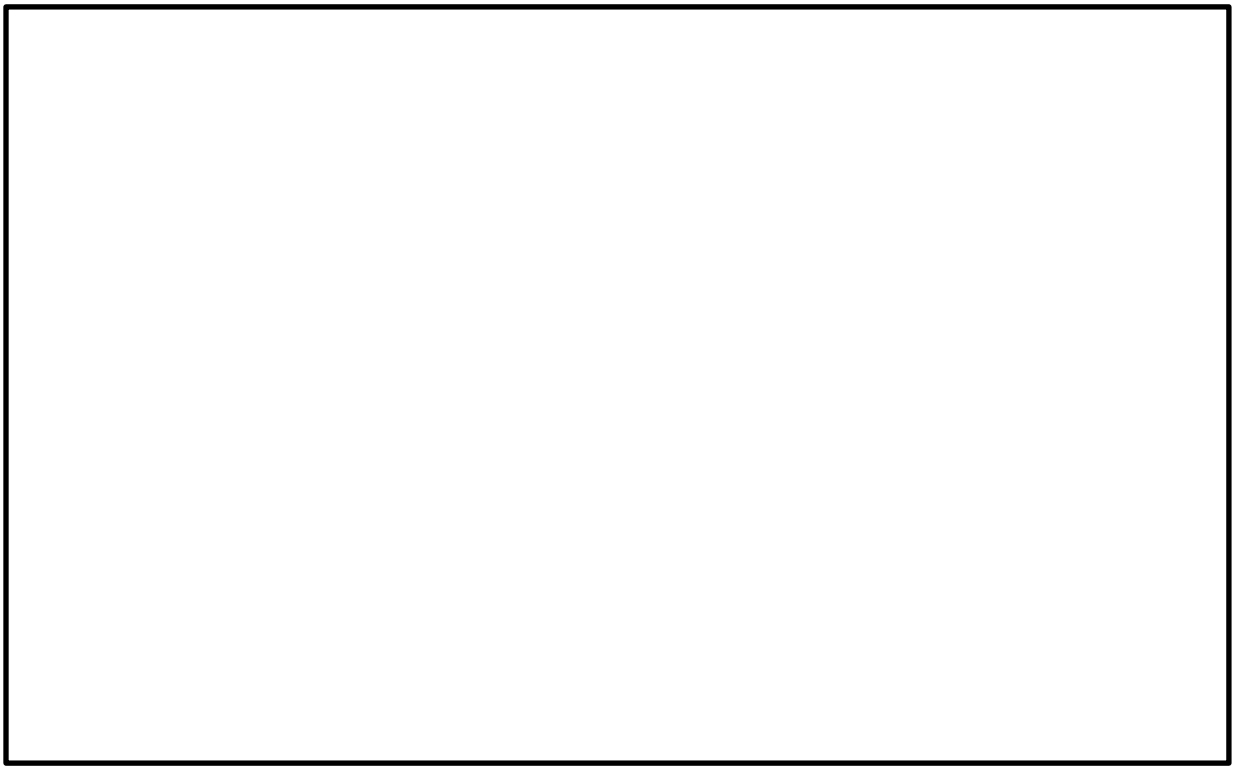


図 5－2　防護鋼板のひずみ分布図（換気空調系ダクト防護壁(No.10)）

5.2　変形評価

(1)　原子炉補機冷却海水系配管防護壁

評価結果を表 5－4 並びに図 5－3 から図 5－6 に示す。

原子炉補機冷却海水系配管防護壁に生じるひずみは許容限界を超えない。

表 5－4　衝突解析結果（原子炉補機冷却海水系配管防護壁）

評価項目	評価対象部位		評価結果	許容限界*
ひずみ	A	防護鋼板		
		架構		
	B	防護鋼板		
		架構		

注記＊：真ひずみ換算値

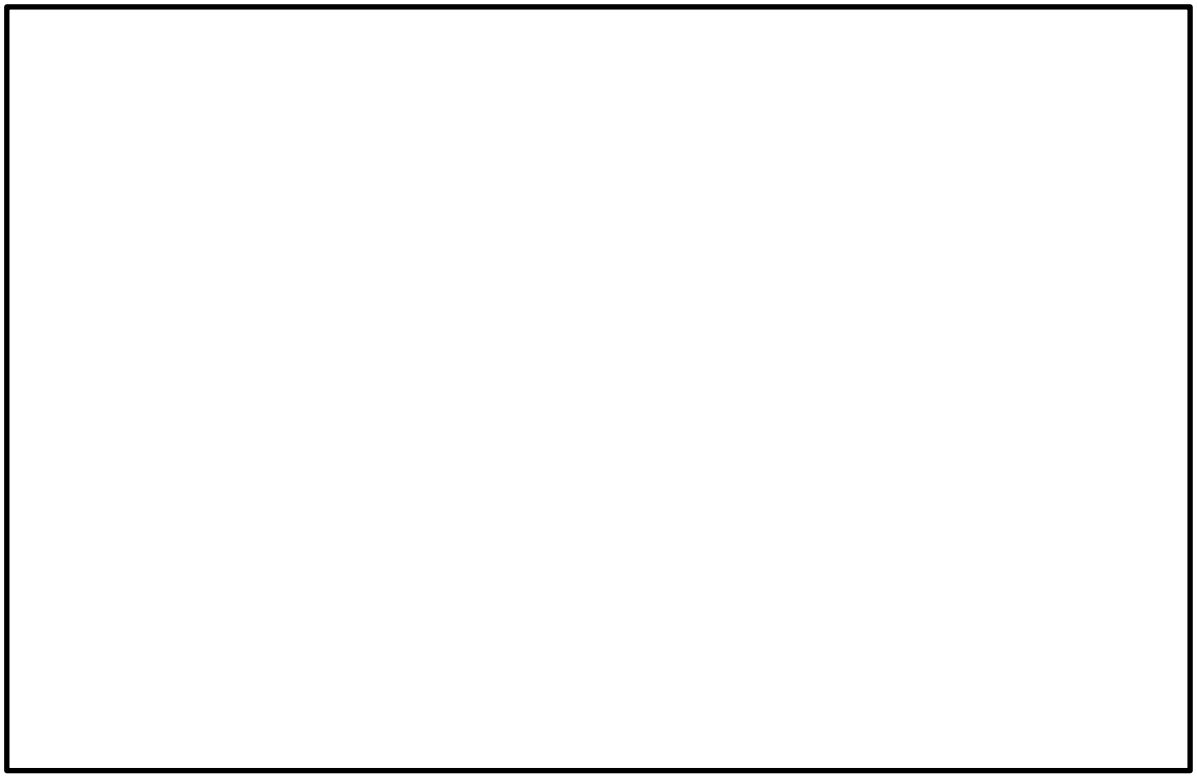


図 5－3　防護鋼板のひずみ分布図（原子炉補機冷却海水系配管防護壁(A)）

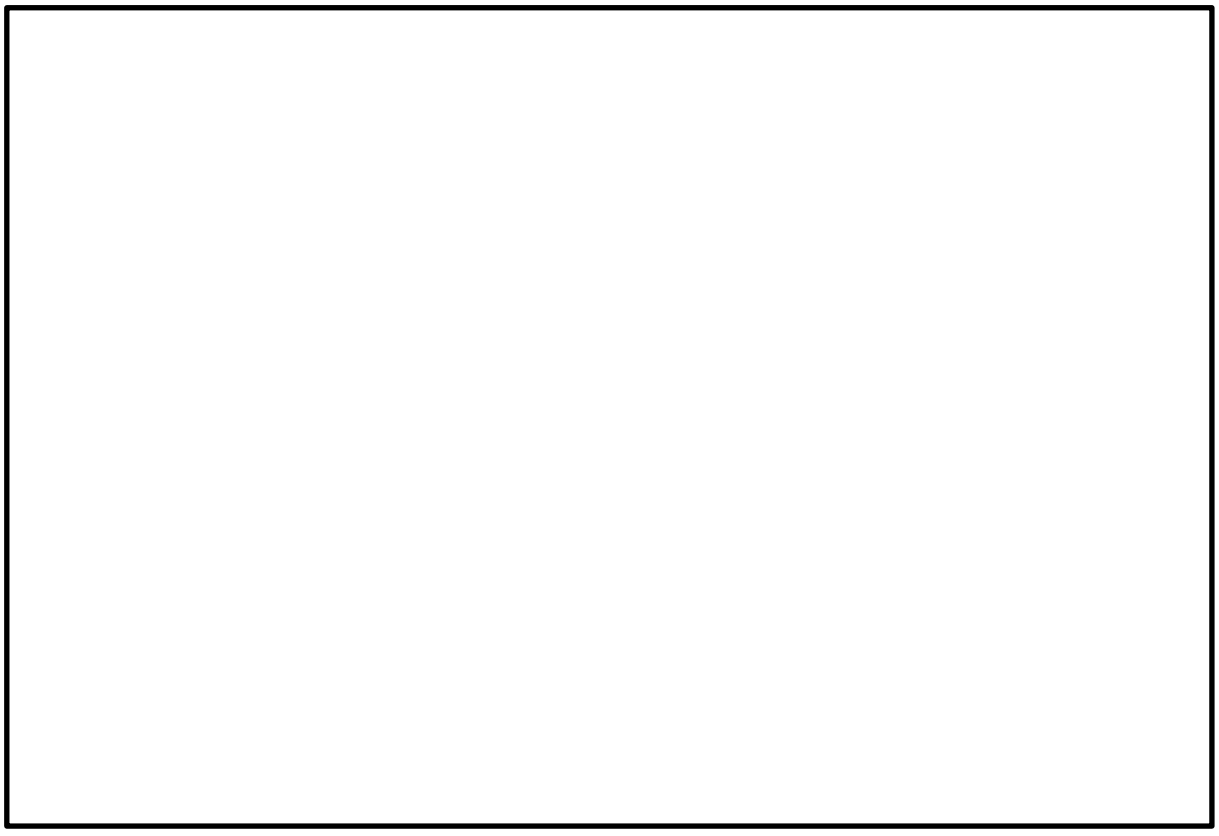


図 5－4　架構のひずみ分布図（原子炉補機冷却海水系配管防護壁(A)）

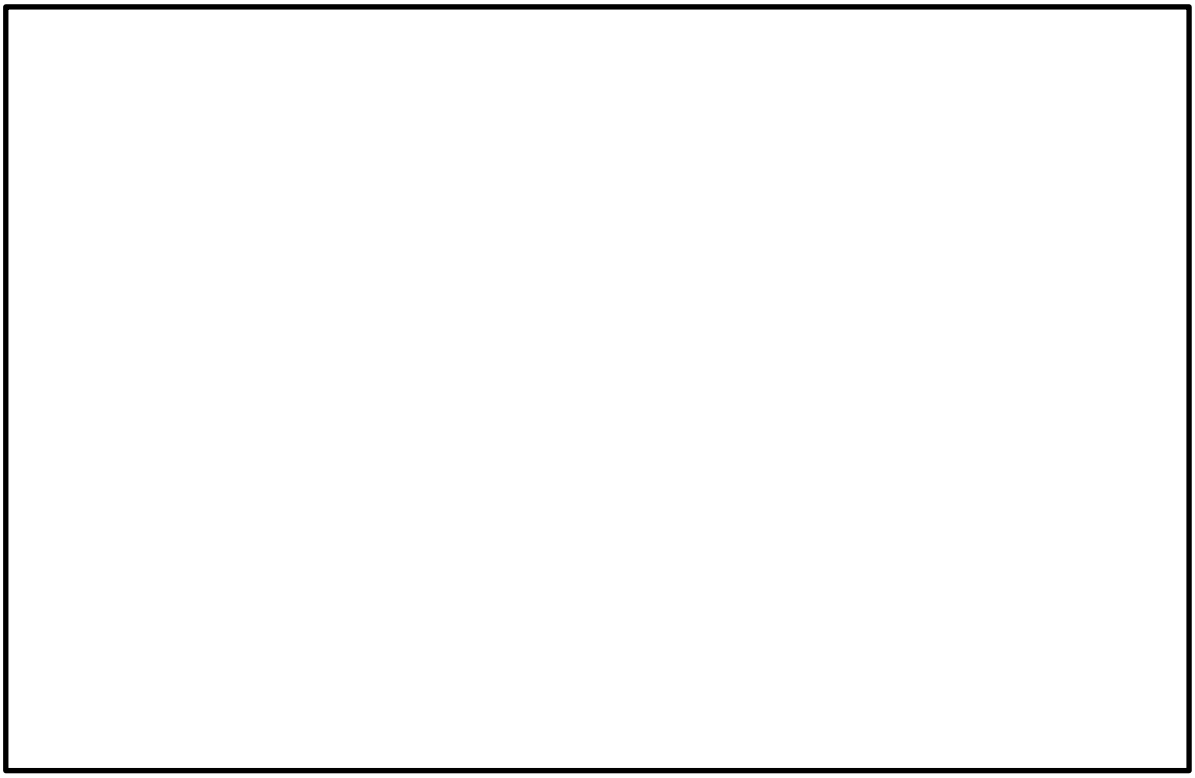


図 5－5　防護鋼板のひずみ分布図（原子炉補機冷却海水系配管防護壁(B)）

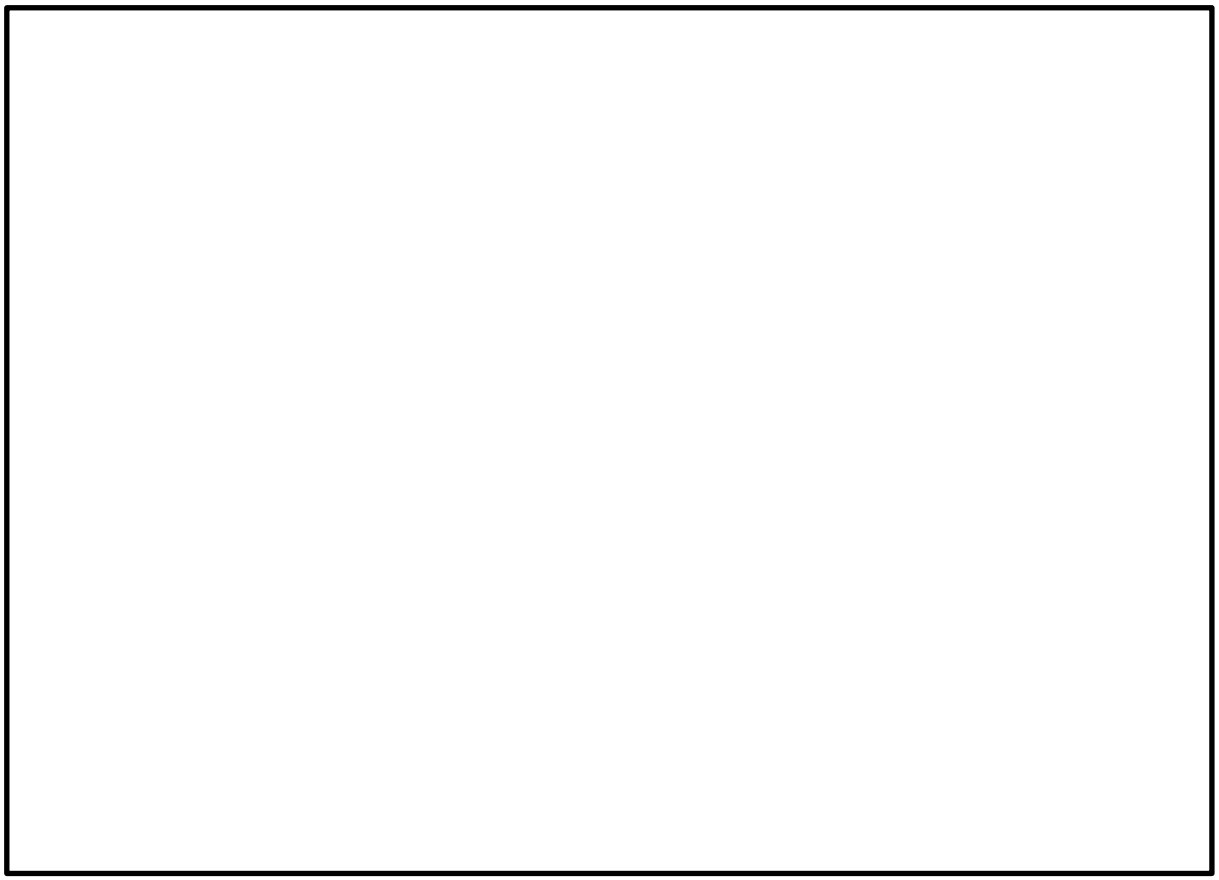


図 5－6　架構のひずみ分布図（原子炉補機冷却海水系配管防護壁(B)）

(2)　換気空調系ダクト防護壁

評価結果を表 5－5 並びに図 5－7 から図 5－20 に示す。

換気空調系ダクト防護壁に生じるひずみは許容限界を超えない。

表 5－5　衝突解析結果（換気空調系ダクト防護壁）

評価項目	評価対象部位		評価結果	許容限界*
ひずみ	No.25	防護鋼板		
		架構		
	No.66	防護鋼板		
		架構		
	No.67	防護鋼板		
		架構		
	No.74	防護鋼板		
		架構		
	No.76	防護鋼板		
		架構		
	No.9	防護鋼板		
		架構		
	No.10	防護鋼板		
		架構		

注記＊：真ひずみ換算値

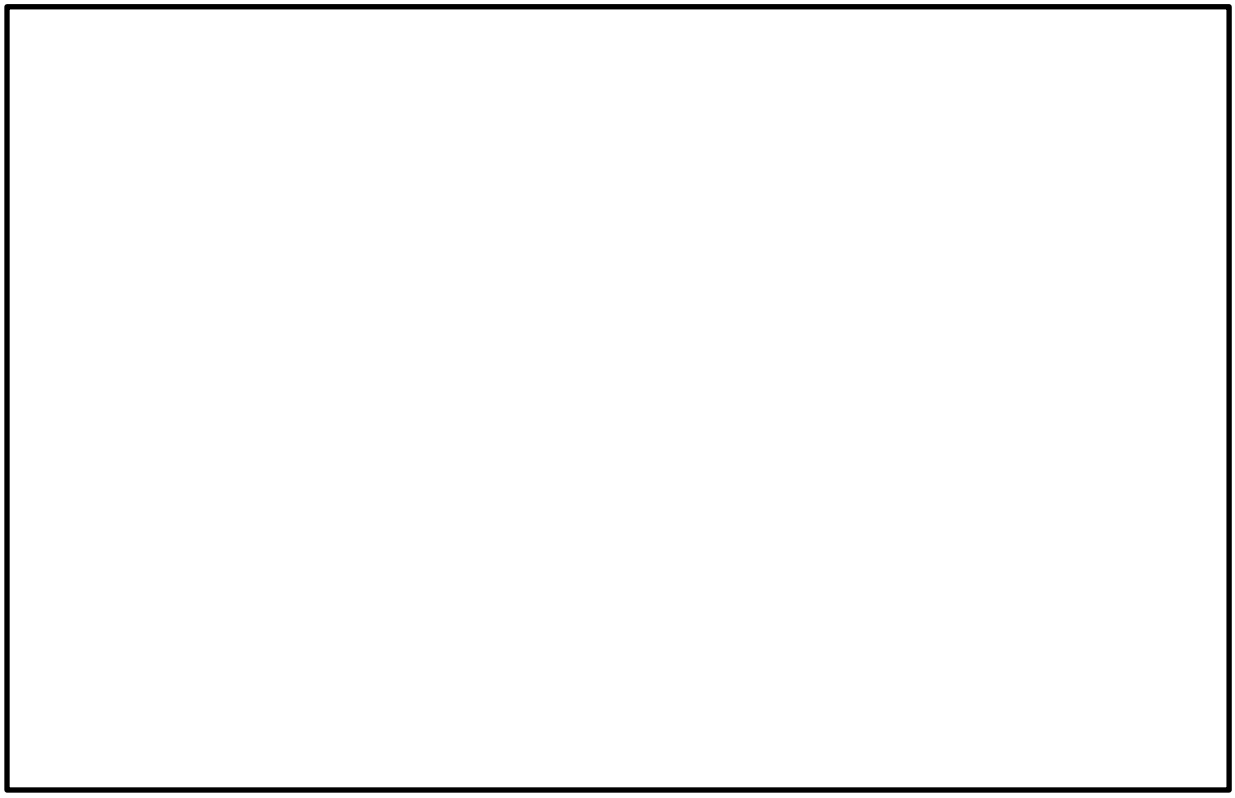


図 5－7　防護鋼板のひずみ分布図（換気空調系ダクト防護壁(No.25)）

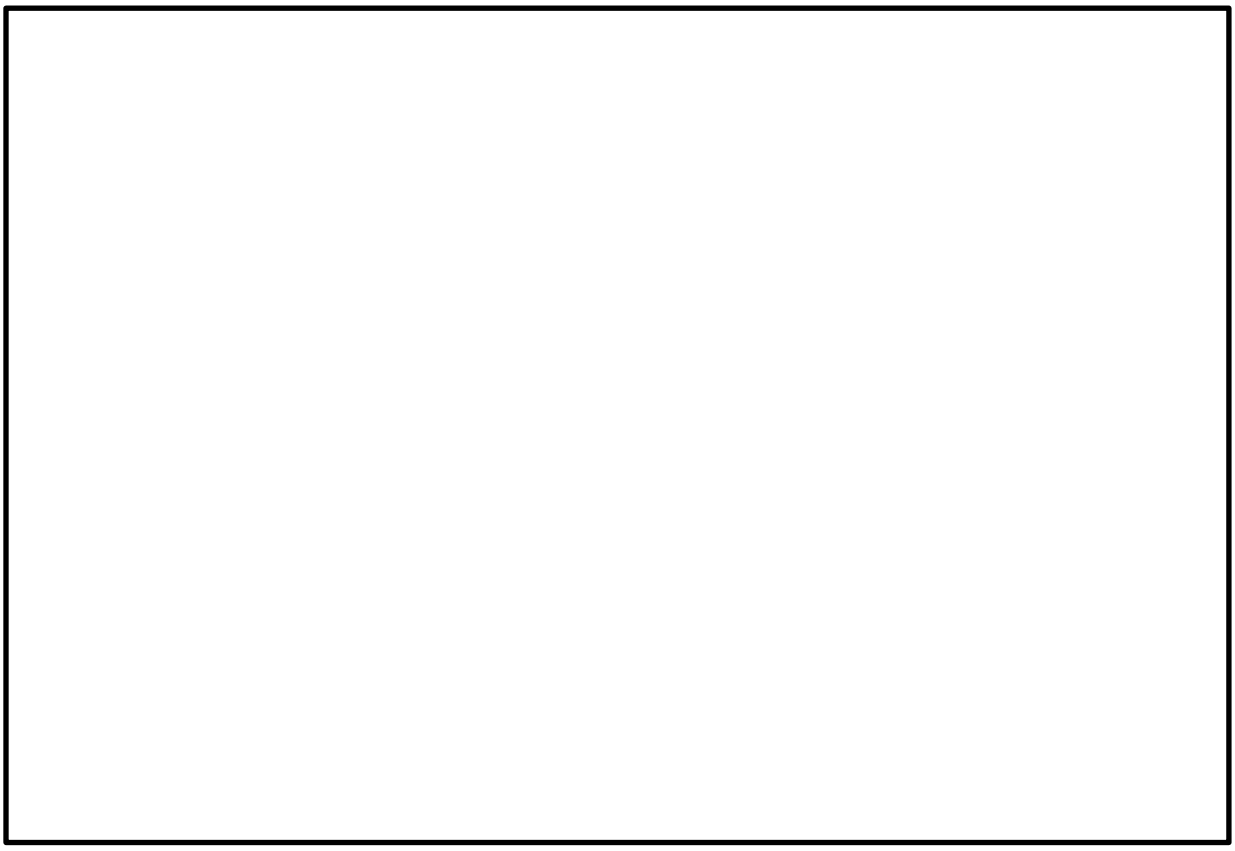


図 5－8　架構のひずみ分布図（換気空調系ダクト防護壁(No.25)）

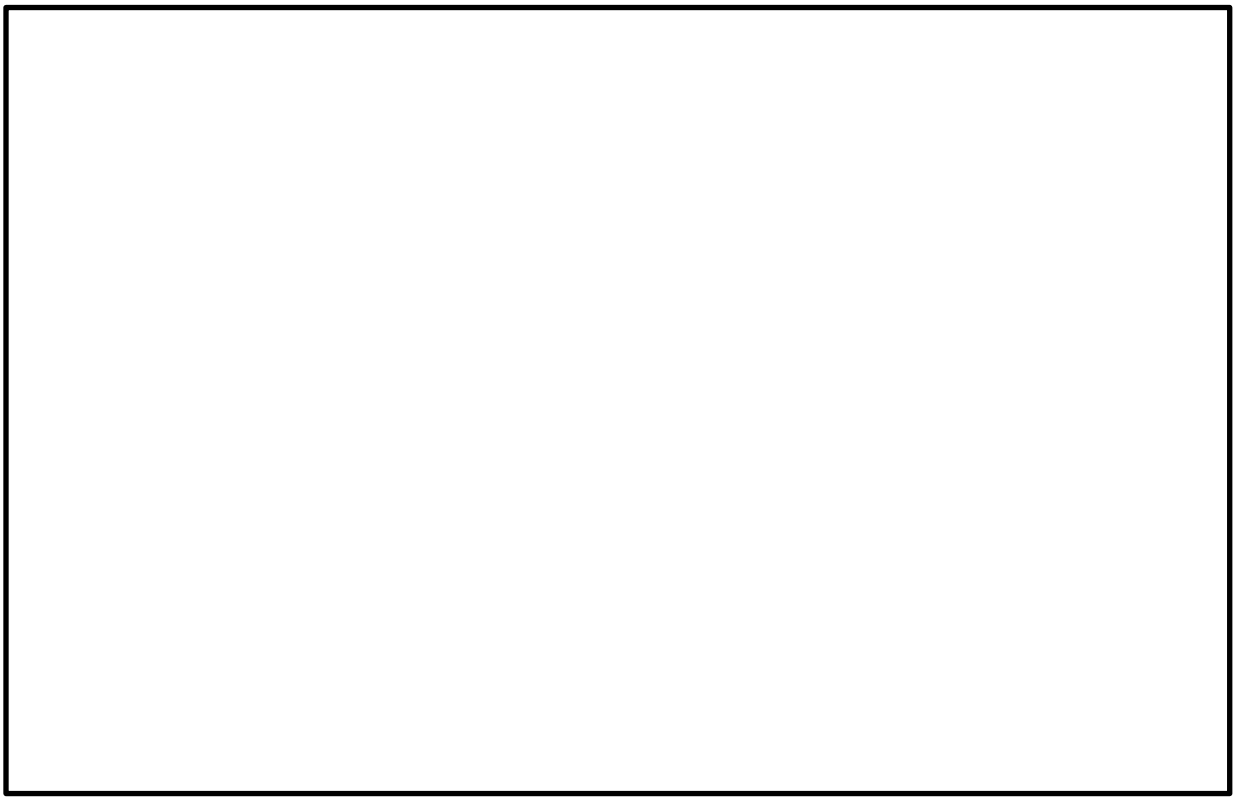


図 5－9　防護鋼板のひずみ分布図（換気空調系ダクト防護壁(No.66)）

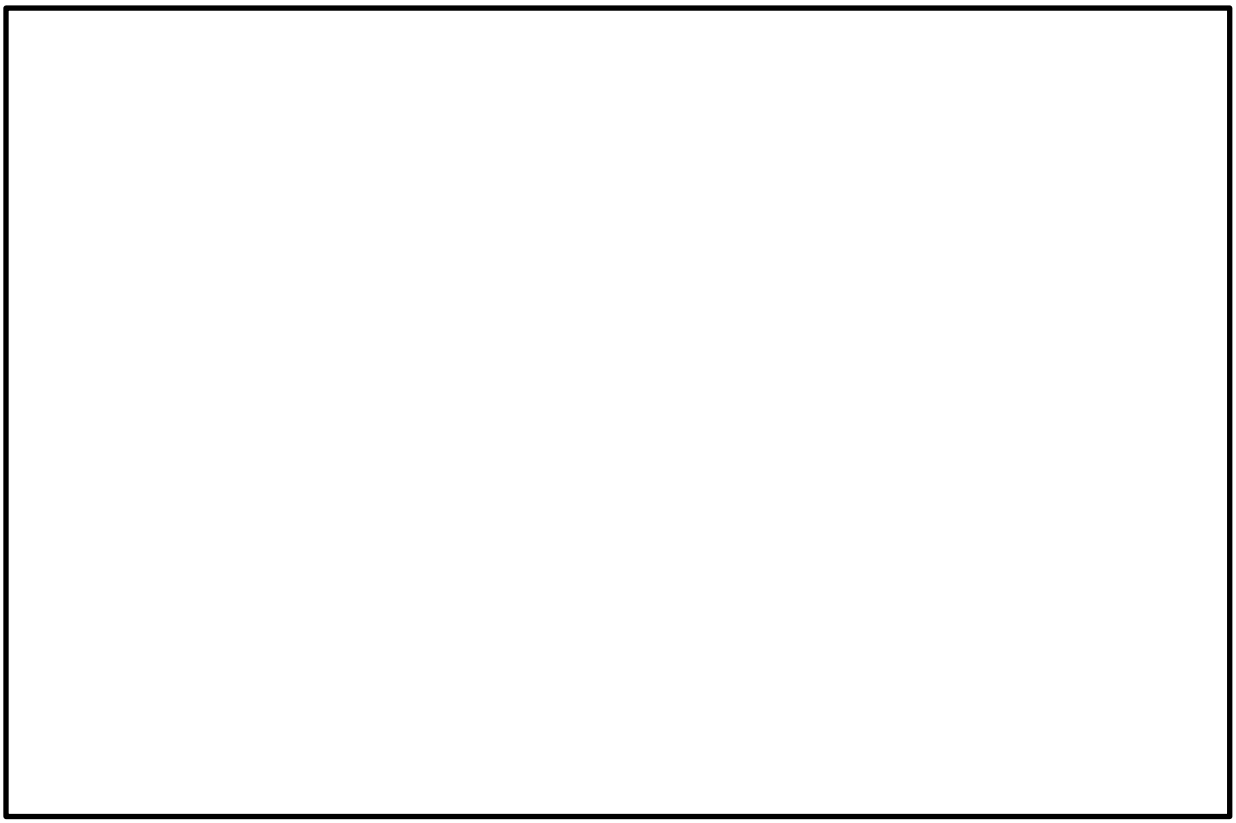


図 5－10　架構のひずみ分布図（換気空調系ダクト防護壁(No.66)）

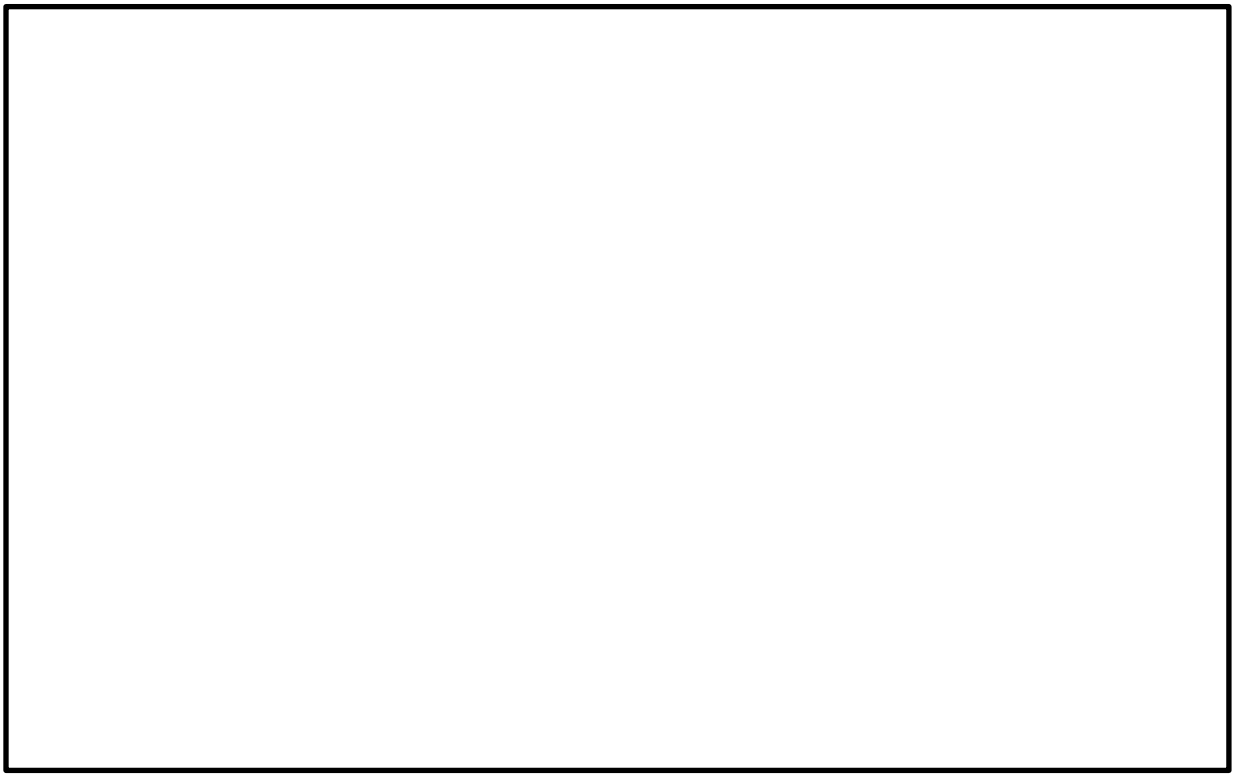


図 5－11　防護鋼板のひずみ分布図（換気空調系ダクト防護壁(No.67)）

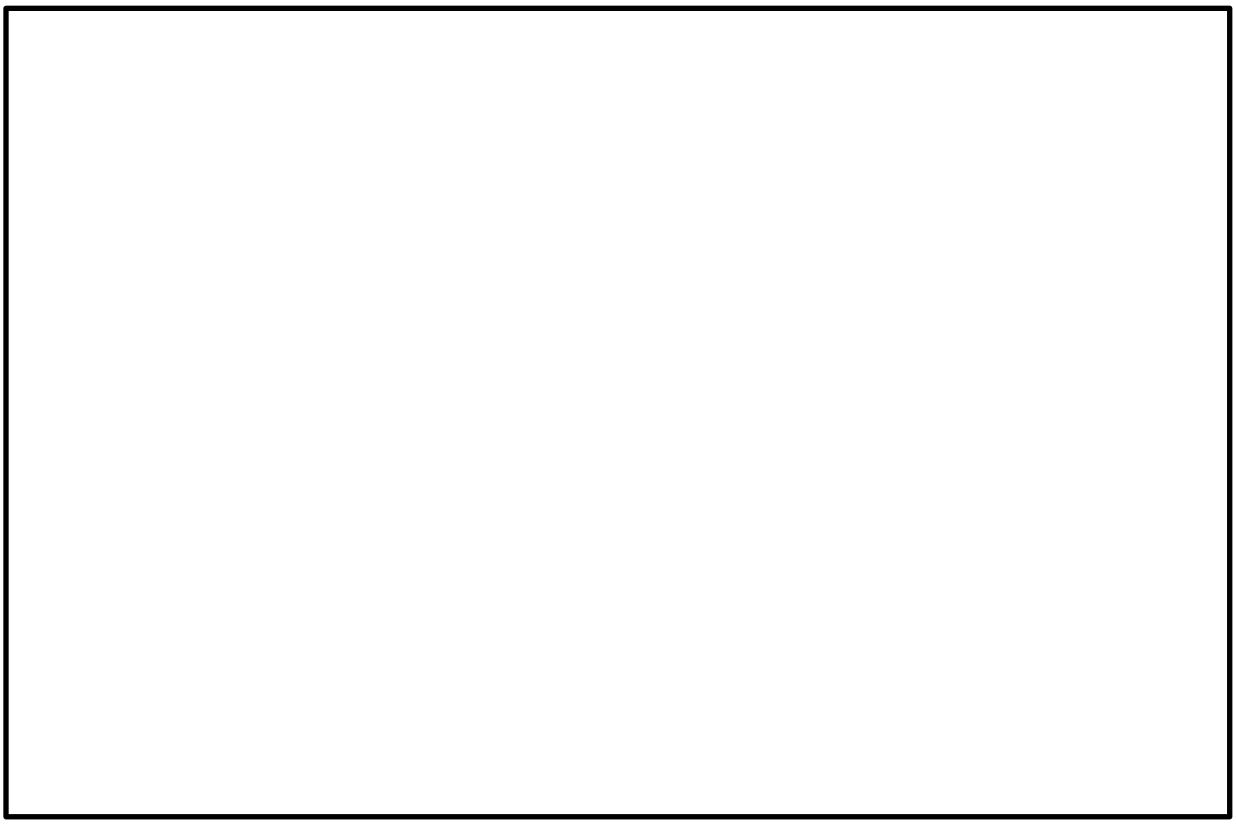


図 5－12　架構のひずみ分布図（換気空調系ダクト防護壁(No.67)）

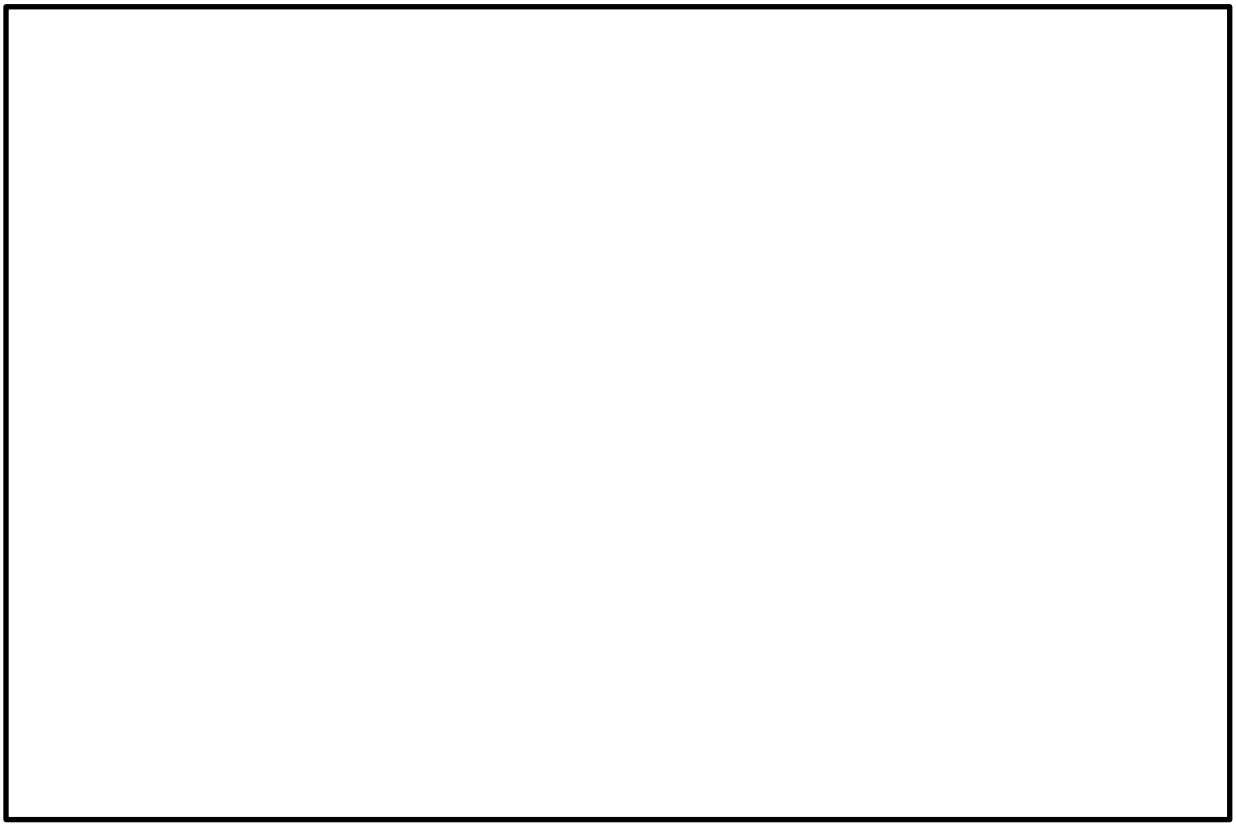


図 5－13　防護鋼板のひずみ分布図（換気空調系ダクト防護壁(No.74)）

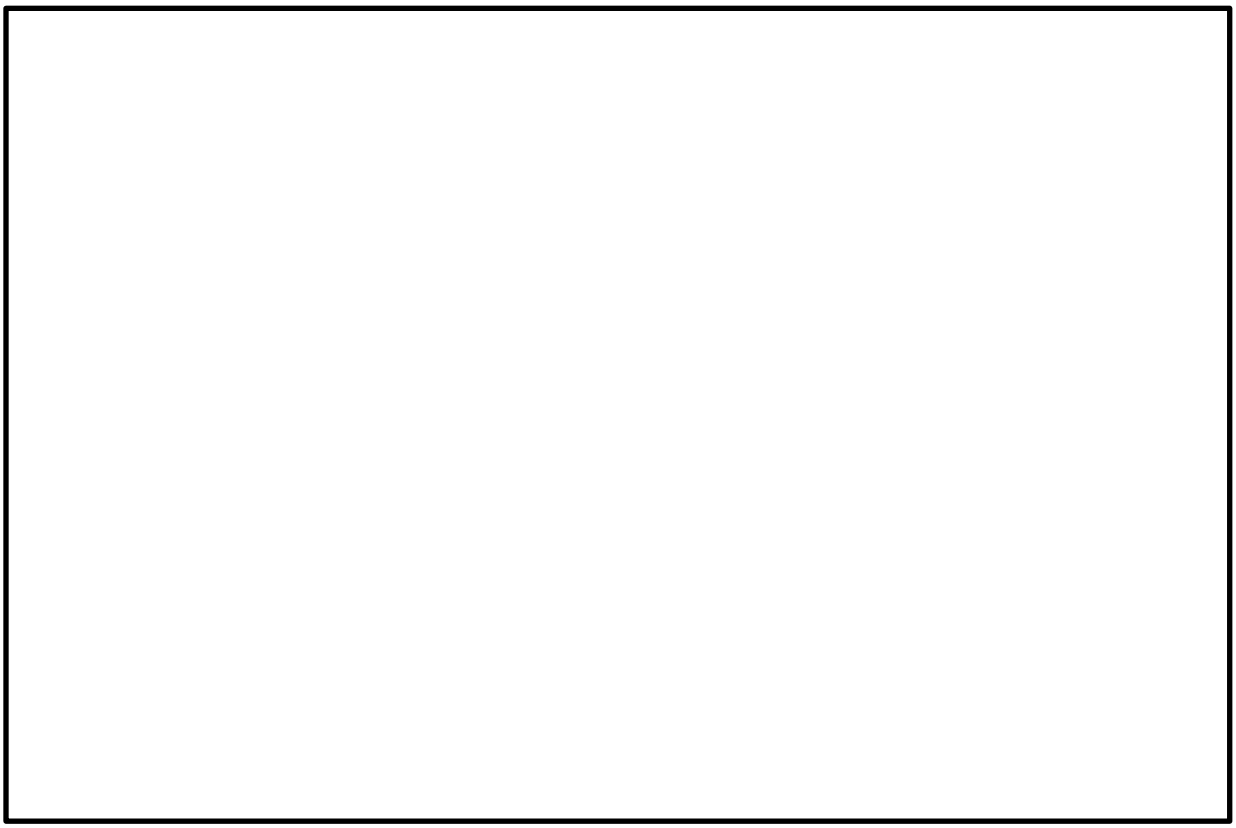


図 5－14　架構のひずみ分布図（換気空調系ダクト防護壁(No.74)）

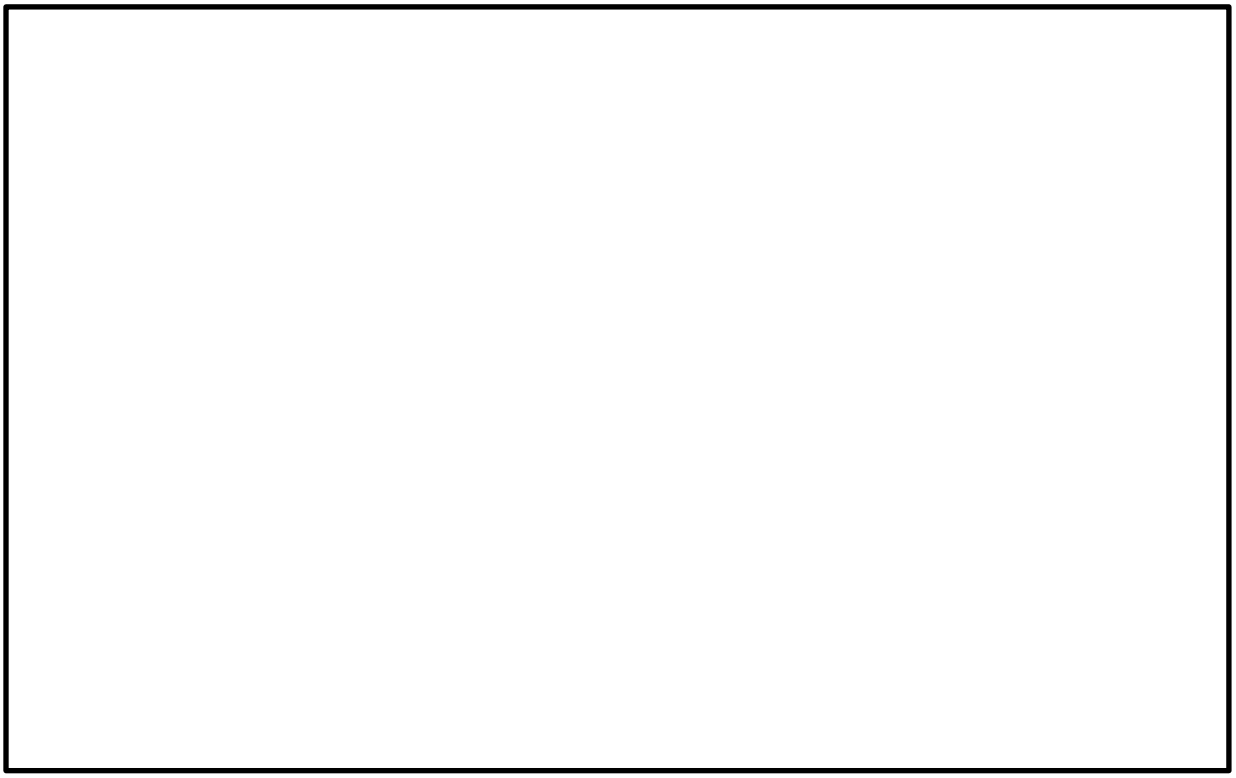


図 5－15　防護鋼板のひずみ分布図（換気空調系ダクト防護壁(No.76)）

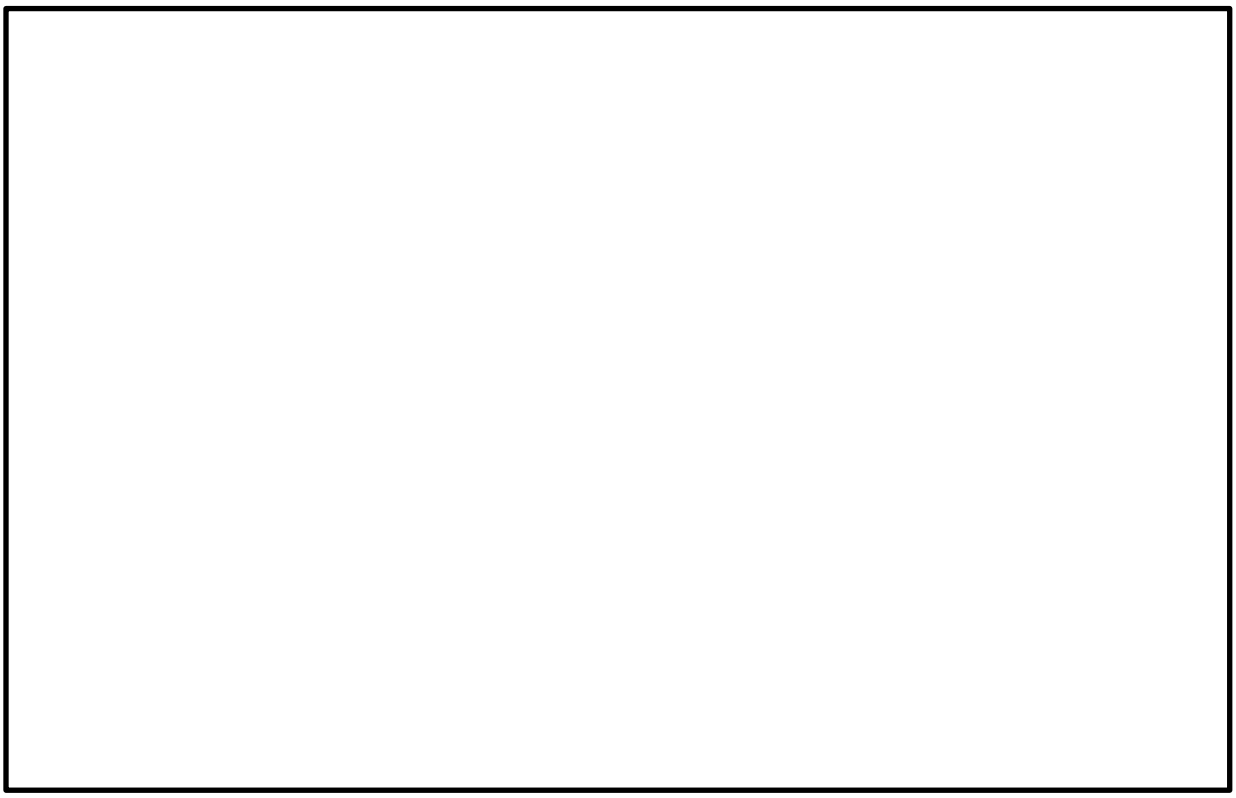


図 5－16　架構のひずみ分布図（換気空調系ダクト防護壁(No.76)）

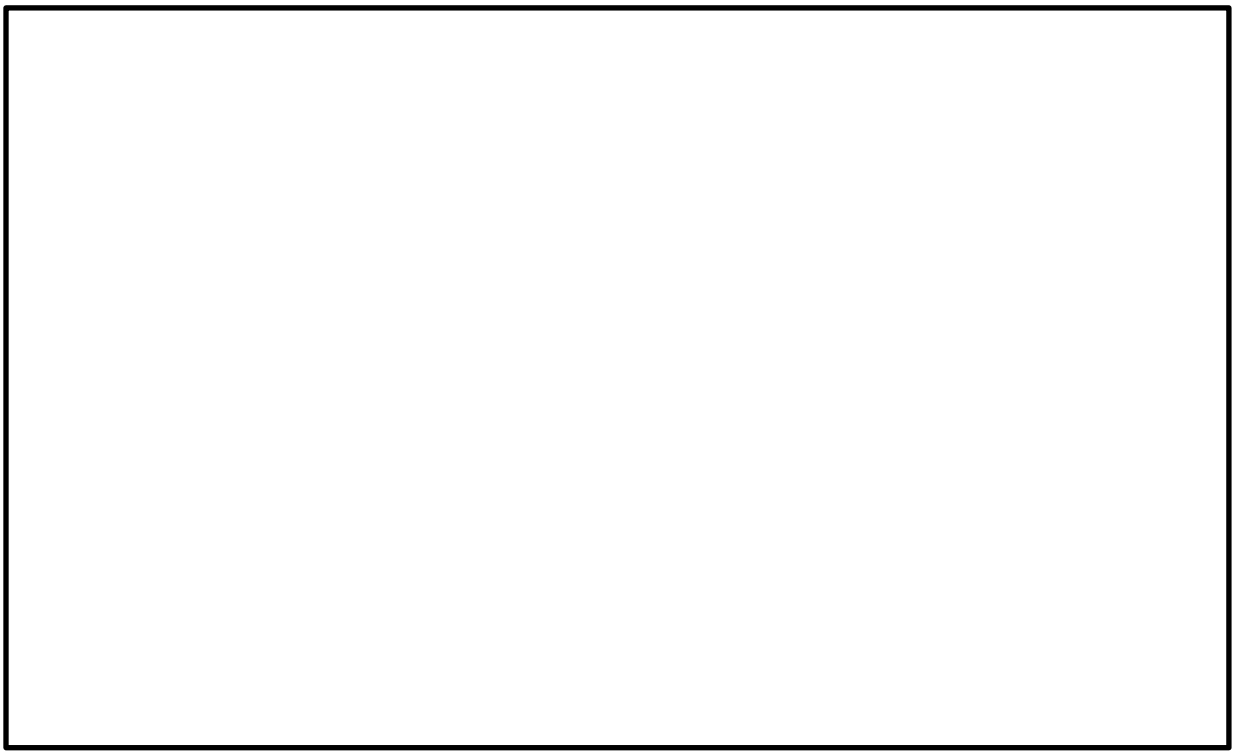


図 5－17　防護鋼板のひずみ分布図（換気空調系ダクト防護壁(No.9)）

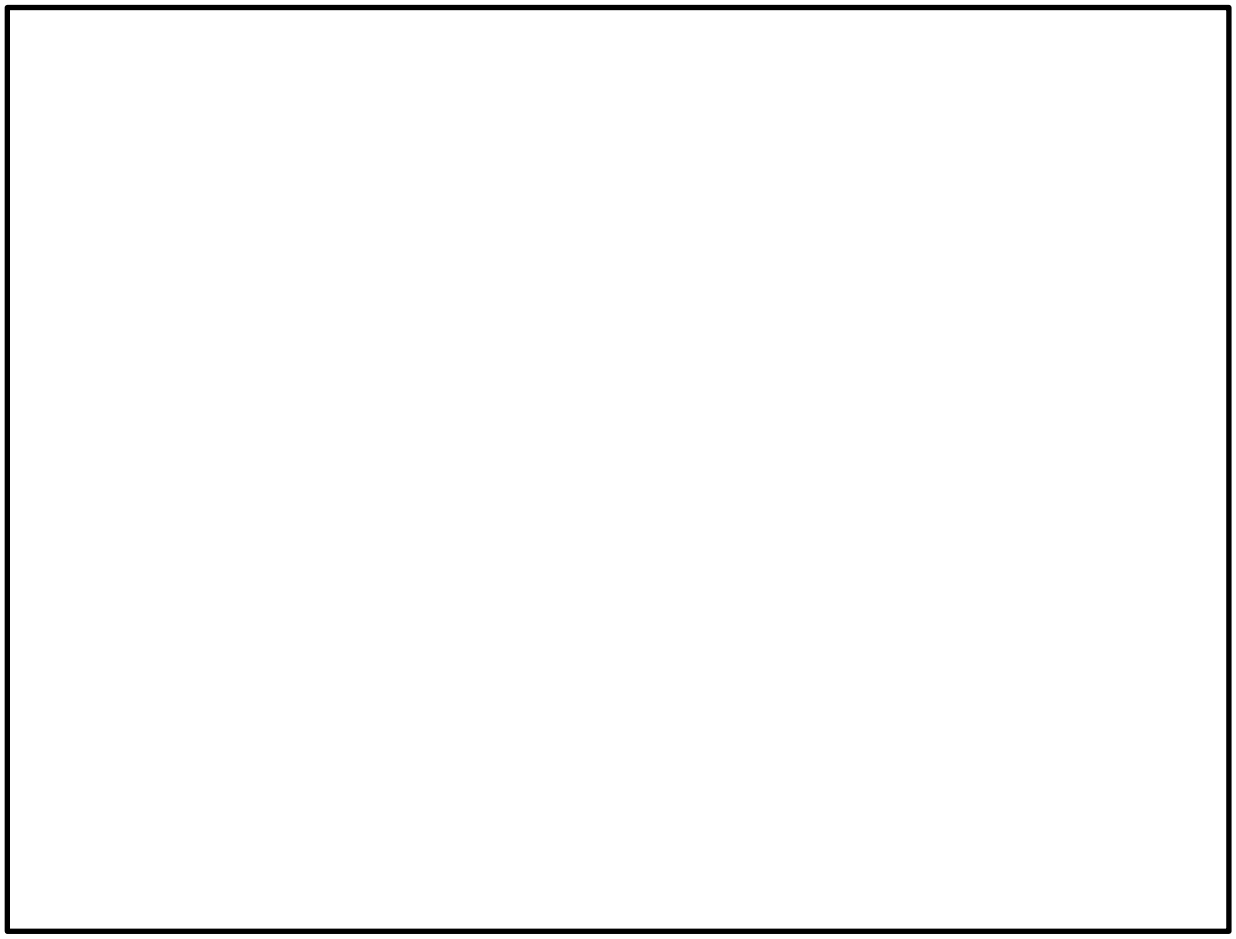


図 5－18　架構のひずみ分布図（換気空調系ダクト防護壁(No.9)）

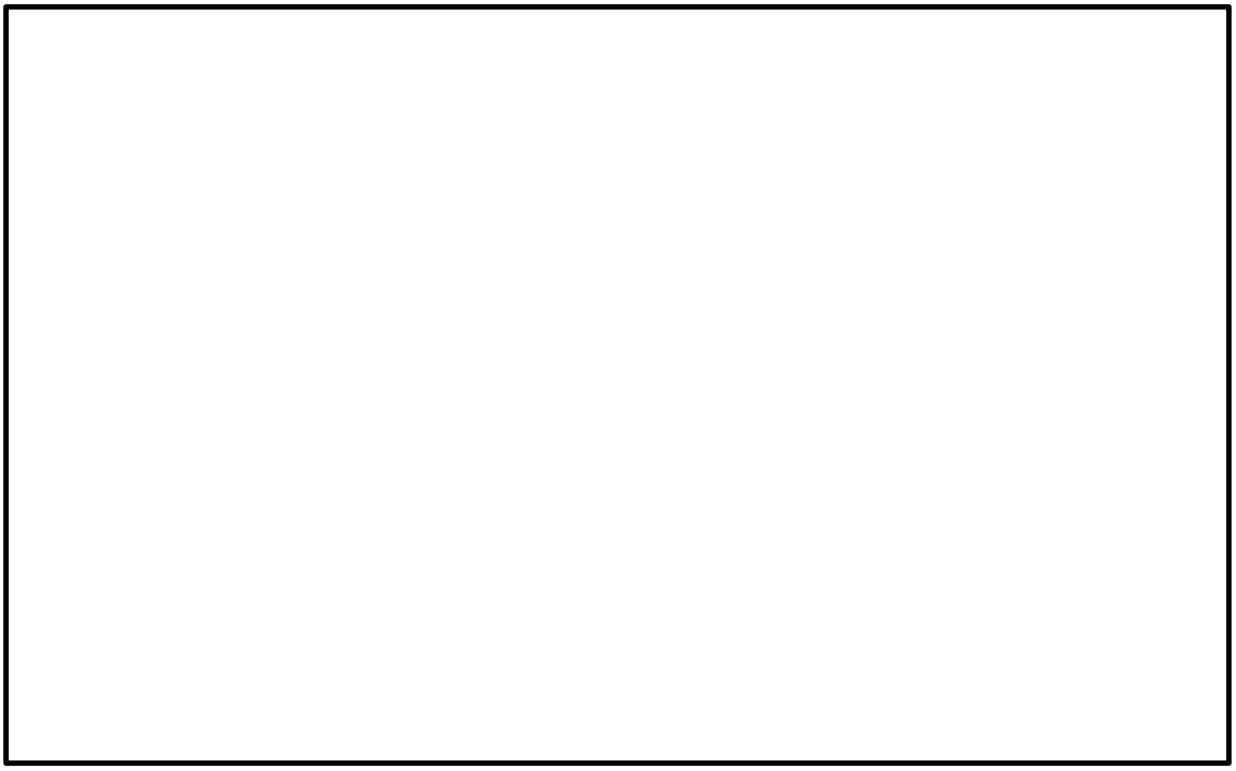


図 5－19　防護鋼板のひずみ分布図（換気空調系ダクト防護壁(No.10)）

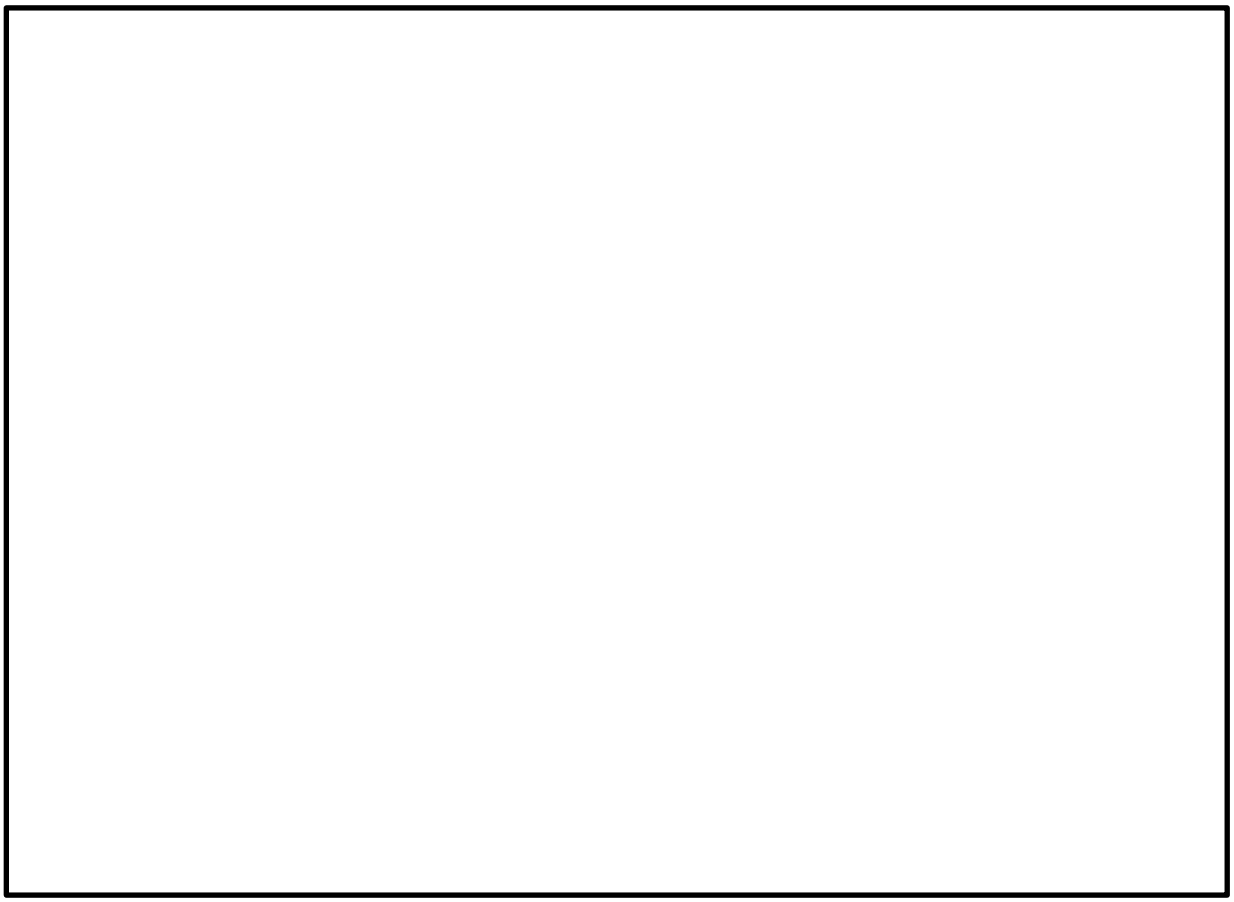


図 5－20　架構のひずみ分布図（換気空調系ダクト防護壁(No.10)）

Ⅴ-3-別添 1-4-7　竜巻防護扉の強度計算書

目　　次

1.　概要 ····· 1
2.　基本方針 ····· 2
2.1　位置 ····· 2
2.2　構造概要 ····· 7
2.3　評価方針 ····· 8
2.4　適用規格 ····· 10
3.　強度評価方法 ····· 11
3.1　記号の定義 ····· 11
3.2　評価対象部位 ····· 13
3.3　荷重及び荷重の組合せ ····· 19
3.4　許容限界 ····· 21
3.5　評価方法 ····· 26
4.　評価条件 ····· 34
4.1　貫通評価 ····· 34
4.2　変形評価 ····· 35
4.3　応力評価 ····· 36
5.　強度評価結果 ····· 37
5.1　貫通評価 ····· 37
5.2　変形評価 ····· 39
5.3　応力評価 ····· 41

1. 概要

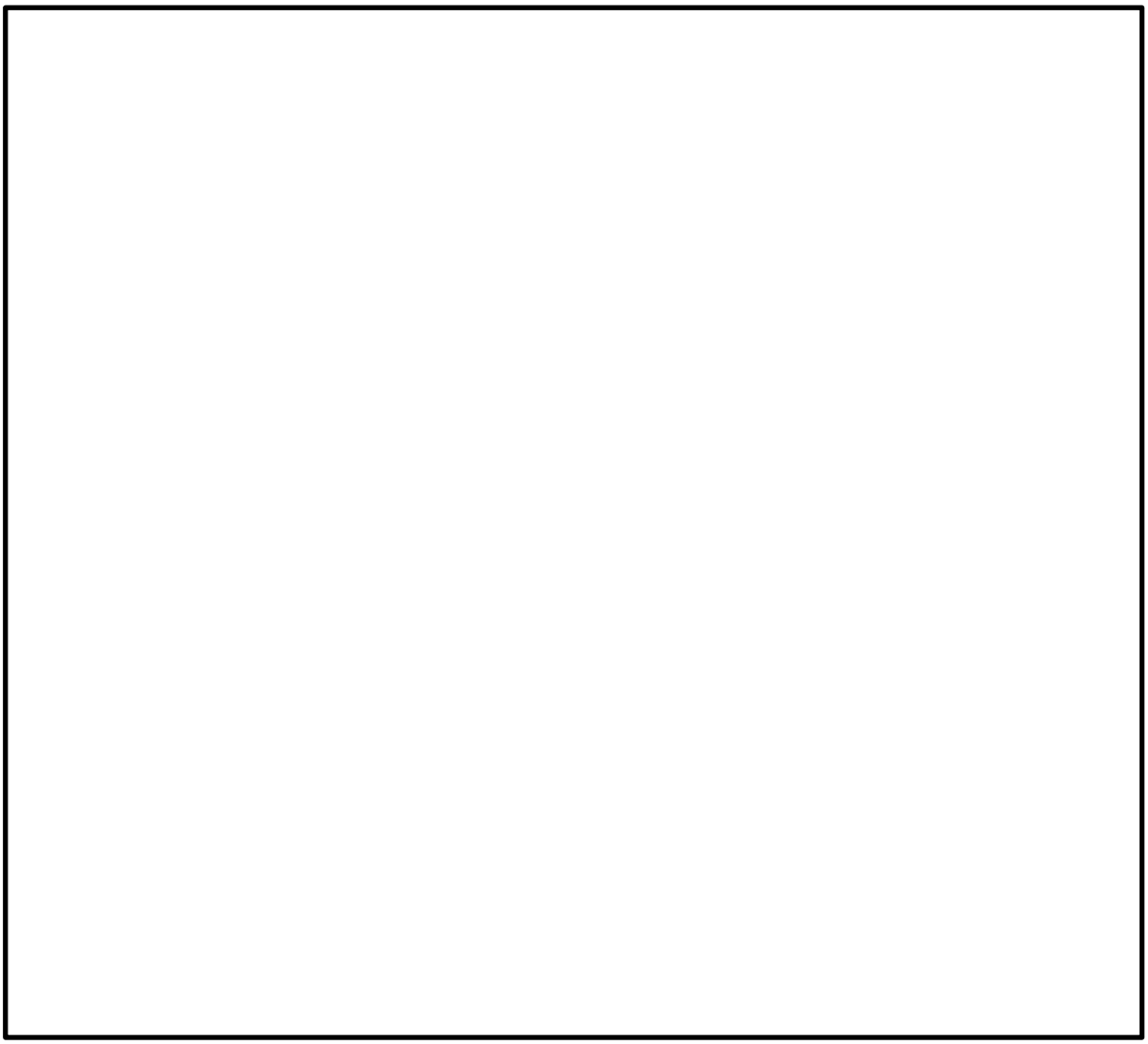
本資料は，Ⅴ-3-別添 1-2「防護対策施設の強度計算の方針」のとおり，防護対策施設のうち，竜巻防護扉が，設計竜巻による設計飛来物の衝突に対し，竜巻時及び竜巻通過後においても，外部事象防護対象施設に設計飛来物を衝突させず，また，機械的な波及的影響を与えず，外部事象防護対象施設の安全機能を考慮して，竜巻防護扉が構造健全性を有することを確認するものである。

2.　基本方針

Ⅴ-3-別添 1-2「防護対策施設の強度計算の方針」を踏まえ，竜巻防護扉の「2.1　位置」，「2.2　構造概要」，「2.3　評価方針」及び「2.4　適用規格」を示す。

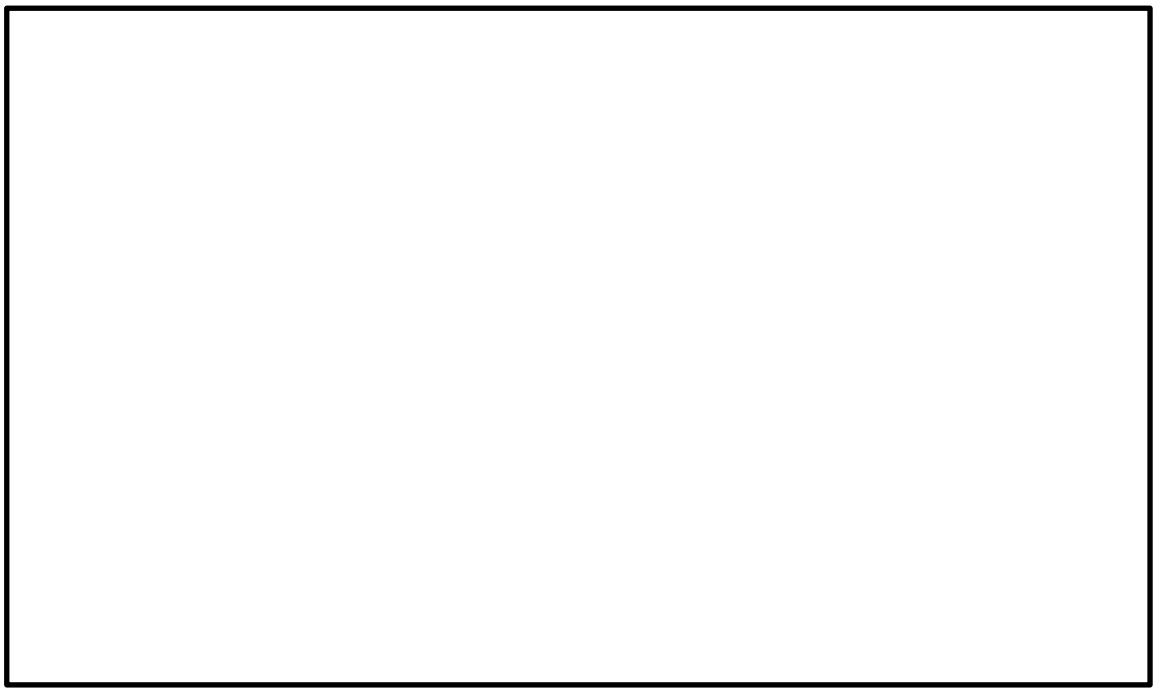
2.1　位置

竜巻防護扉は，原子炉建屋，タービン建屋，コントロール建屋及び屋外の燃料移送ポンプエリアに設置する。竜巻防護扉の設置位置を図 2－1 から図 2－4 に示す。



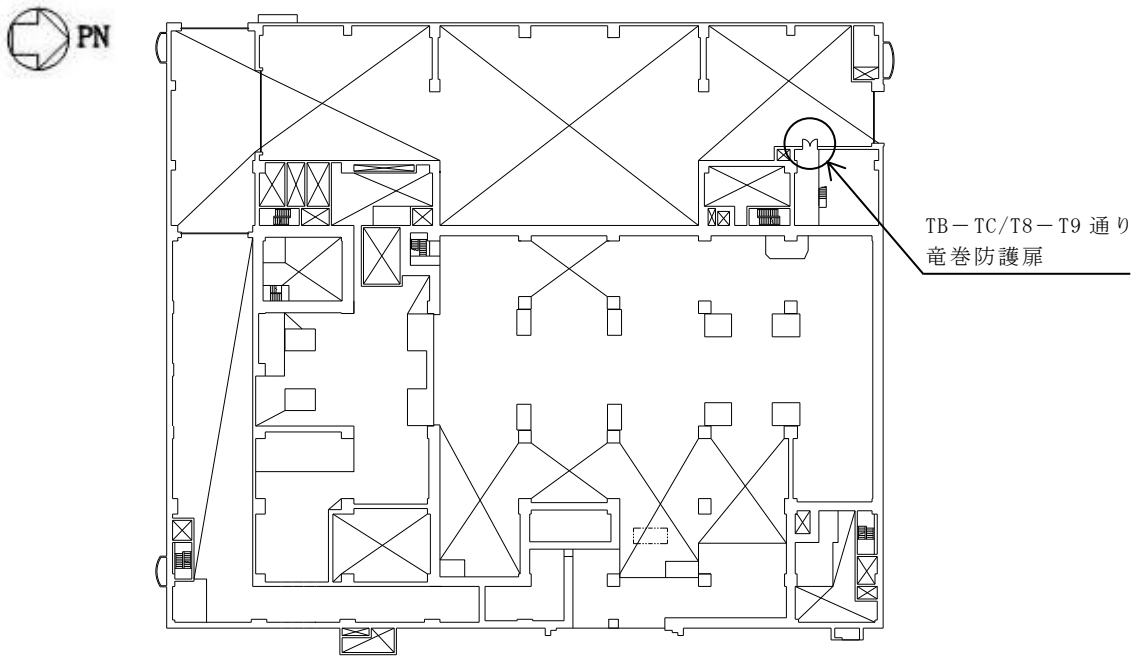
原子炉建屋　T.M.S.L.12.3m

図 2－1　竜巻防護扉の位置図（原子炉建屋）



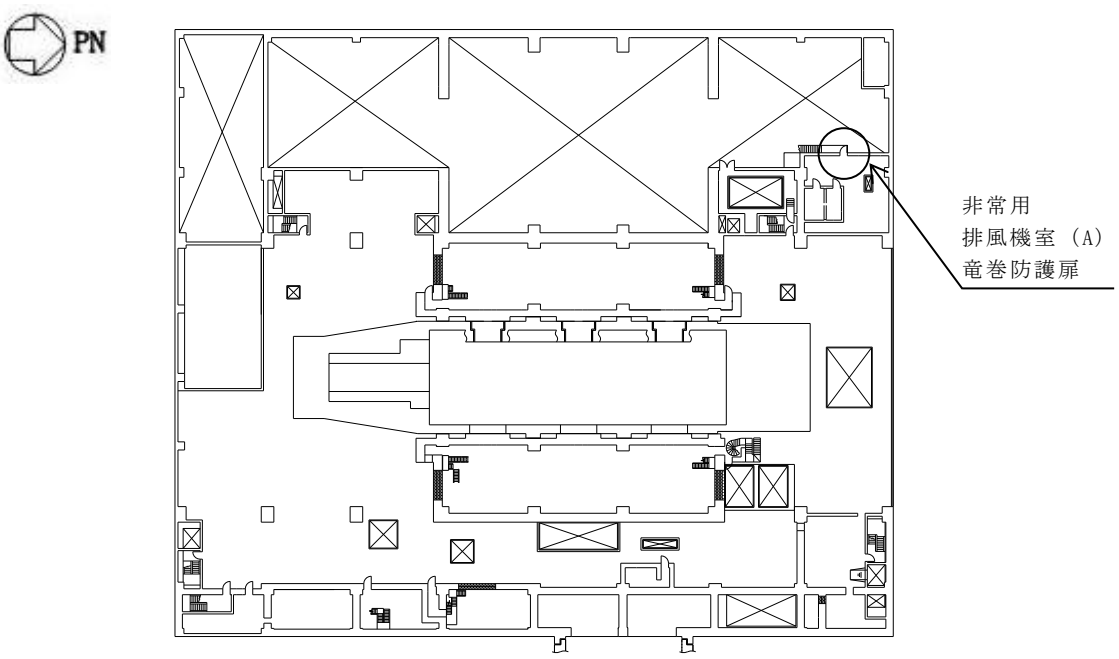
タービン建屋　T.M.S.L.12.3m

図 2－2（1/4）　竜巻防護扉の位置図（タービン建屋）



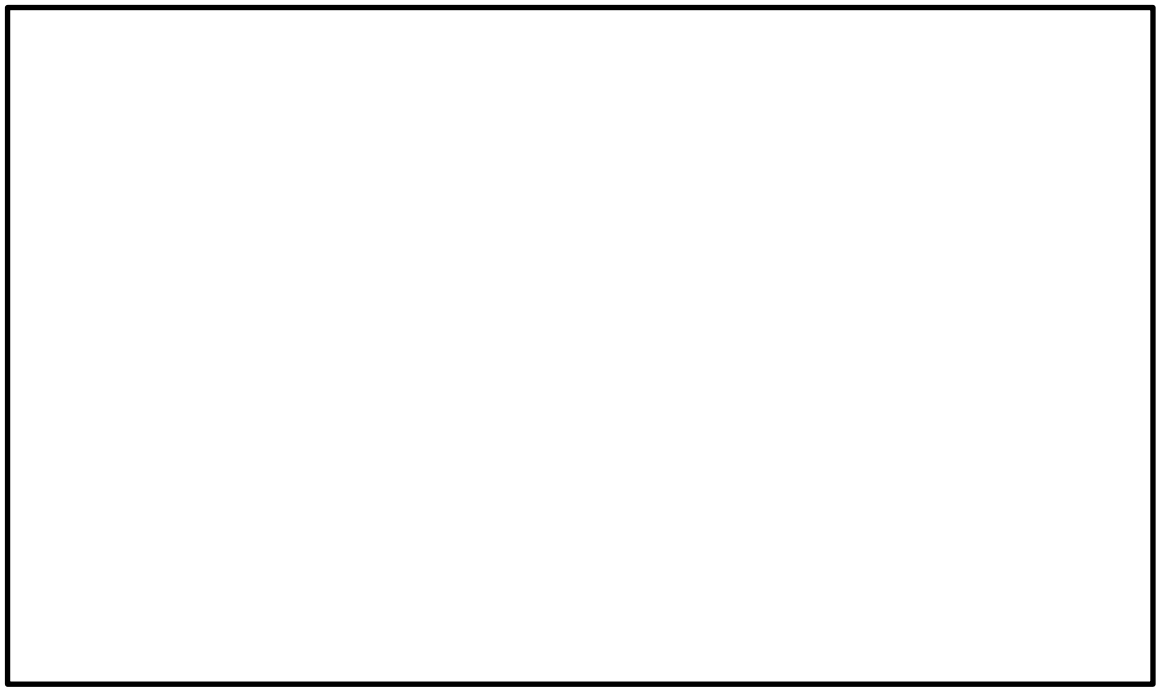
タービン建屋　T.M.S.L.17.0m

図 2－2（2/4）　竜巻防護扉の位置図（タービン建屋）



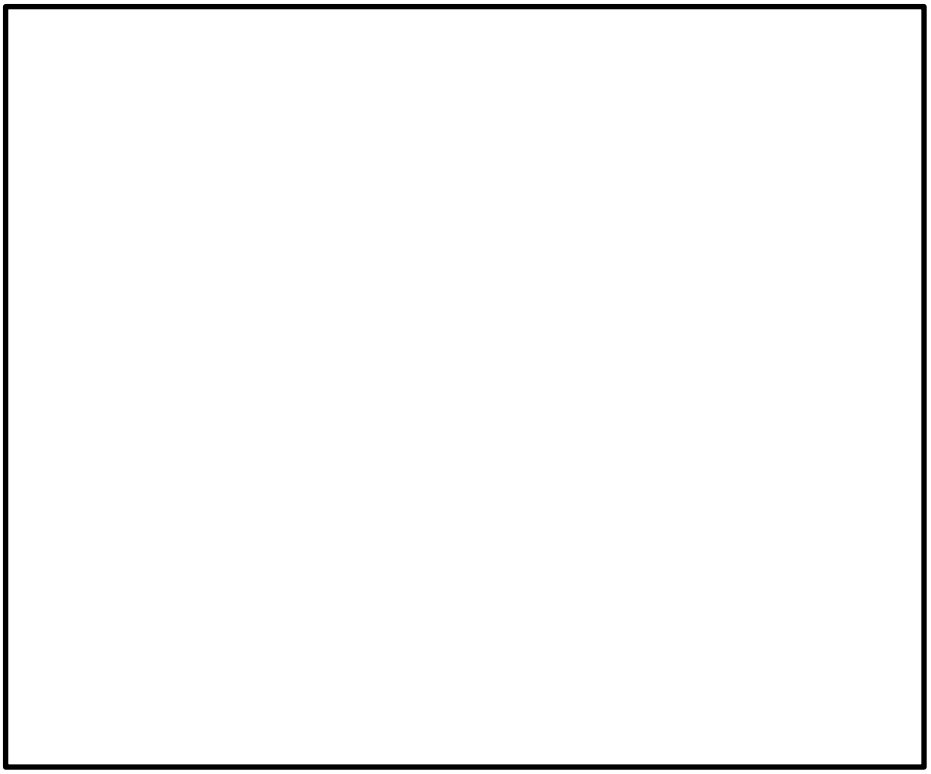
タービン建屋　T.M.S.L.20.4m

図 2－2（3/4）　竜巻防護扉の位置図（タービン建屋）



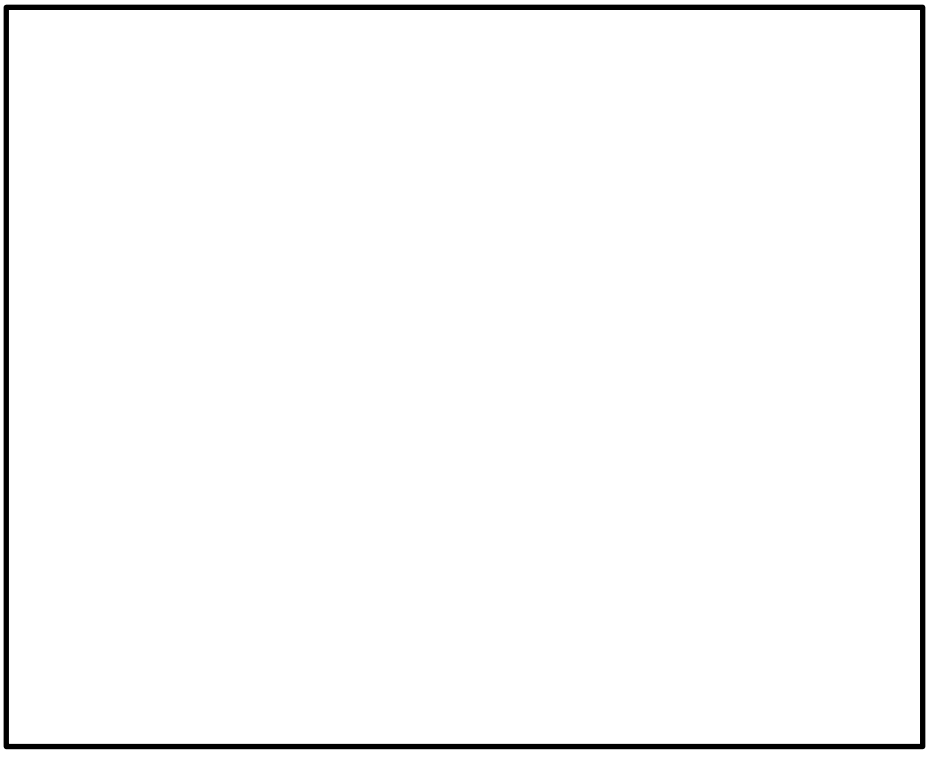
タービン建屋　T.M.S.L.30.9m

図 2－2（4/4）　竜巻防護扉の位置図（タービン建屋）



コントロール建屋　T.M.S.L.12.3m

図 2－3（1/2）　竜巻防護扉の位置図（コントロール建屋）



コントロール建屋　T.M.S.L.24.1m

図 2－3（2/2）　竜巻防護扉の位置図（コントロール建屋）

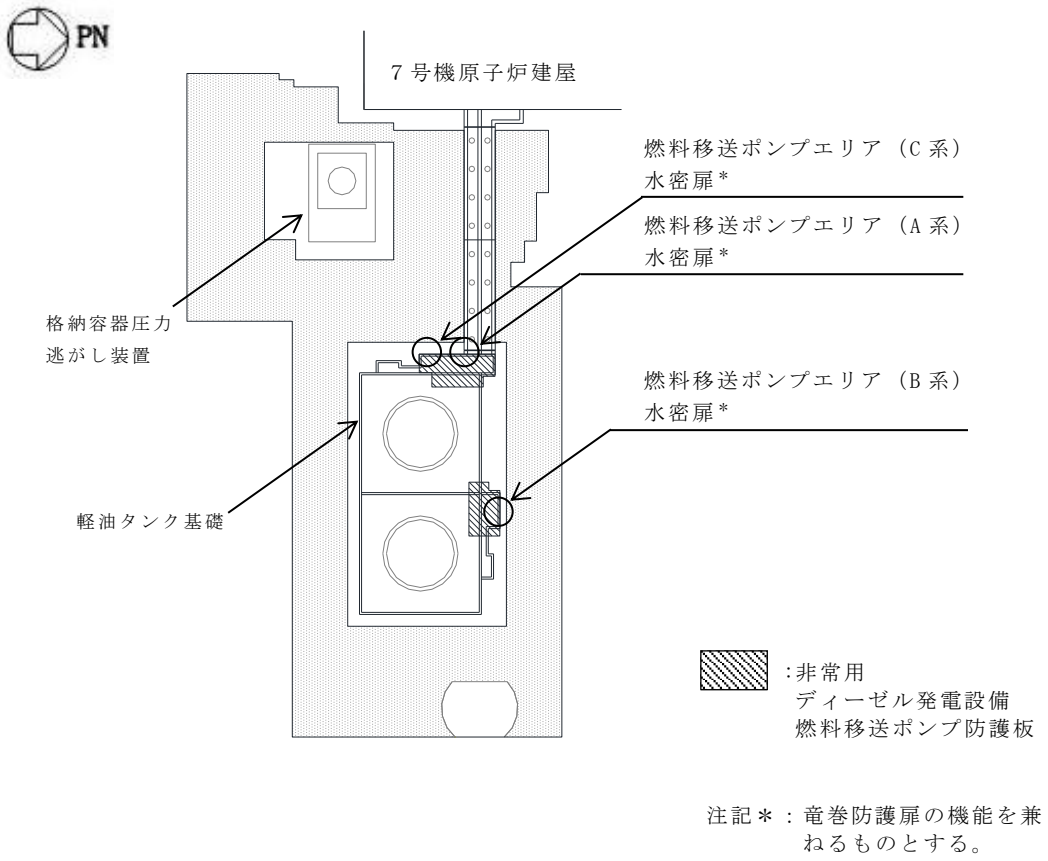


図2－4　竜巻防護扉の位置図（燃料移送ポンプエリア）

2.2　構造概要

竜巻防護扉の構造は，Ⅴ-3-別添 1-2「防護対策施設の強度計算の方針」の「3.7　竜巻防護扉の構造設計」に示す構造設計を踏まえ，設定する。

竜巻防護扉は，表側鋼板，芯材，扉枠等の鋼材を主構造とし，アンカーボルトによって建屋躯体に固定された扉枠に対し，カンヌキによって扉本体を扉枠と固定することで支持する設計とする。

竜巻防護扉の構造図を図 2－5 に示す。

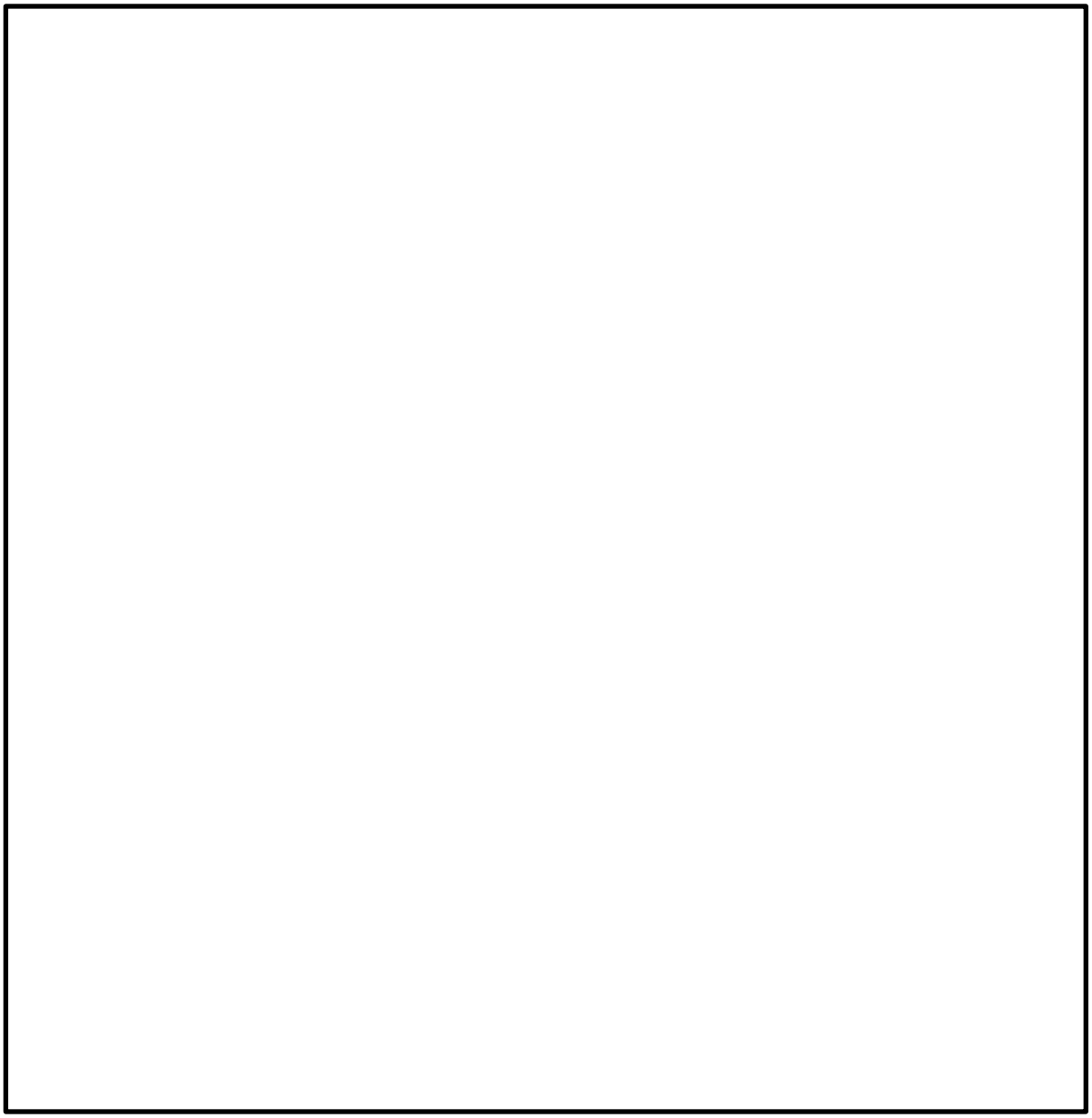


図 2－5　竜巻防護扉の構造図

（例：可燃性ガス濃度制御系再結合装置室竜巻防護扉）

2.3　評価方針

竜巻防護扉の強度評価は，Ⅴ-3-別添 1-2「防護対策施設の強度計算の方針」の「2.3 荷重及び荷重の組合せ」及び「5.7　竜巻防護扉の許容限界」にて設定している荷重及び荷重の組合せ並びに許容限界を踏まえ，竜巻防護扉の評価対象部位に生じるひずみ，応力度が許容限界に収まることを「3.　強度評価方法」に示す方法により，「4.　評価条件」に示す評価条件を用いて計算し，「5.　強度評価結果」にて確認する。

竜巻防護扉の評価フローを図 2－6 に示す。

竜巻防護扉の強度評価においては，その構造を踏まえ，設計竜巻荷重とこれに組み合わせる荷重（以下「設計荷重」という。）の作用方向及び伝達過程を考慮し，評価対象部位を設定する。

具体的には，設計飛来物が外部事象防護対象施設に衝突する直接的な影響の評価として，防護対策施設を構成する部材に対する衝突評価及び防護対策施設自体が外部事象防護対象施設に衝突する波及的な影響の評価として防護対策施設を構成する部位の転倒及び脱落に対する構造強度評価を行う。

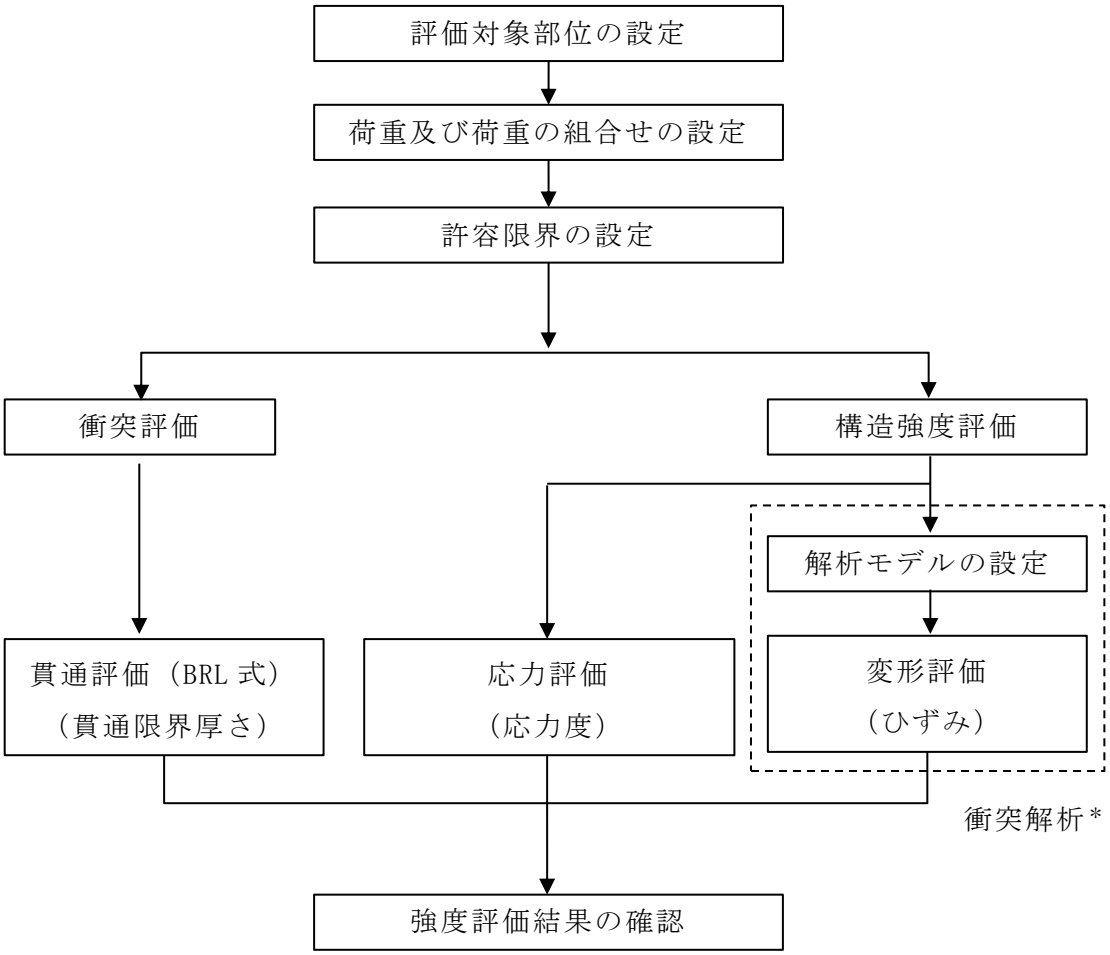
(1)　衝突評価

設計荷重に対し，設計飛来物が施設を構成する部材を貫通しない設計とするために，竜巻防護扉の表側鋼板の最小厚さが，設計飛来物の貫通を生じない貫通限界厚さを上回ることを計算により確認する。衝突評価には，Ⅴ-3-別添 1-2「防護対策施設の強度計算の方針」の「6.7　竜巻防護扉の強度評価」に示す評価式を用いる。（以下「貫通評価」という。）

(2)　構造強度評価

設計荷重に対し，施設を構成する部材自体の転倒及び脱落を生じない設計とするために，竜巻防護扉の表側鋼板と芯材に終局状態に至るようなひずみが生じないことを解析により確認する。（以下「変形評価」という。）

また，カンヌキ，カンヌキ受けピン及びカンヌキ受けボルト（以下「カンヌキ部」という。）に生じる応力度が「鋼構造設計規準・同解説－許容応力度設計法－」及びＪＩＳに基づき設定する短期許容応力度を超えないことを，力学における標準式による荷重の算定により確認する。（以下「応力評価」という。）



注記＊：衝突解析においては，解析コード「ＬＳ－ＤＹＮＡ」を用いて 3 次元 FEM モデルによりモデル化し，表側鋼板及び芯材について評価を実施する。

図 2－6　竜巻防護扉の評価フロー

2.4 適用規格

適用する規格，規準等を以下に示す。

・建築基準法及び同施行令

・「発電用原子力設備規格　設計・建設規格　ＪＳＭＥ　Ｓ　ＮＣ１-2005/2007」日本機械学会

・ISE7607-3「軽水炉構造機器の衝撃荷重に関する調査　その 3　ミサイルの衝突による構造壁の損傷に関する評価式の比較検討」(昭和 51 年 10 月高温構造安全技術研究組合)

・「タービンミサイル評価について」(昭和 52 年 7 月 20 日　原子炉安全専門審査会)

・U.S. NUCLEAR REGULATORY COMMISSION: REGULATORY GUIDE 1.76, DESIGN-BASIS TORNADO AND TORNADO MISSILES FOR NUCLEAR POWER PLANTS, Revision1, March 2007

・Methodology for Performing Aircraft Impact Assessments for New Plant Designs (Nuclear Energy Institute 2011 Rev8 (NEI07-13))

・「建築物荷重指針･同解説」（日本建築学会，2004 改定）

・「鋼構造設計規準－許容応力度設計法－」（日本建築学会，2005 改定）

・日本工業規格（ＪＩＳ）

3. 強度評価方法

3.1 記号の定義

BRL 式による貫通限界厚さの算定に用いる記号を表 3－1 に，力学における標準式による荷重及び応力の算定に用いる記号を表 3－2 に示す。

表 3－1 BRL 式による貫通限界厚さの算定に用いる記号

記号	単位	定義
d	m	設計飛来物が衝突する衝突断面の等価直径
K	―	鋼板の材質に関する係数
M	kg	設計飛来物の質量
T	m	鋼板の貫通限界厚さ
V	m/s	設計飛来物の飛来速度

表 3－2　力学における標準式による荷重及び応力の算定に用いる記号

記号	単位	定義
A_1	m^2	表側鋼板の受圧面積
A_2	mm^2	カンヌキの断面積
A_3	mm^2	カンヌキ受けピンの断面積
A_4	mm^2	カンヌキ受けボルトの断面積
C	―	風力係数
F_d	N	常時作用する荷重
G	―	ガスト影響係数
L	mm	カンヌキと扉枠の距離
L_P	mm	カンヌキ受けピンの軸支持間距離
n	本	カンヌキの本数
n_b	本	カンヌキ受けボルトの本数
q	Pa	設計用速度圧
R	N	カンヌキ１本あたりに生じる荷重
V_D	m/s	設計竜巻の最大風速
W_M	N	設計飛来物による衝撃荷重
w_P	Pa	気圧差による等分布荷重（ΔP_{max}）
W_P	N	気圧差による荷重（$\Delta P_{max} \cdot A_1$）
W_W	N	設計竜巻の風圧力による荷重
Z	mm^3	断面係数
ρ	kg/m^3	空気密度
σ_b	MPa	曲げ応力度
σ_T	MPa	引張応力度
τ	MPa	せん断応力度

3.2　評価対象部位

竜巻防護扉の評価対象部位は，Ⅴ-3-別添 1-2「防護対策施設の強度計算の方針」の「5.7　竜巻防護扉の許容限界」に示す評価対象部位を踏まえ，設定する。

評価対象部位を図 3－1 に示す。

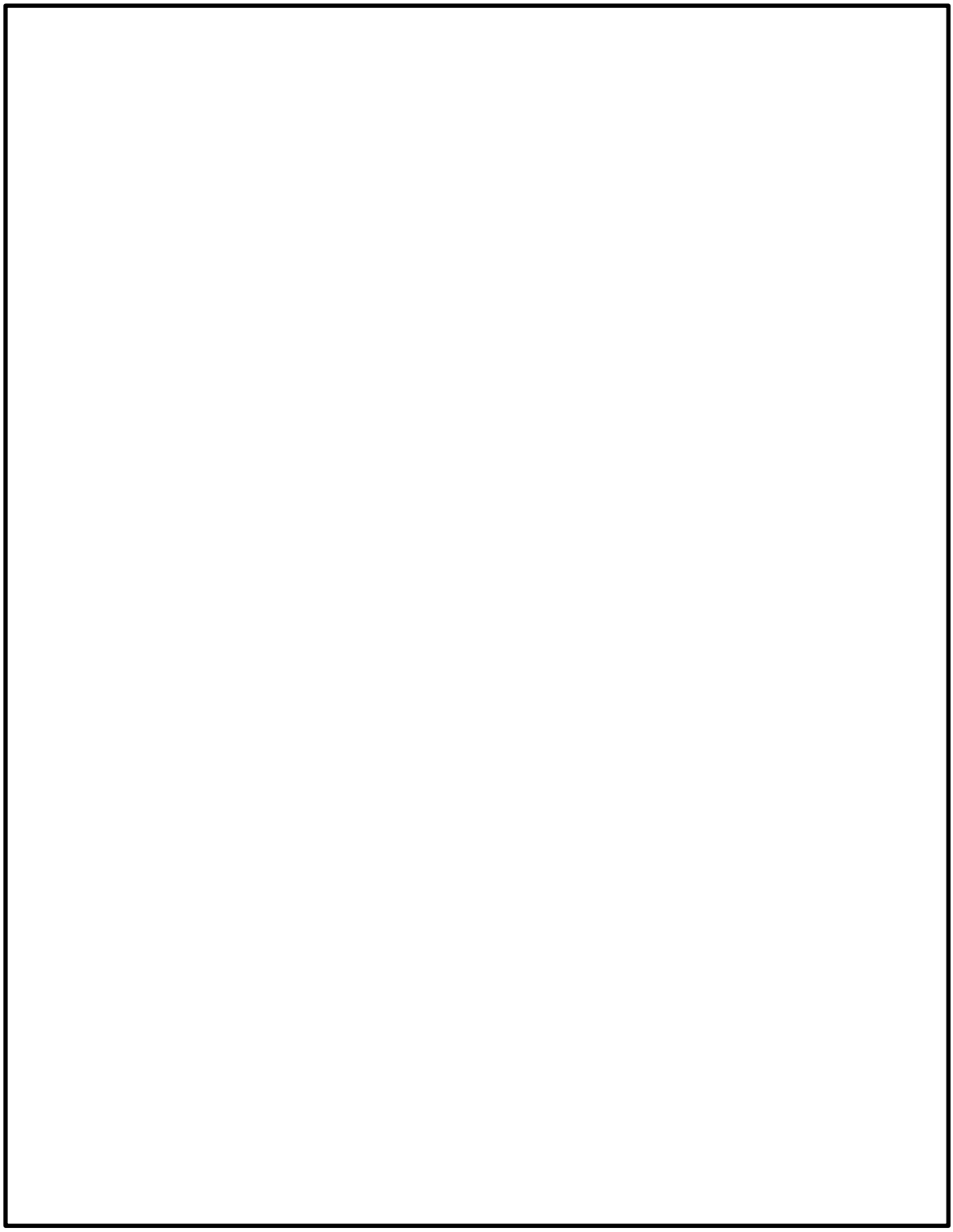


図 3－1　竜巻防護扉の評価位置図

(1)　貫通評価

設計荷重に対し，設計飛来物が施設を構成する部材を貫通しない設計とするために，竜巻防護扉の表側鋼板の最小厚さが，設計飛来物の貫通を生じない貫通限界厚さを上回ることを計算により確認するものとし，表側鋼板を評価対象部位として設定する。

(2)　変形評価

設計荷重に対し，施設を構成する部材自体が，転倒及び脱落により外部事象防護対象施設へ接触等の影響を与えない設計とするために，竜巻防護扉の表側鋼板と芯材に終局状態に至るようなひずみが生じないことを解析により確認する。施設を構成する表側鋼板に作用する設計荷重は，芯材，ヒンジ及びカンヌキ部に伝わりアンカーボルトにより固定された扉枠を介して建屋躯体に伝達されることから，これらの部材が評価対象部位として抽出される。

このうち，ヒンジ，カンヌキ部，及びアンカーボルトについては，外部から作用する設計荷重に対して直接的な伝達経路とならないこと，扉枠についてはアンカーボルトの大半が損傷しない限り転倒・脱落は生じないことから，表側鋼板，芯材を評価対象部位として設定する。

ここで，評価対象とする扉は，表側鋼板の厚みが最も薄いもののうち，表側鋼板の面積が最大となる竜巻防護扉を代表として評価するものとし，可燃性ガス濃度制御系再結合装置室竜巻防護扉とする。

評価の対象とする竜巻防護扉の選定結果として，竜巻防護扉の表側鋼板の最小厚さと面積の一覧を表 3－3 に示す。また，設計飛来物の衝突を考慮する場合，被衝突物の寸法が大きいほどたわみ量が大きくなる傾向にある。したがって，変形評価としては，評価対象となる表側鋼板の部材長さ（支持スパン）が最長となる箇所を選定する。

(3)　応力評価

設計荷重に対し，施設を構成する部材自体が，転倒及び脱落により外部事象防護対象施設へ接触等の影響を与えない設計とするために，カンヌキ部に生じる応力度が「鋼構造設計規準・同解説－許容応力度設計法－」及びＪＩＳに基づき設定する短期許容応力度を超えないことを，力学における標準式による荷重の算定により確認する。

室内側の扉板に作用する荷重が芯材，表側鋼板に作用し，ヒンジ，カンヌキ部及びアンカーボルトにより固定された扉枠を介して建屋躯体に伝達されることから，これらの部材が評価対象部位として抽出される。

このうち，表側鋼板は対貫通性を考慮した厚板であり，またヒンジ，芯材については評価上期待しないこと，アンカーボルトにより固定された扉枠は建屋躯体に埋め込まれて一体化していることから，扉の閉止状態を維持するための支持部材であるカンヌキ及びカンヌキに作用する荷重を負担するカンヌキ受けピン，カンヌキ受けボルトを評価対象部位として設定する。

ここで，カンヌキ部に作用する荷重は「3.3　荷重及び荷重の組合せ」に記載するとおり，気圧差による荷重を設定することから，カンヌキ部に生じる気圧差による荷重が最大となる，即ちカンヌキ１本当たりの表側鋼板の負担面積が最大となる竜巻防護扉を代表として評価するものとし，原子炉建屋機器搬出入口竜巻防護扉及び非常用電気品室（A）竜巻防護扉を評価対象とする。評価の対象とする竜巻防護扉の選定結果として,カンヌキ1本当たりの表側鋼板の負担面積の一覧を表3－3に示す。

表 3－3（1／2）　評価の対象とする竜巻防護扉の選定結果

評価対象の竜巻防護扉	表側鋼板の仕様			カンヌキの本数（本）	カンヌキ1本当たりの表側鋼板の負担面積（m^2）	表側鋼板の最小厚さ（mm）	評価対象	
	幅（mm）	高さ（mm）	面積（m^2）				変形評価	応力評価
非常用ディーゼル発電機（A）室 竜巻防護扉1	955	2090	2.00	4	0.50	[redacted]		
非常用ディーゼル発電機（A）室 竜巻防護扉2	3880	4880	18.93	12	1.58			
非常用ディーゼル発電機（B）室 竜巻防護扉1	945	2070	1.96	4	0.49			
非常用ディーゼル発電機（B）室 竜巻防護扉2	3800	4605	17.50	12	1.46			
非常用ディーゼル発電機（C）室 竜巻防護扉1	955	2090	2.00	4	0.50			
非常用ディーゼル発電機（C）室 竜巻防護扉2	3800	4605	17.50	12	1.46			
可燃性ガス濃度制御系再結合装置室 竜巻防護扉	3800	4905	18.64	12	1.55		○	
非常用電気品室（A） 竜巻防護扉	2800	3100	8.68	4	2.17			○＊1
TB－TC/T8－T9通り 竜巻防護扉	－＊2	－＊2	－＊2	－＊2	－＊2	35		
非常用排風機室（A） 竜巻防護扉	830	1920	1.59	2	0.80	35		
Hx/A非常用（A）排気ルーバ室 竜巻防護扉	825	1955	1.61	4	0.40	[redacted]		
Hx/A非常用（A）給気ルーバ室 竜巻防護扉	825	1955	1.61	4	0.40			

注記＊1 ：カンヌキ１本当たりの表側鋼板の負担面積が最大である原子炉建屋機器搬出入口竜巻防護扉は，気圧差による荷重が扉に作用する際に，カンヌキ受けボルトに荷重が伝わらない構造であることから，応力評価において，カンヌキ受けボルトの評価は，原子炉建屋機器搬出入口竜巻防護扉に次いでカンヌキ１本当たりの表側鋼板の負担面積が大きい非常用電気品室（A）竜巻防護扉を評価対象として実施することとする。

注記＊2 ：カンヌキが無い為評価対象外とした。

表 3－3（2／2）　評価の対象とする竜巻防護扉の選定結果

評価対象の竜巻防護扉	表側鋼板の仕様			カンヌキの本数（本）	カンヌキ1本当たりの表側鋼板の負担面積（m^2）	表側鋼板の最小厚さ（mm）	評価対象	
	幅（mm）	高さ（mm）	面積（m^2）				変形評価	応力評価
計測制御電源盤区域（B）空調機械室 竜巻防護扉	2420	2880	6.97	8	0.87	[redacted]		
MCR・C/B共用給気ルーバ室 竜巻防護扉	875	2135	1.87	4	0.47			
MCR・C/B共用排気ルーバ室 竜巻防護扉	875	2135	1.87	4	0.47			
燃料移送ポンプエリア（A系） 水密扉	1274	2161	2.75	2	1.38	35		
燃料移送ポンプエリア（B系） 水密扉	1274	2161	2.75	2	1.38	35		
燃料移送ポンプエリア（C系） 水密扉	1274	2161	2.75	2	1.38	35		
南側ハッチ室 竜巻防護扉	3550	3250	11.54	8	1.44			
南側階段室 竜巻防護扉	955	2090	2.00	4	0.50			
北側ハッチ室 竜巻防護扉	3690	3240	11.96	8	1.49			
北側階段室 竜巻防護扉	955	200	0.19	4	0.05			
原子炉建屋機器搬出入口 竜巻防護扉	5230	5590	29.24	12	2.44			○＊
南東ハッチ室 竜巻防護扉	5300	3210	17.01	16	1.06			

注記＊：原子炉建屋機器搬出入口竜巻防護扉は，気圧差による荷重が扉に作用する際に，カンヌキ受けボルトに荷重が伝わらない構造であることから，応力評価においてはカンヌキ，カンヌキ受けピンについてのみ評価を行い，カンヌキ受けボルトの評価は行わないこととする。

なお，原子炉建屋機器搬出入口竜巻防護扉について，気圧差による荷重が扉に作用する際に，カンヌキ受けボルトに荷重が伝わらない旨を説明する図として，原子炉建屋機器搬出入口竜巻防護扉のカンヌキの納まりを図 3－2 に示す。



図 3－2　原子炉建屋機器搬出入口竜巻防護扉のカンヌキの納まり

3.3　荷重及び荷重の組合せ

強度評価に用いる荷重及び荷重の組合せは，V-3-別添 1-2「防護対策施設の強度計算の方針」の「2.3　荷重及び荷重の組合せ」を踏まえて設定する。

(1)　荷重の設定

強度評価に用いる荷重は以下の荷重を用いる。荷重の算定に用いる竜巻の特性値を表 3－4 に示す。

表 3－4　荷重の算定に用いる竜巻の特性値

最大風速 V_D (m/s)	移動速度 V_T (m/s)	最大接線風速 V_{Rm} (m/s)	最大気圧低下量 ΔP_{max} (Pa)
92	14	78	6400

a.　風圧力による荷重（W_W）

風圧力による荷重は，下式により算出する。

$$W_W = q \cdot G \cdot C \cdot A_1$$

設計用速度圧 q は，下式により算定する。

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

b.　気圧差による荷重（W_P）

気圧差による荷重は，次式のとおり算出する。

$$W_P = \Delta P_{max} \cdot A_1$$

c.　設計飛来物による衝撃荷重（W_M）

設計飛来物による衝撃荷重（W_M）は，表 3－5 に諸元を示す設計飛来物の衝突に伴う荷重とする。ここで，設計飛来物の衝突方向は，表 3－5 より設計飛来物の飛来速度が大きく衝突断面積あたりの運動エネルギが大きい，水平方向を設定するものとする。また，設計飛来物の材料定数を表 3－6 に示す。

貫通評価においては，考慮する設計飛来物として衝突断面積あたりの運動エネルギが最大となる足場パイプを設定し，足場パイプの衝撃荷重を考慮する。また，評価対象部位に足場パイプが衝突した際に跳ね返らず，貫入する物として評価する。

変形評価においては，考慮する設計飛来物として運動エネルギが最大となる鋼製足場板を設定し，鋼製足場板の衝撃荷重を考慮する。

表 3－5　設計飛来物の諸元

設計飛来物	寸法 長さ×幅×奥行き (m)	質量 (kg)	水平方向の飛来速度 (m/s)	鉛直方向の飛来速度 (m/s)	運動エネルギ (kJ)		衝突断面積あたりの運動エネルギ (kJ/mm^2)	
					水平方向	鉛直方向	水平方向	鉛直方向
足場パイプ	4×0.05×0.05	11	42	38	10	8	0.0279	0.0223
鋼製足場板	4×0.25×0.04	14	55	18	21	3	0.0021	0.0003

表 3－6　設計飛来物の材料定数

設計飛来物	降伏応力 σ_y(MPa)	縦弾性係数E (MPa)	塑性硬化係数 E'(MPa)	ポアソン比
足場パイプ	355	201667	2470	0.3
鋼製足場板	245	201667	1270	0.3

d.　常時作用する荷重（F_d）

常時作用する荷重（F_d）は，部材の自重とする。

(2)　荷重の組合せ

強度評価に用いる荷重の組合せについては，V-3-別添 1-2「防護対策施設の強度計算の方針」の「2.3　荷重及び荷重の組合せ」のとおり，風圧力による荷重，気圧差による荷重，設計飛来物による衝撃荷重及び常時作用する荷重を組み合わせる。

荷重の組合せを表 3－7 に示す。

表 3－7　荷重の組合せ

評価内容	風圧力による荷重 (W_W)	気圧差による荷重 (W_P)	設計飛来物による衝撃荷重 (W_M)	常時作用する荷重 (F_d)	荷重の組合せ
貫通評価	—	—	○	—	W_M
変形評価	○	—	○	○	$W_M+W_W+F_d$
応力評価	—	○	—	—	W_P

3.4　許容限界

竜巻防護扉の許容限界は，Ⅴ-3-別添 1-2「防護対策施設の強度計算の方針」の「5.7 竜巻防護扉の許容限界」にて設定している許容限界を踏まえて ,「3.2　評価対象部位」にて設定した評価対象部位の機能損傷モードを考慮して設定する。

(1)　評価対象部位の材料仕様

竜巻防護扉の材料仕様を表 3－8 及び表 3－9 に示す。

表 3－8　表側鋼板，芯材の材料仕様

評価対象部位	仕様	材質
表側鋼板	PL－□	SUS304
芯材	H－300×150×7×9 H－300×300×10×15	SUS304

表 3－9　カンヌキ部の材料仕様

評価対象部位		仕様	材質
原子炉建屋機器搬出入口 竜巻防護扉	カンヌキ	φ80	SUS304N2
	カンヌキ受けピン	φ50	SUS304N2
非常用電気品室（A） 竜巻防護扉	カンヌキ受けボルト	M16	SCM435

(2)　評価対象部位の材料定数

竜巻防護扉の材料定数を表 3－10 に示す。

表 3－10　材料定数

材質	降伏応力 σ_y (MPa)	縦弾性係数 E (MPa)	塑性硬化係数 E' (MPa)	ポアソン比
SUS304	205	193667	1550	0.3

(3) 許容限界

a. 貫通評価

竜巻防護扉を構成する表側鋼板の最小厚さを貫通評価の許容限界とした。表3－11に設定した許容限界を示す。

表3－11 貫通評価の許容限界

評価対象部位		許容限界 (mm)	材質
非常用ディーゼル発電機（A）室 竜巻防護扉1	表側鋼板	[redacted]	SUS304
非常用ディーゼル発電機（A）室 竜巻防護扉2		[redacted]	
非常用ディーゼル発電機（B）室 竜巻防護扉1		[redacted]	
非常用ディーゼル発電機（B）室 竜巻防護扉2		[redacted]	
非常用ディーゼル発電機（C）室 竜巻防護扉1		[redacted]	
非常用ディーゼル発電機（C）室 竜巻防護扉2		[redacted]	
可燃性ガス濃度制御系再結合装置室 竜巻防護扉		[redacted]	
非常用電気品室（A） 竜巻防護扉		[redacted]	
TB－TC/T8－T9通り 竜巻防護扉		35	
非常用排風機室（A） 竜巻防護扉		35	
Hx/A非常用（A）排気ルーバ室 竜巻防護扉		[redacted]	
Hx/A非常用（A）給気ルーバ室 竜巻防護扉		[redacted]	
計測制御電源盤区域（B）空調機械室 竜巻防護扉		[redacted]	
MCR・C/B共用給気ルーバ室 竜巻防護扉		[redacted]	
MCR・C/B共用排気ルーバ室 竜巻防護扉		[redacted]	
燃料移送ポンプエリア（A系） 水密扉		35	
燃料移送ポンプエリア（B系） 水密扉		35	
燃料移送ポンプエリア（C系） 水密扉		35	
南側ハッチ室 竜巻防護扉		[redacted]	
南側階段室 竜巻防護扉		[redacted]	
北側ハッチ室 竜巻防護扉		[redacted]	
北側階段室 竜巻防護扉		[redacted]	
原子炉建屋機器搬出入口 竜巻防護扉		[redacted]	
南東ハッチ室 竜巻防護扉		[redacted]	

b.　変形評価

設計飛来物が竜巻防護扉の表側鋼板へ直接衝突する場合の変形評価における許容限界は，鋼材の破断ひずみを基本として設定する。破断ひずみについては，Ⅴ-3-別添 1-2「防護対策施設の強度計算の方針」の「5.7(2)　構造強度評価」に示すとおり，ＪＩＳに規定されている伸びの下限値を基に設定するが，「NEI07-13：Methodology for Performing Aircraft Impact Assessments for New Plant Designs」（以下「NEI07-13」という。）においてＴＦ（多軸性係数）を[redacted]とすることが推奨されていることを踏まえ，安全余裕としてＴＦ＝[redacted]を考慮して設定する。

設定した許容限界を表 3－12 に示す。

表 3－12　変形評価の許容限界

評価対象部位		材質	破断ひずみ
竜巻防護扉 （可燃性ガス濃度制御系再結合装置室）	表側鋼板	SUS304	[redacted]
	芯材	SUS304	[redacted]

c. 応力評価

応力評価の許容限界を表 3－13 に示す。評価対象部位の材料仕様は表 3－8 に示すとおりとする。

応力評価におけるカンヌキ部の評価は，ＪＩＳ及び「鋼構造設計規準－許容応力度設計法－」に準じた短期許容応力度を許容限界として設定する。

表 3－13　応力評価の許容限界

評価対象部位		材質	短期許容応力度	
			曲げ・引張 (MPa)	せん断 (MPa)
原子炉建屋機器搬出入口 竜巻防護扉	カンヌキ	SUS304N2	345	199
	カンヌキ受けピン	SUS304N2	345	199
非常用電気品室（A） 竜巻防護扉	カンヌキ受けボルト	SCM435	651	－

3.5　評価方法

竜巻防護扉の強度評価は，Ｖ-3-別添 1-2「防護対策施設の強度計算の方針」の「4.7 竜巻防護扉の評価方針」を踏まえて，衝突評価として貫通評価を実施し，構造強度評価として変形評価及び応力評価を実施する。

(1)　貫通評価

「3.3　荷重及び荷重の組合せ」に記載した通り，貫通評価においては設計飛来物を足場パイプに設定する。ここで，設計飛来物が竜巻防護扉の表側鋼板へ直接衝突する場合の貫通限界厚さを，「タービンミサイル評価について（昭和 52 年 7 月 20 日原子炉安全専門審査会)」で用いられる BRL 式を用いて算出する。

$$T^{\frac{3}{2}}=\frac{0.5\cdot M\cdot V^{2}}{1.4396\times10^{9}\cdot K^{2}\cdot d^{\frac{3}{2}}}$$

(2)　変形評価

「3.3　荷重及び荷重の組合せ」に記載した通り，変形評価においては設計飛来物を鋼製足場板に設定する。ここで，変形評価に用いる評価対象部位に生じるひずみは，解析モデル及び材料の非線形特性を用いた衝突解析により評価する。

a.　解析モデル及び諸元

(a)　竜巻防護扉

竜巻防護扉の解析モデル化の範囲は，想定する荷重の伝達を考慮し，竜巻防護扉を構成する表側鋼板，芯材，扉枠，室内側の扉板とする。各部位はシェル要素でモデル化する。竜巻防護扉の解析モデルの境界条件を表 3－14 に，解析モデル図を図 3－3 に示す。

表 3－14　解析モデルの境界条件

項目		境界条件
竜巻防護扉	扉部材と建屋躯体	Ｙ方向並進拘束
	扉部材とヒンジ	Ｘ，Ｙ，Ｚ方向並進拘束

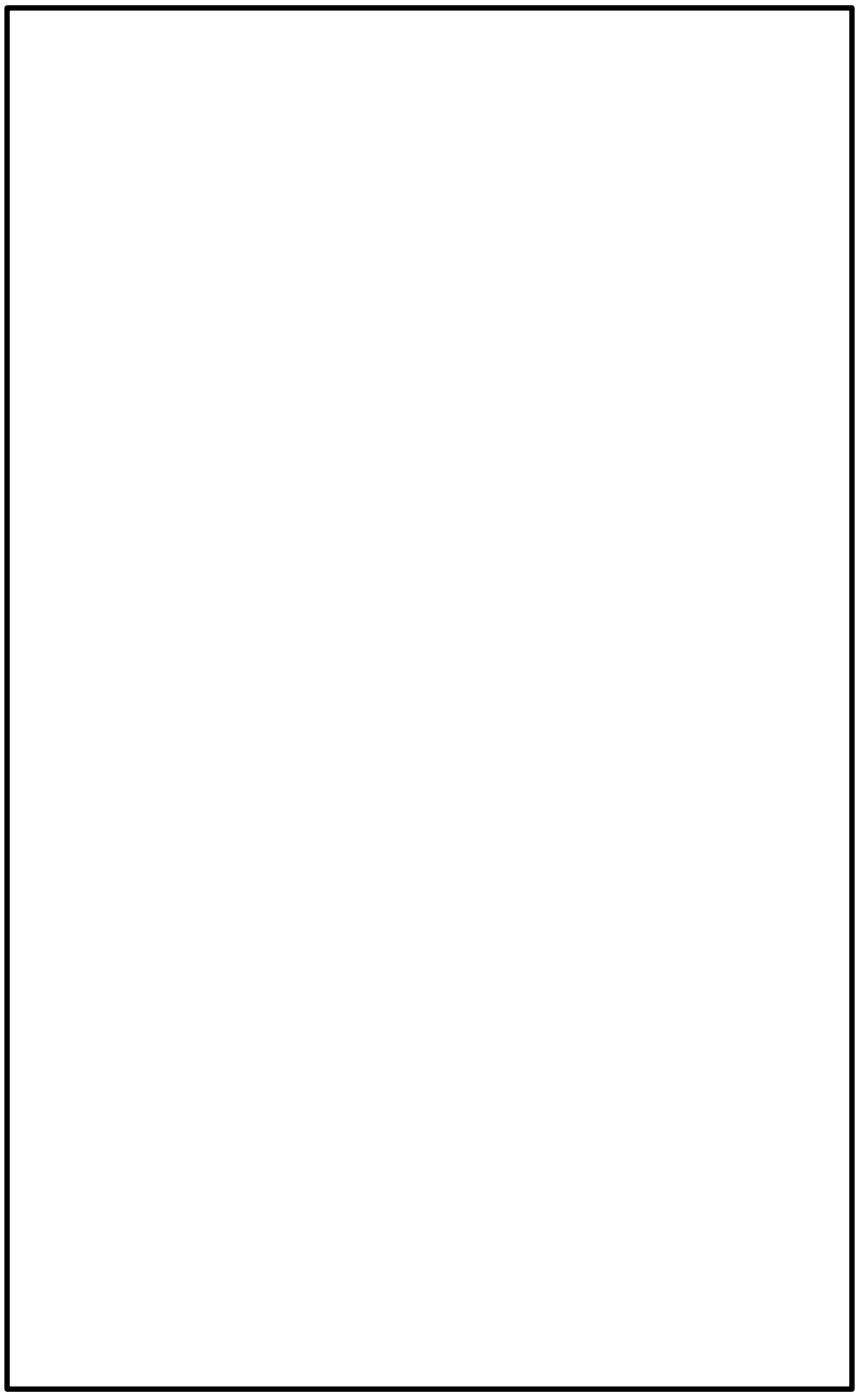
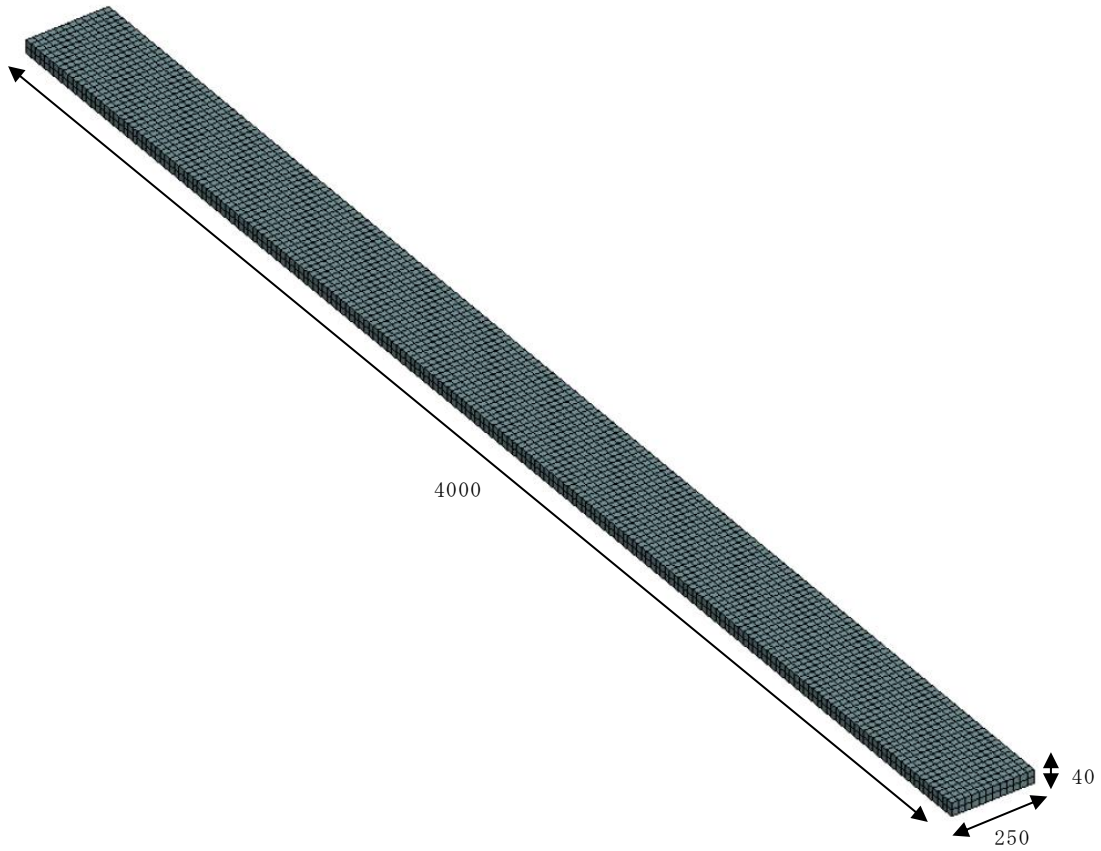


図 3－3　竜巻防護扉の解析モデル図

(b)　設計飛来物

設計飛来物である鋼製足場板は，シェル要素でモデル化する。

設計飛来物の解析モデル図を図 3－4 に示す。



（単位：mm）

図 3－4　設計飛来物の解析モデル図

b.　解析コード

衝突解析には，解析コード「ＬＳ－ＤＹＮＡ」を用いる。解析コードの検証及び妥当性確認等の概要については，別紙「計算機プログラム（解析コード）の概要」に示す。

c.　使用材料

竜巻防護扉に使用する鋼材の仕様については，「3.4(1)　評価対象部位の材料仕様」に示すとおり設定する。

d.　材料定数

竜巻防護扉に使用する鋼材の材料定数については，「3.4(2)　評価対象部位の材料定数」に示すとおり設定する。

e.　材料の非線形特性

(a)　材料の応力－ひずみ関係

竜巻防護扉の材料モデルでは，鋼材の破断ひずみを設定し，破断ひずみを超えた要素が荷重を負担しないことを考慮する。

材料の応力－ひずみ関係はバイリニア型とし，降伏後の塑性硬化係数（2 次勾配Ｅ’）は，表 3－10 に示す値とする。

材料に適用する応力－ひずみ関係の概念図を図 3－5 に示す。

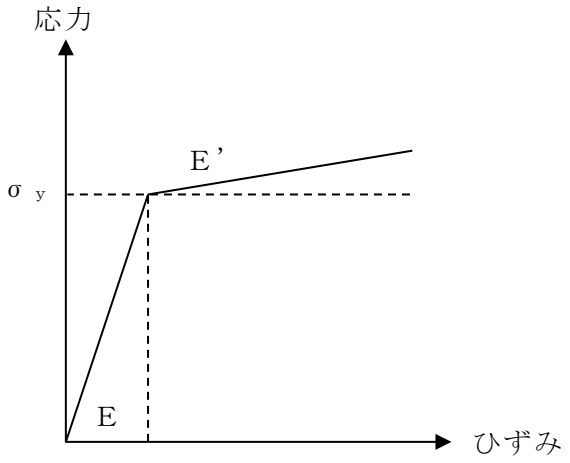


図 3－5　応力－ひずみ関係の概念図

(b)　ひずみ速度効果

竜巻による設計飛来物に対する解析は，衝撃問題で変形速度が大きいため，ひずみ速度効果を考慮することとし，以下に示すCowper－Symondsの式を適用する。

$$\sigma_D = \sigma_S \cdot \left(1+\left(\frac{\dot{\varepsilon}}{C}\right)^{\frac{1}{P}}\right)$$

ここで，σ_Dは動的応力，σ_Sは静的応力，$\dot{\varepsilon}$はひずみ速度，Ｃ及びＰはひずみ速度依存性パラメータを表す。

ひずみ速度依存性パラメータを表3－15に示す。

表3－15　ひずみ速度依存性パラメータ

	鋼製足場板	竜巻防護扉	
		表側鋼板	芯材
材料	SS400	SUS304	SUS304
C（s^{-1}）			
P			

(c)　破断ひずみ

破断ひずみは，ＪＩＳに規定されている伸びの下限値を基に設定する。また，「NEI07-13」においてＴＦ（多軸性係数）を□とすることが推奨されていることを踏まえ，安全余裕としてＴＦ=□を考慮する。ＴＦについては，竜巻防護扉のみ□とする。鋼製足場板は保守的に破断ひずみを超えても荷重を負担するものとする。

材料モデルにおける破断ひずみを表3－16に示す。

表3－16　材料モデルにおける破断ひずみ

種別	材質	ＪＩＳ規格値（下限値）	ＴＦ	破断ひずみ
表側鋼板	SUS304	0.4		
芯材	SUS304	0.4		

(3)　応力評価

気圧差による荷重（W_P）によりカンヌキ部に発生する応力度を算出し，許容限界を超えないことを確認する。

a.　カンヌキ部に生じる荷重

カンヌキ部に生じる荷重は気圧差による荷重（W_P）をカンヌキ部で負担した場合に発生する反力Ｒから算定する。

カンヌキ部に生じる荷重を図 3－6 に示す。

$$W_P = \Delta P_{max} \cdot A_1$$

$$R = \frac{W_P}{n}$$

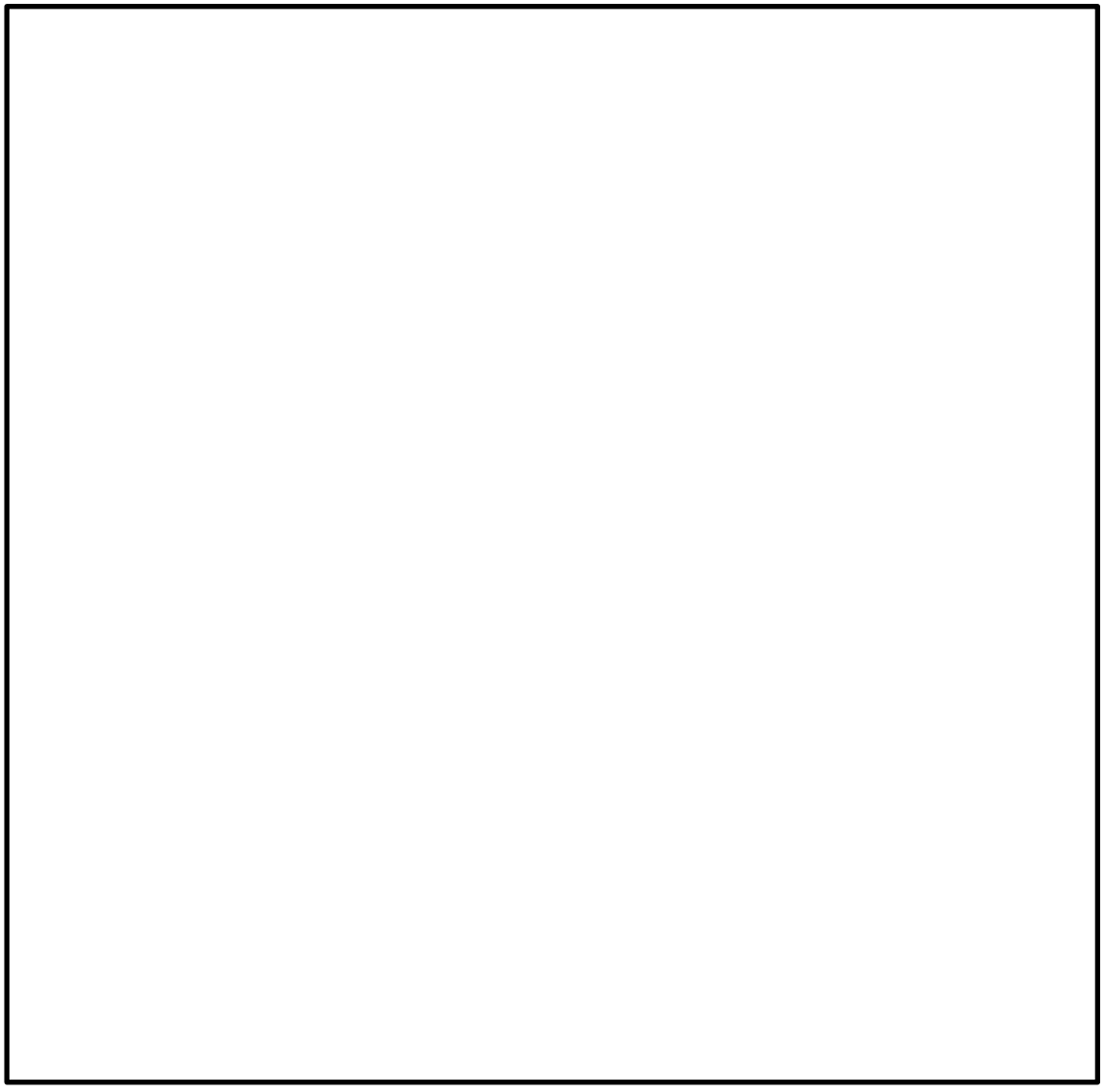


図 3－6　カンヌキ部に生じる荷重

(a)　カンヌキ

カンヌキ部の詳細図及びカンヌキの評価に用いるモデルの概念図を図 3－7 に示す。カンヌキに生じる曲げモーメントM_k及びせん断力Q_kは次式により算定する。

$M_k = R \cdot L$

$Q_k = R$

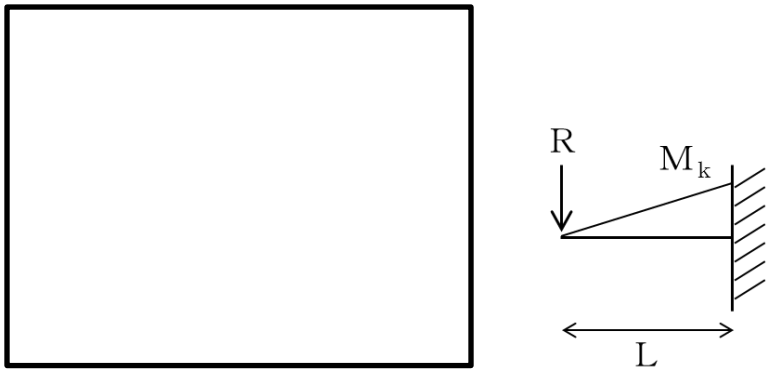


図 3－7　カンヌキ部の詳細図及びモデルの概念図（A 部）

(b)　カンヌキ受けピン

カンヌキ受けピン及びカンヌキ受けボルトの詳細図及びカンヌキ受けピンの評価に用いるモデルの概念図を図 3－8 に示す。カンヌキ受けピンに生じる曲げモーメントM_P及びせん断力Q_Pは次式により算定する。

$$M_P = \frac{R \cdot L_P}{4}$$

$$Q_P = \frac{R}{2}$$

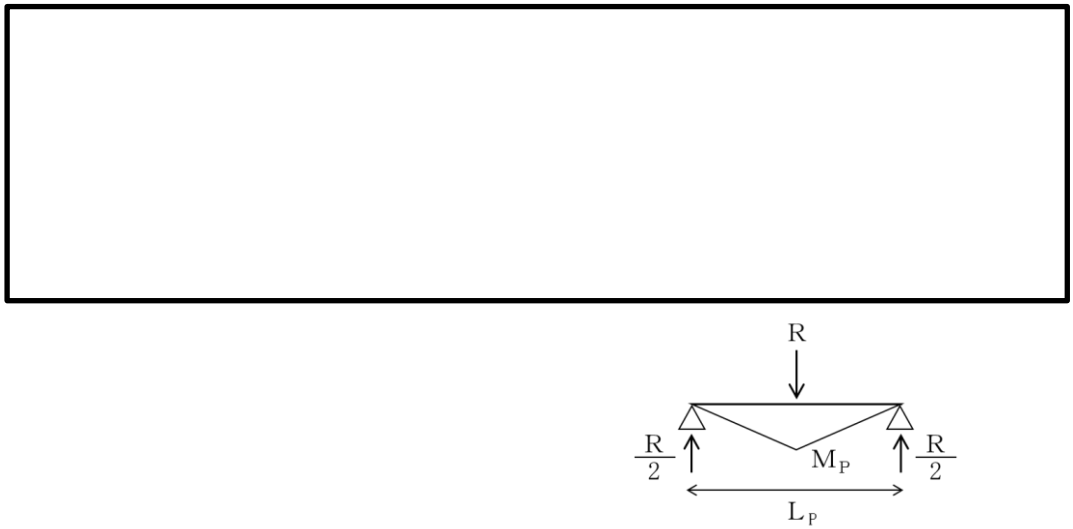


図 3－8　カンヌキ受けピン及びカンヌキ受けボルトの詳細図及びモデルの概念図

(c)　カンヌキ受けボルト

カンヌキ受けボルト１本当たりに生じる引張力Ｔは以下のとおり。

$$T = \frac{R}{n_b}$$

b.　断面検定

カンヌキ部に生じる応力度が許容限界以下であることを確認する。カンヌキ部の許容限界は表 3－12 のとおり。

(a)　カンヌキ１本あたりに生じる曲げ応力度

$$\sigma_b = \frac{R \cdot L}{Z}$$

カンヌキ１本あたりに生じるせん断応力度

$$\tau = \frac{R}{A_2}$$

(b)　カンヌキ受けピン１本あたりに生じる曲げ応力度

$$\sigma_b = \frac{R \cdot L_P}{4 \cdot Z}$$

カンヌキ受けピン１本あたりに生じるせん断応力度

$$\tau = \frac{R}{2 \cdot A_3}$$

(c)　カンヌキ受けボルト１本あたりに生じる引張応力度

$$\sigma_T = \frac{R}{n_b \cdot A_4}$$

4. 評価条件

4.1 貫通評価

貫通評価において，表側鋼板の貫通評価式に用いる評価条件を表 4－1 に示す。

表 4－1 表側鋼板の貫通評価に用いる評価条件

評価条件		数値
d (m)		0.021
K		1.0
M(kg)		11
V(m/s)	水平方向	42

4.2　変形評価

竜巻防護扉の変形評価は，図 3－1 に示す竜巻防護扉の最大変形が生じると想定される表側鋼板中央部に衝突するケースを設定する。

解析ケースを表 4－2 表及び図 4－1 に示す。

表 4－2　解析ケース（変形評価）

評価箇所	衝突箇所	設計飛来物の衝突方向	対象部材
竜巻防護扉	表側鋼板	水平	PL－□ H－300×150×7×9 H－300×300×10×15

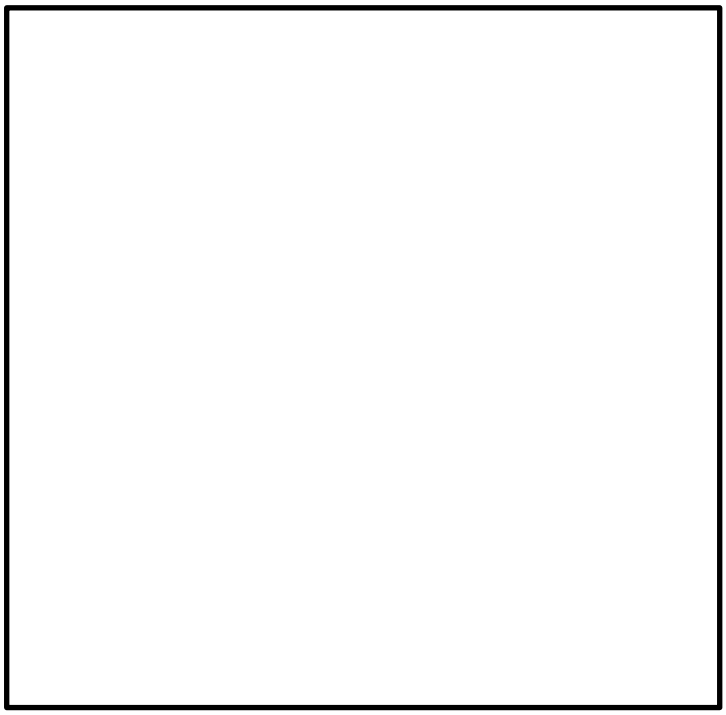


図 4－1　解析ケース（変形評価）

4.3　応力評価

竜巻防護扉の応力評価に用いる条件を表 4－3，表 4－4 に示す。

表 4－3　応力評価に用いる評価条件（原子炉建屋機器搬出入口竜巻防護扉）

記号	定義		数値	単位
A_1	表側鋼板の受圧面積		29.3	m^2
A_2	カンヌキの断面積		5027	mm^2
A_3	カンヌキ受けピンの断面積		1964	mm^2
L	カンヌキと扉枠の距離		114.5	mm
L_P	カンヌキ受けピンの軸支持間距離		131	mm
n	カンヌキの本数		12	本
R	カンヌキ1本あたりに生じる荷重		15593	N
w_P	気圧差による等分布荷重（ΔP_{max}）		6400	N/m^2
W_P	気圧差による荷重（$\Delta P_{max} \times A_1$）		187109	N
Z	断面係数	カンヌキ	50266	mm^3
		カンヌキ受けピン	12272	mm^3

表 4－4　応力評価に用いる評価条件（非常用電気品室（A）竜巻防護扉）

記号	定義	数値	単位
A_1	表側鋼板の受圧面積	8.68	m^2
A_4	カンヌキ受けボルトの断面積	157	mm^2
n	カンヌキの本数	4	本
n_b	カンヌキ受けボルトの本数	2	本
R	カンヌキ1本あたりに生じる荷重	13888	N
w_P	気圧差による等分布荷重（ΔP_{max}）	6400	N/m^2
W_P	気圧差による荷重（$\Delta P_{max} \times A_1$）	55552	N

5. 強度評価結果

5.1 貫通評価

竜巻発生時の竜巻防護扉の表側鋼板の貫通限界厚さを表5－1に示す。

表5－1 貫通限界厚さ

評価対象部位		貫通限界厚さ(mm)
竜巻防護扉	表側鋼板	17

竜巻防護扉の貫通評価結果として,貫通限界厚さと許容限界の比較を表5－2に示す。

竜巻防護扉の評価対象部位の許容限界が，設計飛来物による貫通を生じない貫通限界厚さを上回ることを確認した。

表 5－2　貫通評価結果

評価対象の竜巻防護扉		評価結果 (mm)	許容限界 (mm)
非常用ディーゼル発電機（A）室 竜巻防護扉1	表側鋼板	17	[redacted]
非常用ディーゼル発電機（A）室 竜巻防護扉2		17	
非常用ディーゼル発電機（B）室 竜巻防護扉1		17	
非常用ディーゼル発電機（B）室 竜巻防護扉2		17	
非常用ディーゼル発電機（C）室 竜巻防護扉1		17	
非常用ディーゼル発電機（C）室 竜巻防護扉2		17	
可燃性ガス濃度制御系再結合装置室 竜巻防護扉		17	
非常用電気品室（A） 竜巻防護扉		17	
TB－TC/T8－T9通り 竜巻防護扉		17	35
非常用排風機室（A） 竜巻防護扉		17	35
Hx/A非常用（A）排気ルーバ室 竜巻防護扉		17	[redacted]
Hx/A非常用（A）給気ルーバ室 竜巻防護扉		17	
計測制御電源盤区域（B）空調機械室 竜巻防護扉		17	
MCR・C/B共用給気ルーバ室 竜巻防護扉		17	
MCR・C/B共用排気ルーバ室 竜巻防護扉		17	
燃料移送ポンプエリア（A系） 水密扉		17	35
燃料移送ポンプエリア（B系） 水密扉		17	35
燃料移送ポンプエリア（C系） 水密扉		17	35
南側ハッチ室 竜巻防護扉		17	[redacted]
南側階段室 竜巻防護扉		17	
北側ハッチ室 竜巻防護扉		17	
北側階段室 竜巻防護扉		17	
原子炉建屋機器搬出入口 竜巻防護扉		17	
南東ハッチ室 竜巻防護扉		17	

5.2　変形評価

評価結果を表 5－3 並びに図 5－1 及び図 5－2 に示す。

竜巻防護扉に生じるひずみが許容限界を超えない。

表 5－3　評価結果

評価対象部位		評価結果	許容限界
竜巻防護扉 （可燃性ガス濃度制御系再結合装置室）	表側鋼板	0	0.2
	芯材	0	0.2

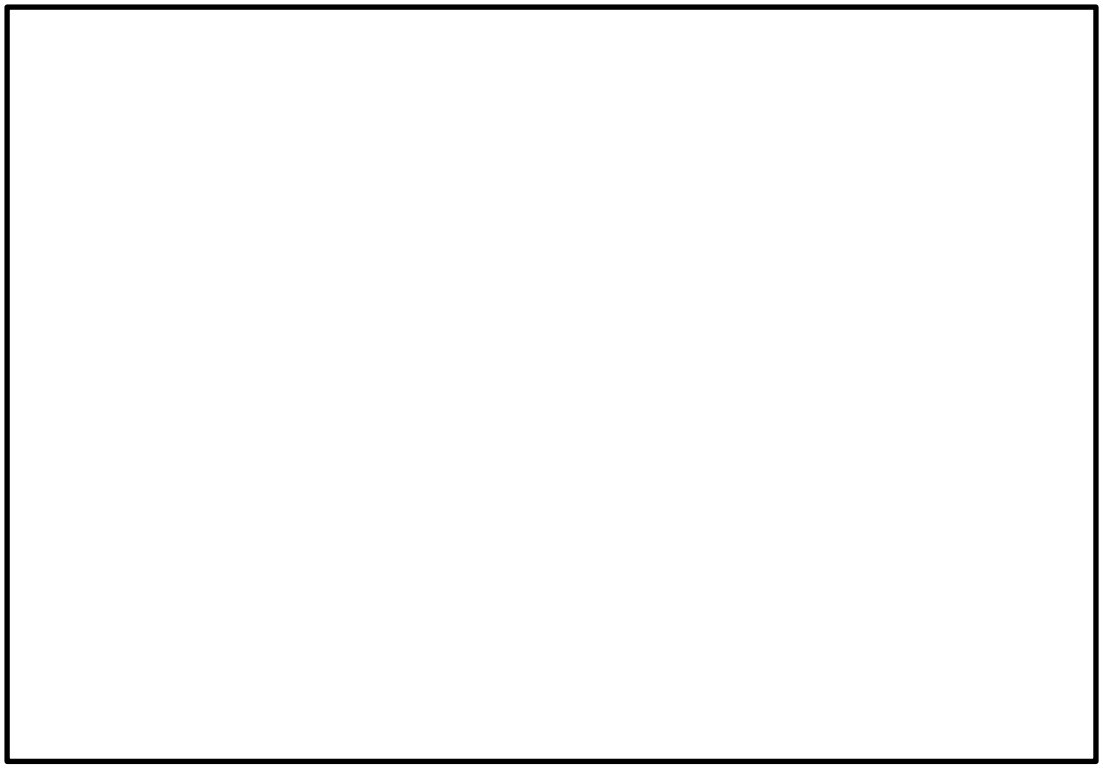


図 5－1　表側鋼板のひずみ分布図

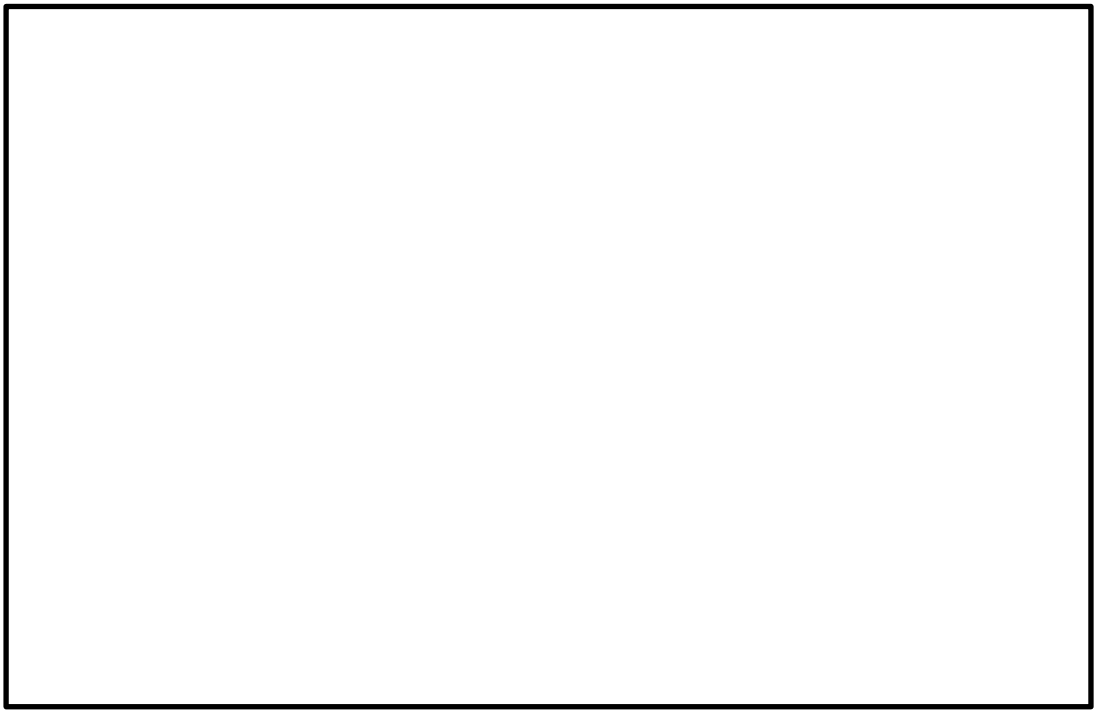


図 5－2　芯材のひずみ分布図

5.3　応力評価

評価結果を表 5－4 に示す。

竜巻防護扉のカンヌキ部に生じる応力度は，許容限界を超えない。

表 5－4　評価結果

（単位：MPa）

評価対象の竜巻防護扉		評価結果		許容限界
		項目	数値	
原子炉建屋機器搬出入口 竜巻防護扉	カンヌキ	曲げ応力度	35.6	345
		せん断応力度	3.11	199
	カンヌキ受けピン	曲げ応力度	41.7	345
		せん断応力度	3.98	199
非常用電気品室（A） 竜巻防護扉	カンヌキ受けボルト	引張応力度	44.3	651

Ⅴ-3-別添 1-5　竜巻より防護すべき施設を内包する施設の強度計算書

目　　次

1.　概要 ····· 1
2.　基本方針 ····· 2
2.1　位置 ····· 2
2.2　構造概要 ····· 3
2.3　評価方針 ····· 9
2.4　適用規格 ····· 12
3.　強度評価方法 ····· 13
3.1　記号の定義 ····· 13
3.2　評価対象部位 ····· 16
3.3　荷重及び荷重の組合せ ····· 18
3.4　許容限界 ····· 21
3.4.1　貫通評価 ····· 21
3.4.2　裏面剥離評価 ····· 22
3.4.3　変形評価 ····· 23
3.5　評価方法 ····· 23
3.5.1　貫通評価 ····· 24
3.5.2　裏面剥離評価 ····· 33
3.5.3　変形評価 ····· 34
4.　評価条件 ····· 45
4.1　貫通評価 ····· 45
4.1.1　式による評価 ····· 45
4.1.2　屋根スラブに対する衝突解析 ····· 45
4.2　裏面剥離評価 ····· 47
4.2.1　式による評価 ····· 47
4.2.2　屋根スラブに対する衝突解析 ····· 47
4.3　変形評価 ····· 47
4.3.1　耐震壁及び鉄骨架構 ····· 47
4.3.2　屋根スラブ ····· 51
5.　強度評価結果 ····· 53
5.1　貫通評価 ····· 53
5.2　裏面剥離評価 ····· 56
5.3　変形評価 ····· 57

5.3.1　耐震壁及び鉄骨架構 ····· 57
5.3.2　屋根スラブ ····· 58

1. 概要

本資料は，Ⅴ-3-別添 1-1「竜巻への配慮が必要な施設の強度計算の方針」に示すとおり，竜巻より防護すべき施設を内包する施設である原子炉建屋，タービン建屋海水熱交換器区域，コントロール建屋，廃棄物処理建屋が，設計竜巻による設計飛来物の衝突に加え，風圧力による荷重及び気圧差による荷重に対し，竜巻時及び竜巻通過後においても，竜巻より防護すべき施設の安全機能を損なわないよう，内包する竜巻より防護すべき施設に設計飛来物が衝突することを防止する機能を有すること及び竜巻より防護すべき施設に必要な機能を損なわないことを確認するものである。

2.　基本方針

Ⅴ-3-別添 1-1「竜巻への配慮が必要な施設の強度計算の方針」を踏まえ，各施設の「2.1 位置」，「2.2　構造概要」，「2.3　評価方針」及び「2.4　適用規格」を示す。

2.1　位置

原子炉建屋，タービン建屋，コントロール建屋，廃棄物処理建屋の設置位置を図 2－1 に示す。

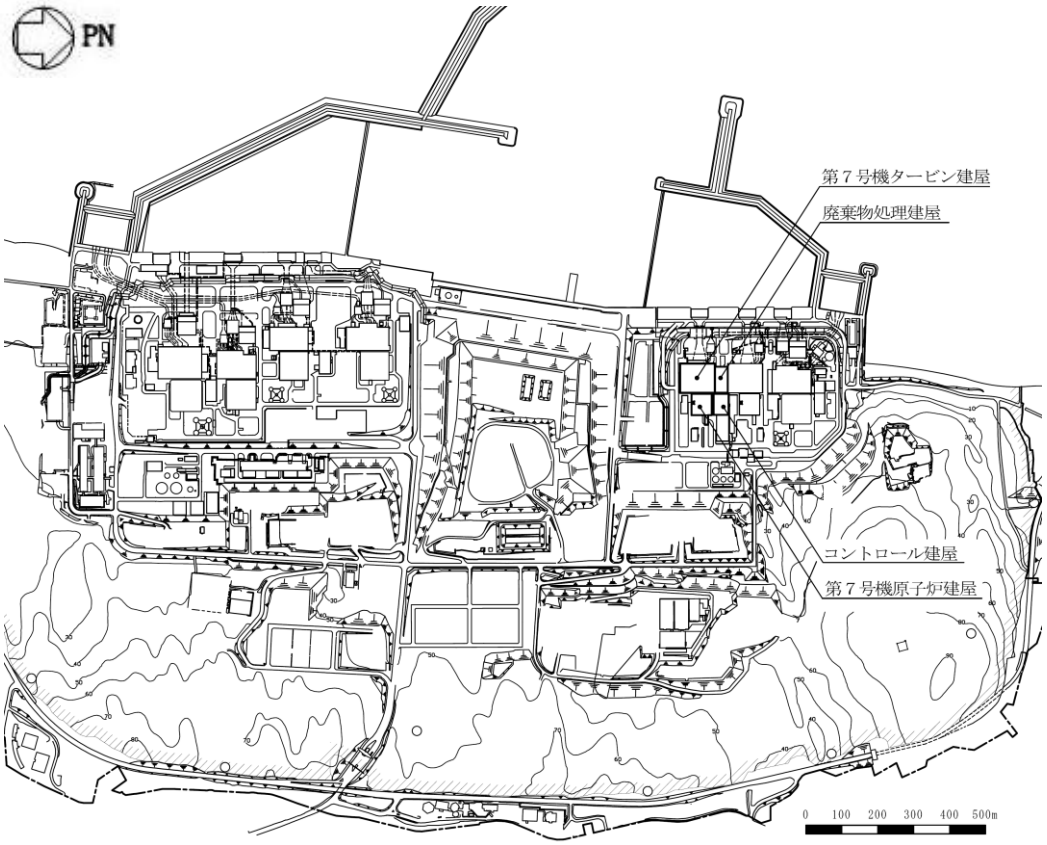


図 2－1　建屋の位置図

2.2　構造概要

各施設の構造は，V-3-別添 1-1「竜巻への配慮が必要な施設の強度計算の方針」の「3.2　機能維持の方針」に示す構造計画とする。

各施設は，主体構造が鉄筋コンクリート造であり，一部鉄骨鉄筋コンクリート造，または一部鉄骨造を有する構造である。

各施設の概略平面図を図 2－2～図 2－5 に示す。

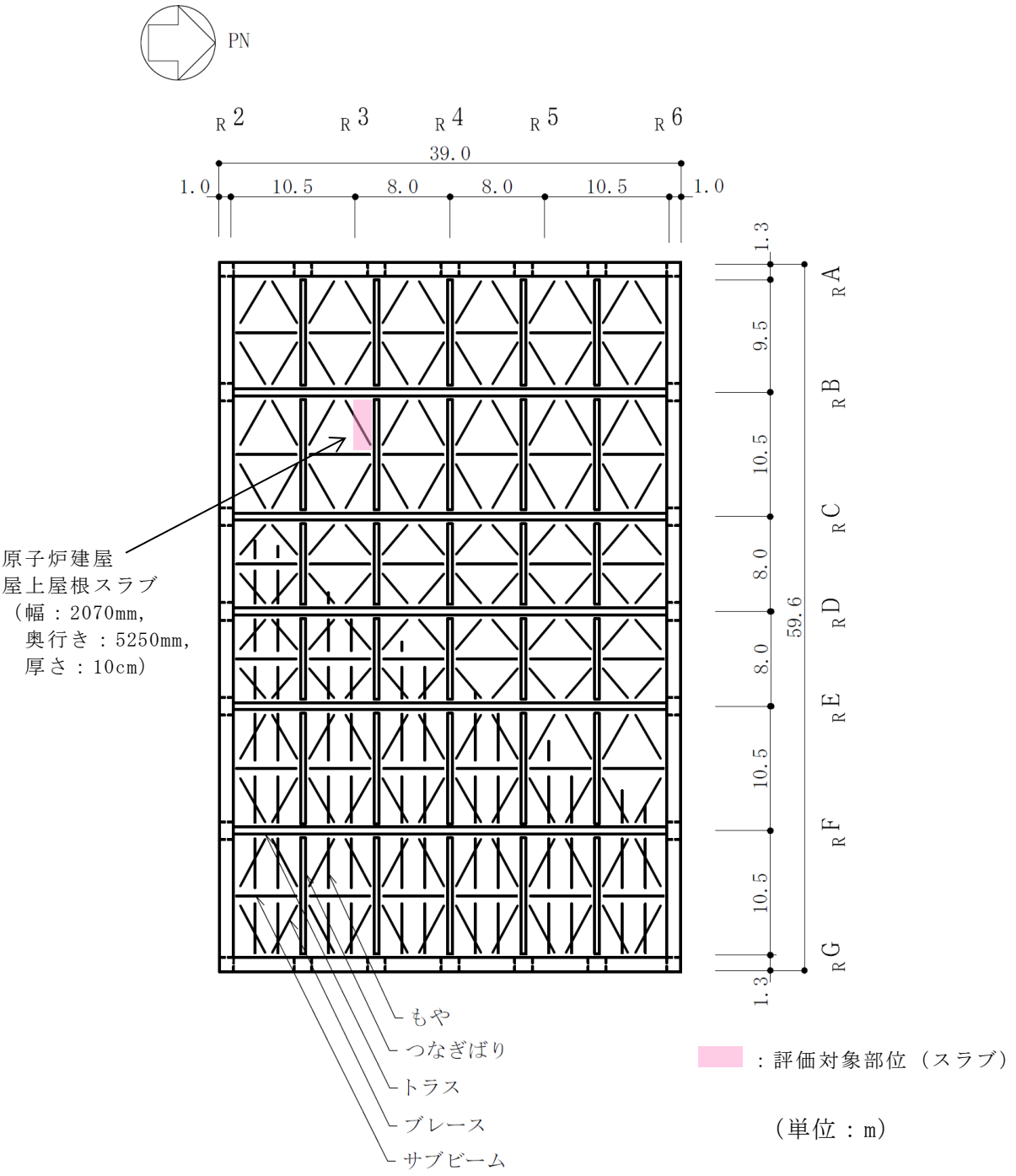


図 2－2　原子炉建屋の概略平面図（T.M.S.L. 49.7m）（1/2）

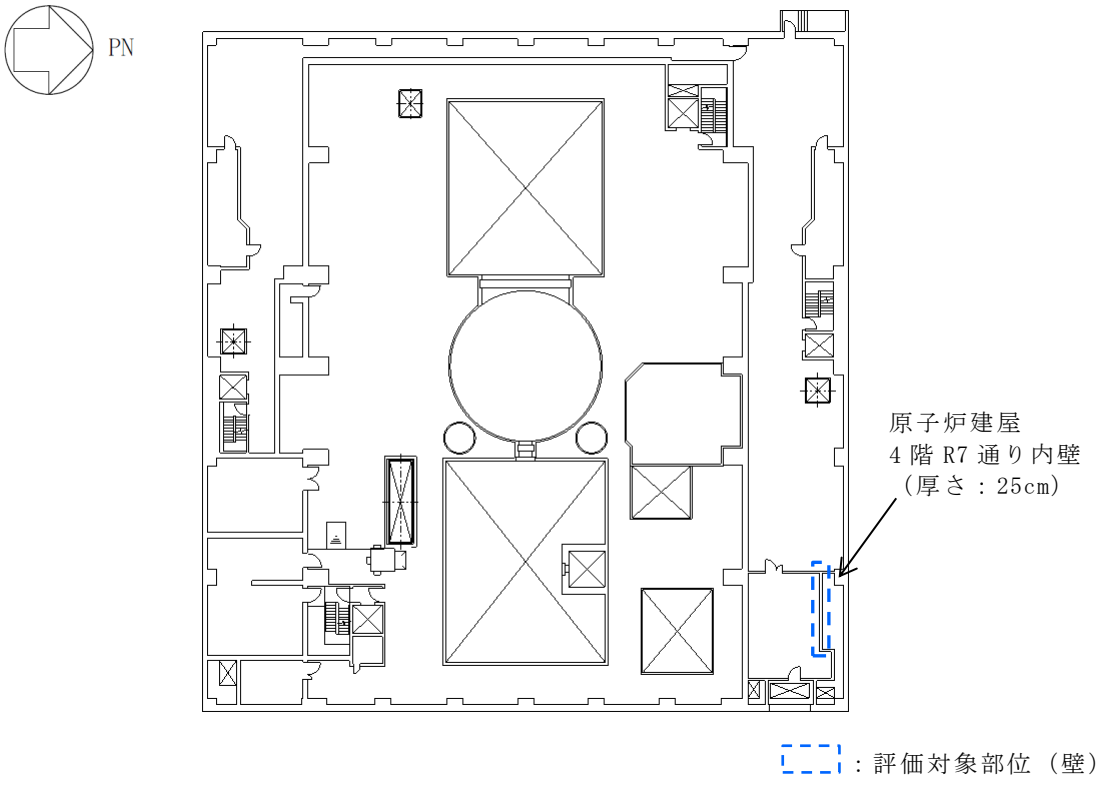


図 2－2　原子炉建屋の概略平面図（T.M.S.L.　31.7m）（2/2）

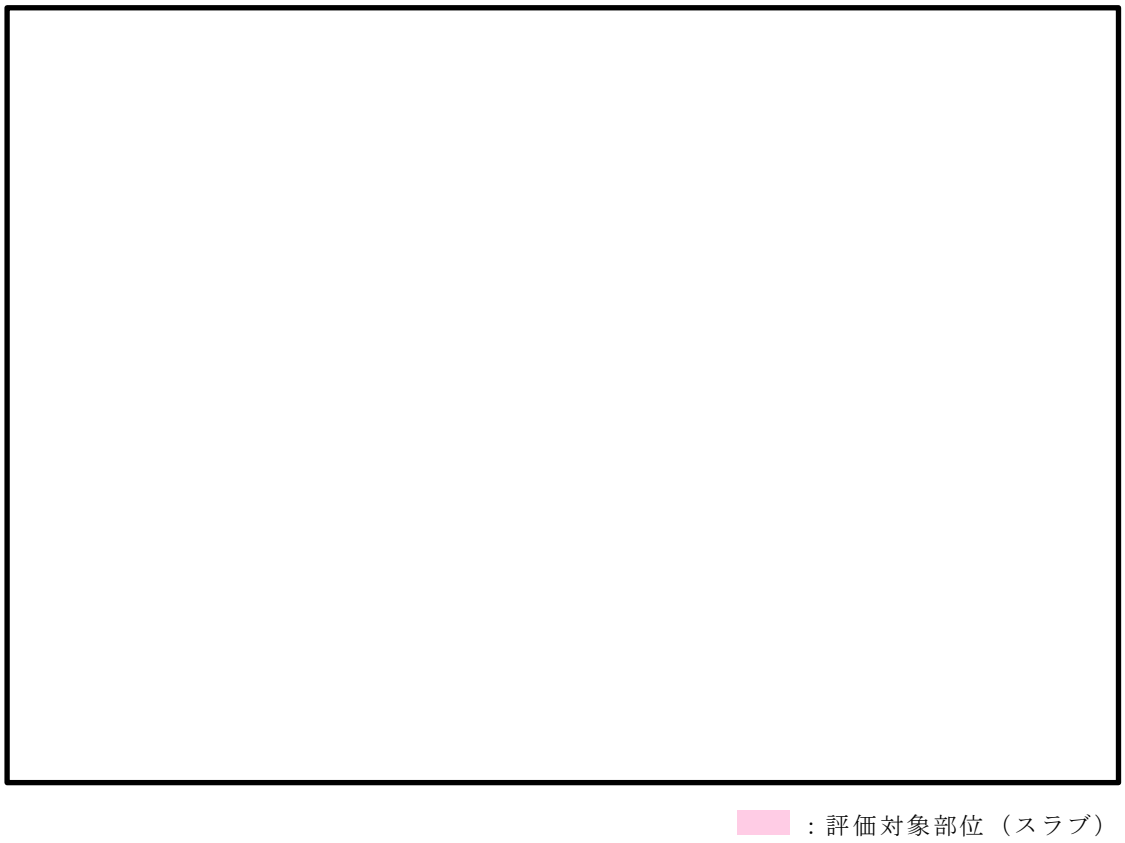
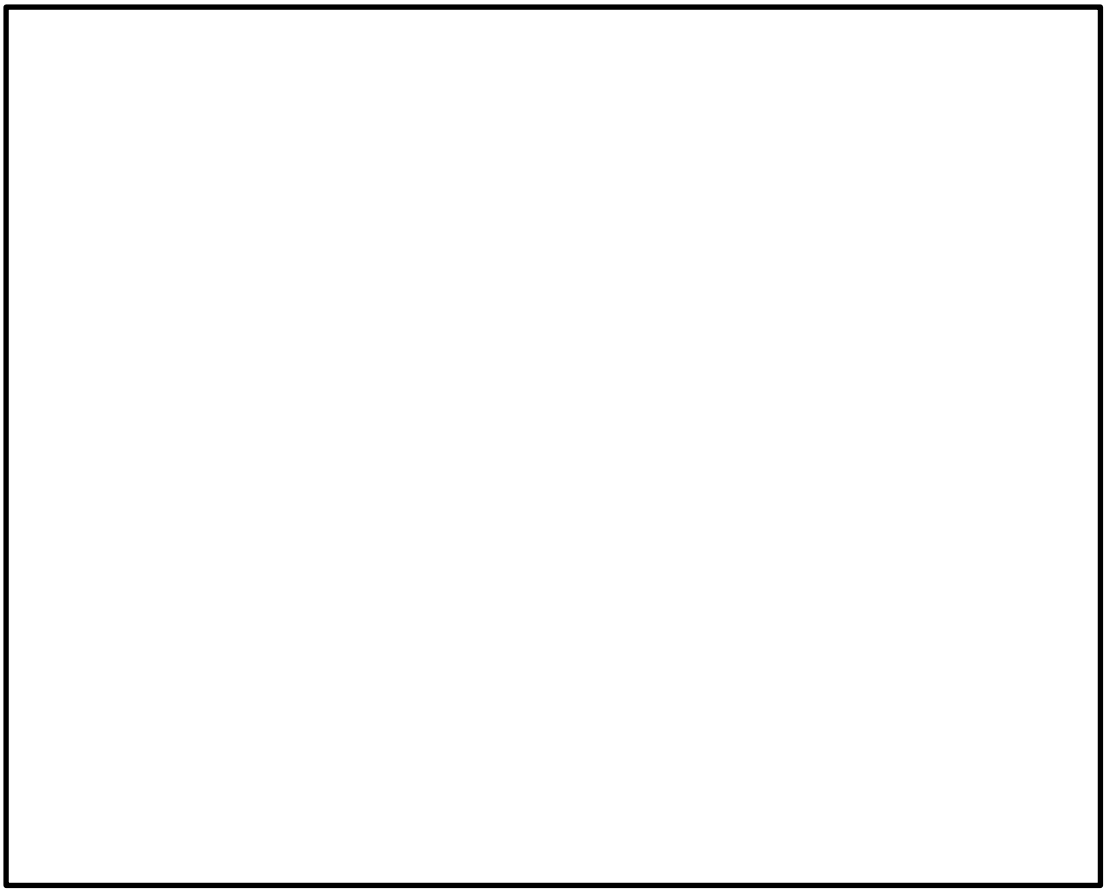
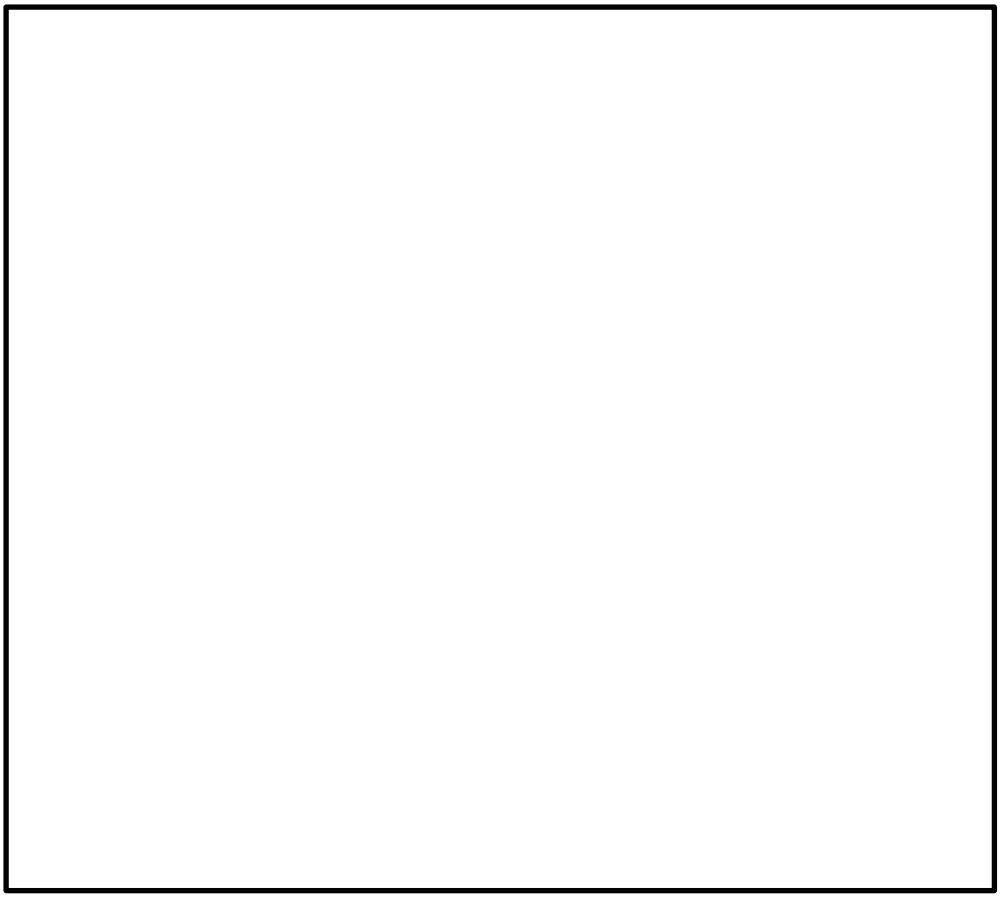


図 2－3　タービン建屋の概略平面図（T.M.S.L.　38.6m）（1/2）



：評価対象部位（壁）

図 2－3　タービン建屋の概略平面図（T.M.S.L. 12.3m）（2/2）



：評価対象部位（スラブ）
：評価対象部位（壁）

図 2－4　コントロール建屋の概略平面図（T.M.S.L. 24.1m）

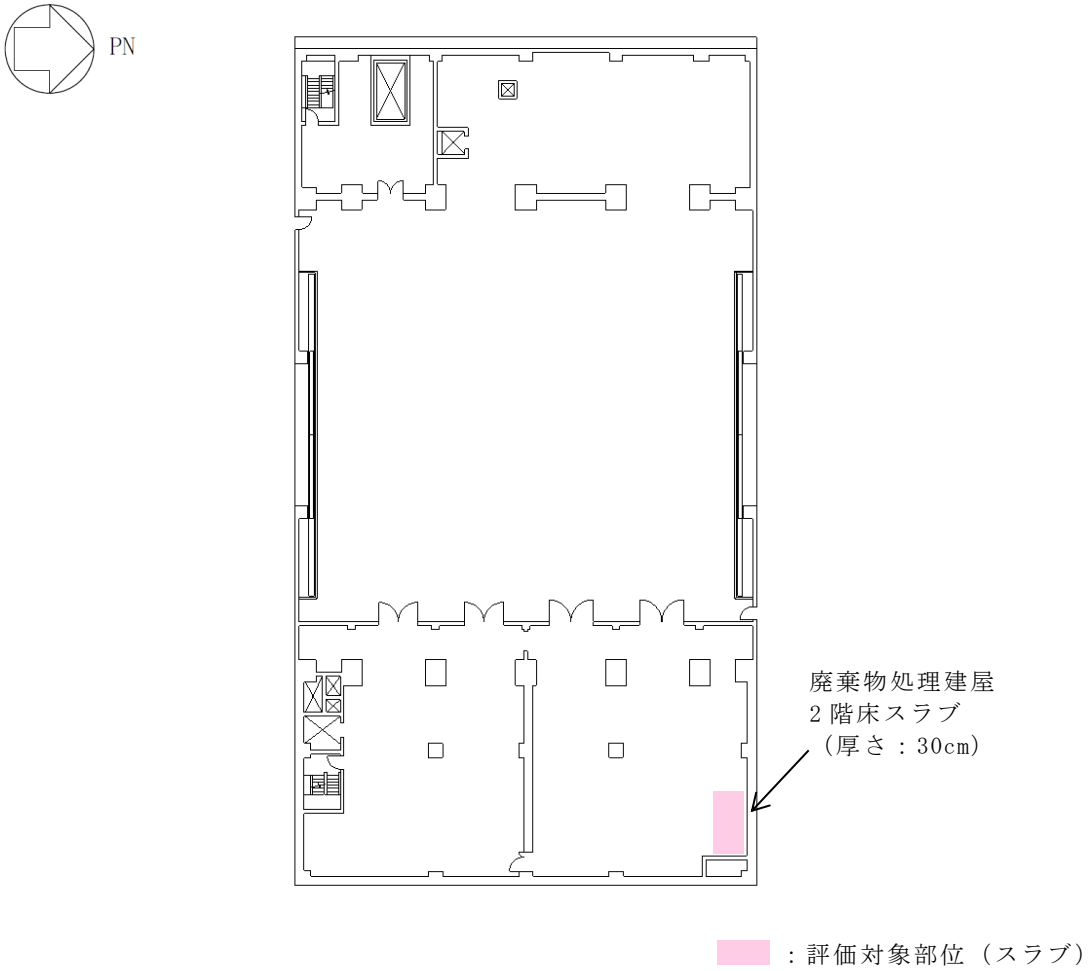
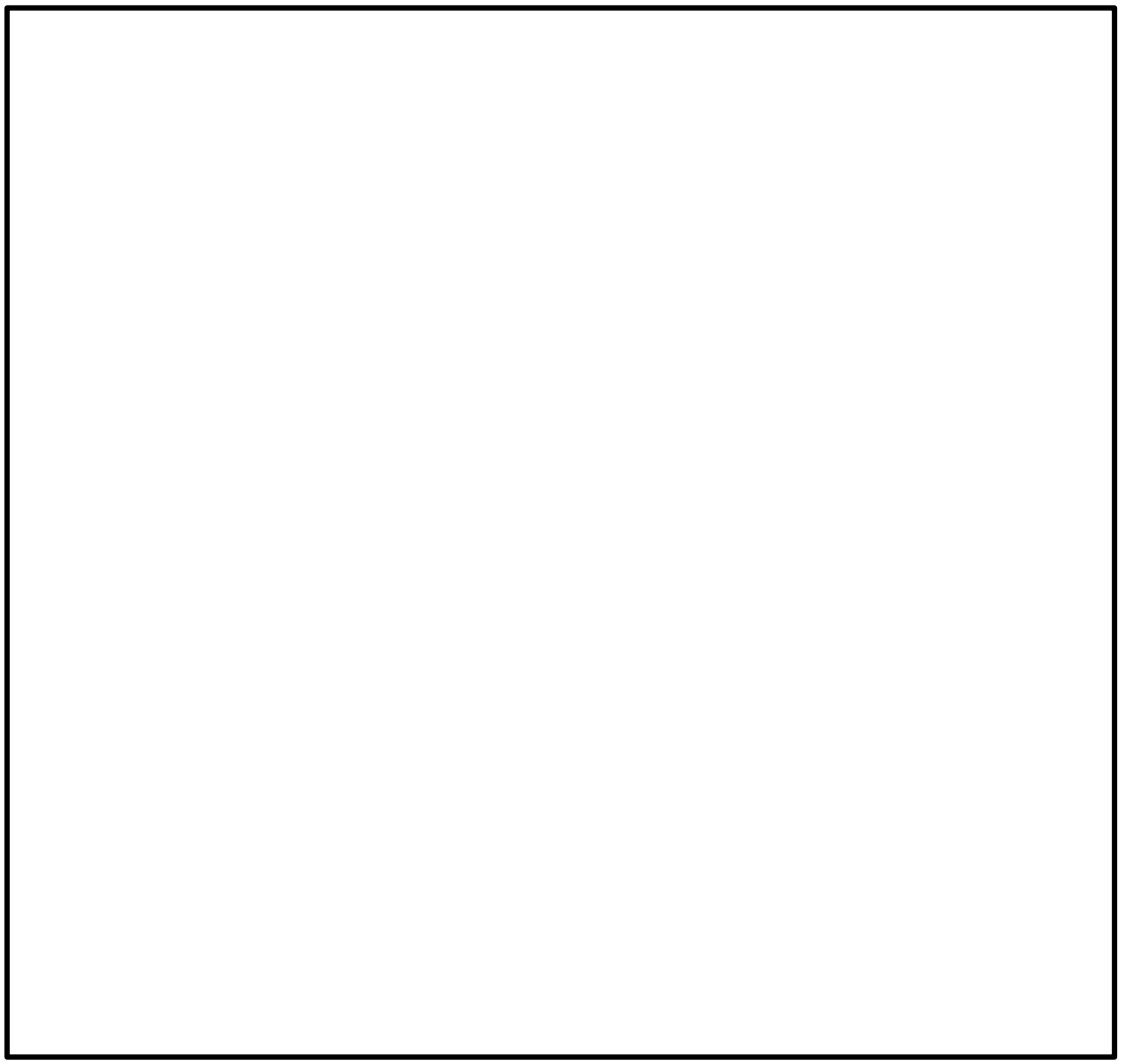


図 2－5　廃棄物処理建屋の概略平面図（T.M.S.L. 20.4m）(1/2)



：評価対象部位（壁）

図 2－5　廃棄物処理建屋の概略平面図（T.M.S.L. 12.3m）（2/2）

2.3　評価方針

各施設の強度評価は，Ⅴ-3-別添 1-1「竜巻への配慮が必要な施設の強度計算の方針」の「4.1　荷重及び荷重の組合せ」及び「4.2　許容限界」を踏まえ，竜巻より防護すべき施設が安全機能を損なわないことを，「3.　強度評価方法」に示す方法により，「4.評価条件」に示す評価条件を用いて計算し，「5.　強度評価結果」にて確認する。

各施設の強度評価においては，その構造を踏まえ，設計竜巻荷重とこれに組み合わせる荷重（以下「設計荷重」という。）の作用方向及び伝達過程を考慮し，評価対象部位を設定する。

具体的には，設計飛来物が竜巻より防護すべき施設に衝突する直接的な影響の評価として，施設の外殻を構成する部材に対する衝突評価を行う。また設計飛来物が竜巻より防護すべき施設に衝突もしくは接触する波及的な影響の構造強度評価として，施設の外殻を構成する部材の裏面剥離による飛散の影響評価及び施設の外殻を構成する部材の転倒及び脱落並びに施設の変形の影響評価を行う。

各施設の強度評価フローを図 2－6 に示す。

(1)　衝突評価

設計荷重に対し，設計飛来物が施設の外殻を構成する部材を貫通しない設計とするために，竜巻より防護すべき施設を内包する施設の外殻を構成する部材である建屋の外壁及び屋根スラブが，設計飛来物の貫通を生じない最小厚さ以上であることを計算により確認する。

評価には，「NEI07-13:Methodology for Performing Aircraft Impact Assessments for New Plant Designs」（以下「NEI07-13」という。）及び「タービンミサイル評価について（昭和 52 年 7 月 20 日原子炉安全専門審査会）」で用いられている式を準用し，Ⅴ-3-別添 1-1「竜巻への配慮が必要な施設の強度計算の方針」の「5.　強度評価方法」に示す評価式を用いる。

なお，施設の外殻を構成する部材のうち，設計飛来物の貫通を生じない最小厚さ以上であることの確認が出来ない屋根スラブにおいては，当該部材に終局状態に至るようなひずみを生じないことを解析により確認する。（以下「貫通評価」という。）

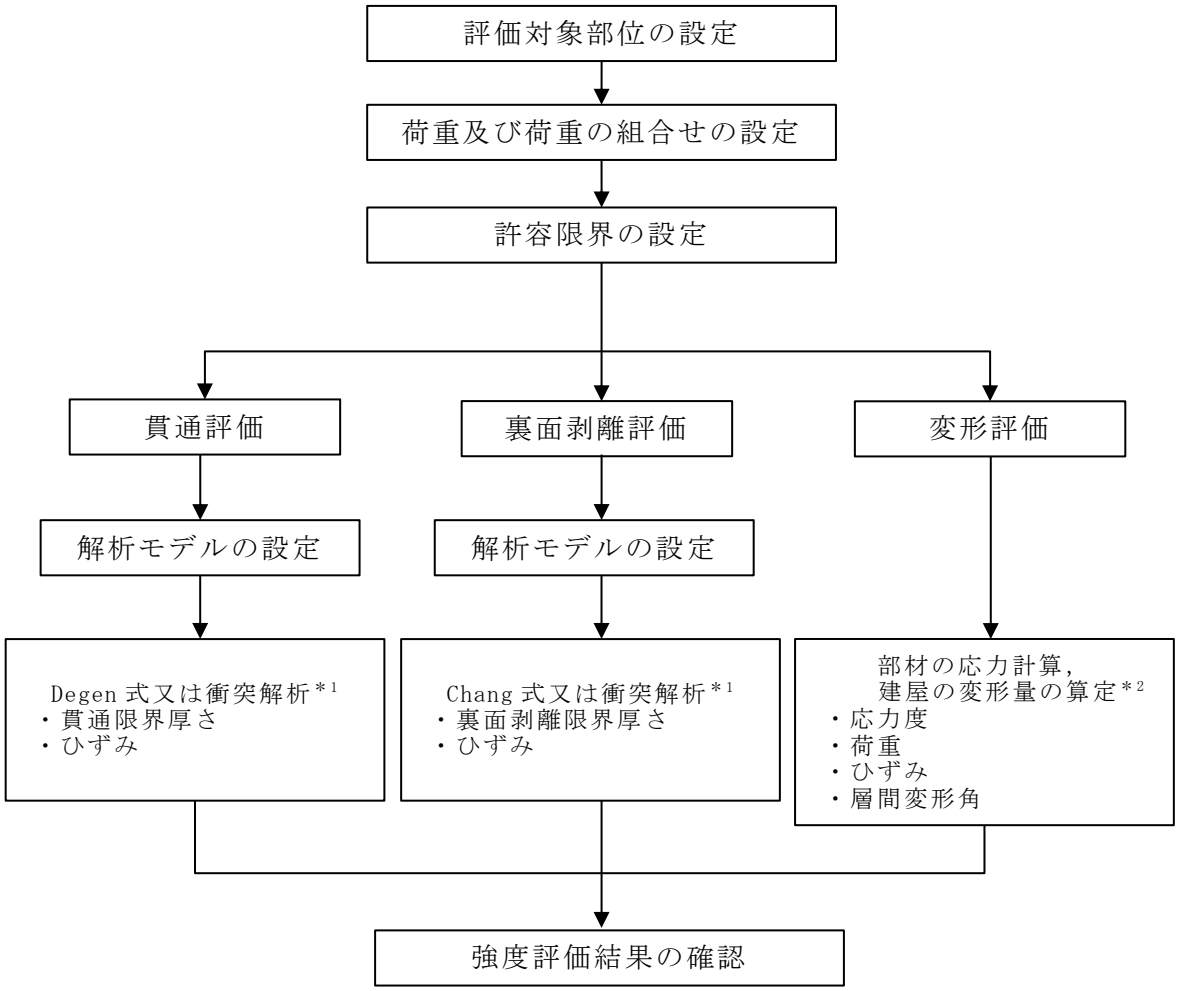
(2)　構造強度評価

設計荷重に対し，施設の外殻を構成する部材自体の転倒及び脱落を生じない設計とするために，竜巻より防護すべき施設を内包する施設の外殻を構成する部材である建屋の外壁及び屋根スラブが，裏面剥離によるコンクリート片の飛散が生じない最小厚さ以上であることを計算により確認する。

評価には，NEI07-13 にて示されている式を準用し，Ⅴ-3-別添 1-1「竜巻への配慮が必要な施設の強度計算の方針」の「5.　強度評価方法」に示す評価式を用いる。

なお，施設の外殻を構成する部材のうち，裏面剥離によるコンクリート片の飛散を生じない最小厚さ以上であることの確認が出来ない屋根スラブにおいては，当該部材が裏面剥離に至るようなひずみを生じないことを解析により確認する。（以下「裏面剥離評価」という。）

また，建屋の外殻を構成する部材自体の転倒及び脱落を生じない設計とするために，設計竜巻荷重及びその他考慮すべき荷重に対し，屋根スラブ，屋根スラブのスタッド（以下「スタッド」という。）及び外壁に終局状態に至るようなひずみ又は応力が生じないこと，加えて鉄骨架構に終局状態に至る変形を生じないことを計算及び解析により確認する。（以下「変形評価」という。）



注記＊1 ：衝突解析については，解析コード「ＡＢＡＱＵＳ」により，壁，スラブ及び鉄筋を 3 次元 FEM モデルによりモデル化し評価を実施する。

＊2 ：地震応答解析モデルを用いた静的評価を実施する。

図 2－6　強度評価フロー

2.4　適用規格

適用する規格，規準等を以下に示す。

・建築基準法及び同施行令

・「原子力発電所耐震設計技術指針　重要度分類・許容応力編　ＪＥＡＧ４６０１・補-1984」日本電気協会

・「原子力発電所耐震設計技術指針　ＪＥＡＧ４６０１-1987」日本電気協会

・「原子力発電所耐震設計技術指針　ＪＥＡＧ４６０１-1991　追補版」日本電気協会

・ISE7607-3「軽水炉構造機器の衝撃荷重に関する調査　その 3　ミサイルの衝突による構造壁の損傷に関する評価式の比較検討」（昭和 51 年 10 月高温構造安全技術研究組合）

・タービンミサイル評価について（昭和 52 年 7 月 20 日　原子炉安全専門審査会）

・U.S. NUCLEAR REGULATORY COMMISSION: REGULATORY GUIDE 1.76, DESIGN-BASIS TORNADO AND TORNADO MISSILES FOR NUCLEAR POWER PLANTS, Revision1, March 2007

・Methodology for Performing Aircraft Impact Assessments for New Plant Designs (Nuclear Energy Institute 2011 Rev8(NEI07-13))

・「建築物荷重指針･同解説」（日本建築学会，2004 改定）

・「鋼構造設計規準－許容応力度設計法－」（日本建築学会，2005 改定）

・「各種合成構造設計指針･同解説」（日本建築学会，2010 改定）

・「鉄筋コンクリート構造計算規準･同解説」（日本建築学会，2010 改定）

・「鉄骨鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説－許容応力度設計と保有水平耐力－」（日本建築学会，2001 改定（第 4 次））

・日本工業規格（ＪＩＳ）

・2015 年版建築物の構造関係技術基準解説書（国土交通省国土技術政策総合研究所・国立研究開発法人建築研究所）

3. 強度評価方法

3.1 記号の定義

Degen 式による貫通限界厚さの算定に用いる記号を表 3－1 に，Chang 式による裏面剥離限界厚さの算定に用いる記号を表 3－2 に，力学における標準式による屋根スラブ，スタッドの評価に用いる記号を表 3－3 に示す。

表 3－1 Degen 式による貫通限界厚さの算定に用いる記号

記号	単位	定義	
D	kgf/cm^3	設計飛来物直径密度（D＝W／d^3）	
d	cm	設計飛来物直径	
e	cm	貫通限界厚さ	
F_c	kgf/cm^2	コンクリートの設計基準強度	
N	―	設計飛来物の形状係数	
V	m/s	壁面	設計飛来物の衝突速度（水平）
		屋根	設計飛来物の衝突速度（鉛直）
W	kgf	設計飛来物重量	
X	cm	貫入深さ	
α_e	―	低減係数	

表 3－2 Chang 式による裏面剥離限界厚さの算定に用いる記号

記号	単位	定義	
d	cm	設計飛来物直径	
f_c'	kgf/cm^2	コンクリートの設計基準強度	
S	cm	裏面剥離限界厚さ	
V	m/s	壁面	設計飛来物の衝突速度（水平）
		屋根	設計飛来物の衝突速度（鉛直）
V_0	m/s	飛来物基準速度	
W	kgf	設計飛来物重量	
α_s	―	低減係数	

表 3－3　力学における標準式による荷重及び応力の算定に用いる記号（1/3）

（設計飛来物による衝撃荷重）

記号	単位	定義
F_m	N	設計飛来物による衝撃荷重
L_1	m	設計飛来物の最も短い辺の全長
m	kg	設計飛来物質量
V	m/s	設計飛来物の衝突速度（水平）
τ	s	設計飛来物と被衝突体の接触時間

表 3－3　力学における標準式による荷重及び応力の算定に用いる記号（2/3）

（屋根スラブのデッキプレート）

記号	単位	定義
L	m	デッキプレートの支持スパン
M	kN･m	設計竜巻による単位幅あたりの曲げモーメント （＝Max｛M_1，M_2｝）
M_1	kN･m	支持スパン中央部における 単位幅あたりの曲げモーメント
M_2	kN･m	支持位置における単位幅あたりの曲げモーメント
Q	kN/m	デッキプレートに生じる単位幅のせん断力
ω_d	kN/m	常時作用する荷重による単位幅あたりの荷重
ω_T	kN/m	設計竜巻による単位幅あたりの荷重 （＝Max｛ω_{T1}，ω_{T2}｝）
ω_{T1}	kN/m	複合荷重W_{T1}による単位幅あたりの荷重
ω_{T2}	kN/m	複合荷重W_{T2}による単位幅あたりの荷重（設計飛来物による衝撃荷重W_Mは考慮しない）
t	mm	デッキプレートの厚さ
b	mm	デッキプレートの単位幅

表 3－3　力学における標準式による荷重及び応力の算定に用いる記号（3/3）

（スタッド）

記号	単位	定義
A_c	mm^2	コーン状破壊面の有効投影面積
A_0	mm^2	スタッド頭部の支圧面積
$_{ac}a$	mm^2	スタッドの断面積で,軸部断面積とねじ部有効断面積の小なる方の値
D	mm	スタッドの頭部直径
d	mm	スタッドの軸部直径
F_C	N/mm^2	コンクリートの設計基準強度
f_n	N/mm^2	コンクリートの支圧強度
ℓ_{ce}	mm	スタッドの強度計算用埋込み長さ（$\ell_{ce}=\ell_e$）
ℓ_e	mm	スタッドのコンクリート内への有効埋込み長さ
p_a	N	スタッド1本あたりの許容引張力
p_{a1}	N	スタッド鋼材の降伏により定まる場合のスタッド1本あたりの許容引張力
p_{a2}	N	定着したコンクリート躯体のコーン状破壊により定まる場合のスタッド1本あたりの許容引張力
p_{a3}	N	コンクリートの支圧破壊により定まるスタッド1本あたりの許容引張力
π	—	円周率
$_c\sigma_t$	N/mm^2	コーン状破壊に対するコンクリートの引張強度
$_s\sigma_{pa}$	N/mm^2	スタッドの引張強度
$_s\sigma_y$	N/mm^2	スタッドの規格降伏点強度
Φ_1	—	低減係数
Φ_2	—	低減係数
L	m	デッキプレートの支持スパン
p	mm	スタッドの間隔
Q	kN/m	デッキプレートに生じる単位幅のせん断力
T	kN	スタッドに生じる引張力
ω_T	kN/m	設計竜巻による単位幅あたりの荷重（$=\mathrm{Max}\{\omega_{T1},\ \omega_{T2}\}$）
ω_{T1}	kN/m	複合荷重W_{T1}による単位幅あたりの荷重
ω_{T2}	kN/m	複合荷重W_{T2}による単位幅あたりの荷重(設計飛来物による衝撃荷重W_Mは考慮しない)

3.2　評価対象部位

各施設の評価対象部位は，Ⅴ-3-別添 1-1「竜巻への配慮が必要な施設の強度計算の方針」の「4.2　許容限界」に示す評価対象部位を踏まえ，設定する。

評価対象部位は図 2－2～図 2－5 の通り。

(1)　貫通評価

設計荷重に対し，設計飛来物が施設の外殻を構成する部材を貫通しない設計とするために，外部事象防護対象施設を内包する区画のうち外殻を構成する部材及び，施設屋外からの設計飛来物の侵入を考慮した各施設の屋内の床スラブ，内壁の中から最も厚みが薄い箇所を評価対象部位として設定することとし，原子炉建屋については屋上屋根スラブ及び 4 階 R7 通り内壁を，タービン建屋については 2 階非常用送風機室上部屋根スラブ及び 1 階非常用電気品室南側内壁を，コントロール建屋については屋上塔屋屋根スラブ及び屋上塔屋外壁を，廃棄物処理建屋については 2 階床スラブ及び 1 階内壁を評価対象部位として設定する。

評価においては，各施設の評価対象部位の最小厚さが，設計飛来物の貫通を生じない貫通限界厚さを上回ることを計算により確認する。

なお，評価対象部位のうち，設計飛来物の貫通を生じない貫通限界厚さを上回る旨を計算で確認出来ない原子炉建屋屋上屋根スラブ及びタービン建屋 2 階非常用送風機室上部屋根スラブについては，衝突解析により評価を行う。

(2)　裏面剥離評価

設計荷重に対し，施設の外殻を構成する部材自体が，脱落により竜巻より防護すべき施設に波及的影響を与えない設計とするために，外殻を構成する部材及び，施設屋外からの設計飛来物の侵入を考慮した各施設の屋内の床スラブ，内壁のうち最も厚みが薄い箇所を評価対象部位として設定することとし，原子炉建屋については屋上屋根スラブ及び 4 階 R7 通り内壁を，タービン建屋については 2 階非常用送風機室上部屋根スラブ及び 1 階非常用電気品室南側内壁を，コントロール建屋については屋上塔屋屋根スラブ及び屋上塔屋外壁を，廃棄物処理建屋については 2 階床スラブ及び 1 階内壁を評価対象部位として設定する。

評価においては，各施設の評価対象部位の最小厚さが，裏面剥離によるコンクリート片の飛散が生じない裏面剥離限界厚さを上回ることを計算により確認する。

なお，評価対象部位のうち，裏面剥離によるコンクリート片の飛散が生じない裏面剥離限界厚さを上回る旨を計算で確認出来ない原子炉建屋屋上屋根スラブ及びタービン建屋 2 階非常用送風機室上部屋根スラブについては，衝突解析により評価を行う。

(3)　変形評価

設計荷重に対して，外殻を構成する部材自体が外部事象防護対象施設へ衝突等の影響を与える変形に至らないことの確認において，設計荷重が直接作用し，防護すべき施設の外殻となる屋根スラブ及び外壁を評価することとし，屋根スラブについては，屋根スラブに生じる設計荷重は屋根スラブの自重と逆向きであることから，屋根スラブの自重が最小となる部位を代表とすることとし，タービン建屋2階非常用送風機室上部屋根スラブを評価対象部位として設定する。

ここで，屋根スラブの自重を表3－4に示す。

評価においては，保守的にコンクリートの剛性は考慮せず，デッキプレートのみを評価対象とし断面算定を行う。

また,気圧差による荷重は屋根スラブに作用し,スタッドに伝達されることから，スタッドを評価対象部位として設定するものとし，屋根スラブの支持にスタッドを用いる構造である原子炉建屋屋上屋根スラブについて評価を行う。

外壁については，原子炉建屋，タービン建屋，コントロール建屋，廃棄物処理建屋の耐震壁を評価対象部位として設定し，タービン建屋と廃棄物処理建屋については施設の外殻を構成する鉄骨架構も評価対象部位とする。

表3－4　屋根スラブの自重

評価対象部位	スラブの厚さ (cm)	スラブの自重 (kN/m^2)
原子炉建屋 屋上屋根スラブ	[redacted]	6.7
タービン建屋 2階非常用送風機室 上部屋根スラブ	[redacted]	3.4

3.3　荷重及び荷重の組合せ

強度評価に用いる荷重及び荷重の組合せは，V-3-別添 1-1「竜巻への配慮が必要な施設の強度計算の方針」の「4.1　荷重及び荷重の組合せ」を踏まえて設定する。

(1)　荷重の設定

強度評価に用いる荷重は以下の荷重を用いる。荷重の算定に用いる竜巻の特性値を表 3－5 に示す。

表 3－5　荷重の算定に用いる竜巻の特性値

最大風速 V_D (m/s)	移動速度 V_T (m/s)	最大接線風速 V_{Rm} (m/s)	最大気圧低下量 ΔP_{max} (Pa)
92	14	78	6400

a.　常時作用する荷重（F_d）

常時作用する荷重（F_d）は，部材の自重とする。

b.　風圧力による荷重（W_W）

風圧力による荷重は，「建築基準法施行令」及び「建築物荷重指針・同解説」（日本建築学会）に準拠して，次式のとおり算出する。

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

ここで，$q = \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot V_D^{\,2}$

c.　気圧差による荷重（W_P）

気圧差による荷重は，次式のとおり算出する。

$$W_P = \Delta P_{max} \cdot A$$

d.　設計飛来物による衝撃荷重（W_M）

設計飛来物による衝撃荷重（W_M）は，表 3－6 に諸元を示す設計飛来物の衝突に伴う荷重とする。また，設計飛来物の材料定数を表 3－7 に示す。

貫通評価及び裏面剥離評価においては，考慮する設計飛来物として衝突断面あたりの運動エネルギが最大となるよう，水平方向の衝突として鋼製足場板を，鉛直方向の衝突として足場パイプを設定し，各設計飛来物の衝撃荷重を考慮する。また，評価対象部位に各設計飛来物が衝突した際に跳ね返らず，貫入する物として評価する。

表 3－6　設計飛来物の諸元

設計飛来物	寸法 長さ×幅×奥行き (m)	質量 (kg)	水平方向の 飛来速度 (m/s)	鉛直方向の 飛来速度 (m/s)	運動エネルギ (kJ)	
					水平方向	鉛直方向
足場パイプ	4×0.05×0.05	11	42	38	10	8
鋼製足場板	4×0.25×0.04	14	55	18	21	3

表 3－7　設計飛来物の材料定数

設計飛来物	降伏応力 σ_y(MPa)	縦弾性係数E (MPa)	塑性硬化係数 E'(MPa)	ポアソン比
足場パイプ	355	201667	2470	0.3
鋼製足場板	245	201667	1270	0.3

(2)　荷重の組合せ

強度評価に用いる荷重の組合せについては，Ⅴ-3-別添 1-1「竜巻への配慮が必要な施設の強度計算の方針」の「4.1　荷重及び荷重の組合せ」のとおり，設計飛来物による衝撃荷重，風圧力による荷重，気圧差による荷重及び常時作用する荷重を組み合わせる。荷重の組合せを表 3－8 に示す。

表 3－8　荷重の組合せ

評価内容	評価対象部位		設計飛来物の衝突方向	荷重の組合せ
貫通評価	Degen式による評価			W_M
	原子炉建屋	4階R7通り内壁	水平	
	タービン建屋	1階非常用電気品室南側内壁	水平	
	コントロール建屋	屋上塔屋外壁	水平	
		屋上塔屋屋根スラブ	鉛直	
	廃棄物処理建屋	1階内壁	水平	
		2階床スラブ	鉛直	
	解析による評価			W_M
	原子炉建屋	屋上屋根スラブ	鉛直	
	タービン建屋	2階非常用送風機室上部屋根スラブ	鉛直	
裏面剥離評価	Chang式による評価			W_M
	原子炉建屋	4階R7通り内壁	水平	
	タービン建屋	1階非常用電気品室南側内壁	水平	
	コントロール建屋	屋上塔屋外壁	水平	
		屋上塔屋屋根スラブ	鉛直	
	廃棄物処理建屋	1階内壁	水平	
		2階床スラブ	鉛直	
	解析による評価			W_M
	原子炉建屋	屋上屋根スラブ	鉛直	
	タービン建屋	2階非常用送風機室上部屋根スラブ	鉛直	
変形評価	力学における標準式による評価			W_P+F_d
	原子炉建屋	屋上屋根スラブのスタッド	－	
	タービン建屋	2階非常用送風機室上部屋根スラブのデッキプレート	－	
	地震応答解析モデルを用いた静的解析			$W_W+0.5W_P+W_M+F_d$
	原子炉建屋	耐震壁	水平	
	タービン建屋	耐震壁	水平	
		鉄骨架構	水平	
	コントロール建屋	耐震壁	水平	
	廃棄物処理建屋	耐震壁	水平	
		鉄骨架構	水平	

注：W_W：風圧力による荷重　　W_P：気圧差による荷重

W_M：設計飛来物による衝撃荷重　　F_d：常時作用する荷重

3.4　許容限界

竜巻より防護すべき施設を内包する施設の許容限界は，V-3-別添 1-1「竜巻への配慮が必要な施設の強度計算の方針」の「4.2　許容限界」にて設定している許容限界を踏まえて，「3.2　評価対象部位」にて設定した評価対象部位の機能損傷モードを考慮して設定する。

3.4.1　貫通評価

貫通評価のうち，式による評価の許容限界は評価対象部位の最小厚さとした。表 3－9 に設定した許容限界を示す。

表 3－9　貫通評価の許容限界（式による評価）

評価対象部位		許容限界 (cm)
原子炉建屋	4階R7通り内壁	25
タービン建屋	1階非常用電気品室南側内壁	30
コントロール建屋	屋上塔屋外壁	[redacted]
	屋上塔屋屋根スラブ	
廃棄物処理建屋	1階内壁	30
	2階床スラブ	30

貫通評価のうち，式により算定する貫通限界厚さが最小部材厚さを上回る場合における，解析による評価の許容限界を表 3－10 に示す。

表 3－10　貫通評価の許容限界（解析による評価）

評価対象部位		材質	許容限界
			鋼材の破断ひずみ ($\times 10^{-6}$)
原子炉建屋 屋上屋根スラブ	鉄筋	SD345	[redacted]
タービン建屋 2階非常用送風機室 上部屋根スラブ	デッキプレート	SDP2	

設計飛来物が屋根スラブへ直接衝突する場合の貫通評価における許容限界は，鋼材の破断ひずみを基本として設定する。破断ひずみについては，Ⅴ-3-別添 1-1「竜巻への配慮が必要な施設の強度計算の方針」の「4.2.1(1)　許容限界の設定」に示すとおり，ＪＩＳに規定されている伸びの下限値を基に設定するが，NEI07-13においてＴＦ(多軸性係数)を□とすることが推奨されていることを踏まえ，安全余裕としてＴＦ＝□を考慮して設定する。

3.4.2　裏面剥離評価

裏面剥離評価の許容限界のうち，式による評価の許容限界は貫通評価の許容限界と同じであり，表 3－9 の通り。

式により算定する裏面剥離限界厚さが最小部材厚さを上回る場合における，解析による評価の許容限界を表 3－11 に示す。

表 3－11　裏面剥離評価の許容限界（解析による評価）

評価対象部位		材質	許容限界
			鋼材の破断ひずみ ($\times 10^{-6}$)
原子炉建屋 屋上屋根スラブ	デッキプレート	SDP2	□
タービン建屋 2階非常用送風機室 上部屋根スラブ	デッキプレート	SDP2	□

設計飛来物が屋根スラブへ直接衝突する場合の裏面剥離評価における許容限界は，鋼材の破断ひずみを基本として設定する。破断ひずみについては，Ⅴ-3-別添 1-1「竜巻への配慮が必要な施設の強度計算の方針」の「4.2.1(1)　許容限界の設定」に示すとおり，ＪＩＳに規定されている伸びの下限値を基に設定するが，NEI07-13 においてＴＦ（多軸性係数）を□とすることが推奨されていることを踏まえ，安全余裕としてＴＦ＝□を考慮して設定する。

3.4.3　変形評価

変形評価の許容限界を表 3－12 に示す。

表 3－12　変形評価の許容限界

評価対象部位		許容限界	
		項目	数値
原子炉建屋 屋上屋根スラブ	スタッド	各種合成構造設計指針に基づく 許容耐力	16.1（kN）
タービン建屋 2階非常用送風機室 上部屋根スラブ	デッキプレート	ＪＩＳ及び鋼構造設計規準に基づく 短期許容応力度	曲げ　：235（N/mm^2） せん断：135（N/mm^2）
原子炉建屋	耐震壁	最大せん断ひずみ	2.0×10^{-3}
タービン建屋	耐震壁	最大せん断ひずみ	2.0×10^{-3}
	鉄骨架構	最大層間変形角	1/120＊
コントロール建屋	耐震壁	最大せん断ひずみ	2.0×10^{-3}
廃棄物処理建屋	耐震壁	最大せん断ひずみ	2.0×10^{-3}
	鉄骨架構	最大層間変形角	1/120＊

注記＊：2015 年版建築物の構造関係技術基準解説書（国土交通省国土技術政策総合研究所・国立研究開発法人建築研究所）（以下「技術基準解説書」という。）により設定。

3.5　評価方法

竜巻より防護すべき施設を内包する施設の強度評価は，Ⅴ-3-別添 1-1「竜巻への配慮が必要な施設の強度計算の方針」の「5.　強度評価方法」を踏まえて，衝突評価として貫通評価を実施し，構造強度評価として裏面剥離評価，変形評価を実施する。

3.5.1　貫通評価

(1)　式による評価

設計飛来物が各施設に衝突する場合の貫通限界厚さを，NEI07-13 に示されている Degen 式を用いて算定する。Degen 式における貫入深さは，「タービンミサイル評価について（昭和 52 年 7 月 20 日原子炉安全専門審査会)」で用いられている修正 NDRC 式を用いて算定する。

Degen 式を以下に示す。

1.52≦Ｘ／ｄ≦13.42 の場合

$$e = \alpha_e \{0.69 + 1.29 (X/d)\} \cdot d$$

Ｘ／ｄ≦1.52 の場合

$$e = \alpha_e \{2.2 (X/d) - 0.3 (X/d)^2\} \cdot d$$

修正 NDRC 式を以下に示す。

Ｘ／ｄ≦2.0 の場合

$$X/d = 2\left\{\left(12145/\sqrt{F_c}\right) \cdot N \cdot d^{0.2} \cdot D \cdot \left(V/1000\right)^{1.8}\right\}^{0.5}$$

Ｘ／ｄ≧2.0 の場合

$$X/d = \left(12145/\sqrt{F_c}\right) \cdot N \cdot d^{0.2} \cdot D \cdot \left(V/1000\right)^{1.8} + 1$$

(2)　屋根スラブに対する衝突解析

設計飛来物に対して，Degen 式による貫通限界厚さを満足しない原子炉建屋屋上屋根スラブ，タービン建屋 2 階非常用送風機室上部屋根スラブについては，設計飛来物による衝撃荷重W_Mを考慮し，3 次元 FEM モデルを用いた衝突解析により屋根スラブの鉄筋に生じるひずみを算出し，許容限界を超えないことを確認する。鉄筋が敷設されていないタービン建屋 2 階非常用送風機室上部屋根スラブについては，デッキプレートに生じるひずみを算出し，許容限界を超えないことを確認する。

なお，風圧力による荷重W_W及び気圧差による荷重W_Pについては，衝撃荷重と逆方向に作用するため，保守的に考慮せず，設計飛来物の衝突により発生する応力に対して，部材の自重による応力は極めて小さいことから常時作用する荷重F_dは考慮しない。

衝突解析には，解析コード「ＡＢＡＱＵＳ」を用いる。解析コードの検証及び妥当性確認等の概要については，別紙「計算機プログラム（解析コード）の概要」に示す。

a. 解析モデル及び諸元

(a) 原子炉建屋屋上屋根スラブ

原子炉建屋屋上屋根スラブの解析モデル化の範囲は，想定する荷重の伝達を考慮し,スラブを構成するコンクリート,鉄筋及びデッキプレートとする。コンクリートはソリッド要素でモデル化し，鉄筋を棒要素，デッキプレートをシェル要素でモデル化する。なお，デッキプレートはコンクリートと固着とする。原子炉建屋屋上屋根スラブの解析モデルの境界条件を表 3－13 に，解析モデル図を図 3－1 に示す。

表 3－13　解析モデルの境界条件（原子炉建屋屋上屋根スラブ）

項目		境界条件
原子炉建屋屋上屋根スラブ	屋根スラブ端部	X，Y，Z 方向並進拘束

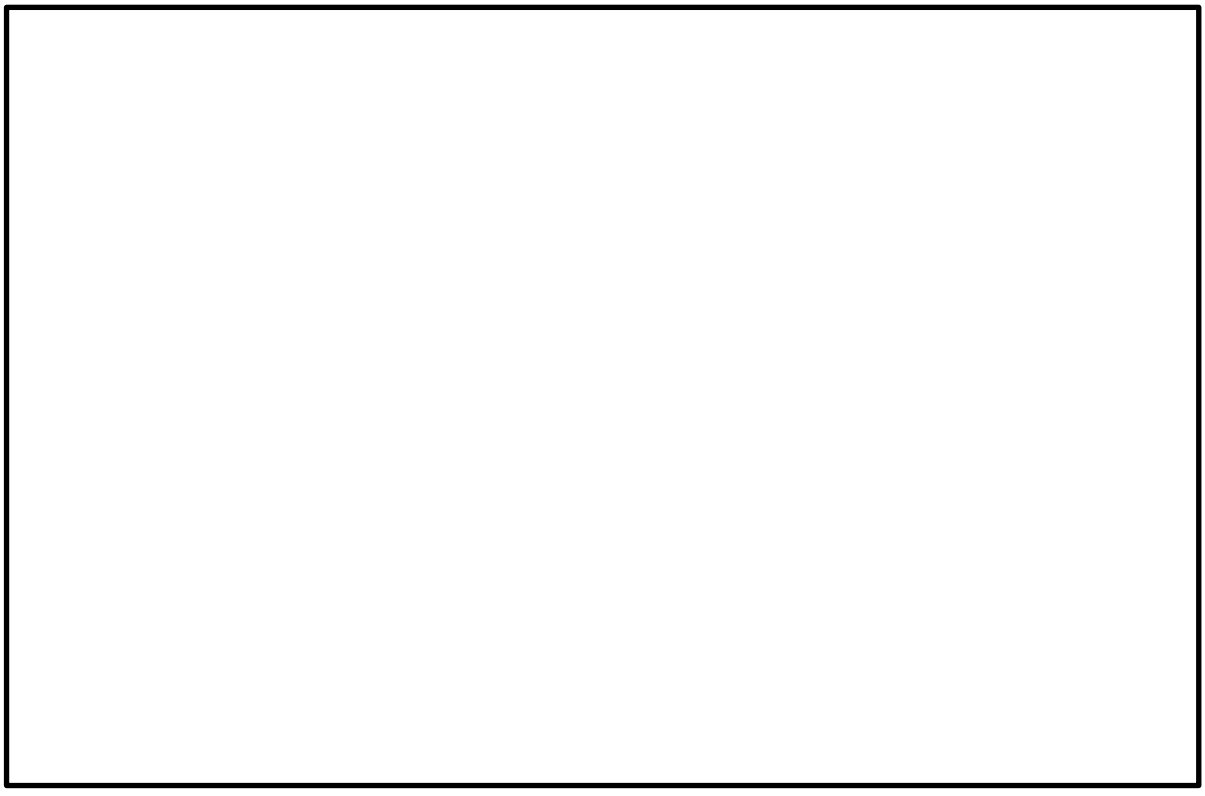


図 3－1　原子炉建屋屋上屋根スラブの解析モデル図

(b)　タービン建屋 2 階非常用送風機室上部屋根スラブ

タービン建屋 2 階非常用送風機室上部屋根スラブの解析モデル化の範囲は，想定する荷重の伝達を考慮し，スラブを構成するコンクリート及びデッキプレートとする。鉄筋は敷設されていないため考慮しない。コンクリートはソリッド要素でモデル化し，デッキプレートはシェル要素でモデル化の上，コンクリートと固着とする。タービン建屋 2 階非常用送風機室上部屋根スラブの解析モデルの境界条件を表 3－14 に，解析モデル図を図 3－2 に示す。

表 3－14　解析モデルの境界条件（タービン建屋 2 階非常用送風機室上部屋根スラブ）

項目		境界条件
タービン建屋 2 階非常用送風機室上部屋根スラブ	屋根スラブ端部	X，Y，Z 方向並進拘束及び

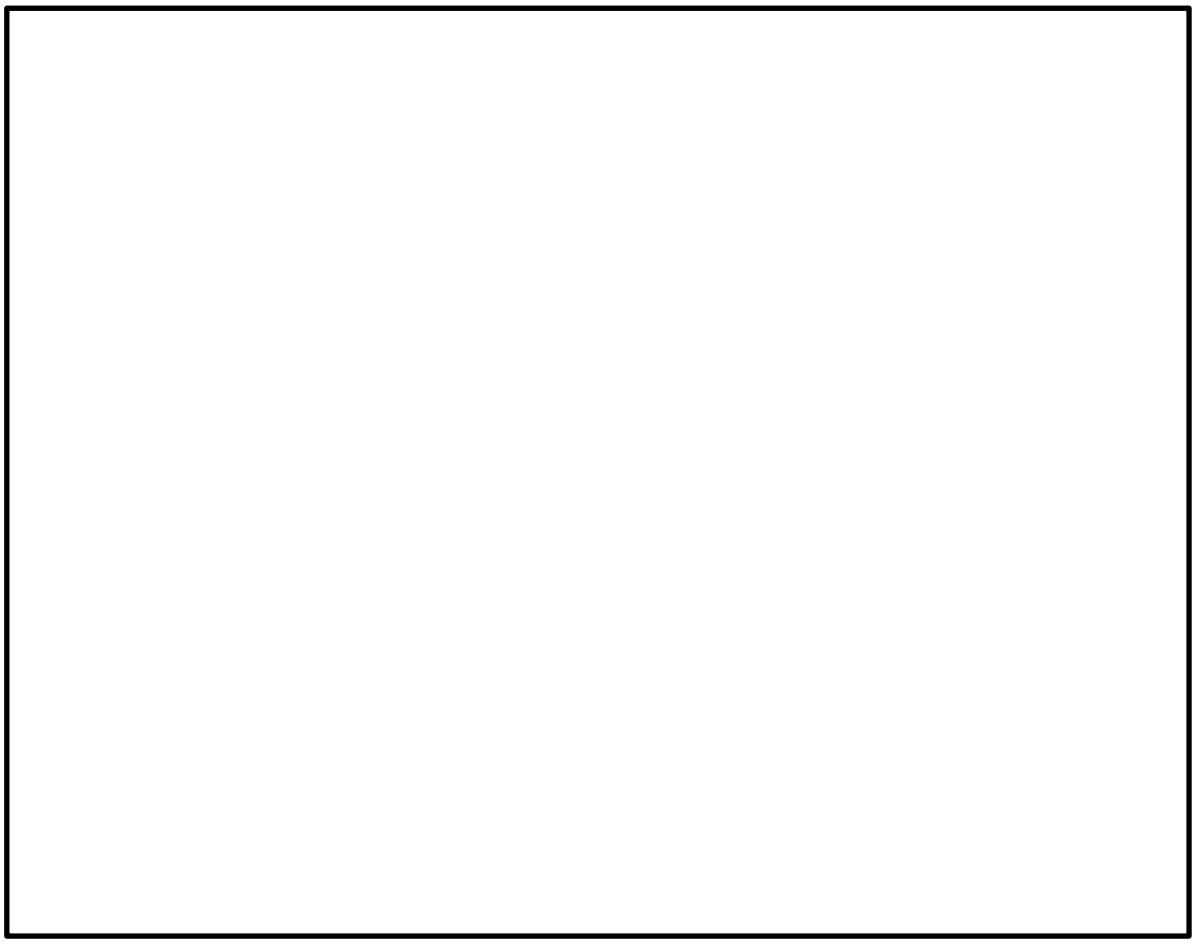
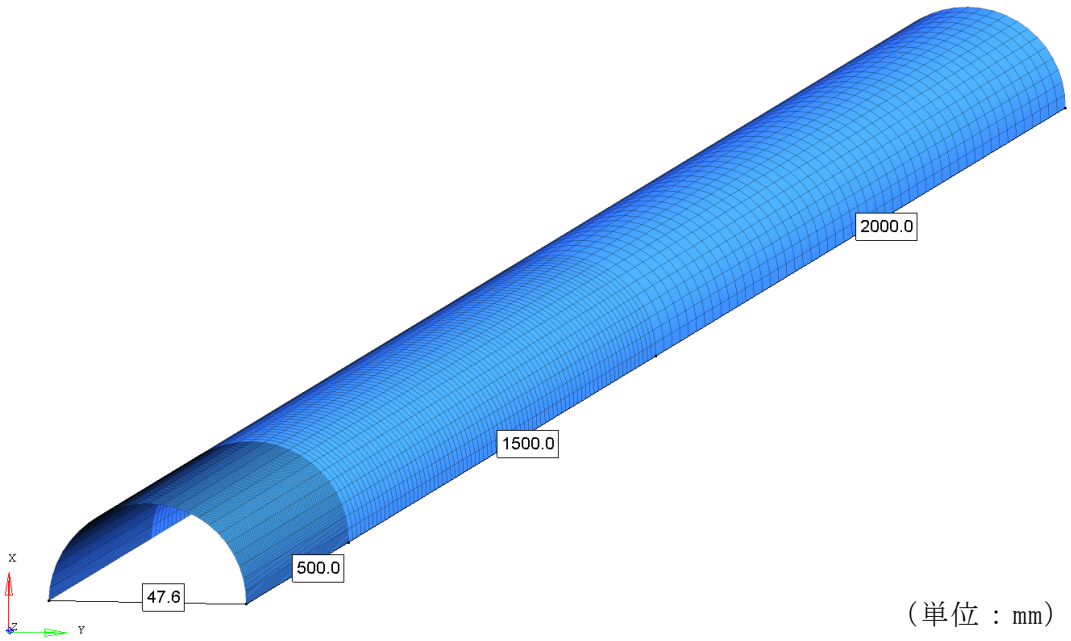


図 3－2　タービン建屋 2 階非常用送風機室上部屋根スラブの解析モデル図

(c) 設計飛来物

設計飛来物である足場パイプは，シェル要素でモデル化し，要素サイズ10mm を基本とし分割する。衝突面から近い部分の要素サイズを細かくし，衝突面から離れた部分の要素サイズを順次粗くする。

設計飛来物の解析モデル図を図 3－3 に示す。



（単位：mm）

図 3－3　設計飛来物の解析モデル図（足場パイプ 1/2 モデル）

b. 材料定数

コンクリート，鉄筋，デッキプレートの材料定数をそれぞれ表 3－15～表 3－17 に示す。設計飛来物の材料定数については，「3.3　荷重及び荷重の組合せ」の表 3－7 に示すとおり設定する。

表 3－15　コンクリートの材料定数

種類	評価対象部位	圧縮強度 (N/mm^2)	ヤング係数 (MPa)	ポアソン比	単位体積重量 (kN/m^3)
軽量コンクリート	原子炉建屋 屋上屋根スラブ	22.0	13600	0.2	16.67
	タービン建屋 2階非常用送風機室 上部屋根スラブ	13.2	9800	0.2	16.67

表 3－16　鉄筋の材料定数

種類	降伏応力 (N/mm^2)	ヤング係数 (MPa)	ポアソン比	単位体積重量 (kN/m^3)
SD345	345	205000	0.3	77.0

表 3－17　デッキプレートの材料定数

種類	降伏応力 (N/mm^2)	ヤング係数 (MPa)	ポアソン比	単位体積重量 (kN/m^3)
SDP2	235	205000	0.3	77.0

c.　材料の非線形特性

コンクリートの応力－ひずみ関係は，圧縮強度到達後に普通コンクリートと比較して脆性的な破壊性状を示す軽量コンクリートの特性を踏まえ，圧縮強度以降はヤング係数と同等の負勾配によって線形に軟化をする 2 折れ線近似とする。なお，圧縮強度に動的増加率は考慮しない。

鋼製部材である鉄筋の応力－ひずみ関係は，第 1 折れ点を「降伏応力－降伏ひずみ」，第 2 折れ点を「破断相当応力－破断相当ひずみ」とするトリリニア型とする。鉄筋の降伏応力は，降伏応力に動的増加率を乗じた値，破断相当応力は，動的増加率を乗じた降伏応力及び引張強さを結ぶ線のうち，規格値の伸びを「3.4　許容限界」にて示したＴＦ（多軸性係数）で除したひずみ（破断相当ひずみ）時に相当する応力とする。鉄筋の動的増加率は，NEI07-13 に基づく値（降伏応力：[redacted]，引張強度：[redacted]）とする。なお，デッキプレートについては保守的にひずみ速度効果による耐力上昇は考慮しない。

鉄筋，デッキプレートの破断ひずみは，ＪＩＳに規定されている伸びの下限値を基に設定する。また，NEI07-13 においてＴＦ（多軸性係数）を[redacted]とすることが推奨されていることを踏まえ，鉄筋，デッキプレートの破断相当ひずみはＴＦ＝[redacted]とする。なお，設計飛来物の破断相当ひずみは，設計飛来物が破断することなく継続的に荷重が掛かるように配慮し，ＴＦ＝[redacted]とする。

コンクリート，鉄筋，デッキプレート及び設計飛来物の強度をそれぞれ表 3－18 及び表 3－19 に示す。

表 3－18　コンクリートの圧縮及び引張強度

評価対象部位	設計基準強度 (kg/cm^2)	材料モデル	
		圧縮強度 (N/mm^2)	引張強度 (N/mm^2)
原子炉建屋 屋上屋根スラブ	225		
タービン建屋 2 階非常用送風機室 上部屋根スラブ	135		

表 3－19　鉄筋，デッキプレート，設計飛来物の降伏及び破断強度

種別	材質	規格値（公称応力）		材料モデル（真応力，真ひずみ）		
		降伏応力 (N/mm^2)	破断応力 (N/mm^2)	降伏応力 (N/mm^2)	破断 相当応力 (N/mm^2)	破断相当 塑性ひずみ (-)
鉄筋	SD345					
デッキ プレート	SDP2					
足場パイプ	STK500					

コンクリートの圧縮応力－ひずみ関係，引張応力－ひび割れ幅関係，鉄筋，デッキプレート及び設計飛来物（足場パイプ）の応力－ひずみ関係をそれぞれ図 3－4～図 3－8 に示す。

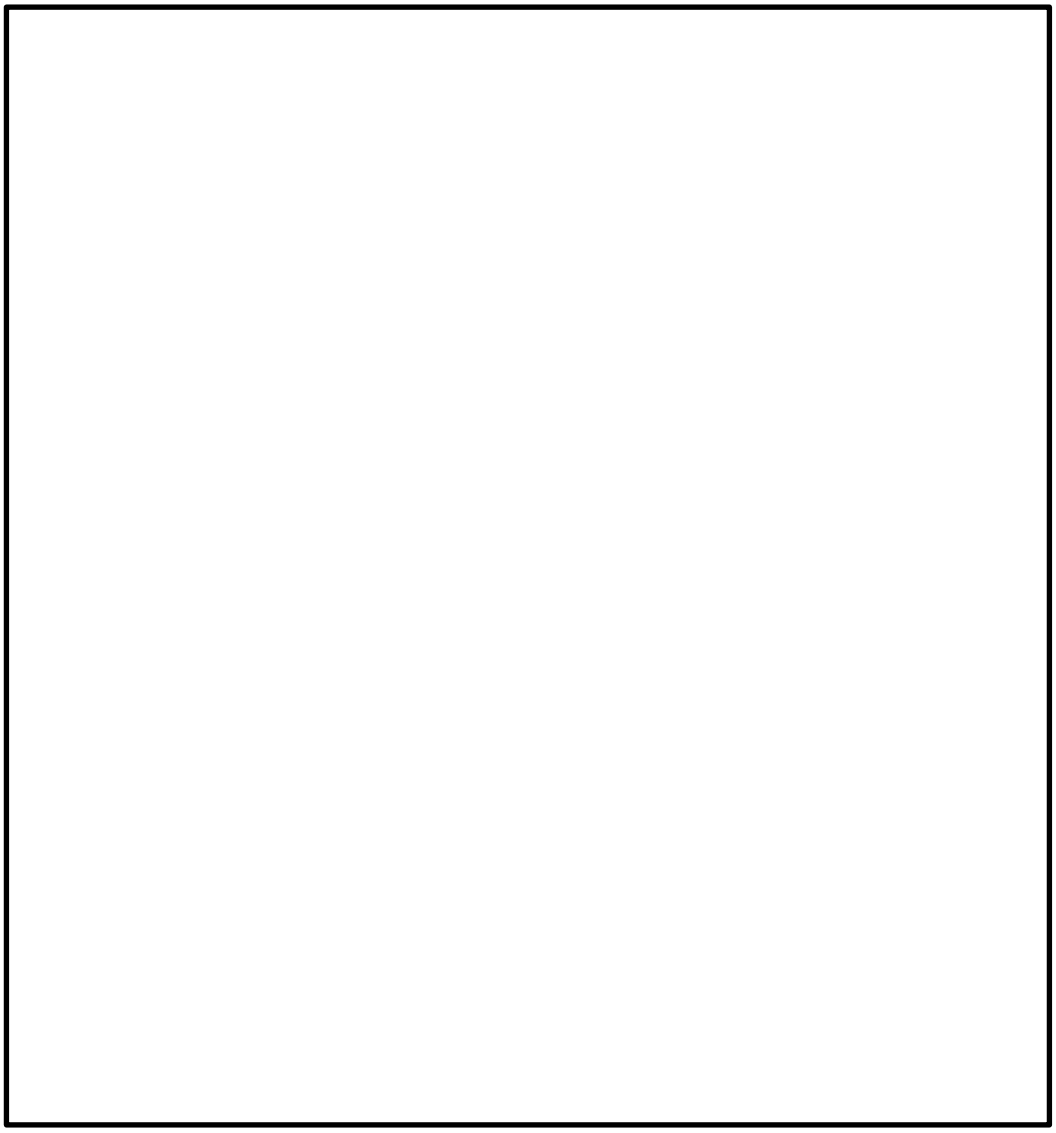


図 3－4　応力－ひずみ/ひび割れ幅関係
（原子炉建屋屋上屋根スラブコンクリート）

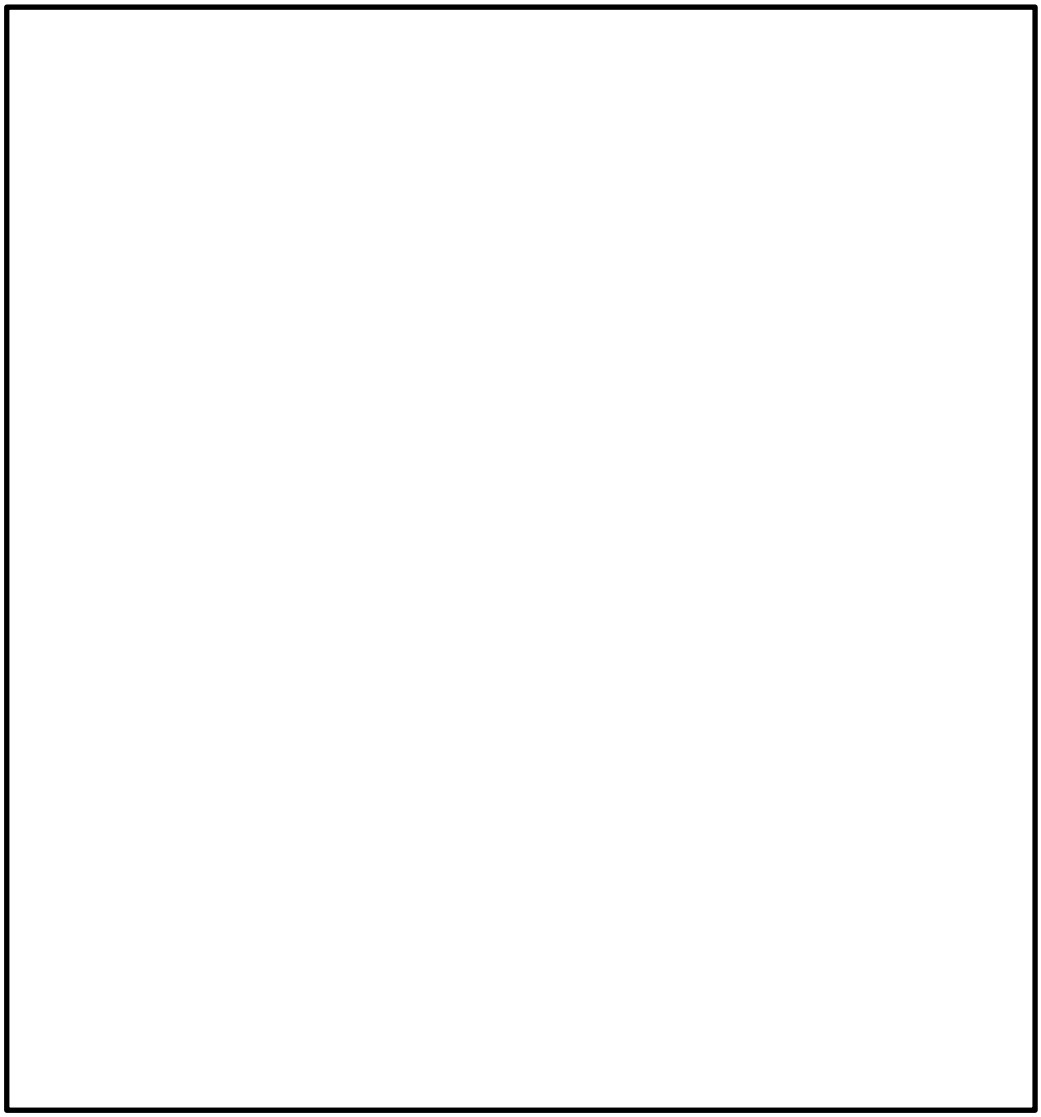


図 3－5　応力－ひずみ/ひび割れ幅関係
（タービン建屋 2 階非常用送風機室上部屋根スラブコンクリート）

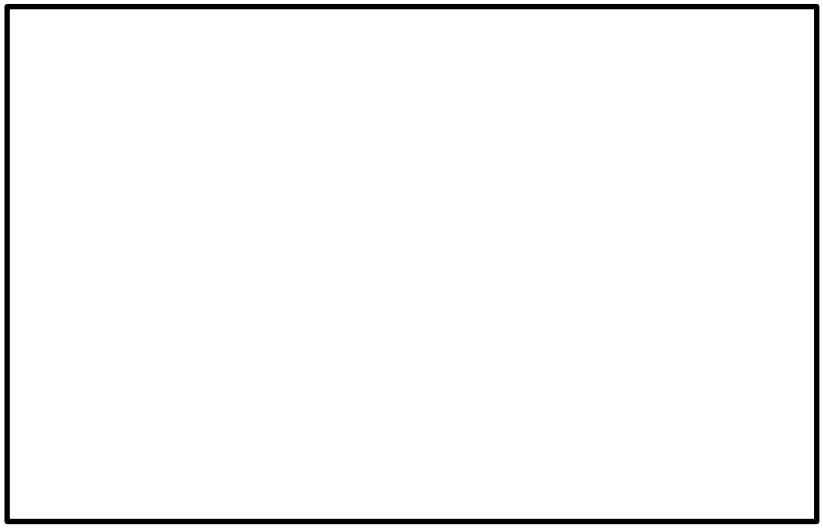


図 3－6　応力－ひずみ関係（鉄筋）

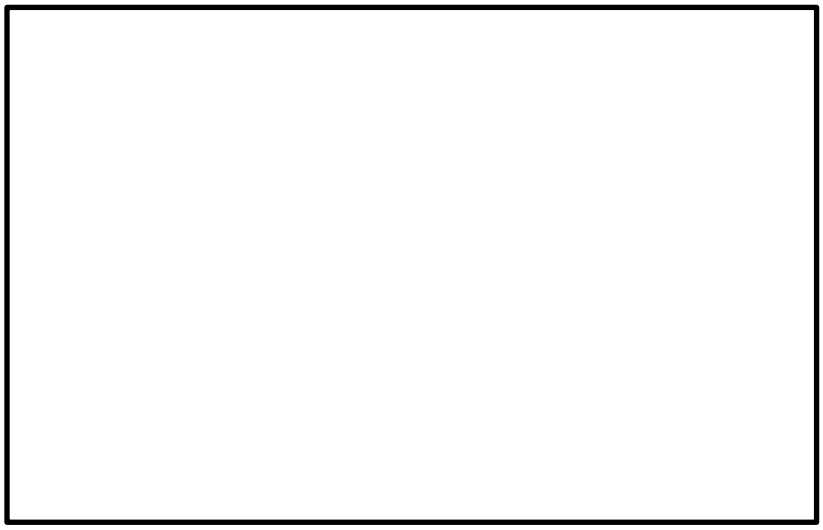


図 3－7　応力－ひずみ関係（デッキプレート）

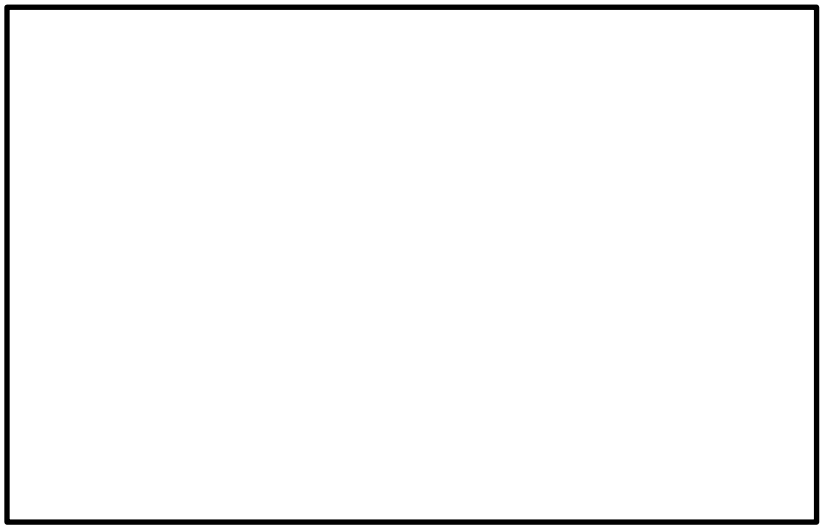


図 3－8　応力－ひずみ関係（足場パイプ）

d.　ひずみ速度効果

竜巻による設計飛来物に対する解析は，衝撃問題で変形速度が大きいため，ひずみ速度効果を考慮することとし，以下に示すCowper－Symondsの式を適用する。

$$\sigma_D = \sigma_S \cdot \left(1 + \left(\frac{\dot{\varepsilon}}{C}\right)^{\frac{1}{P}}\right)$$

ここで，σ_Dは動的応力，σ_Sは静的応力，$\dot{\varepsilon}$はひずみ速度，Ｃ及びＰはひずみ速度依存性パラメータを表す。

ひずみ速度依存性パラメータを表3－20に示す。

表3－20　ひずみ速度依存性パラメータ

	足場パイプ
材料	STK500
C（s^{-1}）	[redacted]
P	[redacted]

3.5.2　裏面剥離評価

(1)　式による評価

設計飛来物が各施設に衝突する場合の裏面剥離限界厚さを，NEI07-13に示されているChang式を用いて算定する。

Chang式を以下に示す。

$$S = 1.84 \cdot \alpha_s \cdot \left(\frac{V_0}{V}\right)^{0.13} \cdot \frac{\left(\frac{W \cdot V^2}{0.0980}\right)^{0.4}}{d^{0.2} \cdot f_c{}'^{0.4}}$$

(2)　屋根スラブに対する衝突解析

設計飛来物に対して，Chang式による裏面剥離限界厚さを満足しない原子炉建屋屋上屋根スラブ，タービン建屋2階非常用送風機室上部屋根スラブについては，設計飛来物による衝撃荷重W_Mを考慮し，貫通評価と同じ3次元FEMモデルを用いた衝突解析により屋根スラブのデッキプレートに生じるひずみを算出し，許容

限界を超えないことを確認する。

なお，風圧力による荷重W_W及び気圧差による荷重W_Pについては，衝撃荷重と逆方向に作用するため，保守的に考慮せず，設計飛来物の衝突により発生する応力に対して，部材の自重による応力は極めて小さいことから常時作用する荷重F_dは考慮しない。

衝突解析に使用する解析コード，解析モデル及び諸元，材料定数，材料の非線形特性，ひずみ速度効果は貫通評価における設定に同じ。

3.5.3　変形評価

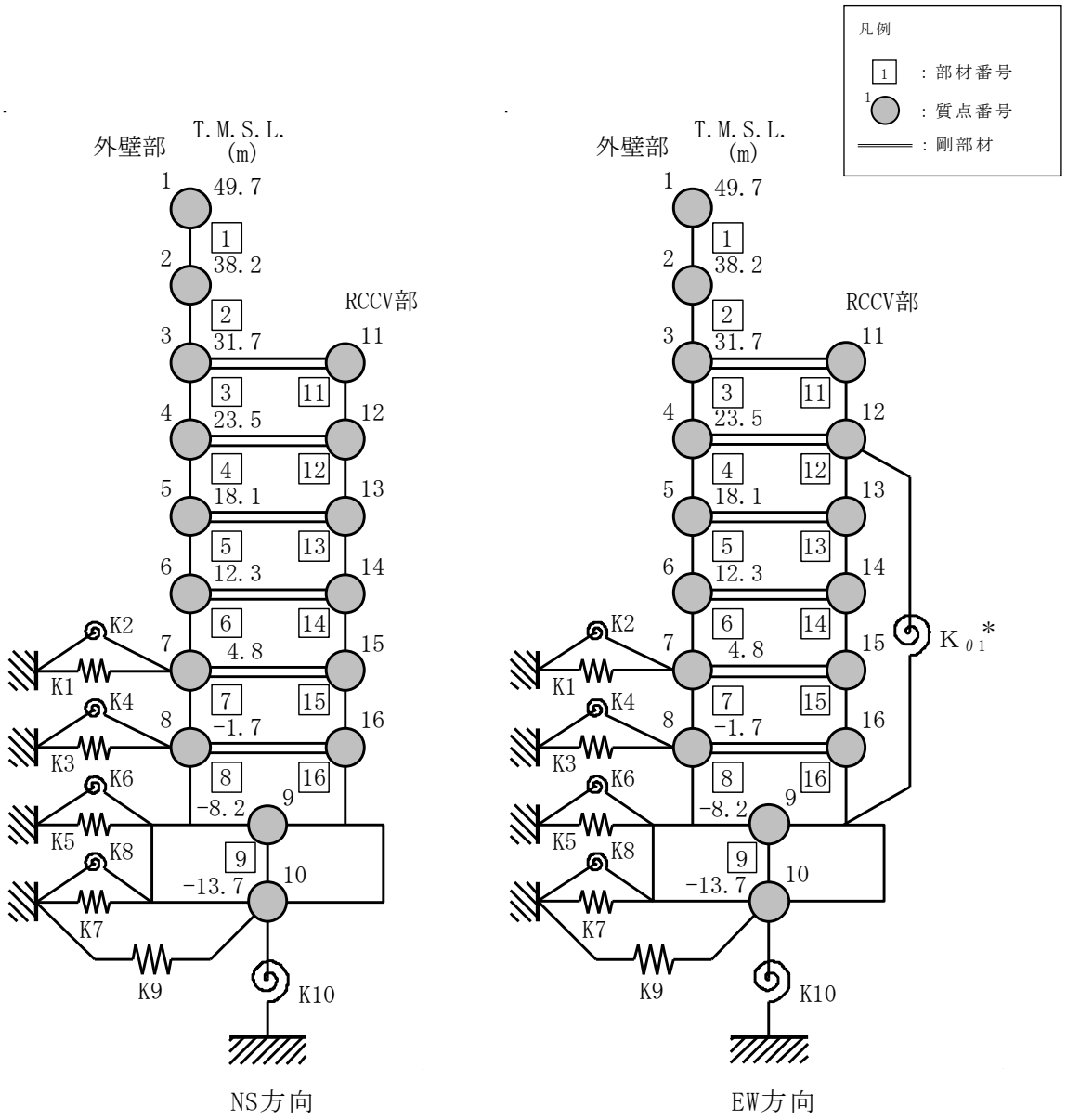
(1)　耐震壁及び鉄骨架構

原子炉建屋，タービン建屋，コントロール建屋，廃棄物処理建屋の耐震壁に生じるひずみとタービン建屋，廃棄物処理建屋の鉄骨架構に生じる変形は，設計荷重による建屋のせん断スケルトン曲線（$\tau-\gamma$関係）を用いて算定する。

原子炉建屋，タービン建屋，コントロール建屋，廃棄物処理建屋の地震応答解析モデル図を図3－9～図3－12に，$\tau-\gamma$関係を表3－21～表3－26に示す。

原子炉建屋，タービン建屋，コントロール建屋，廃棄物処理建屋の地震応答解析モデル図及び$\tau-\gamma$関係はⅤ-2-2-1「原子炉建屋の地震応答計算書」，Ⅴ-2-2-5「タービン建屋の地震応答計算書」，Ⅴ-2-2-9「コントロール建屋の地震応答計算書」，Ⅴ-2-2-11「廃棄物処理建屋の地震応答計算書」に示すとおり。

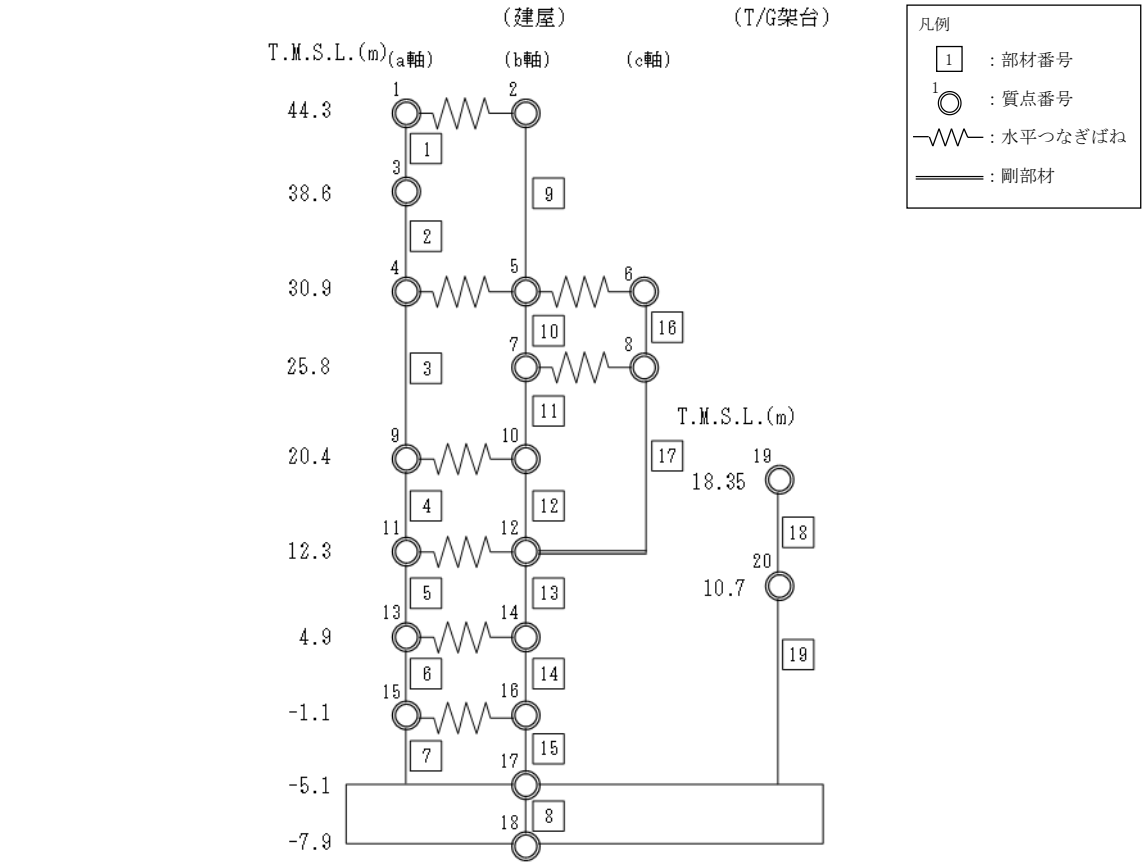
なお，コントロール建屋，廃棄物処理建屋については，各建屋の北側，南側に別の建屋が隣接しており，建屋に生じる風圧力による荷重はEW方向が支配的となることから，EW方向についてのみ評価を行うものとする。



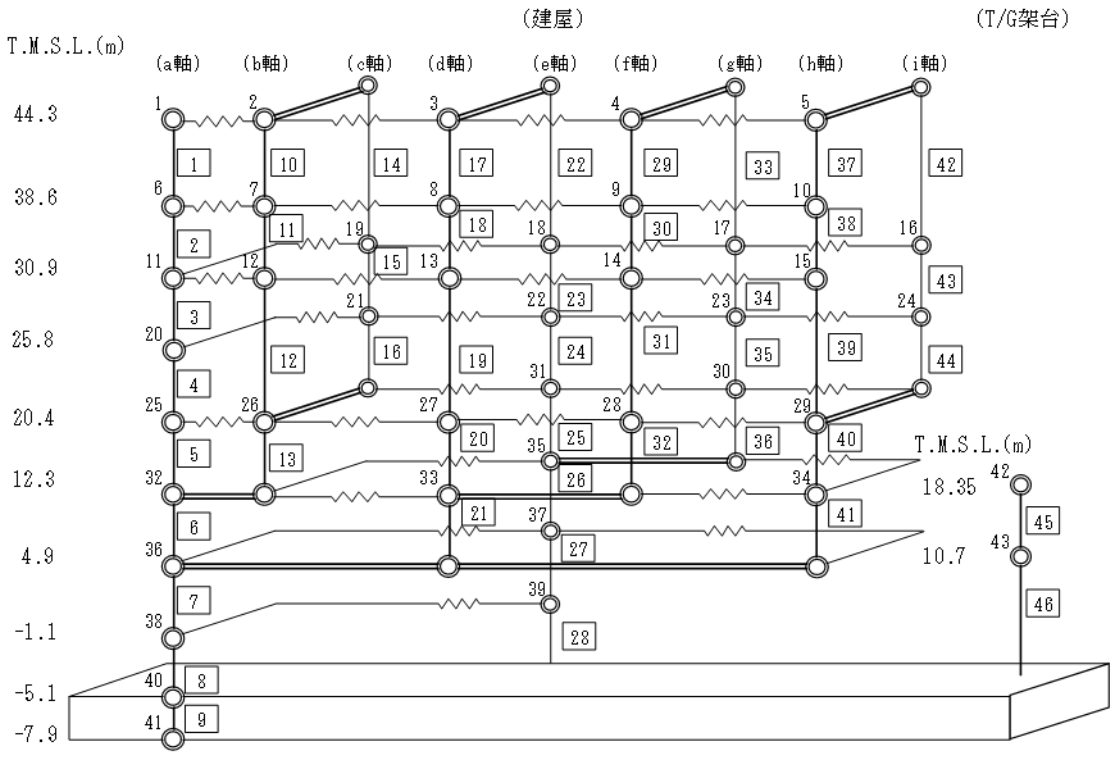
注記＊：RCCV 回転ばね

図 3－9　原子炉建屋の地震応答解析モデル図

（V-2-2-1「原子炉建屋の地震応答計算書」より抜粋）



NS 方向



EW 方向

図 3－10　タービン建屋の地震応答解析モデル図

（V-2-2-5「タービン建屋の地震応答計算書」より抜粋）

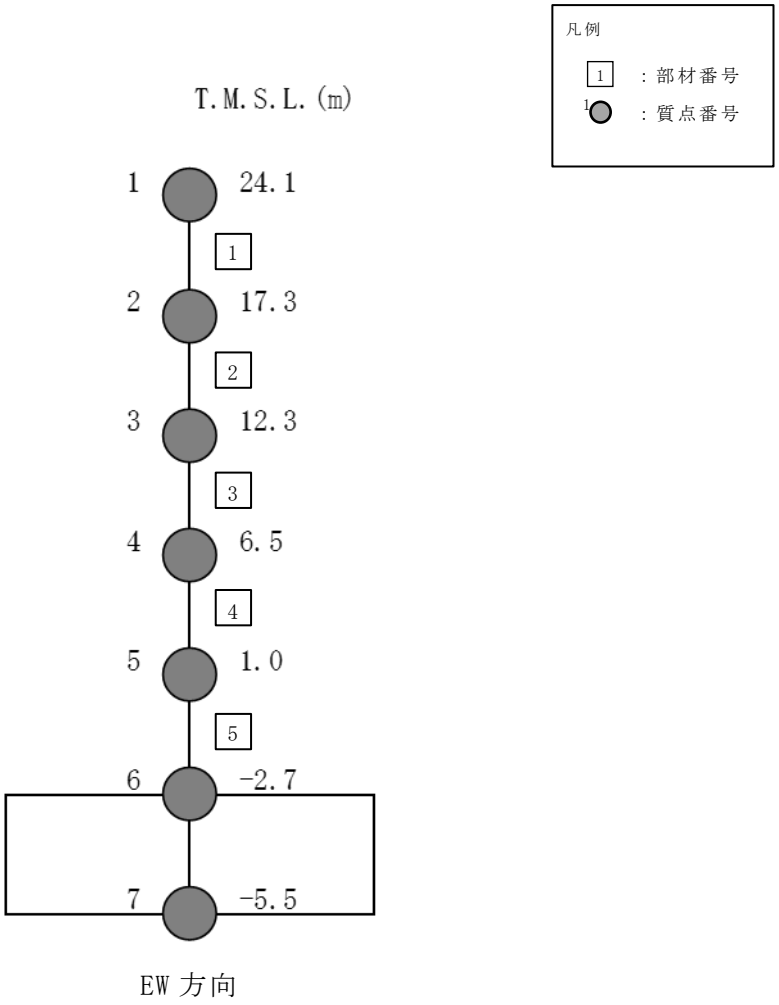
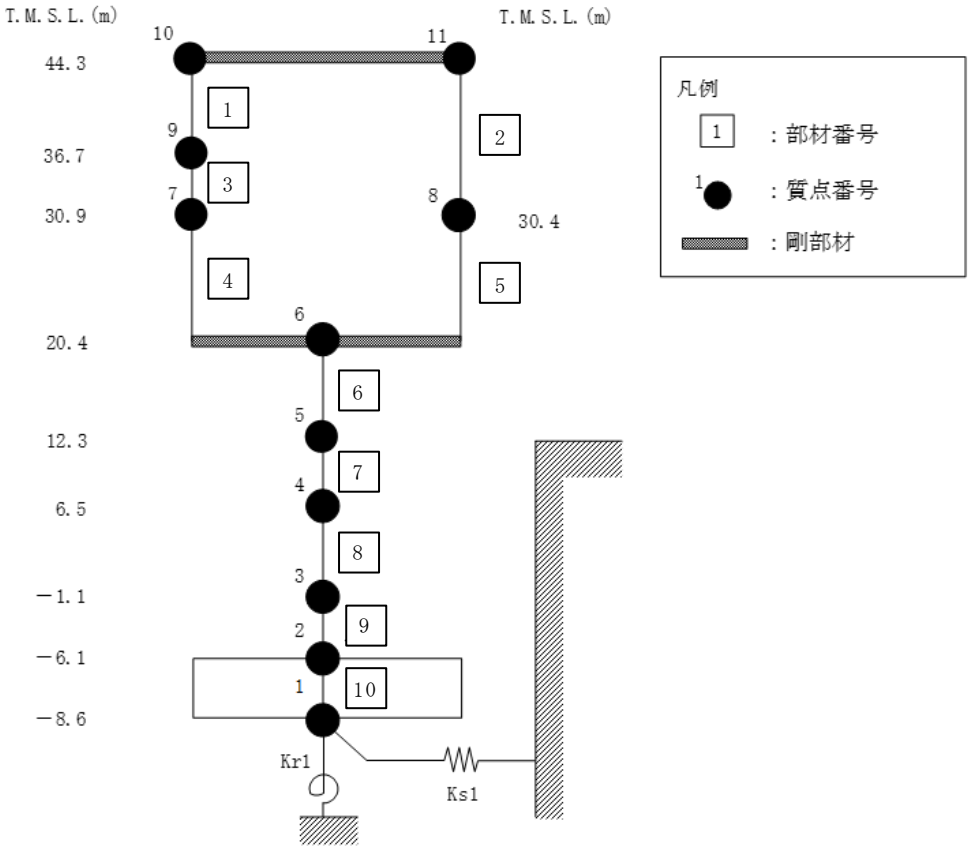


図 3－11　コントロール建屋の地震応答解析モデル図
（V-2-2-9「コントロール建屋の地震応答計算書」より抜粋）



EW 方向

図 3－12　廃棄物処理建屋の地震応答解析モデル図

（Ⅴ-2-2-11「廃棄物処理建屋の地震応答計算書」より抜粋）

表 3－21　原子炉建屋のせん断スケルトン曲線（τ－γ関係）（NS 方向）

部材番号	第1折点		第2折点		終局点	
	τ_1 (N/mm^2)	γ_1 ($\times 10^{-3}$)	τ_2 (N/mm^2)	γ_2 ($\times 10^{-3}$)	τ_3 (N/mm^2)	γ_3 ($\times 10^{-3}$)
1	2.28	0.191	3.08	0.569	6.81	4.00
2	2.38	0.199	3.21	0.588	6.54	4.00
3	2.40	0.201	2.96	0.630	4.84	4.00
4	2.54	0.213	3.35	0.644	6.62	4.00
5	2.55	0.213	3.29	0.660	6.44	4.00
6	2.62	0.219	3.47	0.665	6.98	4.00
7	2.70	0.226	3.64	0.674	7.56	4.00
8	2.69	0.224	3.52	0.691	7.03	4.00

表 3－22　原子炉建屋のせん断スケルトン曲線（τ－γ関係）（EW 方向）

部材番号	第1折点		第2折点		終局点	
	τ_1 (N/mm^2)	γ_1 ($\times 10^{-3}$)	τ_2 (N/mm^2)	γ_2 ($\times 10^{-3}$)	τ_3 (N/mm^2)	γ_3 ($\times 10^{-3}$)
1	2.33	0.195	3.15	0.582	6.58	4.00
2	2.33	0.195	3.14	0.581	6.73	4.00
3	2.50	0.209	3.28	0.634	6.13	4.00
4	2.47	0.206	3.21	0.626	6.23	4.00
5	2.48	0.207	3.18	0.642	6.24	4.00
6	2.54	0.212	3.43	0.636	7.39	4.00
7	2.58	0.216	3.41	0.656	7.10	4.00
8	2.58	0.215	3.31	0.673	6.60	4.00

表 3－23　タービン建屋のせん断スケルトン曲線（τ－γ関係）（NS 方向）

部材番号	第1折点		第2折点		終局点	
	τ_1 (N/mm^2)	γ_1 ($\times 10^{-3}$)	τ_2 (N/mm^2)	γ_2 ($\times 10^{-3}$)	τ_3 (N/mm^2)	γ_3 ($\times 10^{-3}$)
3	2.19	0.182	2.94	0.541	3.95	4.00
4	2.36	0.197	3.11	0.554	4.08	4.00
5	2.51	0.210	3.36	0.575	4.54	4.00
6	2.38	0.199	3.12	0.601	4.35	4.00
7	2.57	0.214	3.38	0.516	4.45	4.00
10	2.18	0.182	2.94	0.527	4.09	4.00
11	2.20	0.183	2.94	0.538	4.02	4.00
12	2.26	0.189	2.99	0.532	3.60	4.00
13	2.29	0.191	3.02	0.546	4.32	4.00
14	2.35	0.196	3.09	0.573	4.20	4.00
15	2.41	0.201	3.13	0.554	3.50	4.00

表 3－24　タービン建屋のせん断スケルトン曲線（τ－γ関係）（EW 方向）

部材番号	第1折点		第2折点		終局点	
	τ_1 (N/mm^2)	γ_1 ($\times 10^{-3}$)	τ_2 (N/mm^2)	γ_2 ($\times 10^{-3}$)	τ_3 (N/mm^2)	γ_3 ($\times 10^{-3}$)
3	2.24	0.187	3.02	0.561	6.01	4.00
4	2.37	0.198	3.19	0.596	5.87	4.00
5	2.30	0.191	3.08	0.577	5.43	4.00
6	2.33	0.194	3.04	0.566	4.18	4.00
7	2.39	0.199	3.09	0.606	4.09	4.00
8	2.36	0.197	3.01	0.628	3.92	4.00
12	2.26	0.188	2.80	0.455	2.85	4.00
13	2.34	0.195	3.03	0.521	3.07	4.00
16	2.16	0.180	2.83	0.545	3.68	4.00
19	2.22	0.185	3.00	0.549	3.17	4.00
20	2.34	0.195	2.35	0.599	2.39	4.00
21	2.47	0.206	2.53	0.235	2.57	4.00
23	2.32	0.193	3.13	0.581	4.41	4.00
24	2.20	0.184	2.96	0.546	4.12	4.00
25	2.32	0.194	2.99	0.553	3.31	4.00
26	2.19	0.182	2.94	0.547	3.70	4.00
27	2.23	0.186	2.89	0.546	3.41	4.00
28	2.27	0.190	2.96	0.588	3.28	4.00
31	2.23	0.185	3.01	0.548	3.16	4.00
32	2.62	0.218	3.21	0.498	3.25	4.00
34	2.32	0.193	3.08	0.583	4.28	4.00
35	2.21	0.184	2.94	0.546	3.99	4.00
36	2.28	0.190	2.94	0.552	3.21	4.00
39	2.30	0.192	3.05	0.570	4.21	4.00
40	2.28	0.190	3.03	0.536	4.42	4.00
41	2.27	0.189	2.94	0.602	4.70	4.00
43	2.13	0.178	2.79	0.532	3.33	4.00
44	2.16	0.180	2.92	0.536	3.61	4.00

表 3－25　コントロール建屋のせん断スケルトン曲線（τ－γ関係）（EW 方向）

部材番号	第 1 折点		第 2 折点		終局点	
	τ_1 (N/mm^2)	γ_1 ($\times 10^{-3}$)	τ_2 (N/mm^2)	γ_2 ($\times 10^{-3}$)	τ_3 (N/mm^2)	γ_3 ($\times 10^{-3}$)
1	2.25	0.188	3.00	0.516	6.40	4.00
2	2.38	0.199	3.05	0.616	5.58	4.00
3	2.56	0.214	3.39	0.626	6.50	4.00
4	2.48	0.207	3.32	0.639	6.33	4.00
5	2.58	0.215	3.45	0.663	6.32	4.00

表 3－26　廃棄物処理建屋のせん断スケルトン曲線（τ－γ関係）（EW 方向）

部材番号	第1折点		第2折点		終局点	
	τ_1 (N/mm^2)	γ_1 ($\times 10^{-3}$)	τ_2 (N/mm^2)	γ_2 ($\times 10^{-3}$)	τ_3 (N/mm^2)	γ_3 ($\times 10^{-3}$)
4	2.37	0.197	3.09	0.588	4.84	4.00
5	2.25	0.187	2.90	0.557	4.35	4.00
6	2.32	0.194	3.01	0.572	4.78	4.00
7	2.37	0.197	3.11	0.584	4.75	4.00
8	2.45	0.204	3.25	0.596	5.04	4.00
9	2.59	0.216	3.44	0.610	5.01	4.00

設計荷重のうち，風圧力による荷重W_Wは，建屋の形状を考慮して算出した風力係数及び受圧面積に基づき算出する。

気圧差による荷重W_Pは，建屋の内部から外部に作用し，建屋の層全体の評価においては相殺される荷重であるが，保守的にW_Wと同じ方向にのみ作用すると見なす。

また，設計飛来物による衝撃荷重W_Mは，各建屋の最上部に加える。ここで，地震応答解析モデルが多軸モデルの場合には，各軸の最上部の質点にW_Mを加え評価を行うものとし，次式の設計飛来物による衝撃荷重の算定式によって算出した運動エネルギーが最大となる鋼製足場板の衝撃荷重W_M＝1100kN を用いて評価を行う。

$$F_m = m \cdot V / \Delta t = m \cdot V^2 / L_1$$

(2) 屋根スラブ

a. スタッド

原子炉建屋屋上屋根スラブについて，気圧差による荷重W_Pによりスタッドに生じる引張力を算定し，許容限界を超えないことを確認する。スタッドに作用する引張力は，単位幅の屋根スラブに生じるせん断力を当該範囲のスタッドが均等に負担するものとして評価する。

スタッドに発生する引張力Tの算定式を以下に示す。また，スタッドに作用する荷重の概要を図3－13に示す。

スタッド1本あたりの発生引張力

$$T = Q \cdot \frac{p}{1000}$$

ここで，$Q = \frac{\omega_T \cdot L}{2}$

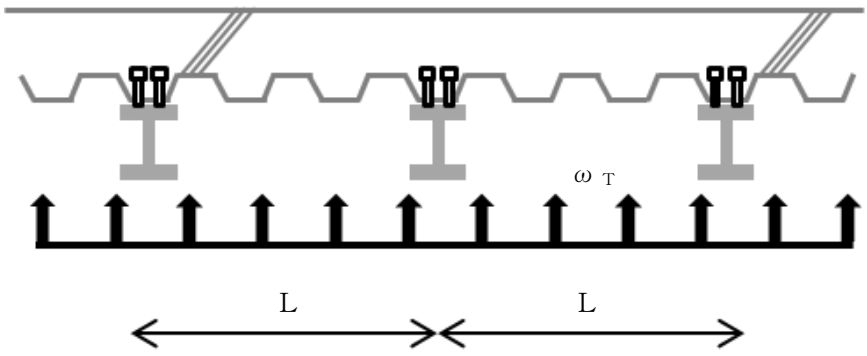


図3－13　スタッドに作用する荷重の概要

スタッドの許容引張力は，各種合成構造設計指針･同解説に準拠し，スタッドの降伏により定まる場合の許容引張力p_{a1}，定着したコンクリート躯体のコーン状破壊により定まる場合の許容引張力p_{a2}，コンクリートの支圧破壊により定まる場合の許容引張力p_{a3}のうち，最も小さい値とする。スタッドの許容引張力p_aの算定式を以下に示す。

$$p_a = \mathrm{Min}\{p_{a1},\ p_{a2},\ p_{a3}\}$$

ここで，

$$p_{a1} = \Phi_1 \cdot {}_s\sigma_{pa} \cdot {}_{ac}a$$

$$p_{a2} = \Phi_2 \cdot {}_c\sigma_t \cdot A_c$$

$$p_{a3} = f_n \cdot A_0$$

b.　デッキプレート

タービン建屋2階非常用送風機室上部屋根スラブについて，気圧差による荷重W_P及び常時作用する荷重F_dによりデッキプレートに発生する曲げモーメント及びせん断力を算定し，許容限界を超えないことを確認する。評価は，デッキプレートを支持する梁位置を支持点とした二連梁として行う。デッキプレートに発生する曲げモーメントM及びせん断力Qの算定式を以下に示す。また，デッキプレートに作用する荷重の概要を図3－14に示す。

デッキプレートに発生する単位幅あたりの曲げモーメント

$$M = \mathrm{Max}\{M_1,\ M_2\}$$

ここで，

$$M_1 = \frac{9}{128}(\omega_T - \omega_d) \times L^2$$

$$M_2 = \frac{1}{8}(\omega_T - \omega_d) \times L^2$$

デッキプレートに発生する単位幅あたりのせん断力

$$Q = \frac{5}{4}(\omega_T - \omega_d) \times L$$

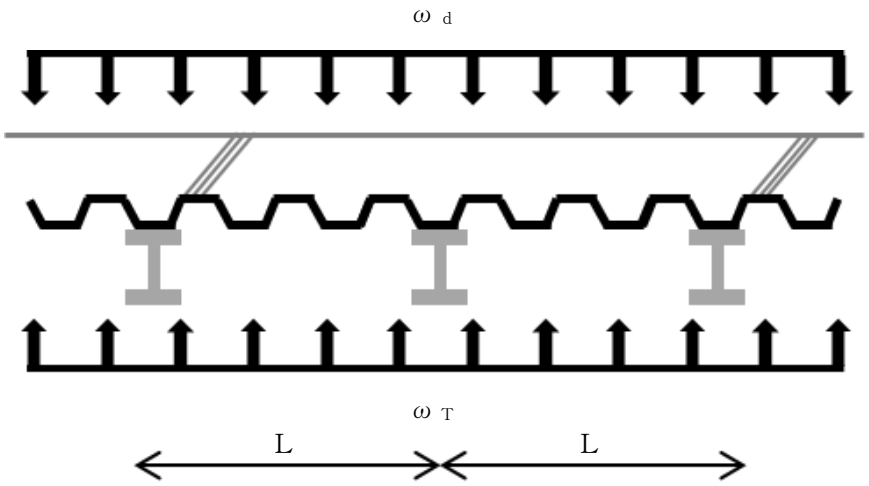


図3－14　デッキプレートに作用する荷重の概要

許容限界であるデッキプレートの短期許容応力度は，ＪＩＳ及び鋼構造設計規準に基づき算定する。

4. 評価条件

4.1 貫通評価

4.1.1 式による評価

貫通評価において，各施設の壁，スラブの貫通評価式に用いる条件を表 4－1 に示す。

表 4－1 貫通評価に用いる入力値

記号	単位	定義		数値
D	kgf/cm^3	設計飛来物直径密度（D＝W／d^3）		鋼製足場板：9.75×10^{-3} 足場パイプ：8.80×10^{-2}
d	cm	設計飛来物直径		鋼製足場板：11.28 足場パイプ：5.00
F_c	kgf/cm^2	コンクリートの設計基準強度		330
N	—	設計飛来物の形状係数		鋼製足場板：1.14 足場パイプ：1.14
V	m/s	壁面	設計飛来物の衝突速度（水平）	55*1
		屋根	設計飛来物の衝突速度（鉛直）	38*2
W	kgf	設計飛来物重量		鋼製足場板：14 足場パイプ：11
α_e	—	低減係数		1.0

注記＊1 ：水平方向の貫通限界厚さが大きくなる鋼製足場板の衝突速度。

＊2 ：鉛直方向の貫通限界厚さが大きくなる足場パイプの衝突速度。

4.1.2 屋根スラブに対する衝突解析

屋根スラブの貫通評価における衝突解析は，屋根スラブの最大変形が生じると想定される評価対象の中央部に衝突するケースを設定する。

解析ケースを表 4－2 及び図 4－1，図 4－2 に示す。

表 4－2 解析ケース

評価対象	設計飛来物	衝突箇所	設計飛来物の衝突方向	対象部材
原子炉建屋 屋上屋根スラブ	足場パイプ	中央部	水平	コンクリート（厚さ[redacted]） 鉄筋（D13@100）
タービン建屋 2 階非常用送風機室 上部屋根スラブ	足場パイプ	中央部	水平	コンクリート（厚さ[redacted]）

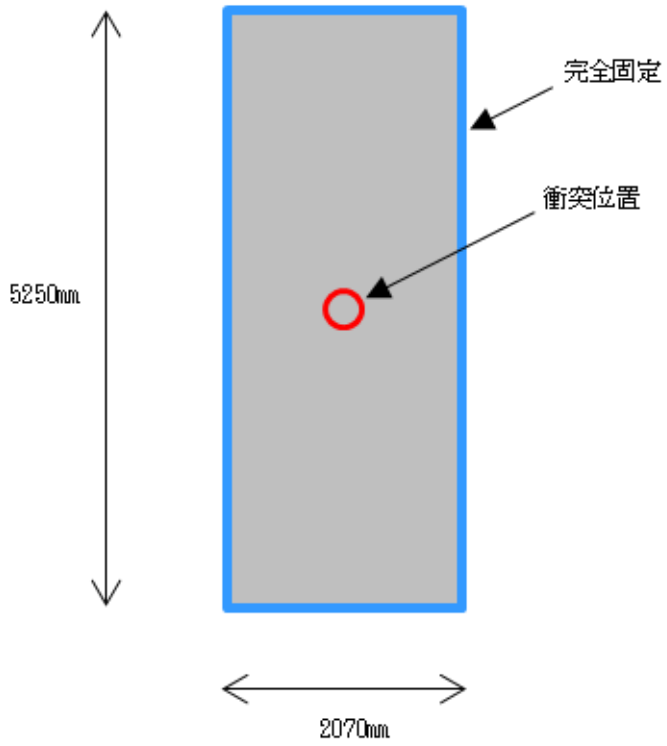


図 4－1　解析ケース（原子炉建屋屋上屋根スラブ）

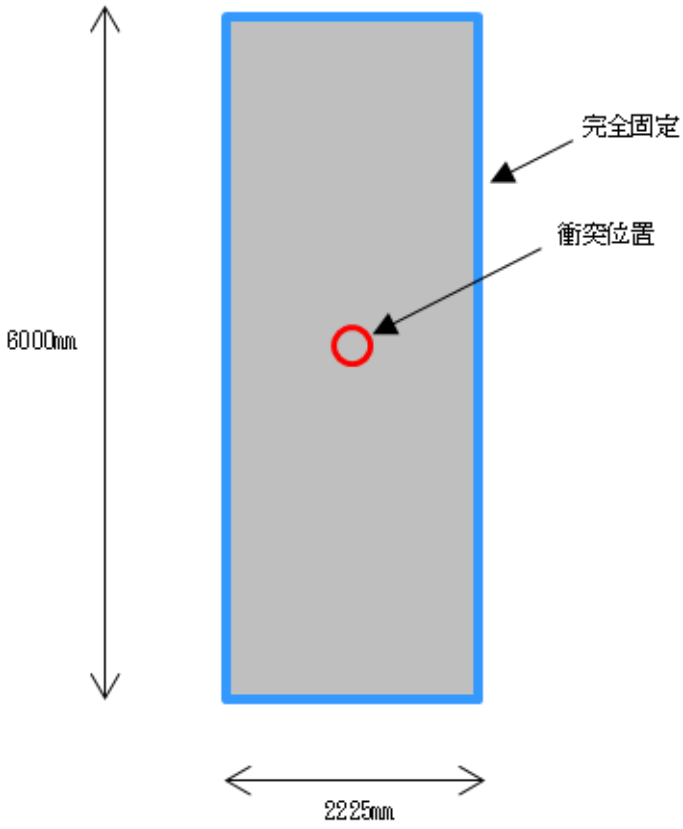


図 4－2　解析ケース（タービン建屋 2 階非常用送風機室上部屋根スラブ）

4.2　裏面剥離評価

4.2.1　式による評価

裏面剥離評価において，各施設の壁，スラブの裏面剥離評価式に用いる条件を表 4－3 に示す。

表 4－3　裏面剥離評価に用いる入力値

記号	定義		数値	単位
d	設計飛来物直径		鋼製足場板：11.28 足場パイプ：5.00	cm
f_c'	コンクリートの設計基準強度		330	kgf/cm^2
V	壁面	設計飛来物の衝突速度（水平）	55*1	m/s
	屋根	設計飛来物の衝突速度（鉛直）	38*2	
V_0	飛来物基準速度		鋼製足場板：60.96 足場パイプ：60.96	m/s
W	設計飛来物重量		鋼製足場板：14 足場パイプ：11	kgf
α_s	低減係数		1.0	―

注記＊1 ：水平方向の裏面剥離限界厚さが大きくなる鋼製足場板の衝突速度。

＊2 ：鉛直方向の裏面剥離限界厚さが大きくなる足場パイプの衝突速度。

4.2.2　屋根スラブに対する衝突解析

屋根スラブの裏面剥離評価における衝突解析は，屋根スラブの最大変形が生じると想定される評価対象の中央部に衝突するケースを設定する。

解析ケースは貫通評価と同じであり，表 4－2 及び図 4－1，図 4－2 の通り。

4.3　変形評価

4.3.1　耐震壁及び鉄骨架構

原子炉建屋，タービン建屋，コントロール建屋，廃棄物処理建屋の耐震壁及びタービン建屋，廃棄物処理建屋の鉄骨架構の変形評価に用いる条件を表 4－4～表 4－8 に示す。

なお，風力係数は風上，風下の質点の差異に関わらず，保守的に同じ値を用いるものとし，風力係数の設定方針の概念を図 4－3 に示す。

コントロール建屋，破棄物処理建屋は，建屋の北側，南側に別の建屋が隣接し

ており，建屋に生じる風圧力による荷重はEW方向が支配的となることから，EW方向についてのみ評価を行うものとする。ここで廃棄物処理建屋は，地震応答解析モデルが2軸に分かれており，各軸がEW方向の風圧力による荷重に対して風上，風下となっており，各軸で質点高さと質点数が異なることから，東面，西面それぞれに対し評価条件を設定する。

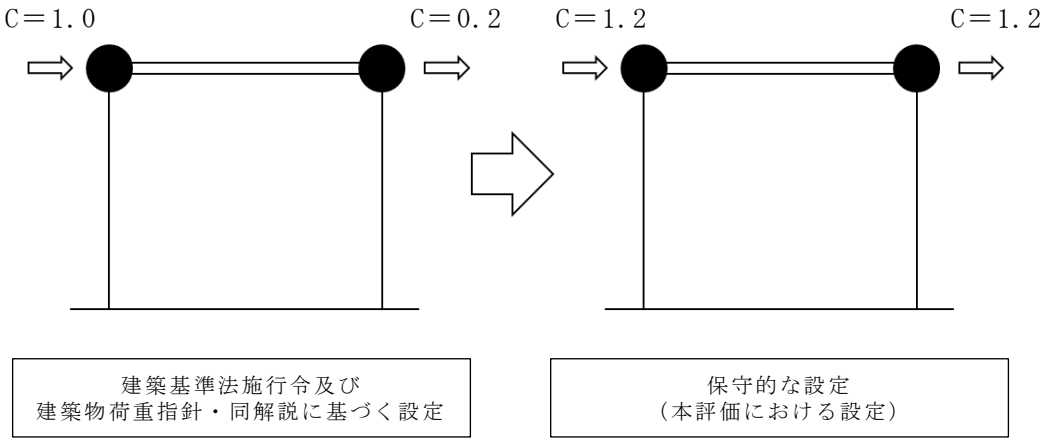


図 4－3　風力係数の設定方針の概念

表 4－4　設計飛来物による衝撃荷重の評価条件

記号	定義	数値	単位
L_1	設計飛来物の最も短い辺の全長	0.04	m
m	設計飛来物質量	14	kg
V	設計飛来物の衝突速度（水平）	55	m/s

表 4－5　原子炉建屋の変形評価の評価条件

T.M.S.L. (m)	位置	風力係数 C	受圧面積 A (m^2)	
			NS方向	EW方向
43.95～50.89	風上	1.2	414	271
	風下	1.2		
34.95～43.95	風上	1.2	543	479
	風下	1.2		
27.60～34.95	風上	1.2	447	417
	風下	1.2		
20.80～27.60	風上	1.2	415	385
	風下	1.2		
15.20～20.80	風上	1.2	354	318
	風下	1.2		
12.00～15.20	風上	1.2	202	190
	風下	1.2		

表 4－6　タービン建屋の変形評価の評価条件

T.M.S.L. (m)	位置	風力係数 C	受圧面積 A (m^2)	
			NS方向	EW方向
41.45～45.98	風上	1.2	232	441
	風下	1.2		
34.75～41.45	風上	1.2	361	651
	風下	1.2		
28.35～34.75	風上	1.2	499	623
	風下	1.2		
23.10～28.35	風上	1.2	434	511
	風下	1.2		
16.35～23.10	風上	1.2	579	656
	風下	1.2		
12.00～16.35	風上	1.2	375	437
	風下	1.2		

表 4－7　コントロール建屋の変形評価の評価条件

T.M.S.L. (m)	位置	風力係数 C	受圧面積 A (m^2)
			EW方向
25.90～31.30	風上	1.2	227
	風下	1.2	
17.30～25.90	風上	1.2	390
	風下	1.2	
12.00～17.30	風上	1.2	239
	風下	1.2	

表 4－8　廃棄物処理建屋の変形評価の評価条件（1/2）

T.M.S.L. (m)	位置	風力係数 C	受圧面積 A (m^2)
			東面
40.50～45.98	風上	1.2	201
	風下	1.2	
33.80～40.50	風上	1.2	240
	風下	1.2	
25.65～33.80	風上	1.2	292
	風下	1.2	
16.35～25.65	風上	1.2	333
	風下	1.2	
12.00～16.35	風上	1.2	156
	風下	1.2	

表 4－8　廃棄物処理建屋の変形評価の評価条件（2/2）

T.M.S.L. (m)	位置	風力係数 C	受圧面積 A (m^2)
			西面
37.35～45.98	風上	1.2	314
	風下	1.2	
25.40～37.35	風上	1.2	428
	風下	1.2	
16.35～25.40	風上	1.2	324
	風下	1.2	
12.00～16.35	風上	1.2	156
	風下	1.2	

4.3.2　屋根スラブ

(1)　スタッド

原子炉建屋屋上屋根スラブのスタッドの変形評価に用いる条件を表 4－9 に示す。

表 4－9　スタッドの評価条件

記号	定義	数値	単位
A_c	コーン状破壊面の有効投影面積	18482	mm^2
A_0	スタッド頭部の支圧面積	459	mm^2
${}_{ac}a$	スタッドの断面積で， 軸部断面積とねじ部有効断面積の小なる方の値	201	mm^2
D	スタッドの頭部直径	29	mm
d	スタッドの軸部直径	16	mm
F_C	コンクリートの設計基準強度	22.0	N/mm^2
f_n	コンクリートの支圧強度	132	N/mm^2
ℓ_e	スタッドのコンクリート内への有効埋込み長さ	70	mm
p_a	スタッド1本あたりの許容引張力	16.1	kN
p_{a1}	スタッド鋼材の降伏により定まる場合の スタッド1本あたりの許容引張力	47.2	kN
p_{a2}	定着したコンクリート躯体の コーン状破壊により定まる場合の スタッド1本あたりの許容引張力	16.1	kN
p_{a3}	コンクリートの支圧破壊により定まる スタッド1本あたりの許容引張力	60.6	kN
${}_c\sigma_t$	コーン状破壊に対するコンクリートの引張強度	1.31	N/mm^2
${}_s\sigma_{pa}$	スタッドの引張強度	235	N/mm^2
${}_s\sigma_y$	スタッドの規格降伏点強度	235	N/mm^2
Φ_1	低減係数	1.0	—
Φ_2	低減係数	0.667	—
p	スタッドの間隔	300	mm
T	スタッドに生じる引張力	2.1	kN

(2) デッキプレート

タービン建屋2階非常用送風機室上部屋根スラブのデッキプレートの変形評価に用いる条件を表4－10に示す。

表4－10 デッキプレートの評価条件

記号	定義	数値	単位
L	デッキプレートの支持スパン	2.27	m
M	設計竜巻による単位幅あたりの曲げモーメント （＝Max｛M_1, M_2｝）	1.89	kN･m
M_1	支持スパン中央部における 単位幅あたりの曲げモーメント	1.07	kN･m
M_2	支持位置における 単位幅あたりの曲げモーメント	1.89	kN･m
Q	デッキプレートに生じる 単位幅のせん断力	8.37	kN/m
ω_d	常時作用する荷重による 単位幅あたりの荷重	3.5	kN/m
ω_T	設計竜巻による単位幅あたりの荷重 （＝Max｛ω_{T1}, ω_{T2}｝）	6.4	kN/m
ω_{T1}	複合荷重W_{T1}による 単位幅あたりの荷重	6.4	kN/m
ω_{T2}	複合荷重W_{T2}による 単位幅あたりの荷重 （設計飛来物による衝撃荷重W_Mは考慮しない）	3.9	kN/m
t	デッキプレートの厚さ	2.3	mm
b	デッキプレートの単位幅	1000	mm

5. 強度評価結果

5.1 貫通評価

式による評価にて算定した貫通限界厚さと許容限界の比較を表 5－1 に示す。評価結果より，各施設の評価対象部位の許容限界が，設計飛来物による貫通を生じない貫通限界厚さを上回ることを確認した。

式による評価にて許容限界を満足しなかった原子炉建屋屋上屋根スラブ及びタービン建屋 2 階非常用送風機室上部屋根スラブについて,解析による評価結果を表 5－2 及び図 5－1，図 5－2 に示す。

上記結果より，評価対象部位に設計飛来物による貫通が生じないことを確認した。

表 5－1　貫通評価結果（式による評価）

評価対象部位		設計飛来物	評価結果 (cm)	許容限界 (cm)
原子炉建屋	4階R7通り内壁	鋼製足場板	12	25
タービン建屋	1階非常用電気品室南側内壁	鋼製足場板	12	30
コントロール建屋	屋上塔屋外壁	鋼製足場板	12	
	屋上塔屋屋根スラブ	足場パイプ	10	
廃棄物処理建屋	1階内壁	鋼製足場板	12	30
	2階床スラブ	足場パイプ	10	30

表 5－2　貫通評価結果（解析による評価）

評価対象部位		評価結果 ($\times 10^{-6}$)	許容限界 鋼材の破断ひずみ ($\times 10^{-6}$)
原子炉建屋 屋上屋根スラブ	鉄筋	42700	
タービン建屋 2階非常用送風機室 上部屋根スラブ	デッキプレート	68400	

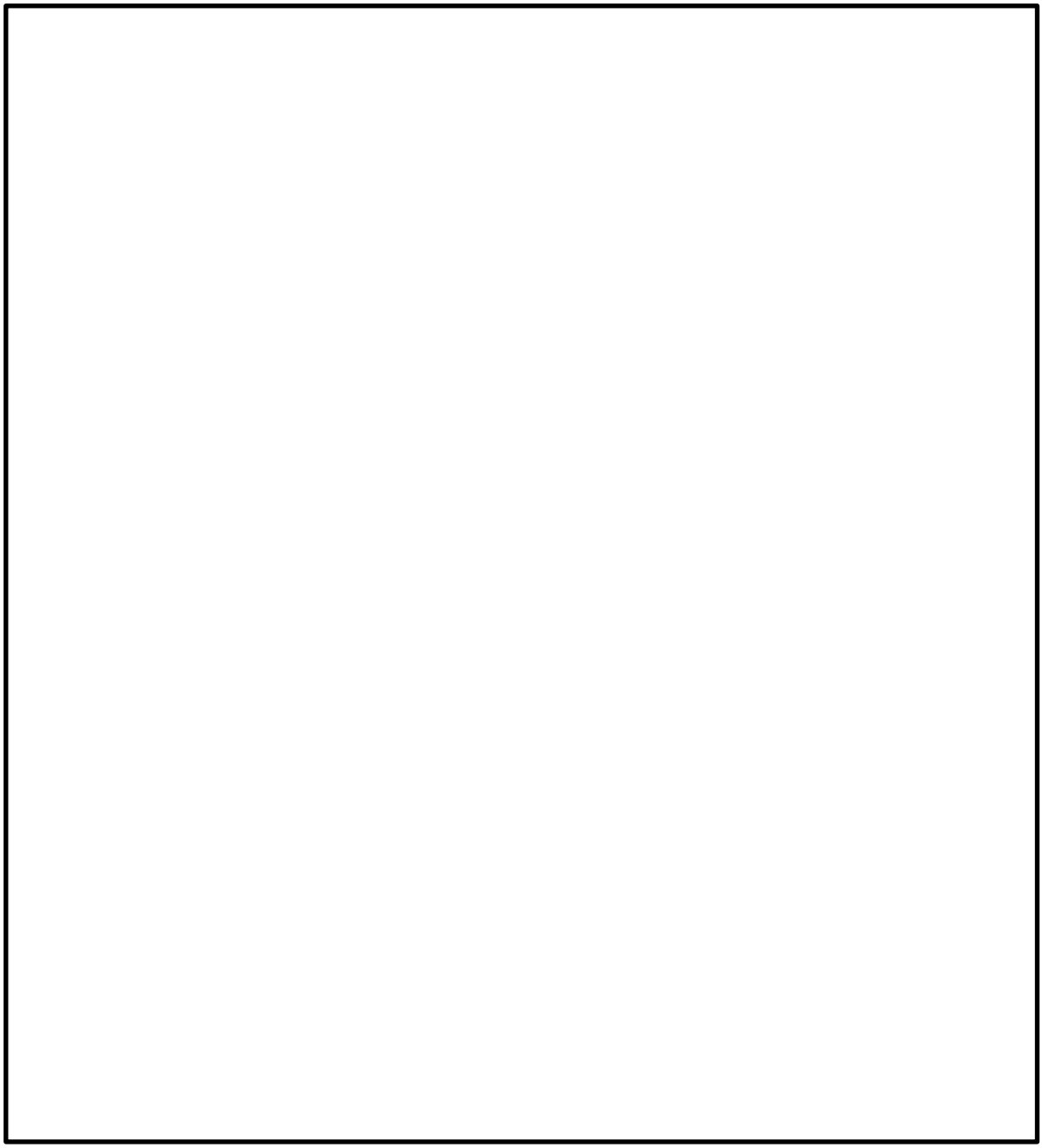


図 5－1　鉄筋のひずみ分布図（原子炉建屋屋上屋根スラブ）

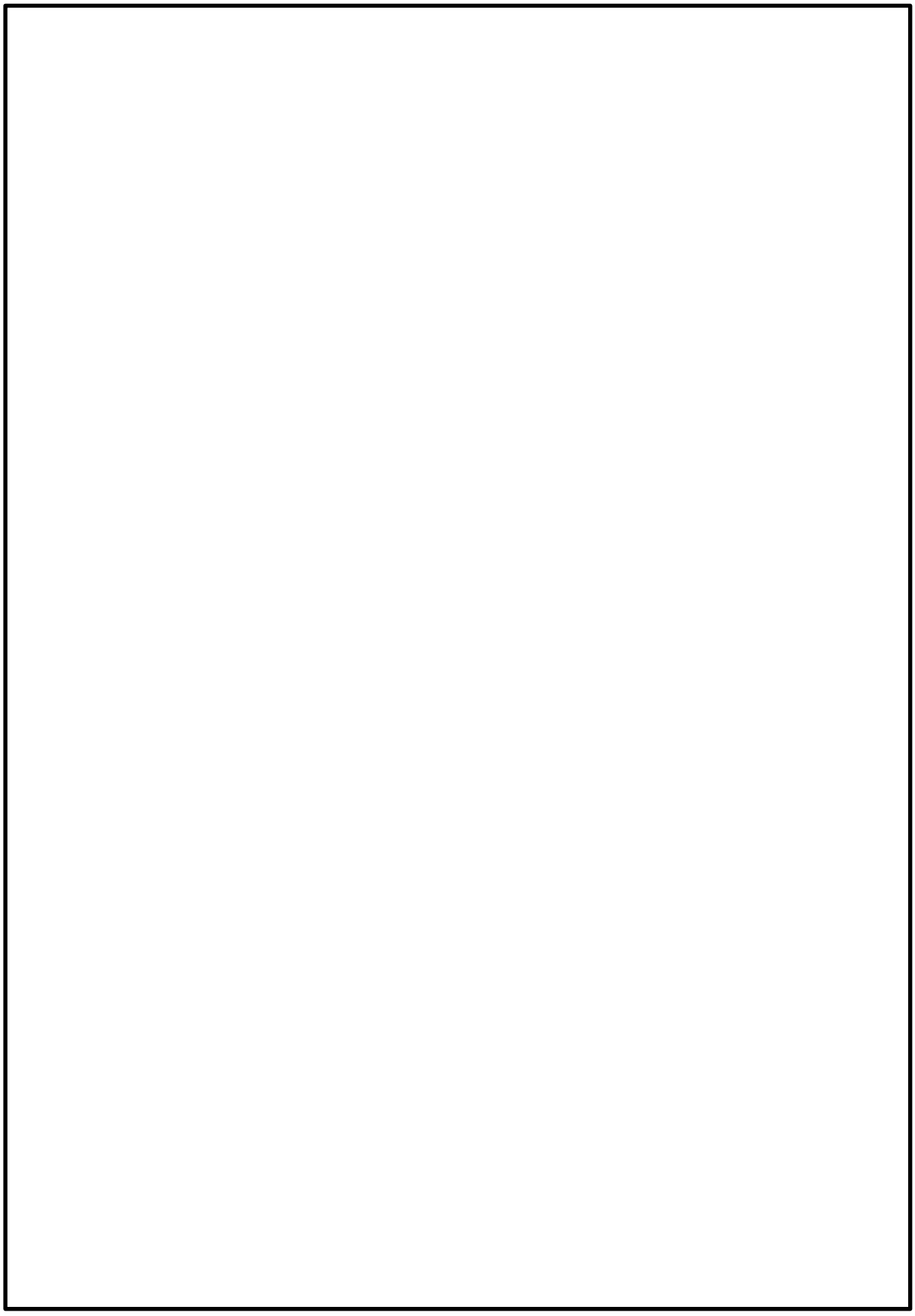


図 5－2　デッキプレートのひずみ分布図
（タービン建屋 2 階非常用送風機室上部屋根スラブ）

5.2　裏面剥離評価

式による評価にて算定した裏面剥離限界厚さと許容限界の比較を表 5－3 に示す。評価結果より，各施設の評価対象部位の許容限界が，設計飛来物による裏面剥離を生じない裏面剥離限界厚さを上回ることを確認した。

式による評価にて許容限界を満足しなかった原子炉建屋屋上屋根スラブ及びタービン建屋 2 階非常用送風機室上部屋根スラブについて,解析による評価結果を表 5－4 及び図 5－3 に示す。タービン建屋 2 階非常用送風機室上部屋根スラブのデッキプレートの解析結果は貫通評価の評価結果と同じであることから，図 5－2 の通り。

上記結果より，評価対象部位に設計飛来物による裏面剥離が生じないことを確認した。

表 5－3　裏面剥離評価結果（式による評価）

評価対象部位		設計飛来物	評価結果 (cm)	許容限界 (cm)
原子炉建屋	4階R7通り内壁	鋼製足場板	21	25
タービン建屋	1階非常用電気品室南側内壁	鋼製足場板	21	30
コントロール建屋	屋上塔屋外壁	鋼製足場板	21	[redacted]
	屋上塔屋屋根スラブ	足場パイプ	17	
廃棄物処理建屋	1階内壁	鋼製足場板	21	30
	2階床スラブ	足場パイプ	17	30

表 5－4　裏面剥離評価結果（解析による評価）

評価対象部位		評価結果 ($\times 10^{-6}$)	許容限界
			鋼材の破断ひずみ ($\times 10^{-6}$)
原子炉建屋 屋上屋根スラブ	デッキプレート	44500	[redacted]
タービン建屋 2階非常用送風機室 上部屋根スラブ	デッキプレート	68400	

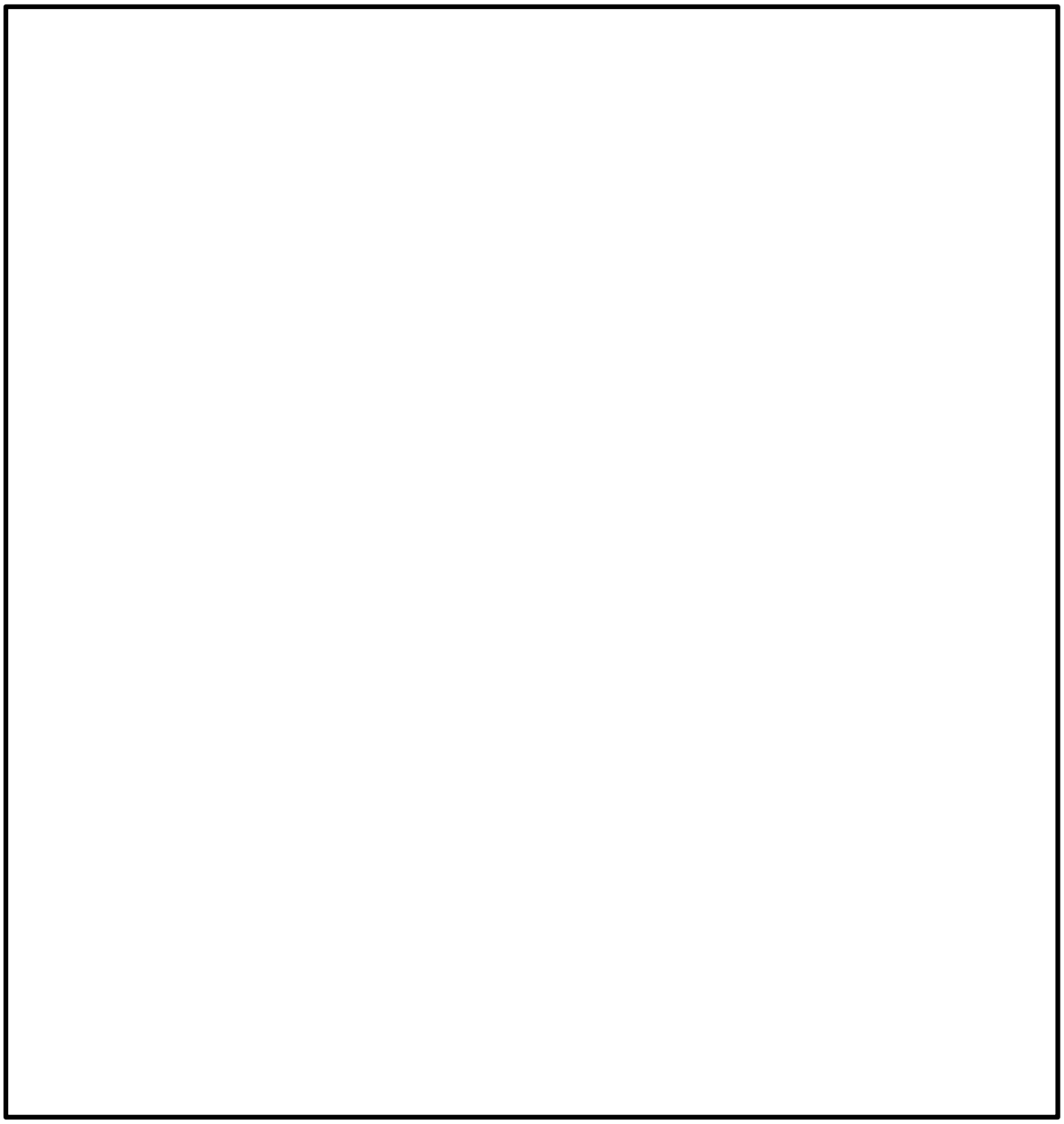


図 5－3　デッキプレートのひずみ分布図（原子炉建屋屋上屋根スラブ）

5.3　変形評価

5.3.1　耐震壁及び鉄骨架構

各施設の耐震壁に生じるせん断ひずみと，各施設の鉄骨架構に生じる層間変形角について，許容限界との比較を表 5－5 に示す。

各施設の耐震壁に生じるひずみ及び各施設の鉄骨架構に生じる層間変形角が許容限界を超えないことを確認した。

表 5－5　変形評価結果（耐震壁及び鉄骨架構）

評価対象部位		評価結果	許容限界
耐震壁	原子炉建屋	0.01×10^{-3}	2.0×10^{-3}
	タービン建屋	0.65×10^{-3}	2.0×10^{-3}
	コントロール建屋	0.09×10^{-3}	2.0×10^{-3}
	廃棄物処理建屋	0.02×10^{-3}	2.0×10^{-3}
鉄骨架構	タービン建屋	1/2955	1/120
	廃棄物処理建屋	1/4917	1/120

注：　NS 方向，EW 方向の評価結果のうち，最も評価結果が厳しい部材について評価結果を記載するものとする。

5.3.2　屋根スラブ

(1)　スタッド

原子炉建屋屋上屋根スラブのスタッドに生じる引張力と許容限界の比較を表 5－6 に示す。

評価結果より，スタッドに生じる引張力が許容限界を超えないことを確認した。

表 5－6　変形評価結果（スタッド）

評価対象部位		評価結果		許容限界 (kN)
		項目	数値 (kN)	
原子炉建屋 屋上屋根スラブ	スタッド	引張力	2.1	16.1

(2)　デッキプレート

タービン建屋 2 階非常用送風機室上部屋根スラブのデッキプレートに生じる応力度と許容限界の比較を表 5－7 に示す。

評価結果より，デッキプレートに生じる応力度が許容限界を超えないことを確認した。

表 5－7　変形評価結果（デッキプレート）

評価対象部位		評価結果		許容限界 (N/mm^2)
		項目	数値 (N/mm^2)	
タービン建屋 2階非常用送風機室 上部屋根スラブ	デッキプレート	曲げ	26.9	235
		せん断	3.64	135

Ⅴ-3-別添 1-6　軽油タンクの強度計算書

目　　次

1.　概要 …… 1
2.　基本方針 …… 1
2.1　位置 …… 1
2.2　構造概要 …… 2
2.3　評価方針 …… 3
2.4　適用規格 …… 5
3.　強度評価方法 …… 6
3.1　記号の定義 …… 6
3.2　評価対象部位 …… 9
3.3　荷重及び荷重の組合せ …… 10
3.4　許容限界 …… 13
3.5　評価方法 …… 15
3.5.1　衝突評価 …… 15
3.5.2　構造強度評価 …… 20
4.　評価条件 …… 25
4.1　衝突評価 …… 25
4.2　構造強度評価 …… 26
5.　強度評価結果 …… 27
5.1　衝突評価 …… 27
5.2　構造強度評価 …… 29

1. 概要

本資料は，V-3-別添 1-1「竜巻への配慮が必要な施設の強度計算の方針」に示すとおり，軽油タンクが竜巻時及び竜巻通過後においても，非常用所内母線へ 7 日間の電源供給が継続できるよう燃料を保有する機能を維持するために，主要な構造部材が健全性を有することを確認するものである。

2. 基本方針

軽油タンクについて，V-3-別添 1-1「竜巻への配慮が必要な施設の強度計算の方針」の「3.2 機能維持の方針」に示す構造計画を踏まえ，軽油タンクの「2.1　位置」，「2.2　構造概要」，「2.3 評価方針」及び「2.4　適用規格」を示す。

2.1 位置

軽油タンクは，V-3-別添 1-1「竜巻への配慮が必要な施設の強度計算の方針」の「3.2　機能維持の方針」に示すとおり，屋外の軽油タンクエリアに設置する。

軽油タンクエリアの位置図を図 2－1 に示す。

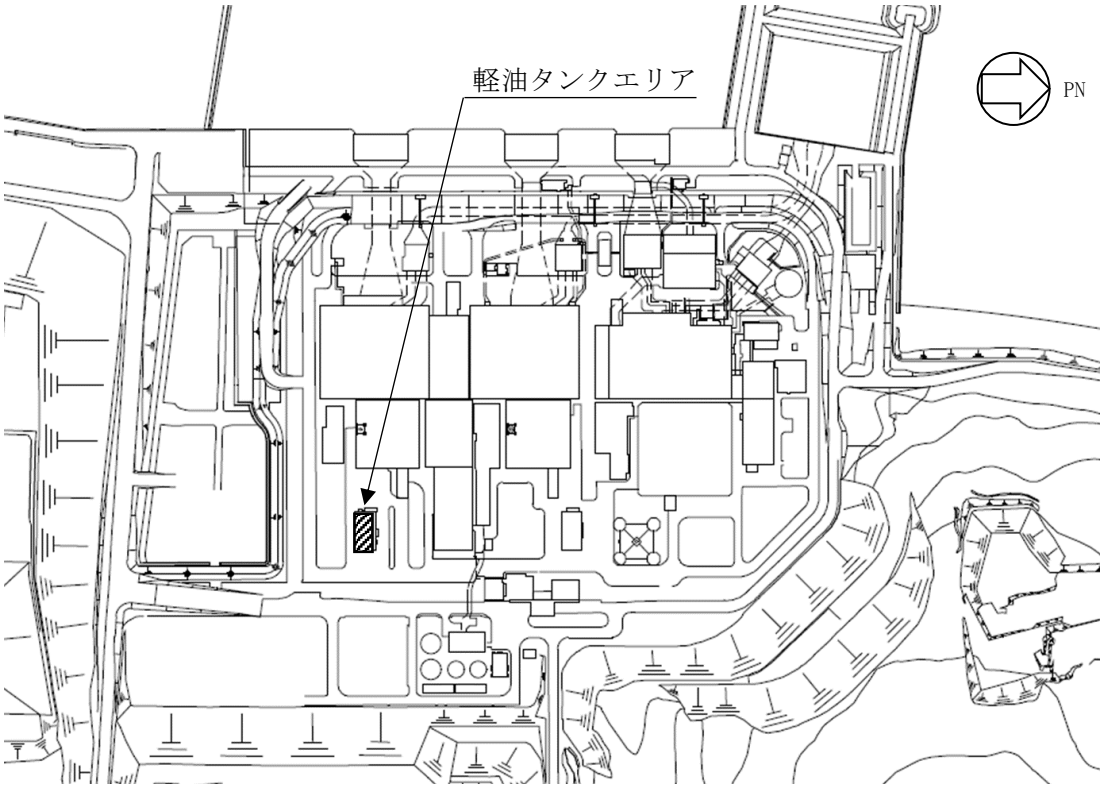


図 2－1　軽油タンクエリアの位置図

2.2　構造概要

軽油タンクについて，V-3-別添 1-1「竜巻への配慮が必要な施設の強度計算の方針」の「3.2 機能維持の方針」に示す構造計画を踏まえ，軽油タンクの構造を示す。

軽油タンクは，円筒形の胴板と屋根板より構成され，基礎ボルトによりコンクリート基礎に固定された平底たて置円筒形容器である。タンクは外気と繋がっているため，タンク内圧は大気圧となっている。軽油タンクの概要図を図 2－2 に示す。

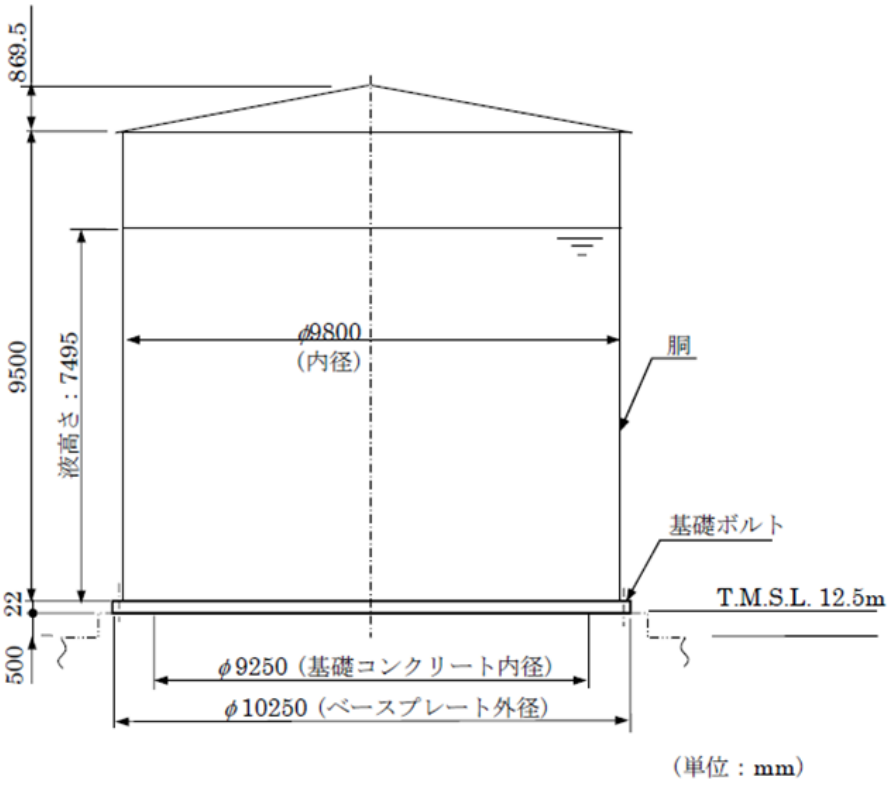


図 2－2　軽油タンクの概要図

2.3　評価方針

軽油タンクの強度評価は，Ⅴ-3-別添 1-1「竜巻への配慮が必要な施設の強度計算の方針」の「4.　荷重及び荷重の組合せ並びに許容限界」にて設定している，荷重及び荷重の組合せ並びに許容限界を踏まえて，軽油タンクの評価対象部位に作用するひずみ，応力等が，許容限界に留まることを「3.　強度評価方法」に示す方法により，「4.　評価条件」に示す評価条件を用いて計算し，「5.　強度評価結果」にて確認する。

軽油タンクの強度評価フローを図 2－3 に示す。軽油タンクの強度評価においては，その構造を踏まえ，設計竜巻による荷重とこれに組み合わせる荷重（以下「設計荷重」という。）の作用方向及び伝達過程を考慮し，評価対象部位を選定する。

強度評価の評価方針は，衝突評価及び構造強度評価に分類でき，軽油タンクはこれらの評価を実施する。

(1)　衝突評価の評価方針

衝突評価は，設計飛来物の衝突に対する直接的な影響の評価として，軽油タンクの外殻を構成する部材が設計飛来物の貫通を生じない最小厚さ以上であること，また，終局状態に至るようなひずみを生じないことを計算及び解析により確認する。

(2)　構造強度評価の評価方針

軽油タンクの構造強度評価については，設計荷重に対し，軽油タンクを構成する胴板及び基礎ボルトに生じる応力が許容応力以下であることを計算により確認する。ただし，座屈評価においては，評価式を満足することを確認する。また，自重については，設計荷重の抗力として作用する場合は質量が小さい方が安全側の評価となることから，満油時及び空油時の質量を考慮した評価を実施する。各部材の構造強度評価には，設計荷重は水平方向より作用する荷重という観点で地震荷重と同様なものであると考え，「原子力発電所耐震設計技術指針 重要度分類・許容応力編　ＪＥＡＧ４６０１・補-1984」（日本電気協会），「原子力発電所耐震設計技術指針　ＪＥＡＧ４６０１-1987」（日本電気協会）及び「原子力発電所耐震設計技術指針　ＪＥＡＧ４６０１-1991　追補版」（日本電気協会）（以下「ＪＥＡＧ４６０１」という。）の平底たて置円筒形容器の評価方法を準用し，Ⅴ-3-別添 1-1「竜巻への配慮が必要な施設の強度計算の方針」の「5.　強度評価方法」に示す軽油タンクの評価式を用いる。軽油タンクの許容限界は，Ⅴ-3-別添 1-1「竜巻への配慮が必要な施設の強度計算の方針」の「4.2 許容限界」に示す許容限界である，ＪＥＡＧ４６０１の許容応力状態$\mathrm{III}_{\mathrm{A}}$Ｓとする。

「発電用原子力設備規格　設計・建設規格　ＪＳＭＥ　Ｓ　ＮＣ１-2005/2007」（日本機械学会）（以下「ＪＳＭＥ」という。）付録材料図表 part5，6 の表にて許容応力を計算する際は，機器本体については最高使用温度，ボルトについては周囲環境温度に応じた値をとるものとするが，温度がＪＳＭＥ付録材料図表記載の中間の値の場合は，比例法を用いて計算する。

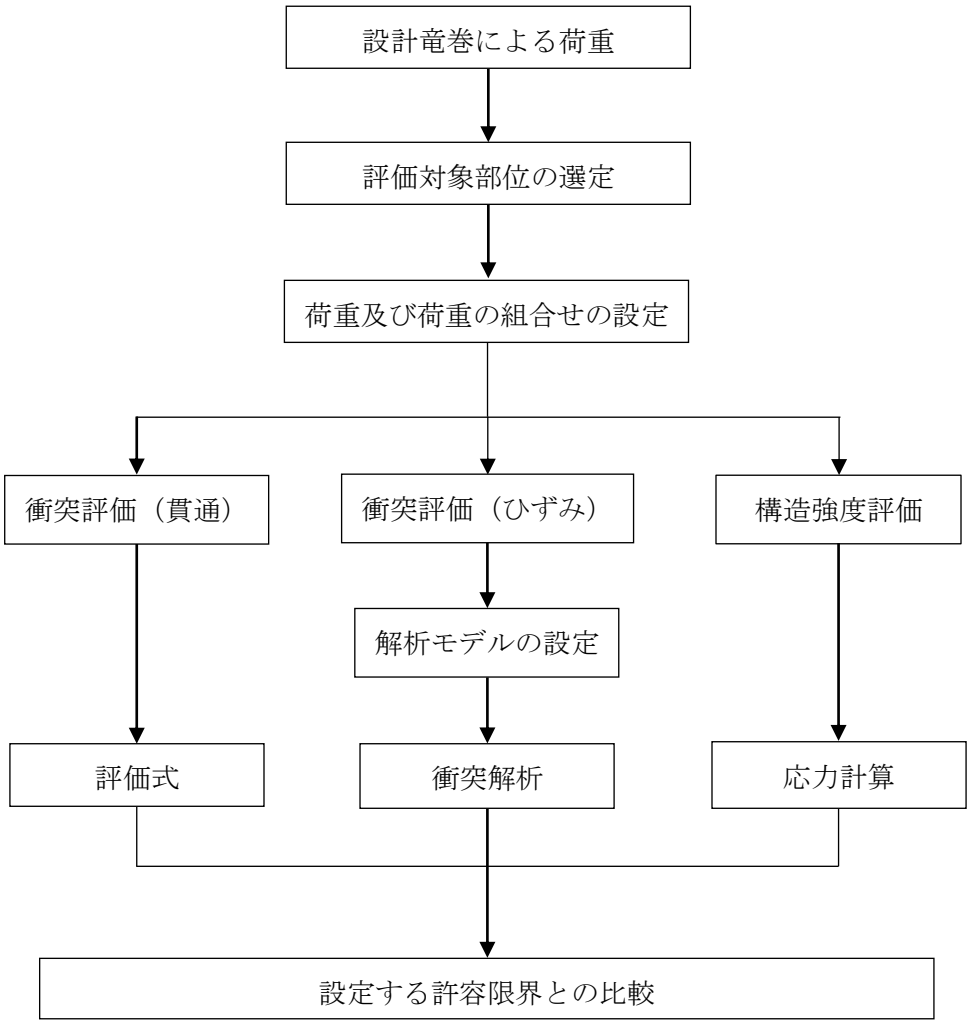


図 2－3　軽油タンクの強度評価フロー

2.4 適用規格

適用する規格，基準等を以下に示す。

- 「発電用原子力設備規格 設計・建設規格　ＪＳＭＥ　Ｓ　ＮＣ１-2005/2007」（日本機械学会）
- 「原子力発電所耐震設計技術指針　重要度分類・許容応力編　ＪＥＡＧ４６０１・補-1984」（日本電気協会）
- 「原子力発電所耐震設計技術指針　ＪＥＡＧ４６０１-1987」（日本電気協会）
- 「原子力発電所耐震設計技術指針　ＪＥＡＧ４６０１-1991　追補版」（日本電気協会）
- 日本工業規格（ＪＩＳ）
- Methodology for Performing Aircraft Impact Assessments for New Plant Designs (Nuclear Energy Institute 2011 Rev8 (NEI07-13))
- 「建築物荷重指針・同解説」（日本建築学会，2004 改定）
- 「鋼構造設計規準－許容応力度設計法－」（日本建築学会，2005 改定）
- ISE7607-3「軽水炉構造機器の衝撃荷重に関する調査　その 3　ミサイルの衝突による構造壁の損傷に関する評価式の比較検討」（昭和 51 年 10 月　高温構造安全技術研究組合）
- タービンミサイル評価について（昭和 52 年 7 月 20 日　原子炉安全専門審査会）

3. 強度評価方法

3.1 記号の定義

軽油タンクの評価に用いる記号を表3－1及び表3－2に示す。

表3－1 BRL式による貫通限界厚さの算定に用いる記号

記号	単位	定義
d	m	設計飛来物が衝突する衝突断面の等価直径
K	―	鋼板の材質に関する係数
m	kg	設計飛来物の質量
T	m	貫通限界厚さ
v	m/s	設計飛来物の衝突速度

表3－2 平底たて置円筒形容器の強度評価に用いる記号（1/3）

記号	単位	定義
A	m^2	受圧面積
A_b	mm^2	基礎ボルト呼び径断面積
C	―	風力係数
C_c	―	基礎ボルト計算における係数
C_t	―	基礎ボルト計算における係数
D_{bi}	mm	ベースプレート内径
D_{bo}	mm	ベースプレート外径
D_c	mm	基礎ボルト中心円直径
D_d	mm	コンプレッションリング外径
D_i	mm	胴内径
E	MPa	ヤング率
e	―	基礎ボルト計算における係数
F	MPa	ＪＳＭＥ　SSB-3121.1(1)により規定される値
F_c	N	基礎に作用する圧縮力
F_t	N	基礎ボルトに作用する引張力
f_b	MPa	曲げモーメントにより生じる座屈応力
f_c	MPa	軸圧縮荷重により生じる座屈応力
f_s	MPa	ＪＳＭＥ　SSB-3131により規定される供用状態Ａ及びＢでの許容せん断応力

表 3－2　平底たて置円筒形容器の強度評価に用いる記号（2/3）

記号	単位	定義
f_t	MPa	ＪＳＭＥ　SSB-3131 により規定される供用状態Ａ及びＢでの許容引張応力
f_{ts}	MPa	引張力とせん断力を同時に受ける基礎ボルトの許容引張応力
G	—	ガスト影響係数
g	m/s^2	重力加速度
H	mm	容器高さ
H_h	mm	液面高さ
k	—	基礎ボルト計算における中立軸の荷重係数
L_1	m	設計飛来物の最も短い辺の全長
ℓ_g	mm	胴板高さの 1/2＋底板
ℓ_M	mm	胴板最上部の高さ
ℓ_1，ℓ_2	mm	基礎ボルト計算における中立軸から荷重作用点までの距離
M_{T2}	N･mm	設計竜巻による複合荷重により作用するモーメント
m	kg	設計飛来物質量
m_e	kg	空質量
n	—	基礎ボルト本数
q	N/m^2	設計用速度圧
R_B	mm	胴平均半径
S_u	MPa	ＪＳＭＥ付録材料図表 part5 の表にて規定される設計引張強さ
S_y	MPa	ＪＳＭＥ付録材料図表 part5 の表にて規定される設計降伏点
s	—	基礎ボルトと基礎の縦弾性係数比
t	mm	胴板厚
t_1	mm	基礎ボルト面積相当板幅
t_2	mm	圧縮側基礎相当幅
V	m/s	設計飛来物の衝突速度（水平）
W_M	N	設計飛来物による衝撃荷重
W_W	N	設計竜巻の風圧力による荷重
W_{T2}	N	設計竜巻による複合荷重（$W_{T2}=W_W+W_M$）
z	—	基礎ボルト計算における係数

表 3－2　平底たて置円筒形容器の強度評価に用いる記号（3/3）

記号	単位	定義
α_1	―	安全率
α_2	rad	基礎ボルト計算における中立軸を定める角度
Δt	s	設計飛来物の被衝突体の接触時間
η_B	―	R_B／t
η_1	―	1200×g／F
η_2	―	8000×g／F
η_3	―	9600×g／F
π	―	円周率
ρ	―	軽油の比重
σ_1	MPa	胴に生じる組合せ一次応力
σ_b	MPa	基礎ボルトに生じる引張応力
σ_c	MPa	基礎に生じる圧縮応力
σ_x	MPa	胴に生じる軸方向応力の和
σ_{x2}	MPa	自重（空質量）により胴に生じる軸方向応力
σ_{x4}	MPa	設計竜巻による胴に生じる軸方向応力
σ_{xb}	MPa	曲げモーメントにより生じる圧縮応力
σ_{xc}	MPa	軸圧縮荷重により生じる圧縮応力
σ_ϕ	MPa	胴に生じる周方向応力の和
$\sigma_{\phi1}$	MPa	水頭圧により胴に生じる周方向応力
τ	MPa	設計竜巻により胴に生じるせん断応力
τ_b	MPa	基礎ボルトに生じるせん断応力
ϕ_b	MPa	座屈応力f_bを算出する際の関数
ϕ_c	MPa	座屈応力f_cを算出する際の関数

3.2　評価対象部位

軽油タンクの評価対象部位は，V-3-別添 1-1「竜巻への配慮が必要な施設の強度計算の方針」の「4.2　許容限界」にて示している評価対象部位を踏まえ，「2.2　構造概要」にて設定している構造に基づき，設計荷重の作用方向及び伝達過程を考慮し設定する。

(1)　衝突評価の評価対象部位

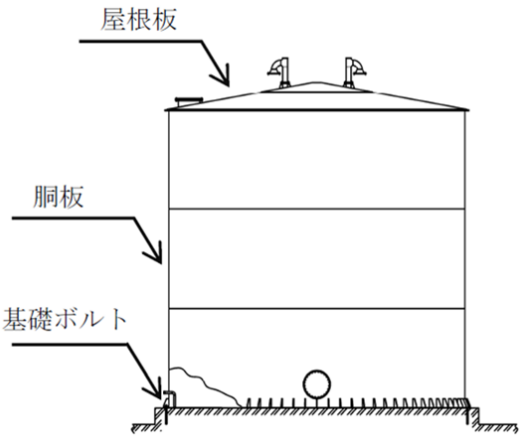
軽油タンクの胴板及び屋根板への設計飛来物の衝突を考慮し，軽油タンク胴板及び屋根板が貫通を生じないこと，また，終局状態に至るようなひずみが生じないことを確認するため，胴板及び屋根板を評価対象部位として選定する。

設計飛来物の衝突を考慮する場合，被衝突物の寸法が大きいほどたわみ量が大きくなる傾向にある。したがって，ひずみ評価における設計飛来物の衝突位置は，胴板及び屋根板の部材長さ（支持スパン）を踏まえ，胴板中央及び屋根板頂部とし，衝突方向は，胴板は水平方向，屋根板は鉛直方向とする。

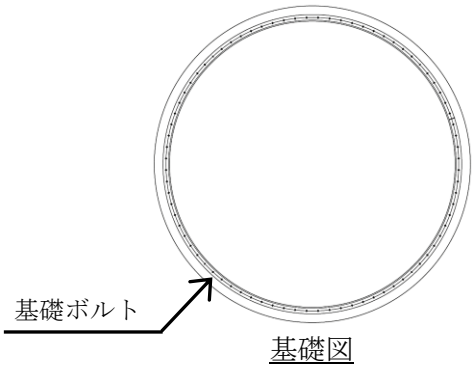
(2)　構造強度評価の評価対象部位

設計竜巻の風圧力による荷重及び設計飛来物による衝撃荷重は，胴板に作用し胴板を介して基礎ボルトに作用する。このことから，胴板及び基礎ボルトを評価対象部位とする。

軽油タンクの強度評価における評価対象部位を図 3－1 に示す。



正面図



基礎図

図 3－1　軽油タンクの評価対象部位

3.3　荷重及び荷重の組合せ

強度評価に用いる荷重及び荷重の組合せは，V-3-別添 1-1「竜巻への配慮が必要な施設の強度計算の方針」の「4.1　荷重及び荷重の組合せ」に示している荷重及び荷重の組合せを用いる。

(1)　衝突評価の荷重及び荷重の組合せ

衝突評価においては，設計飛来物である足場パイプ及び鋼製足場板の衝突による影響が大きくなる向きで軽油タンクに衝突した場合の衝撃荷重を考慮する。

衝突評価（貫通）においては，考慮する設計飛来物として衝突断面積あたりの運動エネルギが最大となる足場パイプを設定し，足場パイプの衝撃荷重を考慮する。また，評価対象部位に足場パイプが衝突した際に跳ね返らず，貫入する物として評価する。

衝突評価（ひずみ）においては，考慮する設計飛来物として運動エネルギが最大となるように設定し，衝撃荷重を考慮する。運動エネルギは，水平方向衝突の場合は鋼製足場板が最大であり，鉛直方向衝突の場合は足場パイプが最大となる。

設計飛来物の諸元を表 3－3 に，衝突評価の荷重の組合せを表 3－4 に示す。

表 3－3　設計飛来物の諸元

設計飛来物の種類		足場パイプ	鋼製足場板
サイズ(m) 長さ×幅×奥行き		4×0.05×0.05	4×0.25×0.04
質量(kg)		11	14
最大水平速度(m/s)		42	55
最大鉛直速度(m/s)		38	18
運動エネルギ(kJ)	水平	10	21
	鉛直	8	3
衝突断面積あたりの運動エネルギ(kJ/mm^2)	水平	0.0279	0.0021
	鉛直	0.0223	0.0003

表 3－4　衝突評価の荷重の組合せ

施設分類	施設名称	評価対象部位	荷重の組合せ
屋外の外部事象 防護対象施設	軽油タンク	胴板 屋根板	設計飛来物の 衝撃荷重

(2)　構造強度評価の荷重及び荷重の組合せ

a.　荷重の種類

(a)　常時作用する荷重（F_d）

常時作用する荷重として，持続的に生じる荷重である自重及び水頭圧を考慮する。た

だし，基礎ボルトの構造強度評価時には内溶液（軽油）の荷重は考慮せず，空容器での評価とする。

(b) 設計竜巻による荷重（W_T）

設計竜巻による荷重として，風圧力による荷重，気圧差による荷重及び設計飛来物による衝撃荷重とする。

イ. 風圧力による荷重（W_W）

風圧力による荷重は，竜巻の風速による荷重であり，Ⅴ-3-別添 1-1「竜巻への配慮が必要な施設の強度計算の方針」の「4.1(1)b.(a) 風圧力による荷重」に従い，次式により算出する。

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

ここで，

$A = H \times D_d$

ロ. 気圧差による荷重（W_P）

軽油タンクは大気開放タンクであり気圧差による荷重は発生しないため，気圧差による荷重は考慮しない。

ハ. 設計飛来物による衝撃荷重（W_M）

構造強度評価においては，次式の設計飛来物による衝撃荷重の算定式によって算出した運動エネルギが最大となる鋼製足場板の衝撃荷重W_M＝1100kN を用いて評価を行う。

$W_M = m \cdot V / \Delta t = m \cdot V^2 / L_1$

ニ. 荷重の組合せ

設計竜巻による複合荷重W_{T2}は，Ⅴ-3-別添 1-1「竜巻への配慮が必要な施設の強度計算の方針」の「4.1(2) 荷重の組合せ」に示す式に従い，次式により算出する。

$W_{T2} = W_W + W_M$

(c) 運転時に作用する荷重（F_p）

配管にかかる内圧等の運転時荷重は考慮しない。

b. 荷重の組合せ

構造強度評価に用いる荷重の組合せは，Ⅴ-3-別添 1-1「竜巻への配慮が必要な施設の強度計算の方針」の「4.1 荷重及び荷重の組合せ」にて設定している荷重の組合せを踏まえ，軽油タンクの評価対象部位に対して設定する。

軽油タンクの胴板及び基礎ボルトには，自重，水頭圧，風圧力による荷重，及び設計飛来物による衝撃荷重が作用する。

構造強度評価の荷重の組合せを表 3－5 に示す。

表 3－5　構造強度評価の荷重の組合せ

施設分類	施設名称	評価対象部位	荷重の組合せ
屋外の外部事象防護対象施設	軽油タンク	胴板	①自重，水頭圧 ②風圧力による荷重 ③設計飛来物による衝撃荷重
		基礎ボルト	①自重 ②風圧力による荷重 ③設計飛来物による衝撃荷重

3.4　許容限界

軽油タンクの許容限界は，Ⅴ-3-別添 1-1「竜巻への配慮が必要な施設の強度計算の方針」の「4.2　許容限界」にて設定している許容限界に従って，「3.2　評価対象部位」にて設定している評価対象部位ごとに，機能損傷モードを考慮し，評価内容ごとに評価対象部位に応じて設定する。

(1)　衝突評価の許容限界

a.　貫通

貫通評価における許容限界は，評価対象部位の公称板厚から設計上の必要最小板厚を差し引いた厚さとする。

設定した許容限界を表 3－6 に示す。

表 3－6　貫通評価の許容限界

		公称板厚 (mm)	設計上の必要最小板厚(mm)	許容限界 公称板厚から設計上の必要最小板厚を差し引いた厚さ(mm)
軽油タンク	胴板	[redacted]	[redacted]	[redacted]
	屋根板	[redacted]	—	[redacted]

b.　ひずみ

ひずみ評価における許容限界は，鋼材の破断ひずみを設定する。破断ひずみについては，「3.5.1(2)d.　材料の非線形特性」に示すとおり，ＪＩＳに規定されている伸びの下限値を基に設定するが，「NEI07-13：Methodology for Performing Aircraft Impact Assessments for New Plant Designs」（以下「NEI07-13」という。）においてＴＦ（多軸性係数）を[redacted]とすることが推奨されていることを踏まえ，安全余裕としてＴＦ＝[redacted]を考慮して設定する。

設定した許容限界を表 3－7 に示す。

表 3－7　ひずみ評価の許容限界

評価対象部位	材質	破断ひずみ*
胴板，屋根板	[redacted]	[redacted]

注記＊：真ひずみ換算値

(2) 構造強度評価の許容限界

構造強度評価における許容限界は，ＪＥＡＧ４６０１を準用し，胴板については「クラス2，3容器」，基礎ボルトについては「クラス2，3支持構造物」の許容限界を適用し，許容応力状態$\mathrm{III}_{\mathrm{A}}\mathrm{S}$から算出した許容応力を許容限界とする。また，座屈については評価式を満足することを確認する。ＪＥＡＧ４６０１に従い，ＪＳＭＥ付録材料図表Part5，6の表にて許容応力を算出する際は，機器本体については最高使用温度，基礎ボルトについては周囲環境温度に応じた値をとるものとするが，温度がＪＳＭＥ付録材料図表記載の中間の値の場合は，比例法を用いて計算する。ただし，ＪＳＭＥ付録材料図表Part5，6で比例法を用いる場合の端数処理は，小数点第1位以下を切り捨てた値を用いるものとする。

軽油タンクの許容限界について，胴板の許容限界を表3－8に，基礎ボルトの許容限界を表3－9に示す。

表3－8　胴板の許容限界

許容応力状態	温度条件(℃)	許容限界		
		一次一般膜	組合せ一次	座屈
$\mathrm{III}_{\mathrm{A}}\mathrm{S}$	66*	$\mathrm{Min}[S_y, 0.6S_u]$	左欄に同じ	$\frac{\alpha_1 \cdot \sigma_{xc}}{f_c}+\frac{\alpha_1 \cdot \sigma_{xb}}{f_b} \leqq 1$

注記＊：最高使用温度

表3－9　基礎ボルトの許容限界

許容応力状態	温度条件(℃)	許容限界	
		一次応力	
		引張	せん断
$\mathrm{III}_{\mathrm{A}}\mathrm{S}$	40*	$1.5f_t$	$1.5f_s$

注記＊：周囲環境温度

引張力とせん断力を同時に受ける基礎ボルトの許容引張応力f_{ts}は以下のとおり。

$f_{ts}=\mathrm{Min}\{1.4(1.5f_t)-1.6\tau, 1.5f_t\}$

3.5　評価方法

3.5.1　衝突評価

(1)　貫通

軽油タンクの貫通評価は，V-3-別添 1-1「竜巻への配慮が必要な施設の強度計算の方針」の「5.　強度評価方法」にて設定している評価式を用いる。

設計飛来物が軽油タンクに衝突する場合の貫通限界厚さを，「タービンミサイル評価について（昭和 52 年 7 月 20 日原子炉安全専門審査会)」で用いられる BRL 式を用いて算出する。

$$T^{\frac{3}{2}}=\frac{0.5\cdot m\cdot v^{2}}{1.4396\times10^{9}\cdot K^{2}\cdot d^{\frac{3}{2}}}$$

(2)　ひずみ

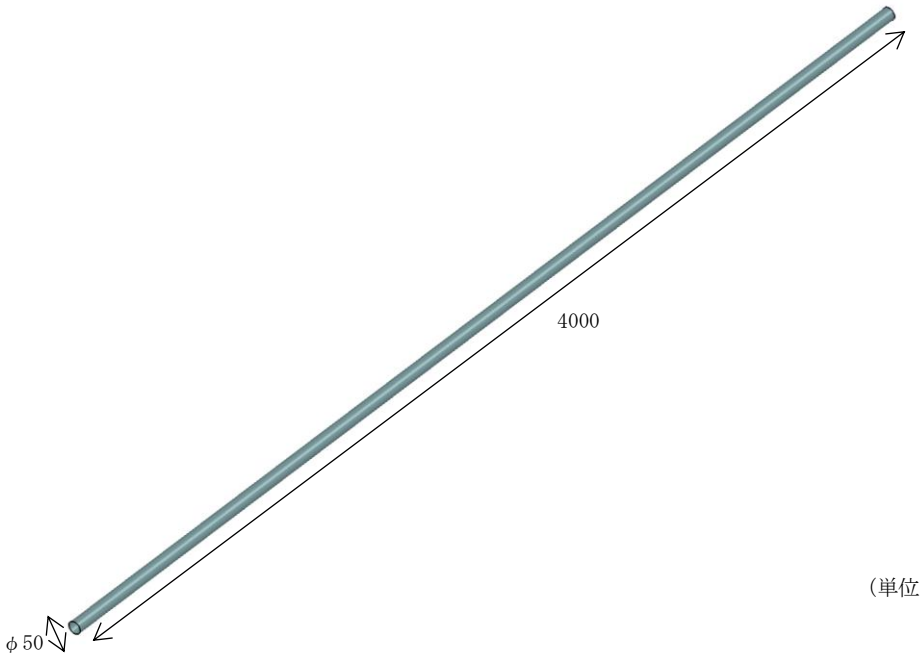
軽油タンクのひずみ評価は，解析モデル及び材料の非線形特性を用いた衝突解析により評価する。

a.　解析モデル

(a)　設計飛来物

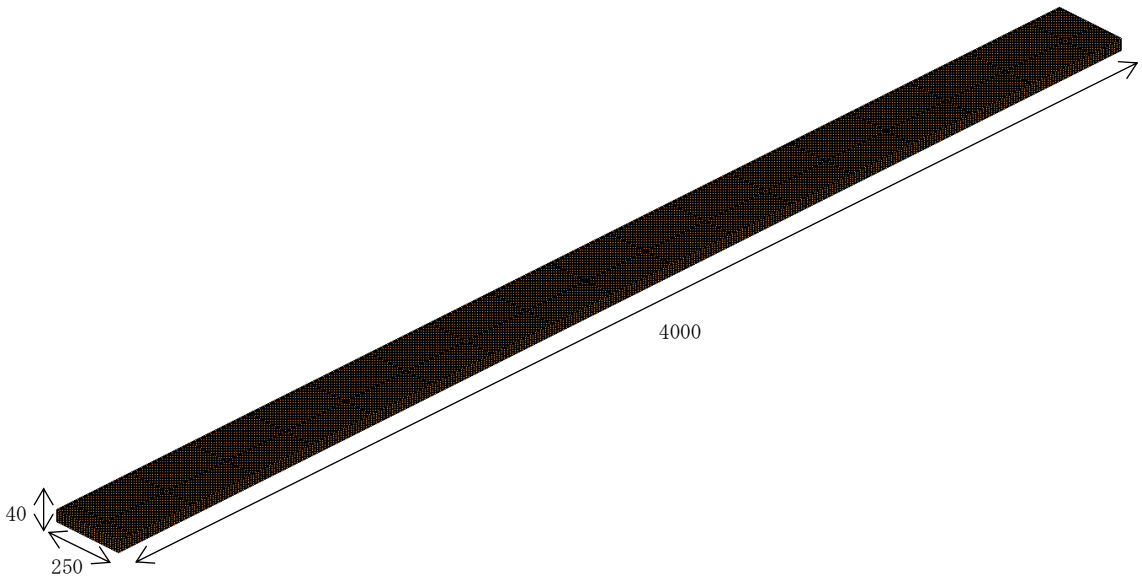
設計飛来物である足場パイプ及び鋼製足場板は，シェル要素でモデル化する。

設計飛来物の解析モデル図を図 3－2 に示す。



（単位：mm）

足場パイプ



鋼製足場板

（単位：mm）

図 3－2　設計飛来物の解析モデル図

(b)　軽油タンク

軽油タンクの解析モデル化の範囲は，軽油タンクを構成する胴板，屋根板，コンプレッションリング，底板，アニュラー板，ラフタ，屋根板補強リング，補強材等をシェル要素でモデル化する。軽油タンクの解析モデルの境界条件を表 3－10 に，軽油タンクの解析モデル図を図 3－3 に示す。

表 3－10　解析モデルの境界条件

項目	境界条件
軽油タンクと軽油タンク基礎	X,Y,Z 方向並進拘束

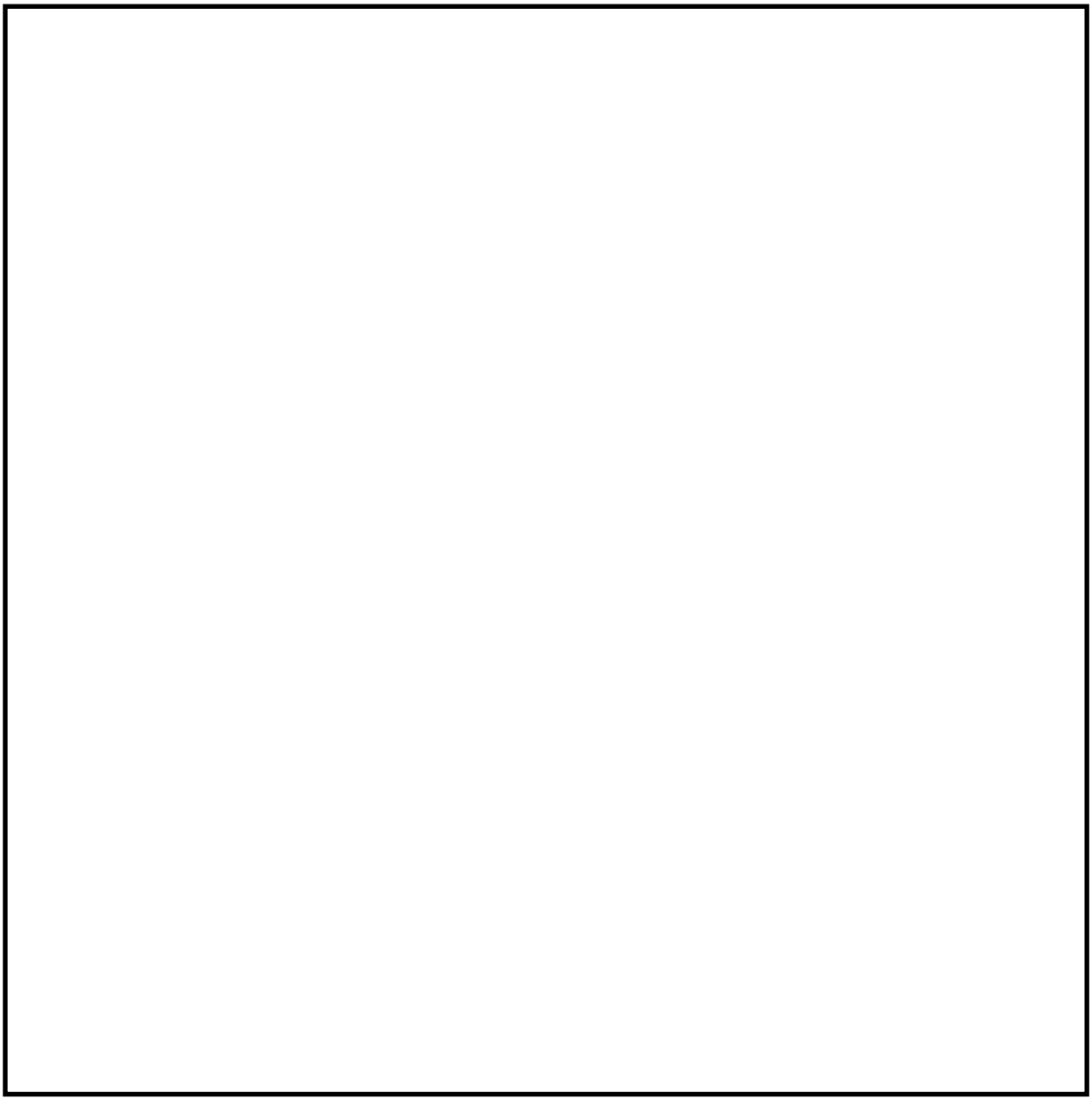


図 3－3　軽油タンクの解析モデル図

b. 解析コード

解析コード「ＬＳ－ＤＹＮＡ」を用いる。解析コードの検証及び妥当性確認等の概要については，別紙「計算機プログラム（解析コード）の概要」に示す。

c. 材料定数

軽油タンクの材料定数を表 3－11 に示す。

表 3－11　軽油タンクの材料定数

		材質	降伏応力 σ_y (MPa)	縦弾性係数 E (MPa)	塑性硬化係数 E’ (MPa)	ポアソン比
軽油タンク	胴板，屋根板，コンプレッションリング					
	底板，屋根板補強リング					
	アニュラー板					
	ラフタ					
	補強材					

d. 材料の非線形特性

(a) 材料の応力－ひずみ関係

材料の応力－ひずみ関係は，バイリニア型とする。

材料に適用する応力－ひずみ関係の概念図を図 3－4 に示す。

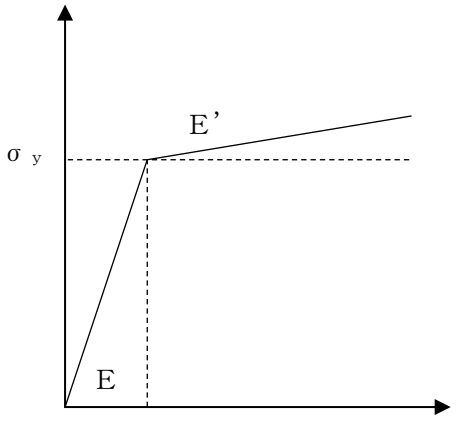


図 3－4　応力－ひずみ関係の概念図

(b) ひずみ速度効果

竜巻による設計飛来物に対する解析は，衝撃問題で変形速度が大きいため，衝突時のひずみ速度による影響を Cowper-Symonds 式により考慮する。

$$\sigma_D = \sigma_S \cdot \left(1 + \left(\frac{\dot{\varepsilon}}{C}\right)^{\frac{1}{p}}\right)$$

ここで，σ_Dは動的応力，σ_Sは静的応力，$\dot{\varepsilon}$はひずみ速度，C及びpはひずみ速度依存性のパラメータである。

ひずみ速度依存性パラメータを表 3－12 に示す。

表 3－12　ひずみ速度依存性パラメータ

	足場パイプ	鋼製足場板	軽油タンク				
			胴板，屋根板，コンプレッションリング	底板，屋根板補強リング	アニュラー板	ラフタ，補強材	補強材
材質	STK500	SS400 (t≦5)					
C (1/s)							
p							

(c) 破断ひずみ

胴板及び屋根板の破断ひずみは，ＪＩＳに規定されている伸びの下限値を基に設定する。また，NEI07-13 においてＴＦ（多軸性係数）を［　］とすることが推奨されていることを踏まえ，安全余裕としてＴＦ＝［　］を考慮する。

胴板及び屋根板の破断ひずみを表 3－13 に示す。

表 3－13　破断ひずみ

評価対象部位	材質	ＪＩＳ規格値（下限値）	ＴＦ	破断ひずみ*
胴板，屋根板				

注記＊：真ひずみ換算値

3.5.2　構造強度評価

軽油タンクの構造強度評価は，V-3-別添 1-1「竜巻への配慮が必要な施設の強度計算の方針」の「5.　強度評価方法」にて設定している評価式を用いる。

(1)　計算モデル

設計竜巻の風圧力による荷重，設計飛来物による衝撃荷重，水頭圧及び自重に対する，胴板及び基礎ボルトの構造強度を 1 質点系モデルとして計算を行う。ここで，風荷重の作用点は胴板高さの 1/2 とし，設計飛来物による衝撃荷重に対しては，胴板頂部を作用点として考慮する。軽油タンクのモデル図を図 3－5 に示す。

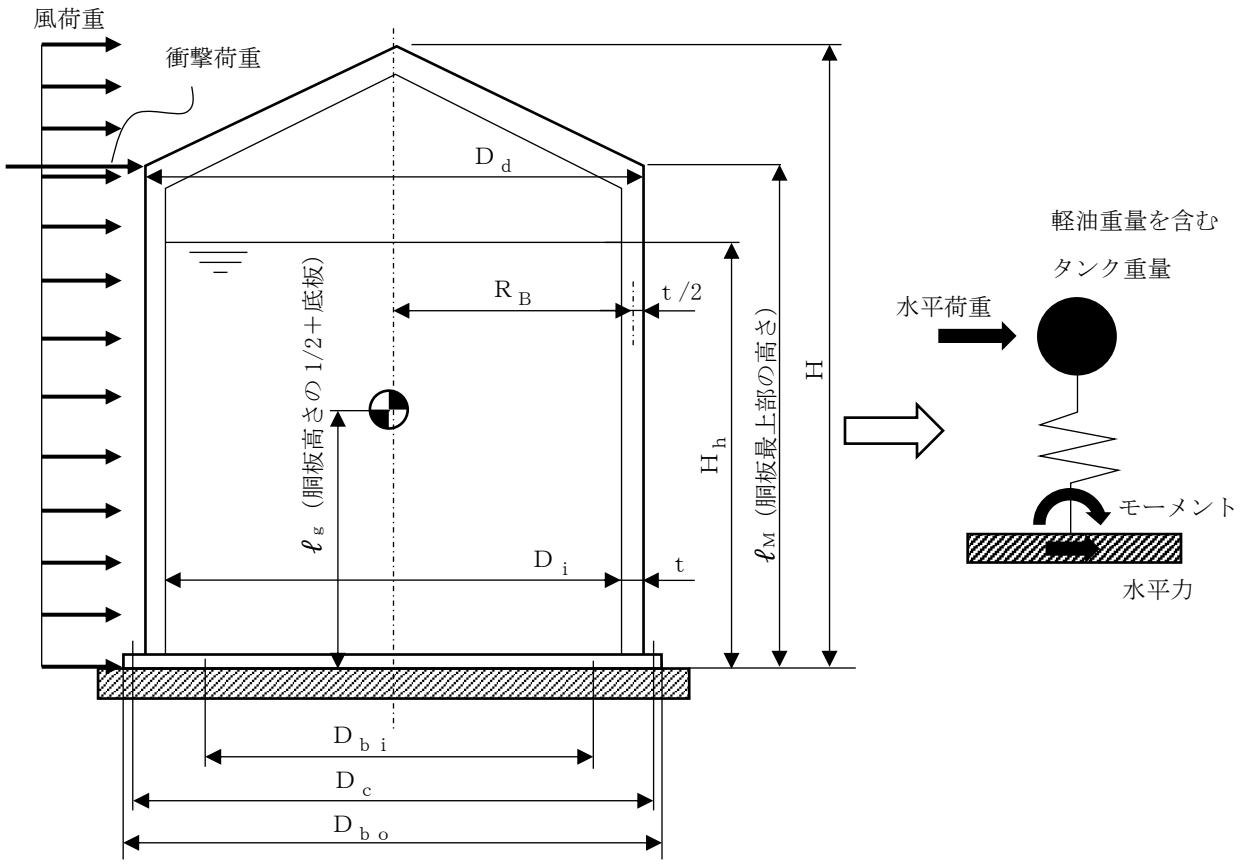


図 3－5　軽油タンクモデル図

(2) 計算方法

a. 設計竜巻により発生するモーメント

設計竜巻により作用するモーメントM_{T2}は以下のようにして計算する。

$$M_{T2}=W_W \cdot \ell_g + W_M \cdot \ell_M$$

b. 胴に生じる応力

(a) 水頭圧により胴に生じる周方向応力

$$\sigma_{\phi 1}=\frac{10^{-6} \cdot g \cdot \rho \cdot H_h \cdot D_i}{2t}$$

(b) 胴の自重（空重量）により胴に生じる軸方向応力

$$\sigma_{x2}=\frac{m_e \cdot g}{\pi\left(D_i+t\right) \cdot t}$$

(c) 設計竜巻により胴に生じる応力

設計竜巻により胴に生じる軸方向応力

$$\sigma_{x4}=\frac{4M_{T2}}{\pi\left(D_i+t\right)^2 \cdot t}$$

設計竜巻により胴に生じるせん断応力

$$\tau=\frac{2W_{T2}}{\pi\left(D_i+t\right) \cdot t}$$

(d) 組合せ応力

胴に生じる周方向応力の和

$$\sigma_\phi=\sigma_{\phi 1}$$

胴に生じる軸方向応力の和

$$\sigma_x=\sigma_{x2}+\sigma_{x4}$$

胴に生じる組合せ一次応力

$$\sigma_1=\frac{1}{2}\left\{\left(\sigma_x+\sigma_\phi\right)+\sqrt{\left(\sigma_x-\sigma_\phi\right)^2+4\tau^2}\right\}$$

(e) 軸圧縮荷重及び曲げモーメントにより生じる圧縮応力

軸圧縮荷重により生じる圧縮応力

$\sigma_{xc}=\sigma_{x2}$

曲げモーメントにより生じる圧縮応力

$\sigma_{xb}=\sigma_{x4}$

c. 胴板の座屈評価

胴板について，以下の式にて座屈評価を行う。

$$\frac{\alpha_1\cdot\sigma_{xc}}{f_c}+\frac{\alpha_1\cdot\sigma_{xb}}{f_b}\leqq 1$$

(a) 軸圧縮荷重により生じる座屈応力f_c

$$f_c=\begin{cases}F & (\eta_B\leqq\eta_1)\\ F\left[1-\dfrac{1}{6800\times g}\left\{F-\phi_c(\eta_2)\right\}(\eta_B-\eta_1)\right] & (\eta_1<\eta_B<\eta_2)\\ \phi_c(\eta_B) & (\eta_2\leqq\eta_B\leqq 800)\end{cases}$$

ここで，$\phi_c(\eta_B)=0.6\dfrac{E}{\eta_B}\left[1-0.901\left\{1-\exp\left(-\dfrac{1}{16}\sqrt{\eta_B}\right)\right\}\right]$

(b) 曲げモーメントにより生じる座屈応力f_b

$$f_b=\begin{cases}F & (\eta_B\leqq\eta_1)\\ F\left[1-\dfrac{1}{8400\times g}\left\{F-\phi_b(\eta_3)\right\}(\eta_B-\eta_1)\right] & (\eta_1<\eta_B<\eta_3)\\ \phi_b(\eta_B) & (\eta_3\leqq\eta_B\leqq 800)\end{cases}$$

ここで，$\phi_b(\eta_B)=0.6\dfrac{E}{\eta_B}\left[1-0.731\left\{1-\exp\left(-\dfrac{1}{16}\sqrt{\eta_B}\right)\right\}\right]$

(c) 安全率α_1

安全率は，各荷重の組合せに対して

$$\alpha_1=\begin{cases}1.0 & (\eta_B\leqq\eta_1)\\ 1.0+\dfrac{F}{13600\times g}(\eta_B-\eta_1) & (\eta_1<\eta_B<\eta_2)\\ 1.5 & (\eta_2\leqq\eta_B)\end{cases}$$

ここで，$\eta_B=\dfrac{R_B}{t}$，$\eta_1=1200\times g/F$，

$\eta_2=8000\times g/F$，$\eta_3=9600\times g/F$

d.　基礎ボルト評価

(a)　基礎ボルトに生じるせん断応力

$$\tau_b = \frac{W_{T2}}{n \cdot A_b}$$

(b)　基礎ボルトに生じる引張応力

基礎ボルトに引張力が発生しないのは，α_2 が π に等しくなったときであり，α_2 を π に近づけた場合の値 $e = 0.75$ 及び $z = 0.25$ を F_t を求める式に代入し，得られる F_t の値によって引張力の有無を次のように判断する。

・$F_t \leqq 0$ ならば，引張力は作用しない。

・$F_t > 0$ ならば，引張力は作用しているので以降の計算を行う。

転倒モーメント M_{T2} が作用した場合に生じる基礎ボルトの引張荷重と基礎部の圧縮荷重については，荷重と変位量の釣り合い条件を考慮することにより求める。基礎の荷重説明図を図 3－6 に示す。

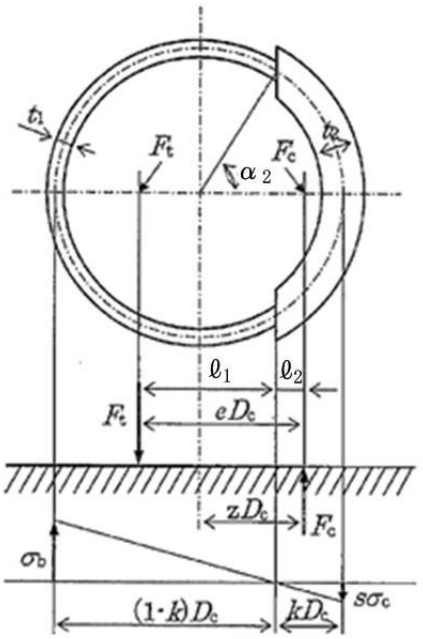


図 3－6　基礎の荷重説明図（ＪＥＡＧ４６０１-1987 より抜粋）

イ．　σ_b，σ_c を仮定して係数 k を求める。

$$k = \frac{1}{1 + \dfrac{\sigma_b}{s \cdot \sigma_c}}$$

ロ．　α_2を求める。

$$\alpha_2 = \cos^{-1}(1-2k)$$

ハ．　各定数e，z，C_t及びC_cを求める。

$$e = \frac{1}{2}\left\{\frac{(\pi-\alpha_2)\cos^2\alpha_2 + \frac{1}{2}(\pi-\alpha_2) + \frac{3}{2}\sin\alpha_2 \cdot \cos\alpha_2}{(\pi-\alpha_2)\cos\alpha_2 + \sin\alpha_2}\right\}$$

$$+ \frac{1}{2}\left\{\frac{\frac{1}{2}\alpha_2 - \frac{3}{2}\sin\alpha_2 \cdot \cos\alpha_2 + \alpha_2 \cdot \cos^2\alpha_2}{\sin\alpha_2 - \alpha_2 \cdot \cos\alpha_2}\right\}$$

$$z = \frac{1}{2}\left\{\cos\alpha_2 + \frac{\frac{1}{2}\alpha_2 - \frac{3}{2}\sin\alpha_2 \cdot \cos\alpha_2 + \alpha_2 \cdot \cos^2\alpha_2}{\sin\alpha_2 - \alpha_2 \cdot \cos\alpha_2}\right\}$$

$$C_t = \frac{2\{(\pi-\alpha_2)\cos\alpha_2 + \sin\alpha_2\}}{1+\cos\alpha_2}$$

$$C_c = \frac{2(\sin\alpha_2 - \alpha_2 \cdot \cos\alpha_2)}{1-\cos\alpha_2}$$

ニ．　各定数を用いてF_t，F_cを求める。

$$F_t = \frac{M_{T2} - m_e \cdot g \cdot z \cdot D_c}{e \cdot D_c}$$

$$F_c = F_t + m_e \cdot g$$

ホ．　σ_b，σ_cを求める。

$$\sigma_b = \frac{2F_t}{t_1 \cdot D_c \cdot C_t}$$

$$\sigma_c = \frac{2F_c}{(t_2 + s \cdot t_1)D_c \cdot C_c}$$

ここで，

$$t_1 = \frac{n \cdot A_b}{\pi \cdot D_c}$$

$$t_2 = \frac{1}{2}(D_{bo} - D_{bi}) - t_1$$

4.　評価条件

4.1　衝突評価

(1)　貫通

「3.　強度評価方法」のうち，貫通評価に用いる評価条件を表 4－1 に示す。

表 4－1　貫通評価に用いる評価条件

d (m)	K (―)	m (kg)	v (m/s)	
			水平方向	鉛直方向
0.021	1.0	11	42	38

(2)　ひずみ

軽油タンクのひずみ評価は，軽油タンクの最大変形が生じると想定される胴板中央，屋根板頂部に衝突するケースを設定する。

解析ケースを表 4－2 及び図 4－1 に示す。

表 4－2　解析ケース

衝突箇所		設計飛来物	衝突方向
軽油タンク	胴板中央	鋼製足場板	水平方向
	屋根板頂部	足場パイプ	鉛直方向

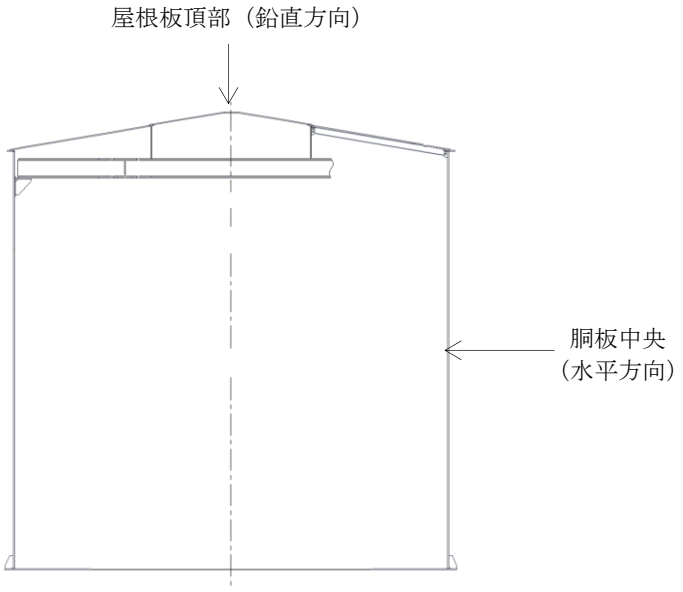


図 4－1　解析ケース

4.2　構造強度評価

「3.　強度評価方法」のうち，構造強度評価に用いる評価条件を表 4－3 及び表 4－4 に示す。

表 4－3　許容応力に用いる評価条件

材料	温度 (℃)	S_y (MPa)	S_u (MPa)	F (MPa)	$1.5f_t$ (MPa)	$1.5f_s$ (MPa)
[redacted] (胴板)	66	[redacted]			—	—
[redacted] (基礎ボルト)	40	[redacted]				

表 4－4　評価条件

据付場所及び 床面高さ (m)*	構造概要	最高使用圧力	ρ (—)	g (m/s)
屋外 T.M.S.L.12.5	平底たて置 円筒形	大気圧	0.86	9.80665

q (N/m^2)	G (—)	C (—)	H (mm)	D_d (mm)
5188.43	1.0	1.2	10391.5	10144

W_W (N)	W_M (N)	W_{T2} (N)
6.56×10^5	1.10×10^6	1.76×10^6

m_e (kg)	D_i (mm)	t (mm)	ℓ_g (mm)	ℓ_M (mm)	H_h (mm)
[redacted]	9800	[redacted]	4922	9522	7495

α_1 (—)	R_B (mm)	E (N/mm^2)	n (本)	ボルト サイズ	A_b (mm^2)
1.142	4918	[redacted]	[redacted]	[redacted]	[redacted]

s (—)	D_c (mm)	D_{bo} (mm)	D_{bi} (mm)
9	10050	10250	9250

注記＊：基準床レベルを示す。

5. 強度評価結果

5.1 衝突評価

(1) 貫通

貫通の評価結果を表 5－1 に示す。

胴板及び屋根板の許容限界は，設計飛来物による貫通を生じない貫通限界厚さを上回っており，貫通しない。

表 5－1 貫通評価結果

評価部位	衝突方向	評価結果 (mm)	許容限界 (mm)
胴板	水平	17	
屋根板	鉛直	15	

(2) ひずみ

ひずみの評価結果を表 5－2 及び図 5－1，図 5－2 に示す。

胴板及び屋根板に発生するひずみは許容限界を超えない。

表 5－2 ひずみ評価結果

評価部位	衝突位置	ひずみ	
		評価結果	許容限界
胴板	胴板中央		
屋根板	屋根板頂部		



図 5－1　軽油タンクのひずみ分布図（胴板）

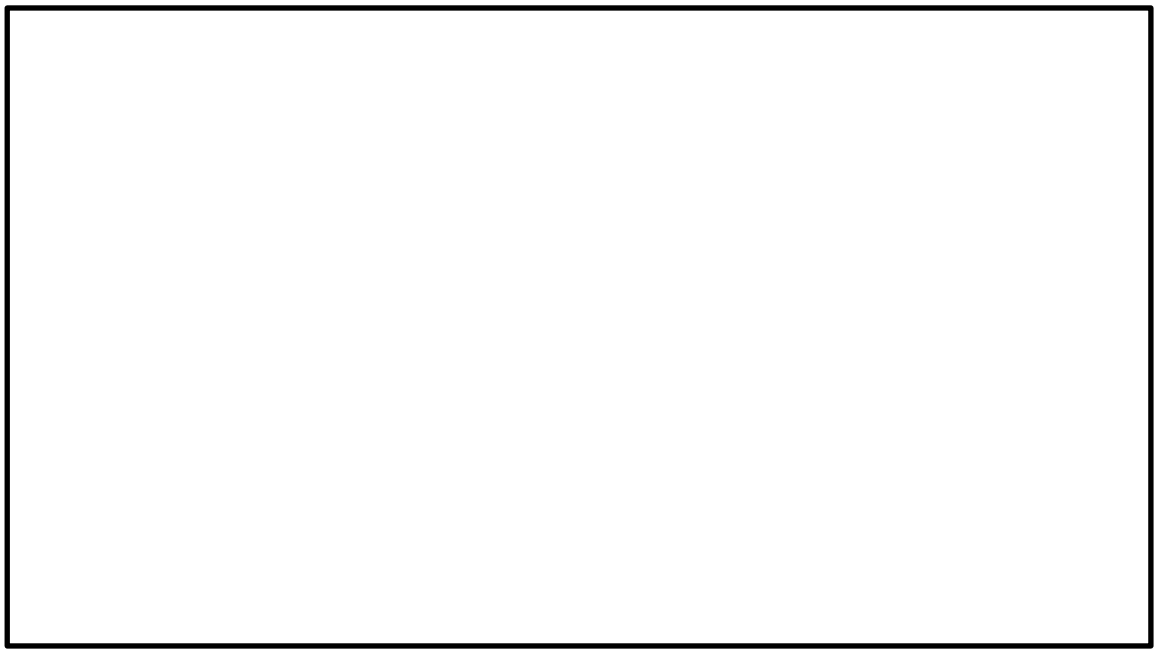


図 5－2　軽油タンクのひずみ分布図（屋根板）

5.2　構造強度評価

構造強度評価結果を表 5－3 に示す。

胴板，基礎ボルトに発生する応力は許容限界以下であり，また，座屈の評価の条件式を満足している。

表 5－3　構造強度評価結果

評価部材	材料	応力	発生応力	許容限界
胴板	[redacted]	一次一般膜	11 MPa	[redacted] MPa
		組合せ一次	11 MPa	[redacted] MPa
		圧縮と曲げの組合せ（座屈の評価）	0.0347	1.0
基礎ボルト	[redacted]	引張	14 MPa	[redacted] MPa
		せん断	11 MPa	[redacted] MPa
		組合せ	14 MPa	[redacted] MPa

Ⅴ-3-別添 1-7　非常用ディーゼル発電設備吸気配管の強度計算書

目　　次

1.　概要 …… 1
2.　基本方針 …… 1
2.1　位置 …… 1
2.2　構造概要 …… 2
2.3　評価方針 …… 3
2.4　適用規格 …… 4
3.　強度評価方針 …… 5
3.1　記号の定義 …… 5
3.2　評価対象部位 …… 6
3.3　荷重及び荷重の組合せ …… 7
3.4　許容限界 …… 8
3.5　評価方法 …… 9
4.　評価条件 …… 10
5.　強度評価結果 …… 10

1. 概要

本資料は，V-3-別添 1-1「竜巻への配慮が必要な施設の強度計算の方針」に示すとおり，非常用ディーゼル発電設備吸気配管が竜巻時及び竜巻通過後においても，各配管の機能維持を考慮して，主要な構造部材が構造健全性を有することを確認するものである。

2. 基本方針

非常用ディーゼル発電設備吸気配管について，V-3-別添 1-1「竜巻への配慮が必要な施設の強度計算の方針」の「3.2　機能維持の方針」に示す構造計画を踏まえ，非常用ディーゼル発電設備吸気配管の「2.1　位置」，「2.2　構造概要」，「2.3　評価方針」及び「2.4　適用規格」を示す。

2.1　位置

非常用ディーゼル発電設備吸気配管は，V-3-別添 1-1「竜巻への配慮が必要な施設の強度計算の方針」の「3.2　機能維持の方針」に示すとおり，図 2－1 に示す位置に設置する。

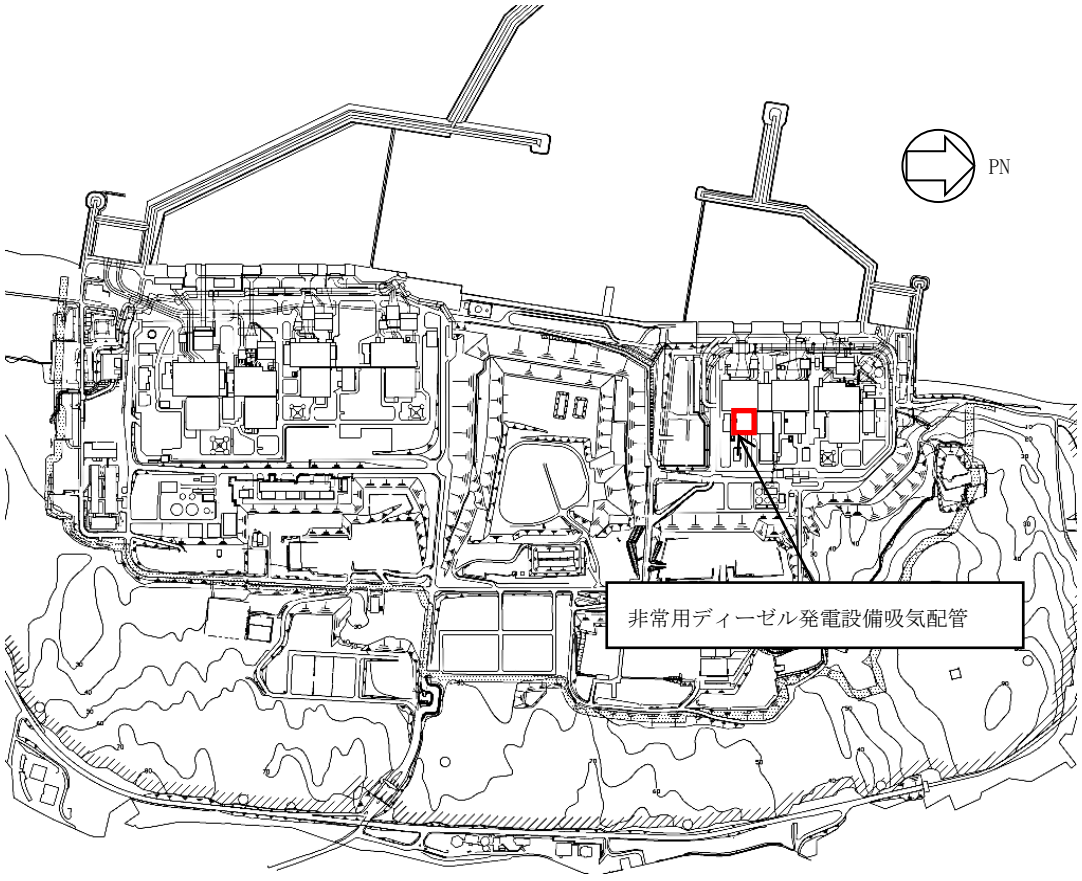


図 2－1　非常用ディーゼル発電設備吸気配管の位置図

2.2　構造概要

非常用ディーゼル発電設備吸気配管について，Ⅴ-3-別添 1-1「竜巻への配慮が必要な施設の強度計算の方針」の「3.2　機能維持の方針」に示す構造計画を踏まえて，構造を設定する。

非常用ディーゼル発電設備吸気配管は鋼製の配管で構成される。非常用ディーゼル発電設備吸気配管は原子炉建屋の屋内に設置する設計とし，サポートによる支持構造物で床面等に支持する構造とする。非常用ディーゼル発電設備吸気配管の概要図を図 2－2 に示す。

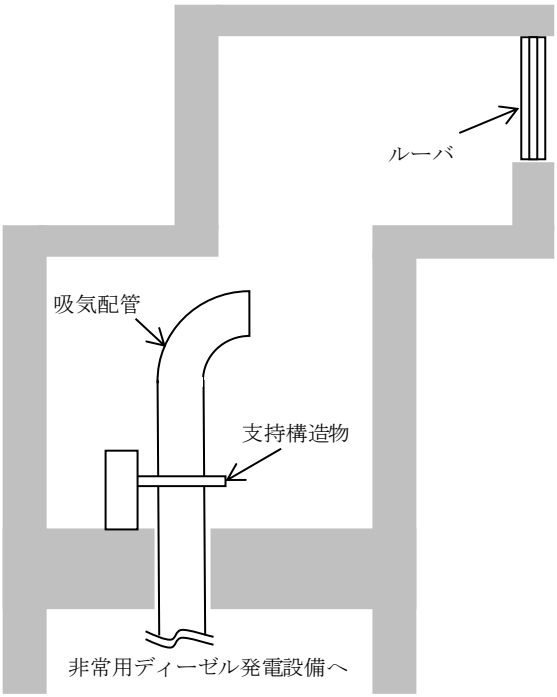


図 2－2　非常用ディーゼル発電設備吸気配管の概要図

2.3　評価方針

非常用ディーゼル発電設備吸気配管の強度評価は，Ⅴ-3-別添 1-1「竜巻への配慮が必要な施設の強度計算の方針」の「4.　荷重及び荷重の組合せ並びに許容限界」にて設定している荷重及び荷重の組合せ並びに許容限界を踏まえ，非常用ディーゼル発電設備吸気配管の評価対象部位に作用する応力等が許容限界に収まることを「3.強度評価方法」に示す方法により，「4.　評価条件」に示す評価条件を用いて計算し，「5.　強度評価結果」にて確認する。

非常用ディーゼル発電設備吸気配管の構造強度評価においては，その構造を踏まえ，設計竜巻による荷重とこれに組み合わせる荷重（以下「設計荷重」という。）の作用方向及び伝達過程を考慮し，評価対象部位を選定する。

非常用ディーゼル発電設備吸気配管の構造強度評価フローを図 2－3 に示す。外気と繋がっている屋内の施設である非常用ディーゼル発電設備吸気配管は，建屋内に設置しているため風圧力による荷重及び飛来物による衝撃荷重は考慮しないが，外気と繋がっているため施設に作用する気圧差による荷重と常時作用する荷重の組合せを考慮する。構造強度評価においては，非常用ディーゼル発電設備吸気配管に対し，運転時に内圧が作用するため，運転時の状態で作用する内圧荷重及び気圧差による荷重により生じる応力が許容応力以下であることを確認する。構造強度評価では，Ⅴ-3-別添 1-1「竜巻への配慮が必要な施設の強度計算の方針」の「5.　強度評価方法」に示す評価式を用いる。非常用ディーゼル発電設備吸気配管の許容限界は，Ⅴ-3-別添 1-1「竜巻への配慮が必要な施設の強度計算の方針」の「4.2　許容限界」に示す許容限界である,「原子力発電所耐震設計技術指針　重要度分類・許容応力編ＪＥＡＧ４６０１・補-1984」（日本電気協会),「原子力発電所耐震設計技術指針ＪＥＡＧ４６０１-1987」（日本電気協会）及び「原子力発電所耐震設計技術指針ＪＥＡＧ４６０１-1991 追補版」（日本電気協会）（以下「ＪＥＡＧ４６０１」という。)の許容応力状態ⅢＡＳとする。

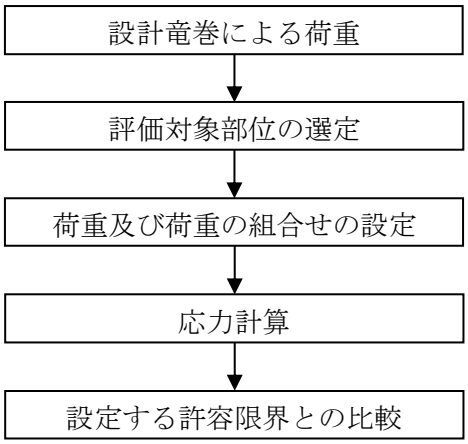


図 2－3　非常用ディーゼル発電設備吸気配管の構造強度評価フロー

2.4　適用規格

適用する規格，基準等を以下に示す。

・「原子力発電所耐震設計技術指針　重要度分類・許容応力編ＪＥＡＧ４６０１・補-1984」（日本電気協会）

・「原子力発電所耐震設計技術指針ＪＥＡＧ４６０１-1987」（日本電気協会）

・「原子力発電所耐震設計技術指針ＪＥＡＧ４６０１-1991 追補版」（日本電気協会）

・「発電用原子力設備規格　設計・建設規格　ＪＳＭＥ　Ｓ　ＮＣ 1-2005/2007」（日本機械学会）

3.　強度評価方法

3.1　記号の定義

非常用ディーゼル発電設備吸気配管の構造強度評価に用いる記号を表3－1に示す。

表3－1　構造強度評価に用いる記号

記号	単位	定義
D	mm	管外径
P_1	Pa	運転圧
P_b	Pa	配管に作用する圧力
ΔP	N/m^2	設計竜巻の気圧低下量
r_m	mm	平均半径
S_y	MPa	ＪＳＭＥ付録材料図表Part5の表にて規定される設計降伏点
t	mm	管厚さ
σ_θ	MPa	周方向応力

3.2　評価対象部位

非常用ディーゼル発電設備吸気配管の評価対象部位は，Ⅴ-3-別添 1-1「竜巻への配慮が必要な施設の強度計算の方針」の「4.2　許容限界」にて示している評価対象部位に従って，「2.2　構造概要」にて設定している構造に基づき，設計荷重の作用方向及び伝達過程を考慮し設定する。

非常用ディーゼル発電設備吸気配管は，建屋内に設置されていることから竜巻の風圧力による荷重は直接受けないが，竜巻の気圧差による荷重が考えられることから，配管本体を評価対象部位として選定する。

非常用ディーゼル発電設備吸気配管の構造強度評価における評価対象部位を図 3－1 に示す。

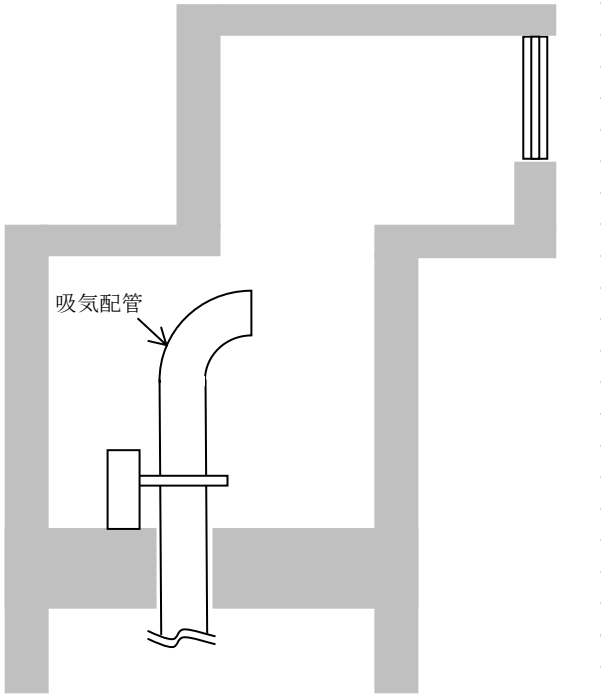


図 3－1　非常用ディーゼル発電設備吸気配管の評価対象部位

3.3　荷重及び荷重の組合せ

強度評価に用いる荷重及び荷重の組合せは，Ⅴ-3-別添 1-1「竜巻への配慮が必要な施設の強度計算の方針」の「4.1　荷重及び荷重の組合せ」にて示している荷重及び荷重の組合せを用いる。

(1)　荷重の設定

構造強度評価に用いる荷重を以下に示す。

a.　設計竜巻による荷重

外気と繋がっている屋内の施設である非常用ディーゼル発電設備吸気配管は，建屋内に設置しているため風圧力による荷重及び飛来物による衝撃荷重は考慮しないが，外気と繋がっているため施設に作用する気圧差による荷重と常時作用する荷重を考慮する。

(a)　気圧差による荷重

Ⅴ-3-別添 1-1「竜巻への配慮が必要な施設の強度計算の方針」の「4.1　荷重及び荷重の組合せ」にて示している気圧差による荷重により，竜巻による最大気圧低下量（ΔP_{max}）は圧力ポアソン方程式から，ΔP_{max}＝6400 N/m^2 とする。

b.　運転時の状態で作用する荷重

運転時の状態で作用する荷重としては，配管に作用する内圧を考慮する。

(2)　荷重の組合せ

強度評価に用いる荷重の組合せは，Ⅴ-3-別添 1-1「竜巻への配慮が必要な施設の強度計算の方針」の「4.1　荷重及び荷重の組合せ」にて設定している荷重の組合せを踏まえ，非常用ディーゼル発電設備吸気配管の評価対象部位に対して設定する。

配管本体には，気圧差による荷重及び内圧が作用する。

構造強度評価の荷重の組合せを表 3－2 に示す。

表 3－2　荷重の組合せ

施設分類	施設名称	評価対象部位	荷重
外気と繋がっている屋内の外部事象防護対象施設	非常用ディーゼル発電設備吸気配管	配管本体	①気圧差による荷重 ②内圧

3.4　許容限界

非常用ディーゼル発電設備吸気配管の許容限界値は，V-3-別添 1-1「竜巻への配慮が必要な施設の強度計算の方針」の「4.2　許容限界」にて設定している許容限界に従って，「3.2　評価対象部位」にて設定している評価対象部位ごとに，機能損傷モードを考慮し，ＪＥＡＧ４６０１に基づく許容応力状態ⅢＡＳの許容応力の許容荷重を用いる。

許容限界は，ＪＥＡＧ４６０１を準用し，「クラス２，３配管」の許容限界を適用し，許容応力状態ⅢＡＳから算出した許容応力を許容限界とする。ＪＥＡＧ４６０１に従い，ＪＳＭＥ付録材料図表 Part5 の表にて許容応力を計算する際は，評価対象部位の最高使用温度に応じた値をとるものとするが，温度がＪＳＭＥ付録材料図表記載の中間の値の場合は，比例法を用いて計算する。但し，ＪＳＭＥ付録材料図表 Part5 で比例法を用いる場合の端数処理は，小数点第 1 位以下を切り捨てた値を用いるものとする。

非常用ディーゼル発電設備吸気配管の配管本体の許容限界を表 3－3 に，許容応力を表 3－4 に示す。

表 3－3　吸気配管本体の許容限界

許容応力状態	許容限界
	一次応力（膜＋曲げ）
ⅢＡＳ	S_y

表 3－4　配管の許容応力

評価対象配管	管外径 D (mm)	材料	温度条件* (℃)	S_y (MPa)
非常用ディーゼル発電設備吸気配管	457.2	SM400B	45	243
	406.4	SM400B	45	243

注記＊：最高使用温度

3.5　評価方法

非常用ディーゼル発電設備吸気配管の構造強度評価は，Ⅴ-3-別添 1-1「竜巻への配慮が必要な施設の強度計算の方針」の「5.　強度評価方法」にて設定している評価式を用いる。

(1)　計算モデル

吸気配管は建屋内に設置されているため，気圧差による荷重を配管内部に受けるものとして計算を行う。非常用ディーゼル発電設備吸気配管のモデル図を図 3－2 に示す。

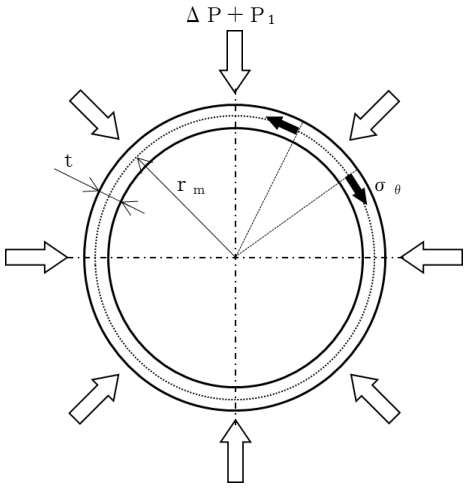


図 3－2　非常用ディーゼル発電設備吸気配管のモデル図

(2)　計算方法

配管にかかる外圧は，設計竜巻により発生する気圧差及び運転圧が影響するので，

$$P_b = \Delta P + P_l$$

a.　外圧により生じる周方向応力

$$\sigma_\theta = \frac{P_b \cdot r_m}{t}$$

ただし　$r_m = \frac{D - t}{2}$

なお，非常用ディーゼル発電設備吸気配管の自重は内圧荷重に比べて十分小さいことから，自重を考慮しない。

4. 評価条件

「3. 強度評価方法」に用いる評価条件を表 4－1 に示す。

表 4－1 評価条件

管外径 D (mm)	材料	t (mm)	r_m (mm)	P_1 (Pa)	ΔP (N/m^2)
457.2	SM400B	6	225.6	1961.33	6400
406.4	SM400B	6	200.2	1961.33	6400

5. 強度評価結果

構造強度評価結果を表 5－1 に示す。

非常用ディーゼル発電設備吸気配管に発生する応力は，許容応力以下である。

表 5－1 強度評価結果

管外径 D (mm)	材料	σ_θ (MPa)	許容応力 (MPa)
457.2	SM400B	1	243
406.4	SM400B	1	243

Ⅴ-3-別添 1-8　換気空調設備の強度計算書

目　　次

1.　概要 …… 1
2.　基本方針 …… 1
2.1　位置 …… 1
2.2　構造概要 …… 2
2.3　評価方針 …… 4
2.4　適用規格 …… 8
3.　強度評価方法 …… 9
3.1　記号の定義 …… 9
3.2　評価対象部位 …… 14
3.3　荷重及び荷重の組合せ …… 17
3.4　許容限界 …… 19
3.5　評価方法 …… 27
4.　評価条件 …… 38
5.　強度評価結果 …… 46

1. 概要

本資料は，V-3-別添 1-1「竜巻への配慮が必要な施設の強度計算の方針」に示すとおり，ダンパ，角ダクト，丸ダクト，バタフライ弁及びファンが竜巻時及び竜巻通過後においても，その施設の機能維持を考慮して，主要な構造部材が構造健全性を有することを確認するものである。

2. 基本方針

V-3-別添 1-1「竜巻への配慮が必要な施設の強度計算の方針」の「2.1　評価対象施設」に示す構造計画を踏まえ，ダンパ，角ダクト，丸ダクト，バタフライ弁及びファンの「2.1　位置」，「2.2　構造概要」，「2.3　評価方針」及び「2.4　適用規格」を示す。

2.1　位置

ダンパ，角ダクト，丸ダクト，バタフライ弁及びファンは，V-3-別添 1-1「竜巻への配慮が必要な施設の強度計算の方針」の「3.2　機能維持の方針」に示すとおり，十分な強度を有する原子炉建屋，タービン建屋海水熱交換器区域及びコントロール建屋内に，設置する。

ダンパ，角ダクト，丸ダクト，バタフライ弁及びファンの位置図を図 2－1 に示す。

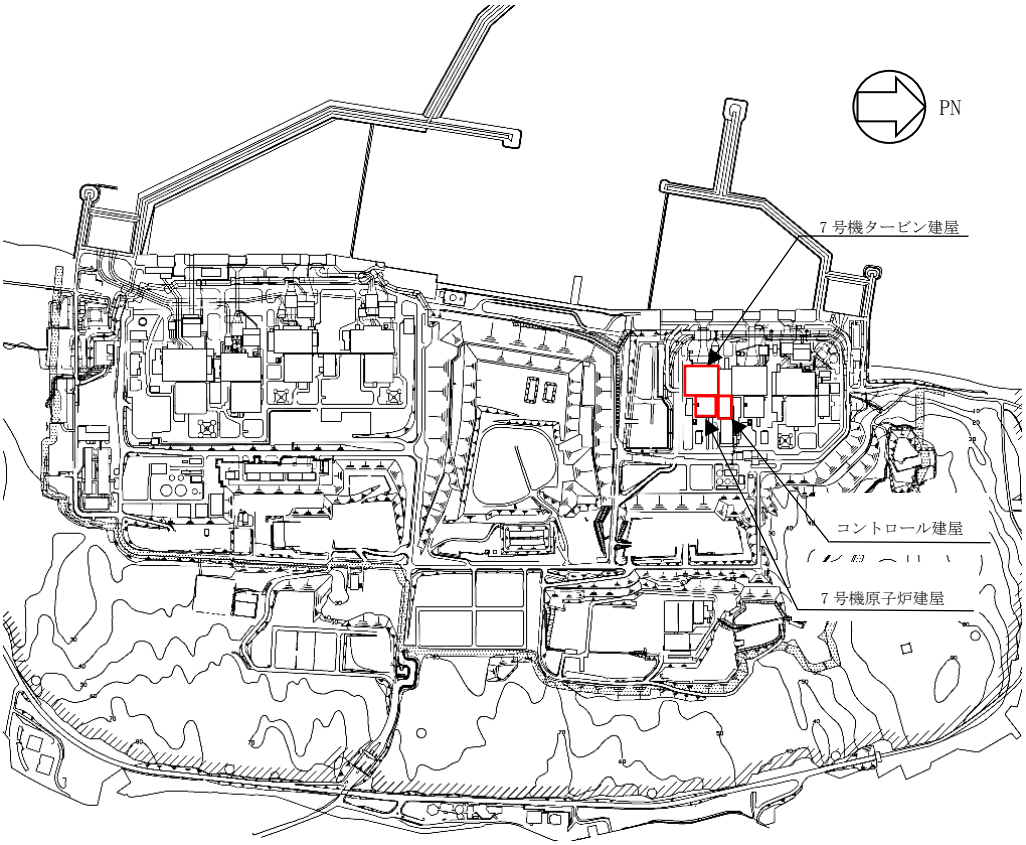


図 2－1　ダンパ，角ダクト，丸ダクト，バタフライ弁及びファンの位置図

2.2　構造概要

換気空調設備について，V-3-別添 1-1「竜巻への配慮が必要な施設の強度計算の方針」の「3.2 機能維持の方針」に示す構造計画を踏まえて，構造を設定する。

(1)　ダンパ（換気空調系）の構造概要

ダンパは，鋼製のケーシング，ベーン及びシャフトを主体構造とし，接続ダクトにより支持する。

ダンパの概要図を図 2－2 に示す。

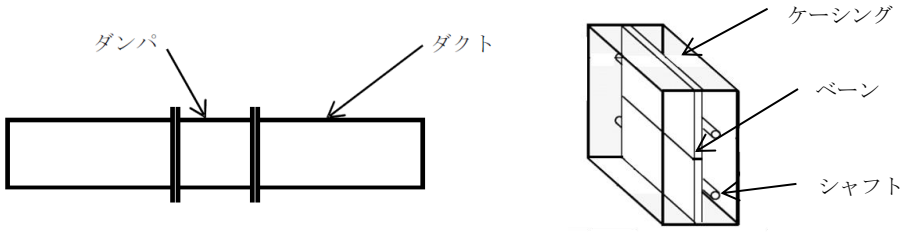


図 2－2　ダンパの概要図

(2)　角ダクト（換気空調系）及び丸ダクト（換気空調系）の構造概要

角ダクト及び丸ダクトは，鋼製のダクトを主体構造とし，支持構造物により建屋壁，床，梁等に支持する。

角ダクトの概要図を図 2－3 に，丸ダクト（換気空調系）の概要図を，図 2－4 に示す。

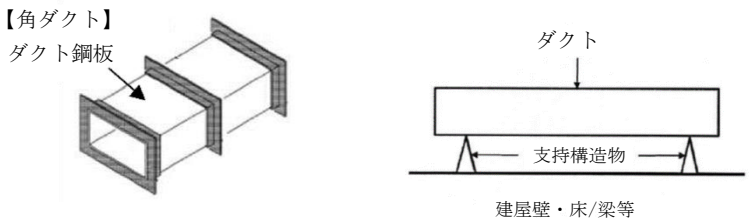


図2-3　角ダクトの概要図

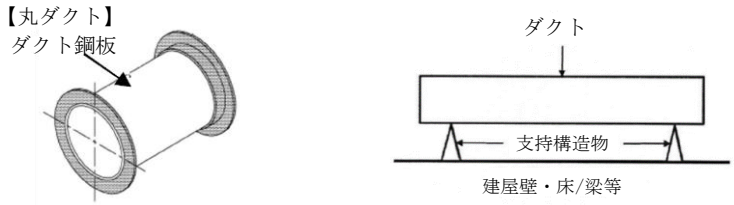


図2－4　丸ダクトの概要図

(3)　バタフライ弁（換気空調系）の構造概要

バタフライ弁は，鋼製の弁箱，弁体及び弁棒で構成し，接続ダクトにより支持する。

バタフライ弁の概要図を図2－5に示す。



図2－5　バタフライ弁の概要図

(4)　ファン（換気空調系）の構造概要

ファンは，流路を形成するケーシング，冷却するための空気を送り込む羽根車及び原動機からの回転力を伝達する主軸で形成し，床に基礎ボルトで支持する。

ファンの概要図を図2－6に示す。

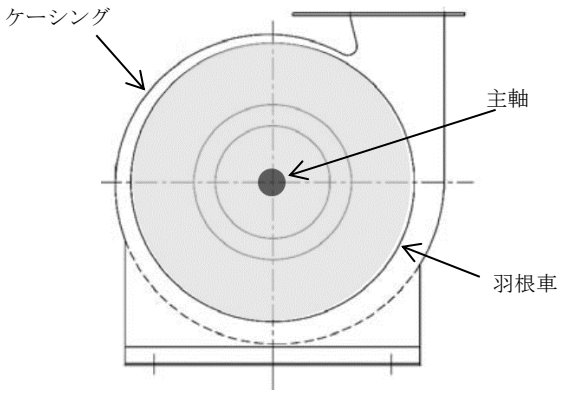


図2－6　ファンの概要図

2.3　評価方針

換気空調設備の強度評価は，Ｖ-3-別添 1-1「竜巻への配慮が必要な施設の強度計算の方針」の「4.　荷重及び荷重の組合せ並びに許容限界」にて設定している荷重及び荷重の組合せ並びに許容限界を踏まえ，ダンパ，角ダクト，丸ダクト，バタフライ弁及びファンの各評価対象部位に作用する応力等が，許容限界に収まることを「3.　強度評価方法」に示す方法により，「4.　評価条件」に示す評価条件を用いて計算し，「5.　強度評価結果」にて確認する。

(1)　ダンパ（換気空調系）の評価方針

ダンパの強度評価フローを図 2－7 に示す。竜巻より防護すべき施設を内包する施設内に設置されている，外気と繋がっている換気空調設備のうち，ダンパの強度評価においては，その構造を踏まえ，設計竜巻による荷重とこれに組み合わせる荷重（以下「設計荷重」という。）の作用方向及び伝達過程を考慮し，評価対象部位を選定する。

構造強度評価においては，ダンパに対して，常時作用する荷重（自重）と設計竜巻の気圧差による荷重を加えた応力が許容応力以下であることを確認する。強度評価では，Ｖ-3-別添 1-1「竜巻への配慮が必要な施設の強度計算の方針」の「5.　強度評価方法」に示すダンパの評価式を用いる。

ダンパの許容限界は，Ｖ-3-別添1-1「竜巻への配慮が必要な施設の強度計算の方針」の「4.2 許容限界」に示す許容限界である，「原子力発電所耐震設計技術指針ＪＥＡＧ４６０１・補-1984」（日本電気協会），「原子力発電所耐震設計技術指針ＪＥＡＧ４６０１-1987」（日本電気協会），「原子力発電所耐震設計技術指針ＪＥＡＧ４６０１-1991追補版」（日本電気協会）（以下「ＪＥＡＧ４６０１」という。）の許容応力状態$\mathrm{III}_{\mathrm{A}}\mathrm{S}$とする。

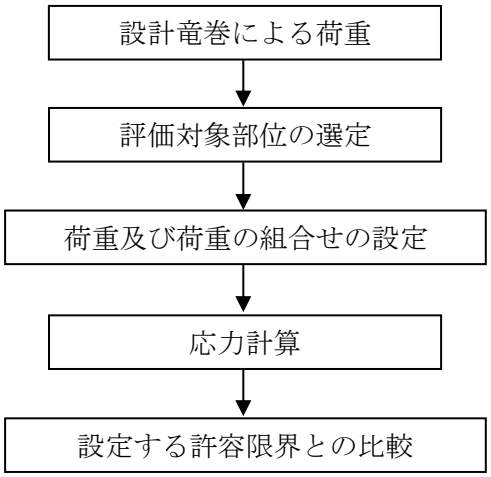


図 2－7　構造強度評価フロー

(2)　角ダクト（換気空調系）及び丸ダクト（換気空調系）の評価方針

角ダクト及び丸ダクトの強度評価フローを図 2－8 に示す。

竜巻より防護すべき施設を内包する施設内に設置されている，外気と繋がっている換気空調設備のうち，角ダクト及び丸ダクトの構造強度評価においては，その構造を踏まえ，設計荷重の作用方向及び伝達過程を考慮し，評価対象部位を選定する。

角ダクトの構造強度評価においては，設計竜巻の気圧差による荷重と，自重との組合せを考慮して，常時作用する荷重（自重）＋設計竜巻の気圧差による荷重及び運転時の状態で作用する荷重による応力が許容応力以下であることを確認する。構造強度評価ではⅤ-3-別添 1-1「竜巻への配慮が必要な施設の強度計算の方針」の「5.　強度評価方法」に示す評価式を用いる。

角ダクトの許容限界は，妥当な安全裕度を考慮して，Ⅴ-3-別添 1-1「竜巻への配慮が必要な施設の強度計算の方針」の「4.2　許容限界」に示す許容限界である，ＪＥＡＧ４６０１の許容応力状態$\mathrm{III}_{\mathrm{A}}\mathrm{S}$とする。ただし，座屈に対しては評価式を満足することを確認する。

丸ダクトの構造強度評価においては，設計竜巻の気圧差による荷重を短期荷重と，自重との組合せを考慮して，常時作用する荷重（自重）＋設計竜巻の気圧差による荷重及び運転時の状態で作用する荷重による応力が評価式を満足していることを確認する。構造強度評価では，Ⅴ-3-別添 1-1「竜巻への配慮が必要な施設の強度計算の方針」の「5.　強度評価方法」に示す評価式を用いる。

丸ダクトの許容限界はⅤ-3-別添 1-1「竜巻への配慮が必要な施設の強度計算の方針」の「4.2　許容限界」に示す許容限界である，クリップリング座屈の算出式に応じた値とする。

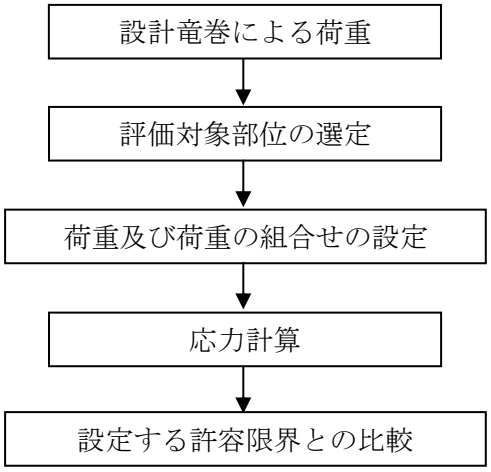


図 2－8　構造強度評価フロー

(3)　バタフライ弁（換気空調系）の評価方針

バタフライ弁の強度評価フローを図 2－9 に示す。竜巻より防護すべき施設を内包する施設内に設置されている，外気と繋がっている換気空調設備のうち，バタフライ弁の強度評価においては，その構造を踏まえ，設計荷重の作用方向及び伝達過程を考慮し，評価対象部位を選定する。

構造強度評価においては，バタフライ弁に対して，常時作用する荷重（自重）と設計竜巻の気圧差による荷重を加えた応力が許容応力以下であることを確認する。構造強度評価では，Ⅴ-3-別添 1-1「竜巻への配慮が必要な施設の強度計算の方針」の「5.　強度評価方法」に示すバタフライ弁の評価式を用いる。

バタフライ弁の許容限界は，Ⅴ-3-別添1-1「竜巻への配慮が必要な施設の強度計算の方針」の「4.2　許容限界」に示す許容限界である，ＪＥＡＧ４６０１の許容応力状態$\mathrm{III}_{\mathrm{A}}\mathrm{S}$とする。ただし，弁箱については，クリップリング座屈の算出式に応じた値とする。

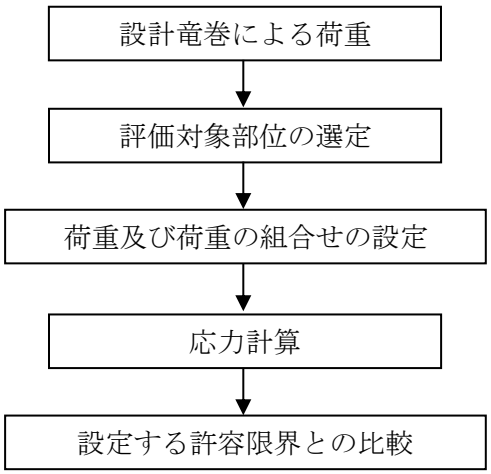


図 2－9　構造強度評価フロー

(4)　ファン（換気空調系）の評価方針

ファンの強度評価フローを図 2－10 に示す。竜巻より防護すべき施設を内包する施設内に設置されている，外気と繋がっている換気空調設備のうち，ファンの強度評価においては，設計竜巻の気圧差による荷重及び運転時の状態で作用する荷重により生じる応力が許容応力以下であることを確認する。

構造強度評価においては，Ⅴ-3-別添 1-1「竜巻への配慮が必要な施設の強度計算の方針」の「5.　強度評価方法」に示すファンの評価式を用いる。

ファンの許容限界は，Ⅴ-3-別添1-1「竜巻への配慮が必要な施設の強度計算の方針」の「4.2 許容限界」に示す許容限界である，クリップリング座屈の算出式に対応した値とする。

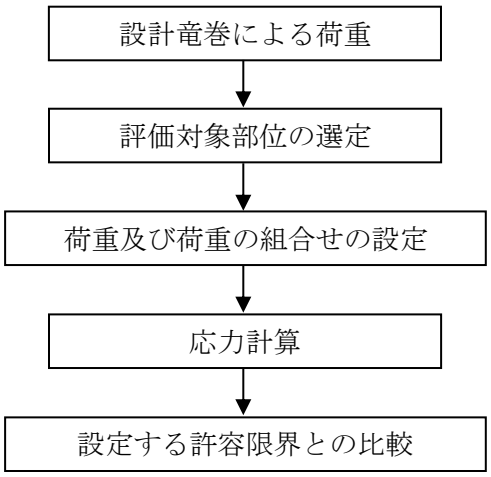


図 2－10　構造強度評価フロー

2.4 適用規格

適用する規格，基準等を以下に示す。

・「原子力発電所耐震設計技術指針　重要度分類・許容応力編　ＪＥＡＧ４６０１・補-1984」（日本電気協会）

・「原子力発電所耐震設計技術指針　ＪＥＡＧ４６０１-1987」（日本電気協会）

・「原子力発電所耐震設計技術指針　ＪＥＡＧ４６０１-1991　追補版」（日本電気協会）

・「発電用原子力設備規格 設計・建設規格　ＪＳＭＥ　Ｓ　ＮＣ1-2005/2007」（日本機械学会）（以下「ＪＳＭＥ」という。）

・日本工業規格（ＪＩＳ）

3. 強度評価方法

3.1 記号の定義

(1) ダンパ（換気空調系）

ダンパの構造強度評価に用いる記号を表3－1に示す。

表3－1 構造強度評価に用いる記号

記号	単位	定義
A_s	mm^2	シャフト断面積
E	MPa	ヤング率
e_c	mm	ケーシングにおける断面の重心高さ
F_{1b}	N/mm^2	ベーンの内部圧力による分布荷重
F_{1c}	N/mm	ケーシングの内部圧力による分布荷重
F_{1s}	N	内部圧力によりシャフトにかかるせん断荷重
F_{2b}	N/mm^2	ベーンの自重による分布荷重
F_{2c}	N/mm	ケーシングの自重による分布荷重
F_{2s}	N	ベーンの自重によりシャフトにかかるせん断荷重
g	m/s^2	重力加速度
H_b	mm	ベーン幅
I_c	mm^4	ケーシングの断面二次モーメント
L_c	mm	面間寸法
L_s	mm	シャフト直径
ℓ_b	mm	ベーン長さ
ℓ_c	mm	ケーシング長さ
M_c	N･mm	ケーシングに作用する最大曲げモーメント
m_b	kg	ベーン質量
m_c	kg	ケーシング質量
P	MPa	内部圧力
t_b	mm	ベーン板厚
Z_c	mm^3	ケーシングの断面係数
δ_{bmax}	mm	面外荷重によるベーンの最大変位量
ΔP	N/m^2	設計竜巻の気圧低下量
ν	―	ポアソン比
π	―	円周率
σ_{bmax}	MPa	ベーンの中心に生じる面外荷重による最大応力
σ_{cmax}	MPa	ケーシングに生じる最大曲げ応力
σ_{smax}	MPa	シャフトに生じる最大せん断応力

(2) 角ダクト（換気空調系）

角ダクトの構造強度評価に用いる記号を表3－2に示す。

表3－2　構造強度評価に用いる記号

記号	単位	定義
a	mm	ダクト幅
b	mm	ダクト高さ
c	mm	補強ピッチ
D_p	kg/m^2	単位面積あたりのダクト鋼板の質量
E	MPa	ヤング率
f_1	N	ダクト自重による圧縮荷重
f_2	N	面内荷重（外圧）による圧縮荷重
g	m/s^2	重力加速度
L	mm	ダクトサポートの支持間隔
M_P	N･mm	自重により作用する曲げモーメント
P	MPa	ダクトにかかる外圧
P_m	N	ダクト1枚あたりの限界荷重
P_0	Pa	運転圧
t	mm	ダクト板厚
δ_{max}	mm	面外荷重によるダクト鋼板の最大変位量
ΔP	N/m^2	設計竜巻の気圧低下量
μ	kg/m	ダクト単位重量
ν	―	ポアソン比
π	―	円周率
σ_{max}	MPa	中心に生じる面外荷重による最大応力
σ_y	MPa	降伏応力

(3) 丸ダクト（換気空調系）

丸ダクトの構造強度評価に用いる記号を表3－3に示す。

表3－3　構造強度評価に用いる記号

記号	単位	定義
A_1	mm^2	ダクト全断面積
A_2	mm^2	ダクト板の断面積
c	mm	ダクト板の長さ
d_1	mm	ダクト内径
d_2	mm	ダクト外径
E	MPa	ヤング率
g	m/s^2	重力加速度
k_p	—	座屈係数
L	mm	ダクトサポートの支持間隔
M_p	N･mm	自重により作用する曲げモーメント
M_{cr}	N･mm	弾性座屈曲げモーメント
n	—	座屈モードの次数
P	MPa	ダクトにかかる外圧
P_o	Pa	運転圧
r	mm	半径
r_m	mm	ダクトの平均半径
t	mm	ダクト板厚
Z	mm^3	断面係数
Z_c	—	円筒殻の座屈応力の式における係数
β	—	円筒殻の座屈応力の式における係数
ΔP	N/m^2	設計竜巻の気圧低下量
μ	kg/m	ダクト単位重量
ν	—	ポアソン比
π	—	円周率
σ_{cr1}	MPa	クリップリング座屈が発生する際に生じる周方向応力
σ_{cr2}	MPa	弾性座屈曲げ応力
σ_b	MPa	ダクト自重により作用する曲げ応力
σ_{Pb}	MPa	面内荷重（外圧）による圧縮圧力
σ_{cripl}	MPa	外圧により生じる周方向応力

(4) バタフライ弁（換気空調系）

バタフライ弁の構造強度評価に用いる記号を表3－4に示す。

表3－4　構造強度評価に用いる記号

記号	単位	定義
A_s	mm^2	弁棒の断面積
c	mm	弁箱の長さ
E	MPa	ヤング率
e_b	mm	弁体の主軸から断面端点の距離
F_{1b}	N/mm^2	弁体の内部圧力による集中荷重
F_{1s}	N	内部圧力により弁棒にかかるせん断荷重
F_{2b}	N/mm^2	弁体の自重による集中荷重
F_{2s}	N	弁体の自重により弁棒にかかるせん断荷重
g	m/s^2	重力加速度
H_b	mm	弁体の幅
I_b	mm^4	弁体の断面二次モーメント
k_p	—	座屈係数
L_s	mm	弁棒の直径
ℓ_b	mm	弁体の評価面長さ
M_b	N･mm	弁体に作用する最大曲げモーメント
n	—	座屈モードの次数
m_b	kg	弁体の質量
P	MPa	内部圧力
r	mm	半径
r_m	mm	弁箱の平均半径
t	mm	弁箱の肉厚
t_b	mm	弁体の板厚
w_b	mm	弁体の評価面幅
Z_b	mm^3	弁体の断面係数
Z_c	—	円筒殻の座屈応力の式における係数
β	—	円筒殻の座屈応力の式における係数
ΔP	N/m^2	設計竜巻の気圧低下量
ν	—	ポアソン比
π	—	円周率
σ_{crl}	MPa	クリップリング座屈が発生する際に生じる周方向応力
σ_{bmax}	MPa	弁体の中心に生じる面外荷重による最大応力
σ_{cmax}	MPa	弁箱に生じる周方向応力
σ_{smax}	MPa	弁棒に生じる最大せん断応力

(5) ファン（換気空調系）

ファンの構造強度評価に用いる記号を表 3－5 に示す。

表 3－5　構造強度評価に用いる記号

記号	単位	定義
c	mm	ファンケーシングの長さ
k_p	―	座屈係数
n	―	座屈モードの次数
P_l	Pa	運転圧
P_b	Pa	ファンケーシングに作用する圧力
r	mm	半径
r_m	mm	平均半径
t	mm	ファンケーシングの肉厚
Z_c	―	円筒殻の座屈応力の式における係数
β	―	円筒殻の座屈応力の式における係数
ΔP	N/m^2	設計竜巻の気圧低下量
ν	―	ポアソン比
σ_θ	MPa	周方向応力
σ_{crl}	MPa	クリップリング座屈が発生する際に生じる周方向応力

3.2　評価対象部位

(1)　ダンパ（換気空調系）の評価対象部位

ダンパの評価対象部位は，V-3-別添 1-1「竜巻の配慮が必要な施設の強度計算の方針」の「4.2　許容限界」にて示している評価対象部位に従って，「2.2　構造概要」にて設定している構造に基づき，設計荷重の作用方向及び伝達過程を考慮し選定する。

気圧差による荷重は，ケーシング及びベーンに作用し，ベーンを介してシャフトに作用する。

このことから，ケーシング，ベーン及びシャフトを評価対象部位として選定する。

ダンパの強度評価における評価対象部位を，図 3－1 に示す。

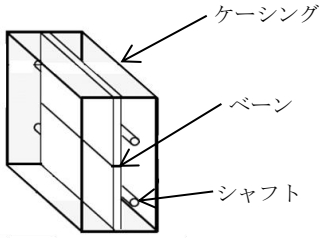


図 3－1　ダンパの評価対象部位

(2)　角ダクト（換気空調系）の評価対象部位

角ダクトの評価対象部位は，V-3-別添 1-1「竜巻の配慮が必要な施設の強度計算の方針」の「4.2　許容限界」にて示している評価対象部位に従って，「2.2　構造概要」にて設定している構造に基づき，設計荷重の作用方向及び伝達過程を考慮し選定する。

気圧差による荷重は，角ダクト本体のダクト鋼板に作用する。

このことから，ダクト鋼板を評価対象部位として選定する。

角ダクトの強度評価における評価対象部位を，図 3－2 に示す。

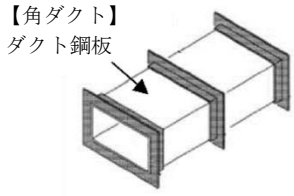


図3－2　角ダクトの評価対象部位

(3)　丸ダクト（換気空調系）の評価対象部位

丸ダクトの評価対象部位は，Ⅴ-3-別添 1-1「竜巻の配慮が必要な施設の強度計算の方針」の「4.2　許容限界」にて示している評価対象部位に従って，「2.2　構造概要」にて設定している構造に基づき，設計荷重の作用方向及び伝達過程を考慮し選定する。

気圧差による荷重は，丸ダクト本体のダクト鋼板に作用する。

このことから，ダクト鋼板を評価対象部位として選定する。

丸ダクトの強度評価における評価対象部位を，図3－3に示す。

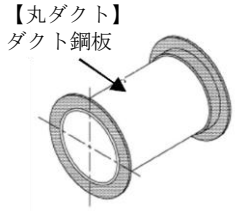


図3－3　丸ダクトの評価対象部位

(4)　バタフライ弁（換気空調系）の評価対象部位

バタフライ弁の評価対象部位は，Ⅴ-3-別添 1-1「竜巻の配慮が必要な施設の強度計算の方針」の「4.2　許容限界」にて示している評価対象部位に従って，「2.2　構造概要」にて設定している構造に基づき，設計荷重の作用方向及び伝達過程を考慮し選定する。

気圧差による荷重は，バタフライ弁の耐圧部に作用する。

このことから，耐圧部である弁箱，弁体，弁棒を評価対象部位として選定する。

バタフライ弁の強度評価における評価対象部位を，図 3－4 に示す。

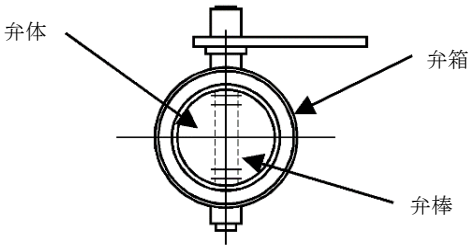


図3－4　バタフライ弁の評価対象部位

(5)　ファン（換気空調系）の評価対象部位

ファンの評価対象部位は，Ⅴ-3-別添 1-1「竜巻の配慮が必要な施設の強度計算の方針」の「4.2　許容限界」にて示している評価対象部位に従って，「2.2　構造概要」にて設定している構造に基づき，設計荷重の作用方向及び伝達過程を考慮し選定する。

気圧差による荷重は，ファンのケーシングに作用する。

このことから，ケーシングを評価対象部位として選定する。

ファンの強度評価における評価対象部位を図 3－5 に示す。

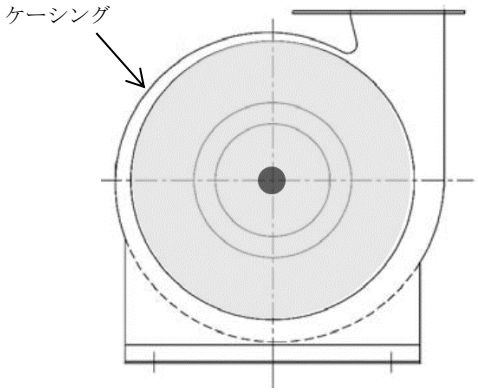


図3－5　ファンの評価対象部位

3.3　荷重及び荷重の組合せ

強度評価に用いる荷重及び荷重の組合せは，Ⅴ-3-別添 1-1「竜巻への配慮が必要な施設の強度計算の方針」の「4.1　荷重及び荷重の組合せ」にて示している荷重及び荷重の組合せを踏まえ，換気空調設備の評価対象施設ごとに設定する。

(1)　荷重の設定

構造強度評価に用いる荷重を以下に示す。

a.　常時作用する荷重

常時作用する荷重として，持続的に生じる荷重である自重を考慮する。

自重による荷重は以下のとおり計算する。

自重による荷重 = m・g

b.　設計竜巻による荷重

外気と繋がっている屋内の施設であるため，気圧差による荷重を考慮する。

c.　運転時の状態で作用する荷重

運転時の内圧が給気側は負圧，排気側は正圧となるが，保守性を考慮し気圧差による荷重と同等の向きに作用するものとして，運転時の状態で作用する荷重を考慮する。

(2)　荷重の組合せ

構造強度評価に用いる荷重の組合せはⅤ-3-別添 1-1「竜巻への配慮が必要な施設の強度計算の方針」の「4.1　荷重及び荷重の組合せ」にて設定している荷重の組合せを踏まえ，評価対象施設ごとに設定する。なお，ダンパ及びバタフライ弁については閉止していることから，運転時の状態で作用する荷重は考慮しない。また，ファンの自重は内圧荷重に比べ十分小さいことから，自重を考慮しない。

構造強度評価の荷重の組合せを表 3－6 に示す。

表 3－6　荷重の組合せ

施設分類	施設名称	評価対象部位	荷重
外気と繋がっている屋内の外部事象防護対象施設	ダンパ （換気空調系）	ケーシング ベーン シャフト	①自重 ②気圧差による荷重
	角ダクト （換気空調系）	ダクト鋼板	①自重 ②気圧差による荷重 ③運転時の状態で作用する荷重
	丸ダクト （換気空調系）	ダクト鋼板	①自重 ②気圧差による荷重 ③運転時の状態で作用する荷重
	バタフライ弁 （換気空調系）	弁箱 弁体 弁棒	①自重 ②気圧差による荷重
	ファン （換気空調系）	ケーシング	①気圧差による荷重 ②運転時の状態で作用する荷重

3.4　許容限界

(1)　ダンパ（換気空調系）の許容限界

ダンパの評価対象部位の許容限界は，Ⅴ-3-別添 1-1「竜巻への配慮が必要な施設の強度計算の方針」の「4.2　許容限界」にて設定している許容限界を踏まえ，「3.2　評価対象部位」にて設定している評価対象部位ごとに，機能損傷モードを考慮し，許容応力状態Ⅲ$_A$Ｓとする。

ダンパの許容限界は，ＪＥＡＧ４６０１を準用し，クラス１・クラス２，３・その他の支持構造物の許容限界を適用し，許容応力状態Ⅲ$_A$Ｓから算出した許容応力を許容限界とする。ＪＥＡＧ４６０１に従い，ＪＳＭＥ付録材料図表 Part5 の表にて許容応力を計算する際は，評価対象部位の最高使用温度に応じた値をとるものとするが，温度がＪＳＭＥ付録材料図表記載の中間の値の場合は，比例法を用いて計算する。ただし，ＪＳＭＥ付録材料図表 Part5 で比例法を用いる場合の端数処理は，小数点第 1 位以下を切り捨てた値を用いるものとする。

a.　ダンパに対する許容応力

ダンパの許容限界を表 3－7，許容応力を表 3－8，表 3－9，表 3－10 に示す。

表 3－7　ダンパの許容限界

状態	許容限界		
	一次応力		
	曲げ	せん断	引張
許容応力状態Ⅲ$_A$Ｓ	$1.5f_b$	$1.5f_s$	$1.5f_t$

表 3－8　ダンパの許容応力（ケーシング）

材料	温度条件 (℃)	$1.5f_b$ (MPa)
ＳＰＣＣ	40	218

表 3－9　ダンパの許容応力（ベーン）

材料	温度条件 (℃)	$1.5f_t$ (MPa)
ＳＰＣＣ	40	189

表 3－10　ダンパの許容応力（シャフト）

材料	温度条件 (℃)	$1.5f_s$ (MPa)
ＳＧＤ	40	135

(2)　角ダクト（換気空調系）の許容限界

角ダクトの許容限界は，Ⅴ-3-別添 1-1「竜巻への配慮が必要な施設の強度計算の方針」の「4.2　許容限界」にて設定している許容限界を踏まえ，「3.2　評価対象部位」にて設定している評価対象部位ごとに，機能損傷モードを考慮し，許容応力状態$\mathrm{III}_{\mathrm{A}}\mathrm{S}$とする。

角ダクトの許容限界は，ＪＥＡＧ４６０１を準用し，クラス１・クラス２，３・その他の支持構造物の許容限界を適用する。設計荷重に対して，当該施設に要求される安全機能を維持できるように弾性設計とするため，許容応力状態$\mathrm{III}_{\mathrm{A}}\mathrm{S}$から算出した以下の許容応力を許容限界とする。ただし，妥当な安全裕度を考慮し，座屈を生じないように設定する許容限界は，座屈の算出式に応じた値を許容限界として設定する。ＪＥＡＧ４６０１に従い，ＪＳＭＥ付録材料図表 Part5,6 の表にて許容応力を計算する際は，角ダクトの最高使用温度に応じた値をとるものとするが，温度がＪＳＭＥ付録材料図表記載の中間の値の場合は，比例法を用いて計算する。ただし，ＪＳＭＥ付録材料図表 Part5,6 で比例法を用いる場合の端数処理は，小数点第１位以下を切り捨てた値を用いるものとする。

a.　面外荷重及び外圧による面内荷重に対する許容限界を表 3－11，許容応力を表 3－12 に示す。

表 3－11　角ダクトの許容限界

状態	許容限界
	一次応力
	引張
許容応力状態$\mathrm{III}_{\mathrm{A}}\mathrm{S}$	$1.5f_{\mathrm{t}}$

表 3－12　角ダクトの許容応力

材料	温度条件 (℃)	$1.5f_{\mathrm{t}}$ (MPa)
ＳＧＣＣ	40	189

b.　常時作用する荷重（自重）＋設計竜巻の気圧差による荷重及び運転時の状態で作用する荷重に対する許容限界

ダクト自重による圧縮荷重f_1と設計竜巻による内外差及び運転圧による圧縮荷重f_2の和が許容荷重P_{m}以下であることを確認する。

なお，ダクト自重による圧縮荷重f_1はダクト板 1 枚あたりの圧縮荷重として算出され，設計竜巻による内外圧差及び運転圧による圧縮荷重f_2はダクト板 4 枚あたりの圧縮荷重として算出される。許容荷重P_{m}はダクト板 1 枚あたりとして算出されるため，関係は以下の式で表わされる。

$4 \cdot \mathrm{f}_1 + \mathrm{f}_2 \leqq 4 \cdot \mathrm{P}_{\mathrm{m}}$

ここで，

$$P_m = \frac{\pi}{\sqrt{3(1-\nu^2)}} \sqrt{E \cdot \sigma_y} \cdot t^2$$

(3)　丸ダクト（換気空調系）の許容限界

丸ダクトの許容限界は，Ⅴ-3-別添 1-1「竜巻への配慮が必要な施設の強度計算の方針」の「4.2　許容限界」にて設定している許容限界を踏まえ，「3.2　評価対象部位」にて設定している評価対象部位ごとに，機能損傷モードを考慮し，クリップリング座屈及び弾性座屈曲げ応力の算出式に応じた値とする。

丸ダクトの許容限界は，設計荷重に対して，塑性ひずみが生じる場合であっても，その量が微小なレベルに留まって破断延性限界に十分な余裕を有し，座屈を生じないこととするため，クリップリング座屈の算出式に応じた値を許容限界とする。ＪＥＡＧ４６０１に従い，ＪＳＭＥ付録材料図表 Part5,6 の表にて許容応力を計算する際は，丸ダクトの最高使用温度に応じた値をとるものとするが，温度がＪＳＭＥ付録材料図表記載の中間の値の場合は，比例法を用いて計算する。ただし，ＪＳＭＥ付録材料図表 Part5,6 で比例法を用いる場合の端数処理は，小数点第１位以下を切り捨てた値を用いるものとする。

a.　外圧に対する許容限界

外圧により生じる周方向応力は，クリップリング座屈が発生する際に生じる周方向応力（座屈応力）σ_{cr1}を超えないこととする。

外圧によるクリップリング座屈が発生する際に生じる周方向応力σ_{cr1}は，円筒殻の座屈応力の式より算出する。

$$\sigma_{cr1}=\frac{k_P \cdot \pi^2 \cdot E}{12(1-\nu^2)}\left(\frac{t}{c}\right)^2$$

$$k_p=\frac{(1+\beta^2)^2}{0.5+\beta^2}+\frac{12 \cdot Z_c^2}{\pi^4(1+\beta^2)^2(0.5+\beta^2)}$$

$$\beta=\frac{c \cdot n}{\pi \cdot r}$$

$$Z_c=\frac{c^2}{r \cdot t}\sqrt{1-\nu^2}$$

ここで，座屈モードの次数ｎはｋ$_p$が最小となる時の次数とする。

b.　常時作用する荷重（自重）＋設計竜巻の気圧差による荷重及び運転時の状態で作用する荷重に対する許容限界

ダクト自重により作用する曲げ応力σ_bと設計竜巻による内外差圧及び運転圧による軸方向圧縮荷重による応力σ_{Pb}の和が，弾性座屈曲げ応力σ_{cr2}以下であることを確認する。

$$\sigma_b+\sigma_{Pb} \leqq \sigma_{cr2}$$

ここで，

$$\sigma_{cr2}=\frac{M_{cr}}{Z}$$

$$M_{cr} = \frac{0.72 \cdot E \cdot r \cdot t^{2}}{(1-\nu^{2})}$$

$$Z = \frac{\pi}{32} \cdot \frac{d_{2}^{4} - d_{1}^{4}}{d_{2}}$$

(4)　バタフライ弁（換気空調系）の許容限界

バタフライ弁の許容限界は，Ⅴ-3-別添 1-1「竜巻への配慮が必要な施設の強度計算の方針」の「4.2　許容限界」にて設定している許容限界を踏まえ，「3.2　評価対象部位」にて設定している評価対象部位ごとに，機能損傷モードを考慮し，許容応力状態$\mathrm{III}_{\mathrm{A}}\mathrm{S}$とする。

バタフライ弁の許容限界は，ＪＥＡＧ４６０１を準用し，クラス１・クラス２，３・その他支持構造物の許容限界を適用する。設計荷重に対して，当該施設に要求される安全機能を維持できるように弾性設計とするため，許容応力状態$\mathrm{III}_{\mathrm{A}}\mathrm{S}$から算出した以下の許容応力を許容限界とする。ただし，妥当な安全裕度を考慮し，座屈を生じないように設定する許容限界は，クリップリング座屈の算出式に応じた値を許容限界として設定する。ＪＥＡＧ４６０１に従い，ＪＳＭＥ付録材料図表 Part5,6 の表にて許容応力を計算する際は，バタフライ弁の最高使用温度に応じた値をとるものとするが，温度がＪＳＭＥ付録材料図表記載の中間の値の場合は，比例法を用いて計算する。ただし，ＪＳＭＥ付録材料図表 Part5,6 で比例法を用いる場合の端数処理は，小数点第１位以下を切り捨てた値を用いるものとする。

a.　弁体及び弁棒に対する許容応力

弁体及び弁棒の内部圧力及び自重により発生する応力に対する許容限界を表 3－13，許容応力を表 3－14，表 3－15 に示す。

表 3－13　バタフライ弁の許容限界

状態	許容限界	
	一次応力	
	せん断	曲げ
許容応力状態$\mathrm{III}_{\mathrm{A}}\mathrm{S}$	$1.5f_{\mathrm{s}}$	$1.5f_{\mathrm{b}}$

表 3－14　バタフライ弁の許容応力（弁棒）

材料	温度条件 (℃)	$1.5f_{\mathrm{s}}$ (MPa)
SUS304	40	118

表 3－15　バタフライ弁の許容応力（弁体）

材料	温度条件 (℃)	$1.5f_{\mathrm{b}}$ (MPa)
FCD450	40	258

b.　弁箱の外圧に対する許容応力

外圧により生じる周方向応力は，クリップリング座屈が発生する際に生じる周方向応力（座屈応力）σ_{cr1}を超えないこととする。

外圧によるクリップリング座屈が発生する際に生じる周方向応力σ_{cr1}は，円筒殻の座屈応力の式より算出する。

$$\sigma_{cr1}=\frac{k_P \cdot \pi^2 \cdot E}{12\left(1-\nu^2\right)}\left(\frac{t}{c}\right)^2$$

$$k_P=\frac{\left(1+\beta^2\right)^2}{0.5+\beta^2}+\frac{12 \cdot Z_c^2}{\pi^4\left(1+\beta^2\right)^2\left(0.5+\beta^2\right)}$$

$$\beta=\frac{c \cdot n}{\pi \cdot r}$$

$$Z_c=\frac{c^2}{r \cdot t}\sqrt{1-\nu^2}$$

(5)　ファン（換気空調系）の許容限界

ファンの許容限界は，V-3-別添 1-1「竜巻への配慮が必要な施設の強度計算の方針」の「4.2 許容限界」にて設定している許容限界を踏まえ，「3.2　評価対象部位」にて設定している評価対象部位ごとに，機能損傷モードを考慮し，クリップリング座屈の算出式に応じた値とする。

ファンの許容限界は，設計荷重に対して，塑性ひずみが生じる場合であっても，その量が微小なレベルに留まって破断延性限界に十分な余裕を有し，座屈を生じないこととするため，クリップリング座屈の算出式に応じた値を許容限界とする。

a.　外圧に対する許容応力

外圧により生じる周方向応力はクリップリング座屈が発生する際に生じる周方向応力（座屈応力）σ_{cr1} を超えないこととする。

外圧によるクリップリング座屈が発生する際に生じる周方向応力 σ_{cr1} は円筒殻の座屈応力の式より算出する。

[redacted]

$$\sigma_{cr1}=\frac{k_P\cdot\pi^2\cdot E}{12\left(1-\nu^2\right)}\left(\frac{t}{c}\right)^2\boxed{\quad}$$

$$k_P=\frac{\left(1+\beta^2\right)^2}{0.5+\beta^2}+\frac{12\cdot Z_c^2}{\pi^4\left(1+\beta^2\right)^2\left(0.5+\beta^2\right)}$$

$$\beta=\frac{c\cdot n}{\pi\cdot r}$$

$$Z_c=\frac{c^2}{r\cdot t}\sqrt{1-\nu^2}$$

3.5　評価方法

(1)　ダンパ（換気空調系）の評価方法

ダンパの強度評価は，V-3-別添 1-1「竜巻への配慮が必要な施設の強度計算の方針」の「5. 強度評価方法」にて設定しているダンパの評価式を用いる。

a.　計算モデル

(a)　ダンパ

ケーシングは，ケーシング板材を 4 辺に分割し，その 1 辺を同様の断面性能を持つ単純支持梁として計算を行う。ケーシングのモデル図を図 3－6 に示す。

ベーンは，四辺支持長方形板に等分布荷重がかかるものとし，曲げ応力による計算を行う。ベーンのモデル図を図 3－7 に示す。

シャフトは，内部圧力及び自重により発生する荷重が両端のシャフトに均等に作用するものとし，シャフト断面についてせん断応力による計算を行う。シャフトのモデル図を図 3－8 に示す。

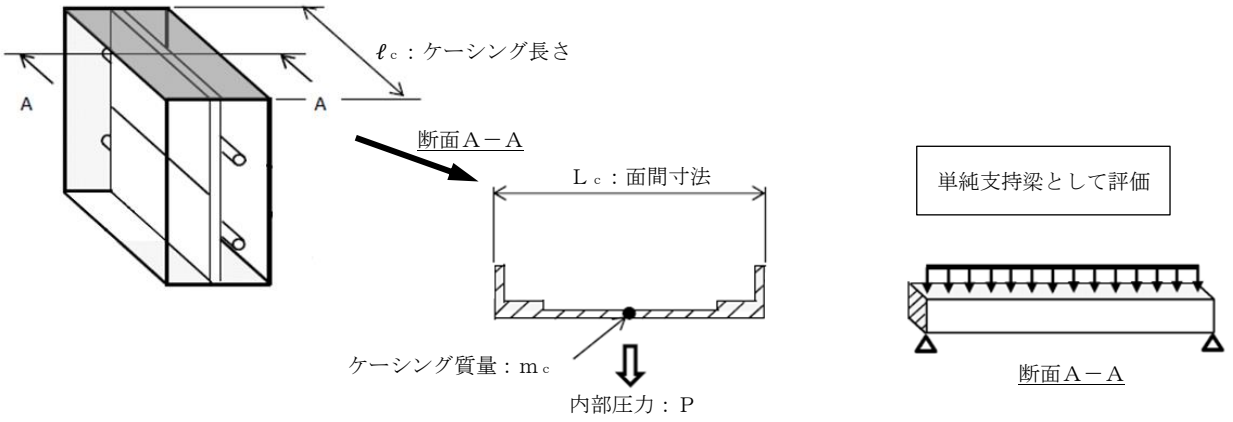


図 3－6　ケーシングのモデル図

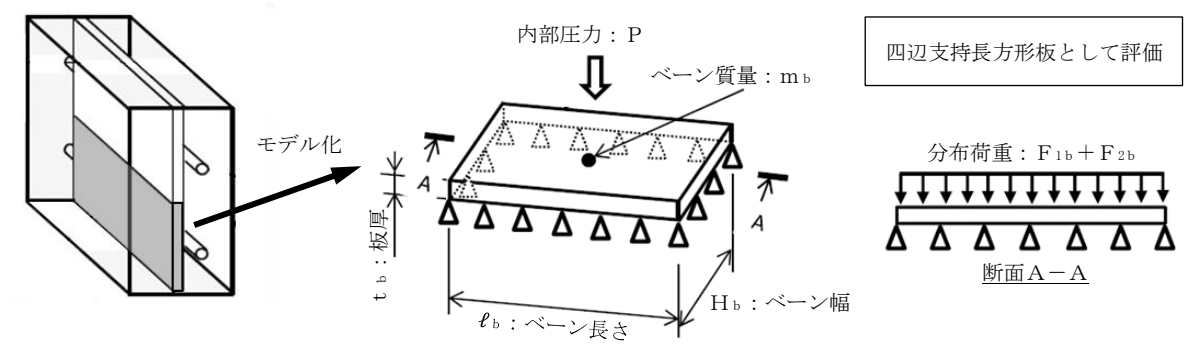


図 3－7　ベーンのモデル図

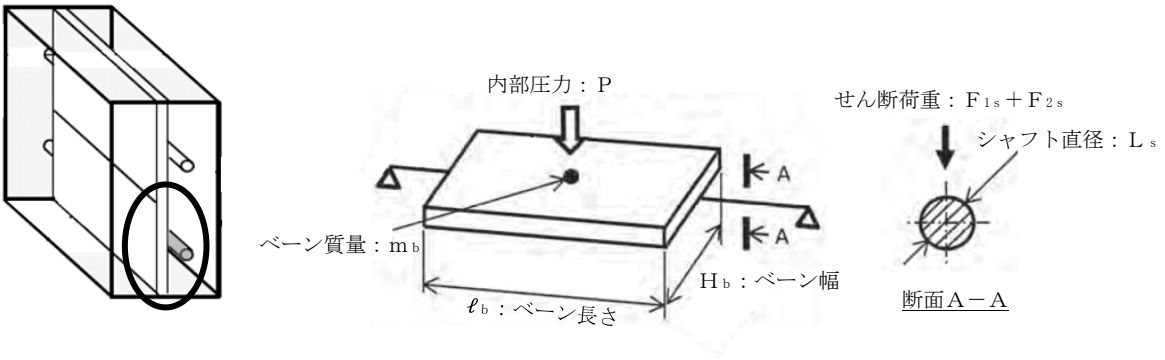


図 3－8　シャフトのモデル図

b.　計算方法

内部圧力は，設計竜巻により発生する気圧差によって発生するので，

$P = \Delta P$

(a)　ケーシング

ケーシングに作用する最大曲げモーメント

$$M_c = \frac{\ell_c{}^2 \left(F_{1c} + F_{2c} \right)}{8}$$

ここで，

$F_{1c} = P \cdot L_c$

$$F_{2c} = \frac{m_c \cdot g}{\ell_c}$$

ケーシングに生じる最大曲げ応力

$$\sigma_{cmax} = \frac{M_c}{Z_c}$$

ここで，

$$Z_c = \frac{I_c}{e_c}$$

(b) ベーン

ベーンに生じる発生応力は，四辺単純支持の長方形板が等分布荷重を受ける場合において，中心に生じる外圧及び自重による面外荷重により作用する最大応力σ_{bmax}とその面外荷重によるベーンの最大変位量δ_{bmax}との関係は，以下の式で表わされる。

機械工学便覧に記載されている四辺単純支持の長方形板が等分布荷重を受ける場合の長方形板の大たわみ式を引用する。

$$\sigma_{bmax}=\frac{\pi^2 E\,\delta_{bmax}}{8(1-\nu^2)}\left\{\frac{(2-\nu^2)\,\delta_{bmax}+4t_b}{\ell_b{}^2}+\frac{\nu\left(\delta_{bmax}+4t_b\right)}{H_b{}^2}\right\} \quad \cdots\cdots (3.1)$$

$$\frac{256(1-\nu^2)\left(F_{1b}+F_{2b}\right)}{\pi^6 E\,t_b{}^4}=\frac{4}{3}\left(\frac{1}{\ell_b{}^2}+\frac{1}{H_b{}^2}\right)^2\frac{\delta_{bmax}}{t_b}+\left\{\frac{4\nu}{\ell_b{}^2 H_b{}^2}+(3-\nu^2)\left(\frac{1}{\ell_b{}^4}+\frac{1}{H_b{}^4}\right)\right\}\left(\frac{\delta_{bmax}}{t_b}\right)^3 \quad \cdots\cdots (3.2)$$

ここで,

$F_{1b}=P$

$$F_{2b}=\frac{m_b\cdot g}{\ell_b\cdot H_b}$$

式（3.2）より得られるδ_{bmax}の値を式（3.1）へ代入し，σ_{bmax}を算出する。

(c) シャフト

シャフトに生じる最大せん断応力

$$\sigma_{smax}=\frac{F_{1s}+F_{2s}}{A_s}$$

ここで,

$F_{1s}=P\cdot H_b\cdot \ell_b$

$F_{2s}=m_b\cdot g$

$$A_s=\left(\frac{L_s}{2}\right)^2\cdot\pi$$

(2) 角ダクト（換気空調系）の評価方法

角ダクトの強度評価は，V-3-別添 1-1「竜巻への配慮が必要な施設の強度計算の方針」の「5. 強度評価方法」にて設定している角ダクトの評価式を用いる。

a. 計算モデル

任意のダクト面に着目すると，ダクト面は両サイドをほかの 2 つの側面のダクト面で，軸方向（流れ方向）を補強部材（及び接続部材）で支持された長方形の板とみなすことができる。そのため，鋼板を補強部材と両サイドのウェブで支持された四辺単純支持長方形板とし評価を行う。自重等によりダクトに生じる曲げモーメントに関し，ウェブでの応力分布が線形で，中立面がフランジの両側から等距離の中央線上にあるとする。角ダクトのモデル図を図 3－9 に示す。

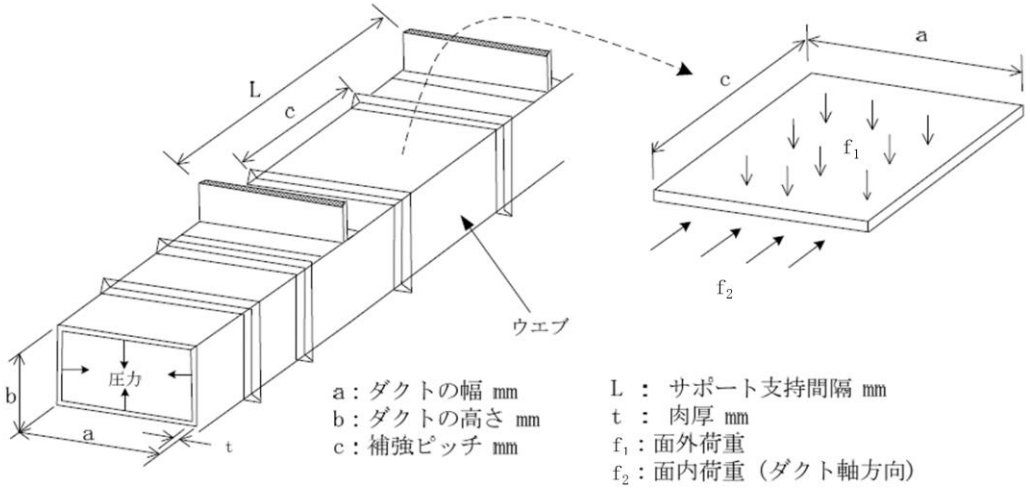


図 3－9 角ダクトのモデル図

b. 評価方法

ダクトにかかる外圧は，設計竜巻により発生する気圧差及び運転圧が影響するので，

$P = \Delta P + P_0$

(a) 面外荷重による発生応力

四辺単純支持（周辺で水平，垂直方向の変位拘束，たわみ角は自由）の長方形板が等分布荷重を受ける場合において，中心に生じる外圧及び自重による面外荷重により作用する最大応力σ_{max}とその面外荷重によるダクト鋼板の最大変位量δ_{max}との関係は，以下の式で表される。

機械工学便覧に記載されている四辺単純支持の長方形板が等分布荷重を受ける場合の長方形板の大たわみ式を引用する。

$$\sigma_{max} = \frac{\pi^2 E \delta_{max}}{8(1-\nu^2)} \left\{ \frac{(2-\nu^2)\delta_{max} + 4t}{a^2} + \frac{\nu\left(\delta_{max} + 4t\right)}{c^2} \right\}$$

・・・・(3.3)

$$\frac{256\left(1-\nu^{2}\right)}{\pi^{6}\mathrm{E}\,\mathrm{t}^{4}}\left(\mathrm{P}+\mathrm{g}\cdot\mathrm{D}_{\mathrm{p}}\right)=\frac{4}{3}\left(\frac{1}{\mathrm{a}^{2}}+\frac{1}{\mathrm{c}^{2}}\right)^{2}\frac{\delta_{\mathrm{max}}}{\mathrm{t}}$$

$$+\left\{\frac{4\nu}{\mathrm{a}^{2}\mathrm{c}^{2}}+\left(3-\nu^{2}\right)\left(\frac{1}{\mathrm{a}^{4}}+\frac{1}{\mathrm{c}^{4}}\right)\right\}\left(\frac{\delta_{\mathrm{max}}}{\mathrm{t}}\right)^{3}$$

・・・・(3.4)

式（3.4）より得られるδ_{max}の値を式（3.3）へ代入し，σ_{max}を算出する。

(b) 面内荷重による発生応力

イ. 自重による発生応力

自重によりダクト鋼板に作用する圧縮荷重は，以下の式により算出する。

$$\mathrm{f}_{1}=\frac{\mathrm{M}_{\mathrm{p}}}{\mathrm{b}}$$

ここで,

$$\mathrm{M}_{\mathrm{p}}=\frac{\mathrm{g}\mu\,\mathrm{L}^{2}}{8}$$

ロ. 外圧による発生応力

ダクト面内が受ける気圧差と運転圧による圧縮荷重は，以下の式により算出する。

$$\mathrm{f}_{2}=\left(\mathrm{a}+2\,\mathrm{t}\right)\cdot\left(\mathrm{b}+2\,\mathrm{t}\right)\cdot\mathrm{P}\cdot10^{-6}$$

(3)　丸ダクト（換気空調系）の評価方法

丸ダクトの強度評価は，Ⅴ-3-別添 1-1「竜巻への配慮が必要な施設の強度計算の方針」の「5.　強度評価方法」にて設定している丸ダクトの評価式を用いる。

a.　計算モデル

両端を補強部材で支持された円筒の梁とみなし，計算を行う。丸ダクトのモデル図を図 3－10 に示す。

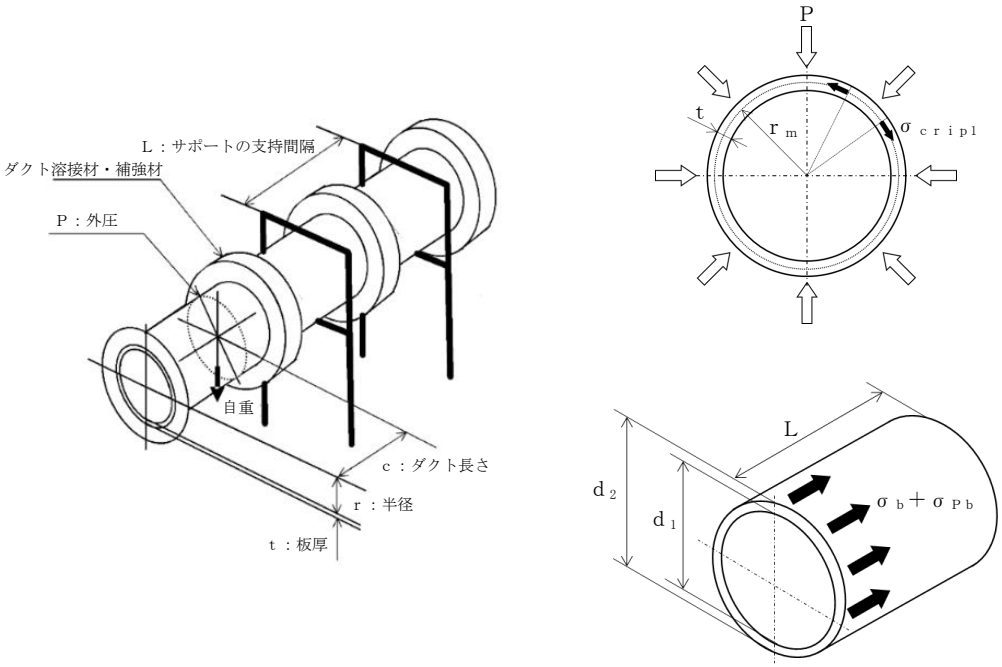


図 3－10　丸ダクトのモデル図

b.　評価方法

ダクトにかかる外圧は，設計竜巻により発生する気圧差及び運転圧が影響するので，

$P=\Delta P+P$。

(a)　外圧により生じる周方向応力

$$\sigma_{cripl}=\frac{P\cdot r_m}{t}$$

(b)　面内荷重による発生応力

イ．　自重による発生応力

自重によりダクト鋼板に作用する曲げ応力は，以下の式により算出する。

$$\sigma_b=\frac{M_p}{Z}$$

ここで,

$$M_p = \frac{g \mu L^2}{8}$$

$$Z = \frac{\pi}{32} \cdot \frac{d_2^4 - d_1^4}{d_2}$$

ロ. 外圧による発生応力

ダクト面内が受ける気圧差と運転圧による圧縮応力は，以下の式により算出する。

$$\sigma_{Pb} = P \cdot \frac{A_1}{A_2}$$

ここで,

$$A_1 = \frac{\pi}{4} \cdot d_2^2$$

$$A_2 = \frac{\pi}{4} \cdot \left(d_2^2 - d_1^2 \right)$$

(4)　バタフライ弁（換気空調系）の評価方法

バタフライ弁の強度評価は，V-3-別添 1-1「竜巻への配慮が必要な施設の強度計算の方針」の「5.　強度評価方法」にて設定しているバタフライ弁の評価式を用いる。

a.　計算モデル

弁箱は，両端を補強部材で支持された円筒の梁とみなし，計算を行う。弁箱のモデル図を図 3－11 に示す。

弁体は，円形の弁体面積に受ける荷重を長方形の評価面積に作用するとみなし，弁体評価面積の断面と同等の断面性能を持つ単純梁として，曲げ応力による計算を行う。弁体のモデル図を図 3－12 に示す。

弁棒は，内部圧力及び自重により発生する荷重が両端の弁棒に均等に作用するものとし，弁棒断面についてせん断応力による計算を行う。弁棒のモデル図を図 3－13 に示す。

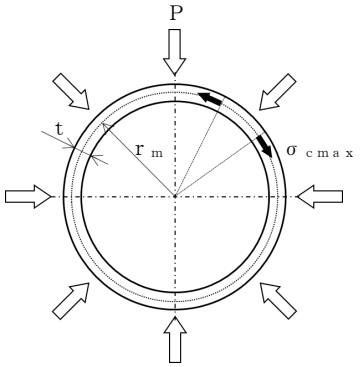


図 3－11　弁箱のモデル図

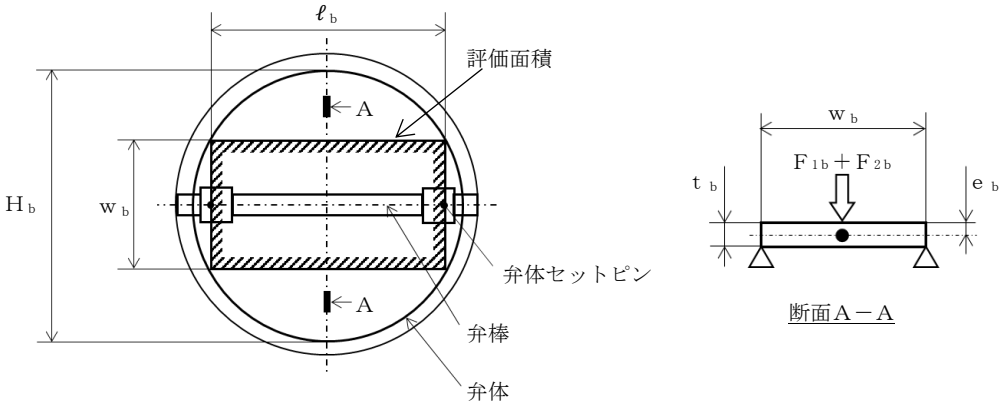


図 3－12　弁体のモデル図

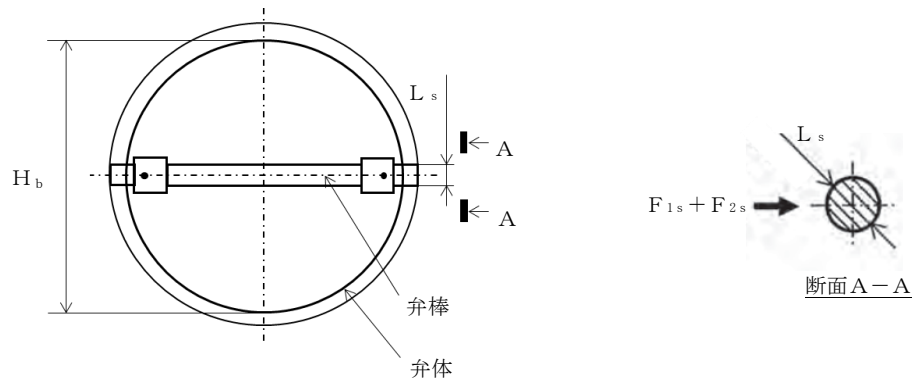


図 3－13　弁棒のモデル図

b.　評価方法

内部圧力は，設計竜巻により発生する気圧差によって発生するので，

$P = \Delta P$

(a)　弁箱

弁箱に作用する周方向応力

$$\sigma_{cmax} = \frac{P \cdot r_m}{t}$$

(b)　弁体

弁体に作用する最大曲げモーメント

$$M_b = \frac{\ell_b \left(F_{1b} + F_{2b} \right)}{4}$$

ここで，

$$F_{1b} = \left(\frac{H_b}{2} \right)^2 \pi P$$

$F_{2b} = m_b \cdot g$

弁体に生じる最大曲げ応力

$$\sigma_{bmax} = \frac{M_b}{Z_b}$$

ここで，

$$Z_b = \frac{I_b}{e_b}$$

$$I_b = \frac{1}{12} w_b t_b^{\,3}$$

(c) シャフト

シャフトに生じる最大せん断応力

$$\sigma_{smax} = \frac{F_{1s} + F_{2s}}{A_s}$$

ここで,

$$F_{1s} = \left(\frac{H_b}{2}\right)^2 \pi P$$

$$F_{2s} = m_b \cdot g$$

$$A_s = \left(\frac{L_s}{2}\right)^2 \pi$$

(5)　ファン（換気空調系）の評価方法

ファンの強度評価は，V-3-別添 1-1「竜巻への配慮が必要な施設の強度計算の方針」の「5. 強度評価方法」にて設定しているファンの評価式を用いる。

a.　計算モデル

ファンは両端を補強部材で支持された円筒の梁とみなし，計算を行う。ファンのモデル図を図 3－14 に示す。

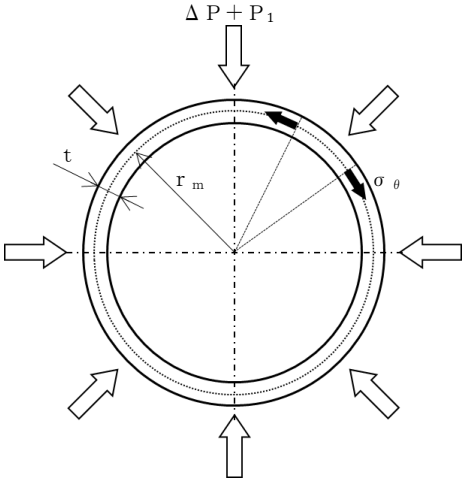


図3－14　ファンのモデル図

b.　評価方法

ファンにかかる外圧は，設計竜巻により発生する気圧差及び運転圧が影響するので，

$P_b = \Delta P + P_1$

(a)　外圧により生じる周方向応力

$$\sigma_\theta = \frac{P_b \cdot r_m}{t}$$

4. 評価条件

(1) ダンパ（換気空調系）

「3. 強度評価方法」に用いる評価条件を表 4－1～表 4－3 に示す。

ダンパにおいて，外殻を構成するケーシングの発生応力比が最も厳しくなる系統のダンパについて記載する。

表 4－1 評価条件（ケーシング）

系統
海水熱交換器区域換気空調系

P (MPa)	ℓ_c (mm)	L_c (mm)
0.0097*	1231	300

m_c (kg)	g (m/s^2)	I_c (mm^4)
4.638	9.80665	252000

e_c (mm)
35.6

注記＊：評価上保守的に設計竜巻の気圧低下量（⊿P＝6400(N/m^2)）に，運転圧(0.0033(MPa))を考慮。

表 4－2　評価条件（ベーン）

系統
海水熱交換器区域換気空調系

E (MPa)	t_b (mm)	ℓ_b (mm)
201000	1.6	615.5

ν (-)	H_b (mm)	P (MPa)
0.3	248	0.0097*

m_b (kg)	g (m/s^2)
1.9	9.80665

注記＊：評価上保守的に設計竜巻の気圧低下量（⊿P＝6400(N/m^2)）
に，運転圧(0.0033(MPa))を考慮。

表 4－3　評価条件（シャフト）

系統
海水熱交換器区域換気空調系

P (MPa)	H_b (mm)	ℓ_b (mm)
0.0097*	248	615.5

m_b (kg)	g (m/s^2)	L_s (mm)
1.9	9.80665	16

注記＊：評価上保守的に設計竜巻の気圧低下量（⊿P＝6400(N/m^2)）
に，運転圧(0.0033(MPa))を考慮。

(2)　角ダクト（換気空調系）

「3.　強度評価方法」に用いる評価条件を表 4－4 に示す。

角ダクトにおいて，気圧差による発生応力が最も大きくなるものは面外荷重であり，その発生応力比が最も厳しくなる系統の角ダクトについて記載する。

表 4－4　評価条件

系統
中央制御室換気空調系

$\triangle P$ (Pa)	P_0 (Pa)	E (MPa)	ν (－)
6400	2452	201200	0.3

t (mm)	a (mm)	c (mm)	g (m/s^2)
1.2	2000	2700	9.80665

D_p (kg/m^2)	b (mm)	μ (kg/m)	L (mm)
311	1000	162.2	3000

σ_y (MPa)
205

(3)　丸ダクト（換気空調系）

「3.　強度評価方法」に用いる評価条件を表 4－5 に示す。

丸ダクトにおいて,気圧差による発生応力が最も大きくなるものは周方向応力であるため,その発生応力比が最も厳しくなる系統の丸ダクトについて記載する。

表 4－5　評価条件

系統
中央制御室換気空調系

$\triangle P$ (MPa)	P_0 (MPa)	r_m (mm)	t (mm)
0.0064	0.00098	250.6	1.2

g (m/s^2)	μ (kg/m)	L (mm)	E (MPa)
9.80665	23.04	3000	201200

d_1 (mm)	d_2 (mm)	ν (－)	c (mm)
500	502.4	0.3	1600

n (－)
4

(4)　バタフライ弁（換気空調系）

「3.　強度評価方法」に用いる評価条件を表 4－6～表 4－8 に示す。

バタフライ弁において，外殻を構成する弁箱の発生応力比が最も厳しくなるバタフライ弁について記載する。

表 4－6　評価条件（弁箱）

機器名称
ＭＣＲ通常時外気取入れ隔離ダンパ

ΔP (N/m^2)	r_m (mm)	t (mm)
0.0064	253.5	17

E (MPa)	ν (－)	c (mm)
200200	0.3	130

n (－)	r (mm)
5	245

表 4－7　評価条件（弁体）

機器名称
ＭＣＲ通常時外気取入れ隔離ダンパ

ΔP (N/m^2)	ℓ_b (mm)	H_b (mm)
0.0064	383.3	467.5

m_b (kg)	g (m/s^2)	e_b (mm)
61	9.80665	15

w_b (mm)	t_b (mm)
267.6	30

表 4－8　評価条件（弁棒）

機器名称
ＭＣＲ通常時外気取入れ隔離ダンパ

H_b (mm)	⊿P (N/m^2)	m_b (kg)
467.5	0.0064	61

g (m/s^2)	L_s (mm)
9.80665	467.5

(5) ファン（換気空調系）

「3. 強度評価方法」に用いる評価条件を表 4－9 に示す。

ファンにおいて，発生応力比が最も厳しくなるファンについて記載する。

表 4－9 評価条件

機器名称
Ｈｘ／Ａ（Ａ）非常用送風機

⊿P (MPa)	P_1 (MPa)	r_m (mm)	t (mm)
0.0064	0.0033	1377.25	4.5

E (MPa)	ν (－)	c (mm)	n (－)
200000	0.3	1031	13

r (mm)
1375

5. 強度評価結果

(1) ダンパ（換気空調系）

ダンパの構造強度評価結果を表 5－1～表 5－3 に示す。

ケーシング，ベーン及びシャフトに発生する応力は，許容応力以下である。

表 5－1 評価結果（ケーシング）

ケーシングに発生する曲げ応力 (MPa)	許容応力 (MPa)
79	218

表 5－2 評価結果（ベーン）

ベーンに発生する面外荷重による応力 (MPa)	許容応力 (MPa)
84	189

表 5－3 評価結果（シャフト）

シャフトに発生するせん断応力 (MPa)	許容応力 (MPa)
8	135

(2)　角ダクト（換気空調系）

角ダクトの構造強度評価結果を表 5－4 に示す。

ダクト鋼板に発生する応力は許容応力以下であり，常時作用する荷重（自重）＋設計竜巻の気圧差による荷重及び運転時の状態で作用する荷重による発生荷重は許容値以下である。

表 5－4　評価結果（角ダクト）

系統	ダクトサイズ (mm)
中央制御室換気空調系	2000×1000×1.2

面外荷重	
発生応力 (MPa)	許容応力 (MPa)
159	189

面内荷重			
自重による発生荷重 $4\times f_1$(N)	外圧による発生荷重 f_2(N)	合成発生荷重 $4\times f_1+f_2$(N)	許容値 $4\times P_m$(N)
0.72×10^4	1.78×10^4	2.50×10^4	7.03×10^4

(3)　丸ダクト（換気空調系）

丸ダクトの構造強度評価結果を表5－5に示す。

ダクト鋼板に発生する周方向応力は許容応力以下である。

表5－5　評価結果（丸ダクト）

系統	ダクトサイズ (mm)
中央制御室換気空調系	φ500×1.2

外圧より生じる周方向応力	
発生応力 (MPa)	許容応力 (MPa)
2	9

常時作用する荷重（自重）＋設計竜巻の気圧差による荷重 及び運転時の状態で作用する荷重により発生する応力			
自重による発生応力 (MPa)	外圧による発生応力 (MPa)	合成発生応力 (MPa)	許容応力 (MPa)
1.076	0.775	2	242

(4) バタフライ弁（換気空調系）

バタフライ弁の構造強度評価結果を表 5－6～表 5－8 に示す。

弁箱，弁体，弁棒に発生する応力は許容応力以下である。

表 5－6　評価結果（弁箱）

弁箱に発生する周方向応力 (MPa)	許容応力 (MPa)
1	7527

表 5－7　評価結果（弁体）

弁体に生じる最大曲げ応力 (MPa)	許容応力 (MPa)
5	258

表 5－8　評価結果（弁棒）

弁棒に発生する発生せん断応力 (MPa)	許容応力 (MPa)
1	118

(5) ファン（換気空調系）

ファンの構造強度評価結果を表 5－9 に示す。

ケーシングに発生する周方向応力は，許容応力以下である。

表 5－9　評価結果（ファン）

ケーシングに発生する周方向応力 (MPa)	許容応力 (MPa)
3	16

Ⅴ-3-別添 1-9　波及的影響を及ぼす可能性がある施設の強度計算書

Ⅴ-3-別添 1-9-1　建屋の強度計算書

目　　次

1.　概要 ····· 1
2.　基本方針 ····· 1
2.1　位置 ····· 1
2.2　構造概要 ····· 2
2.3　評価方針 ····· 7
2.4　適用規格 ····· 9
3.　強度評価方法 ····· 10
3.1　記号の定義 ····· 10
3.2　評価対象 ····· 10
3.3　荷重及び荷重の組合せ ····· 11
3.4　許容限界 ····· 12
3.5　評価方法 ····· 13
4.　評価条件 ····· 14
5.　強度評価結果 ····· 16

1. 概要

本資料は，V-3-別添 1-1「竜巻への配慮が必要な施設の強度計算の方針」に示すとおり，波及的影響を及ぼす可能性がある施設であるサービス建屋が，設計竜巻による風圧力による荷重，気圧差による荷重及び設計飛来物による衝撃荷重に対し，竜巻時及び竜巻通過後においても，竜巻より防護すべき施設の安全機能を損なわないよう，隣接する竜巻より防護すべき施設を内包するコントロール建屋に対して，機械的な波及的影響を及ぼさないことを確認するものである。

2. 基本方針

V-3-別添 1-1「竜巻への配慮が必要な施設の強度計算の方針」を踏まえ，「2.1　位置」，「2.2 構造概要」，「2.3　評価方針」及び「2.4　適用規格」を示す。

2.1　位置

サービス建屋は，V-3-別添 1-1「竜巻への配慮が必要な施設の強度計算の方針」の「3.2　機能維持の方針」に示すとおり，コントロール建屋に隣接する建屋である。サービス建屋の設置位置を図 2－1 に示す。

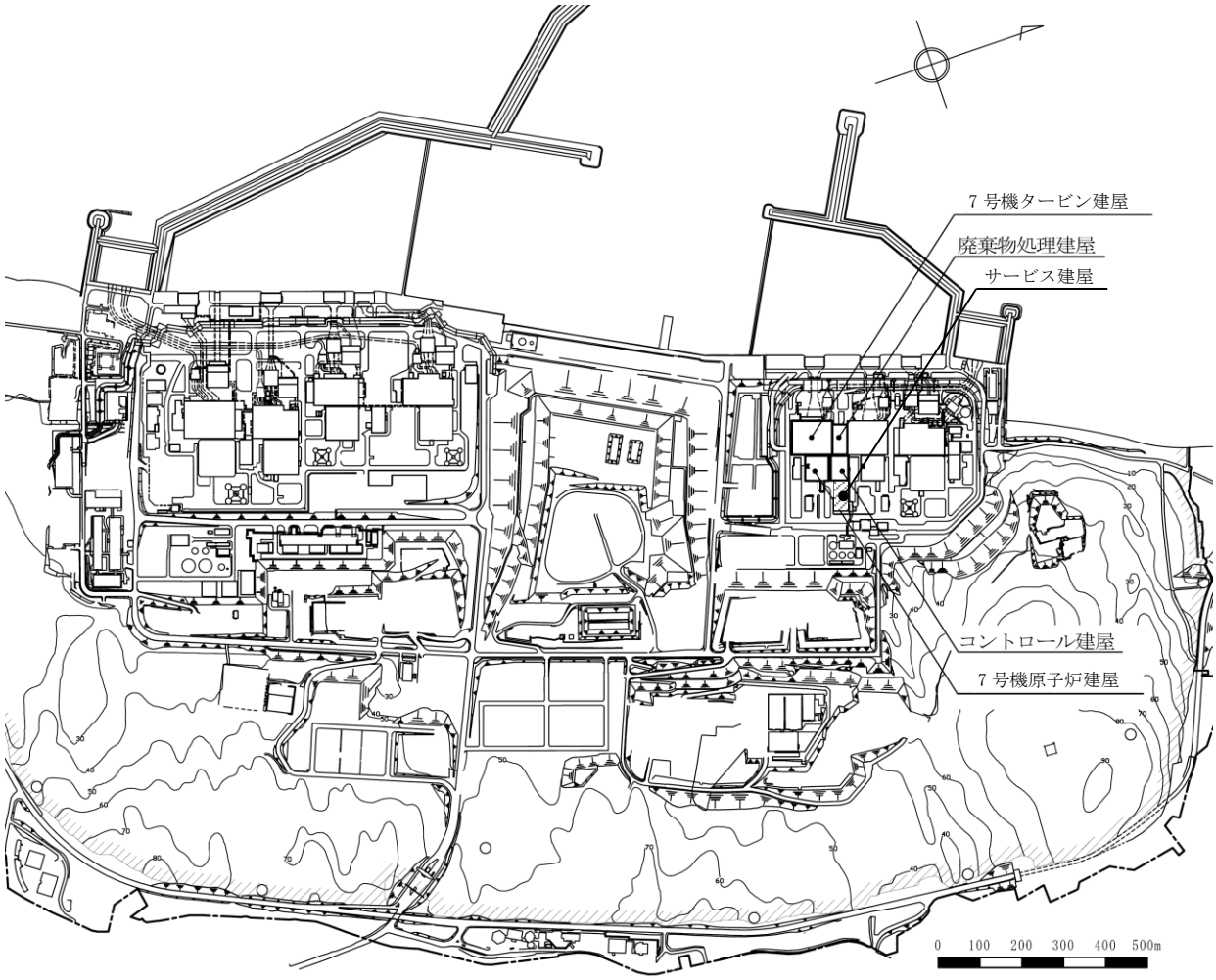
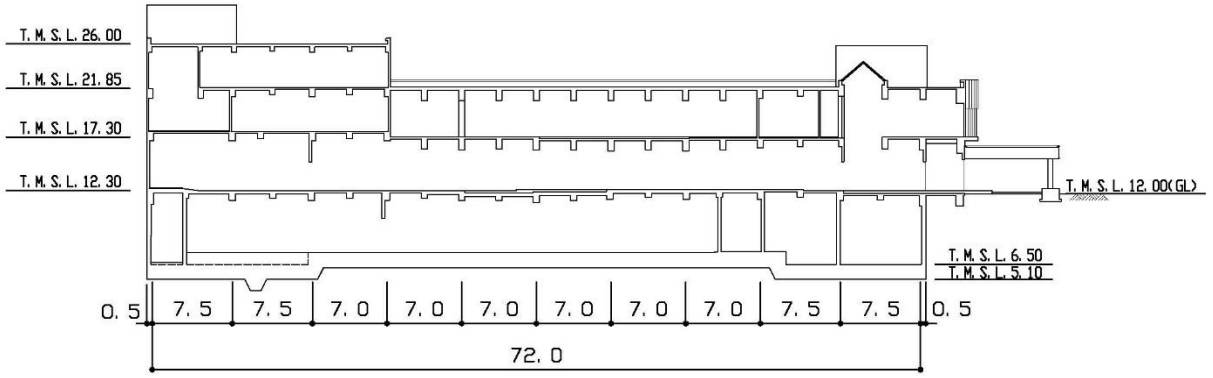


図 2－1　サービス建屋の設置位置

2.2　構造概要

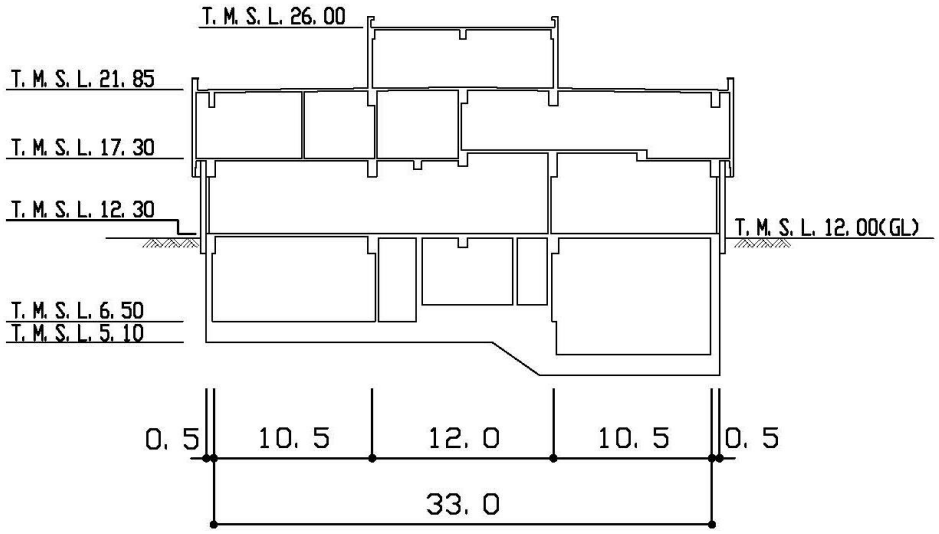
サービス建屋は，V-3-別添 1-1「竜巻への配慮が必要な施設の強度計算の方針」の「3.2　機能維持の方針」に示す構造計画とする。

サービス建屋は，地上 3 階（屋上機械室含む。），地下 1 階建ての鉄筋コンクリート造の建物であり，隣接するコントロール建屋と構造的に分離している。サービス建屋の概略断面図を図 2－2 に，建屋配置図を図 2－3 に，図 2－3 に記載したコントロール建屋とサービス建屋のクリアランス部分の詳細を図 2－4 に示す。



（単位：m）

図 2－2　サービス建屋の東西方向断面図（1/2）



（単位：m）

図 2－2　サービス建屋の南北方向断面図（2/2）

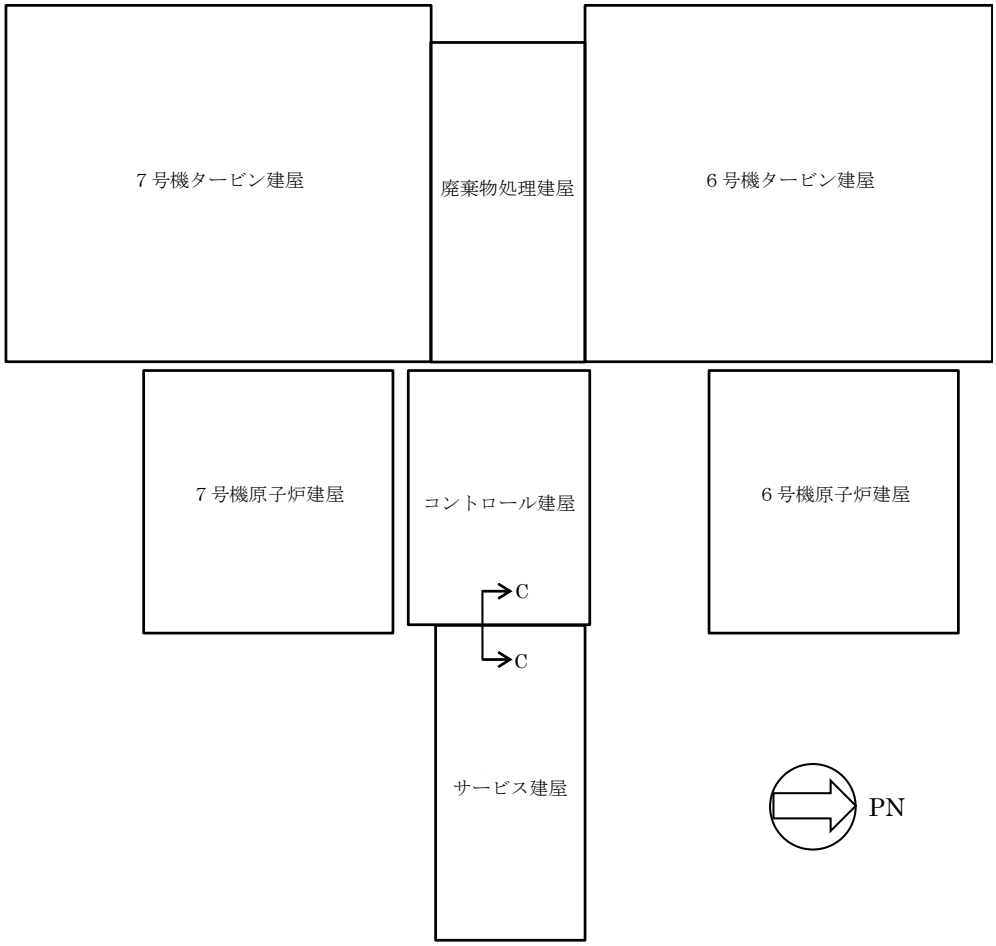

7 号機タービン建屋
廃棄物処理建屋
6 号機タービン建屋
7 号機原子炉建屋
コントロール建屋
6 号機原子炉建屋
C
C
サービス建屋
PN

図2－3　建屋配置図

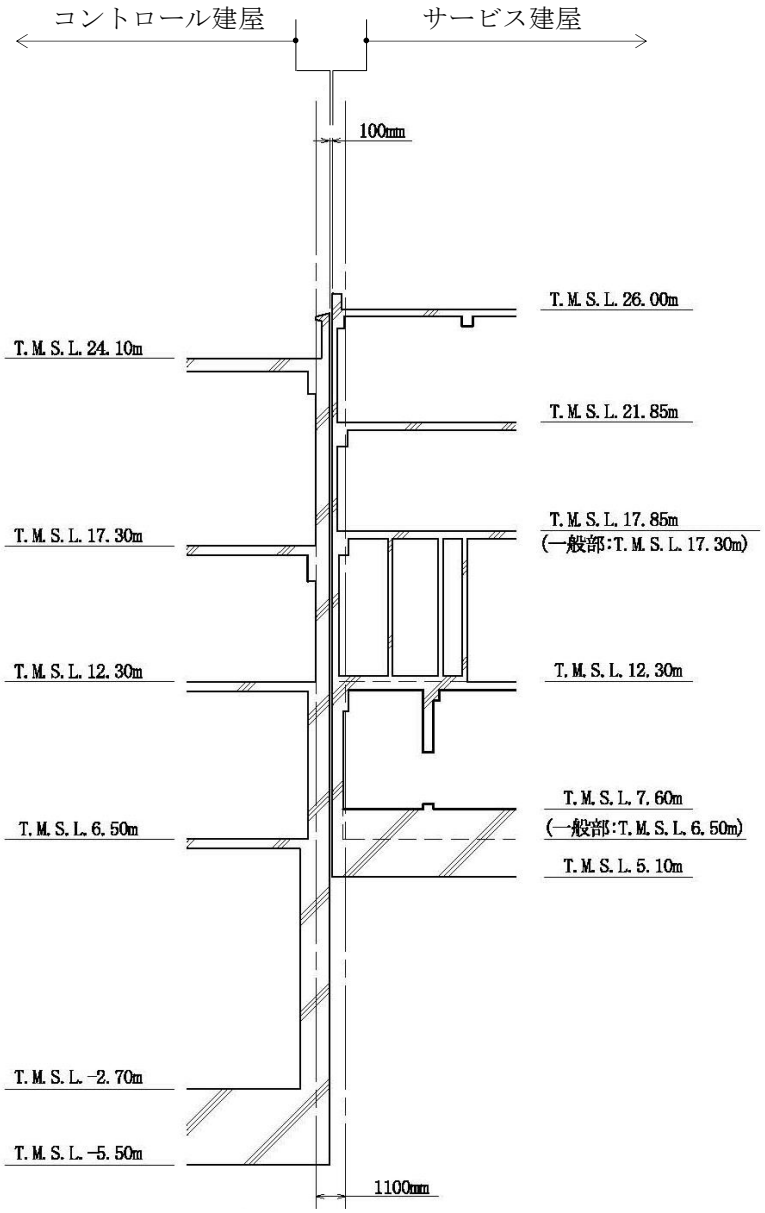


図 2－4　コントロール建屋とサービス建屋の
クリアランス（図 2－3　Ｃ－Ｃ断面）の詳細

2.3　評価方針

サービス建屋の強度評価は，Ⅴ-3-別添 1-1「竜巻への配慮が必要な施設の強度計算の方針」の「4.　荷重及び荷重の組合せ並びに許容限界」にて設定している，荷重及び荷重の組合せ並びに許容限界を踏まえ，竜巻より防護すべき施設に波及的影響を及ぼさないことを「3.強度評価方法」に示す方法により，「4.　評価条件」に示す評価条件を用いて計算し，「5.　強度評価結果」にて確認する。

サービス建屋の強度評価においては，その構造を踏まえ，設計竜巻による荷重とこれに組み合わせる荷重（以下「設計荷重」という。）の作用方向及び伝達過程を考慮し，評価対象を設定する。

具体的には，サービス建屋が，隣接する竜巻より防護すべき施設を内包するコントロール建屋に接触し影響を及ぼさないことを確認する「構造強度評価」を行う。

サービス建屋の構造強度評価については,設計荷重に対するサービス建屋の変形量を算定し,その変形量がサービス建屋とコントロール建屋のクリアランスを超えないことを確認する。

サービス建屋の波及的影響評価フローを図 2－5 に示す。

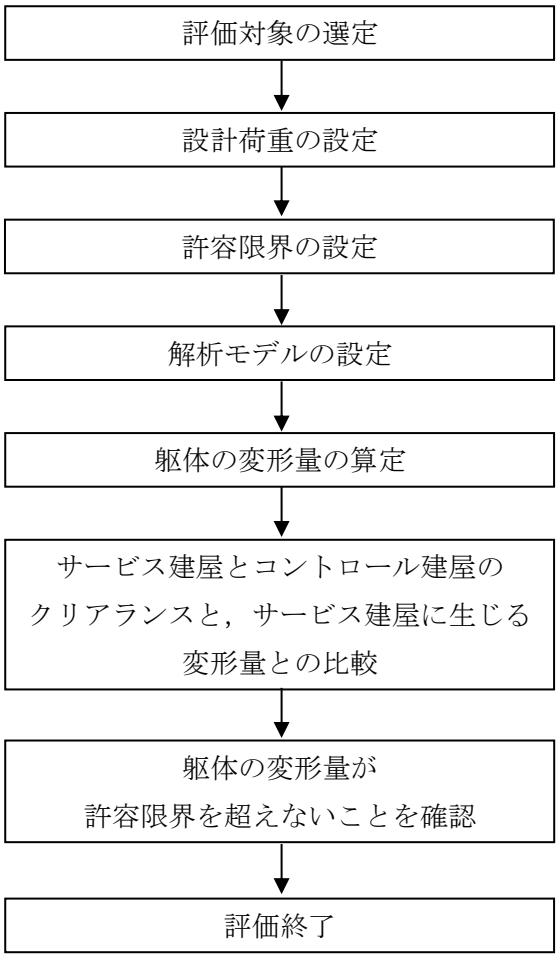


図 2－5　サービス建屋の波及的影響評価フロー

2.4 適用規格

適用する規格，基準等を以下に示す。

・建築基準法及び同施行令

・「原子力発電所耐震設計技術指針　重要度分類・許容応力編　ＪＥＡＧ４６０１・補-1984」日本電気協会

・「原子力発電所耐震設計技術指針　ＪＥＡＧ４６０１-1987」日本電気協会

・「原子力発電所耐震設計技術指針　ＪＥＡＧ４６０１-1991　追補版」日本電気協会

・U.S. NUCLEAR REGULATORY COMMISSION: REGULATORY GUIDE 1.76, DESIGN-BASIS TORNADO AND TORNADO MISSILES FOR NUCLEAR POWER PLANTS, Revision1, March 2007

・「建築物荷重指針・同解説」（日本建築学会，2004 改定）

・「鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説」（日本建築学会，2010 改定）

3. 強度評価方法

3.1 記号の定義

波及的影響に関する強度評価に用いる記号を表 3－1 に示す。

表 3－1 強度評価に用いる記号

記号	単位	定義
A	m^2	施設の受圧面積
C	－	風力係数
G	－	ガスト影響係数
q	N/m^2	設計用速度圧
V_D	m/s	設計竜巻の風速
W_M	N	設計飛来物による衝撃荷重
W_P	N	気圧差による荷重
W_W	N	風圧力による荷重
ρ	kg/m^3	空気密度
ΔP_{max}	N/m^2	最大気圧低下量
m	kg	設計飛来物質量
V	m/s	設計飛来物の衝突速度（水平）
Δt	s	設計飛来物の被衝突体の接触時間
L_1	m	設計飛来物の最も短い辺の全長

3.2 評価対象

サービス建屋の評価対象は，V-3-別添 1-1「竜巻への配慮が必要な施設の強度計算の方針」の「4.2 許容限界」に示す評価基準を踏まえ，サービス建屋構造躯体とする。

3.3　荷重及び荷重の組合せ

強度評価に用いる荷重及び荷重の組合せは，Ⅴ-3-別添 1-1「竜巻への配慮が必要な施設の強度計算の方針」の「4.1　荷重及び荷重の組合せ」に示す荷重及び荷重の組合せを用いる。

(1)　荷重の設定

構造強度評価に用いる荷重を以下に示す。

a.　風圧力による荷重(W_W)

風圧力による荷重W_WはⅤ-3-別添 1－1「竜巻への配慮が必要な施設の強度計算の方針」の「4.1(3)c.(a)　風圧力による荷重」に示す式に従い，算出する。

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

ここで，$q = \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot V_D^{\,2}$

b.　気圧差による荷重(W_P)

気圧差による荷重W_Pについては，気圧差による荷重が最大となる「閉じた施設」を想定し，下式により算定する。

$$W_P = \Delta P_{max} \cdot A$$

c.　設計飛来物による衝撃荷重(W_M)

設計飛来物による衝撃荷重W_Mについては，次式の設計飛来物による衝撃荷重の算定式によって算出した運動エネルギーが最大となる鋼製足場板の衝撃荷重W_M＝1100kN を用いて評価を行う。

$$W_M = m \cdot V / \Delta t = m \cdot V^2 / L_1$$

設計飛来物の諸元を表 3－2 に示す。

表 3－2　設計飛来物の諸元

設計飛来物	寸法 (m)	質量 (kg)	水平方向の 飛来速度 (m/s)	鉛直方向の 飛来速度 (m/s)
鋼製足場板	4×0.25×0.04	14	55	18

(2) 荷重の組合せ

強度評価に用いる荷重の組合せは，V-3-別添 1－1「竜巻への配慮が必要な施設の強度計算の方針」の「4.1 荷重及び荷重の組合せ」に示す荷重の組合せを踏まえ，風圧力による荷重，気圧差による荷重，設計飛来物による荷重を組み合わせる。なお，常時作用する荷重については，竜巻時せん断力の算定に際しては評価結果に影響しないため考慮しない。

荷重の組合せを表 3－3 に示す。

表 3－3 荷重の組合せ

設計荷重の種類	荷重の組合せ
複合荷重W_{T1}	W_P
複合荷重W_{T2}	$W_W+1/2\cdot W_P+W_M$

W_W：風圧力による荷重　　W_P:気圧差による荷重

W_M：設計飛来物による衝撃荷重

3.4 許容限界

許容限界は，「2.2 構造概要」に記載したサービス建屋とコントロール建屋のクリアランスとする。

設定した許容限界を表 3－4 に示す。

表 3－4 サービス建屋の許容限界

許容限界	サービス建屋とコントロール建屋の クリアランス
	100mm

3.5　評価方法

サービス建屋の変形量は，設計荷重による建屋の層せん断力及び各部材のせん断力－変位関係（Q－γ関係）より算定する。

サービス建屋の解析モデル図を図 3－1 に示す。解析モデルはⅤ-2-11-2-1「サービス建屋の耐震性についての計算書」に示す地震応答解析モデルを用いる。ただし，設計荷重による変形量の算定では，地盤と建屋の相互作用の影響は小さいと考えられることから，地盤ばねは考慮せず，１階床位置で固定と仮定する。

なお，サービス建屋はコントロール建屋の東側に位置するため，EW 方向を検討対象とし，保守的な評価とするためコントロール建屋の設計荷重による西側への変形は無いものとする。

設計荷重のうち，風圧力による荷重W_Wは，建屋の形状を考慮して算出した風力係数及び受圧面積に基づき算出する。

気圧差による荷重W_Pは，建屋の内部から外部に作用することから，建屋層全体の評価においては相殺されるが，保守的に風圧力による荷重W_Wの作用方向のみに作用するものとする。

設計飛来物による衝撃荷重W_Mは建屋最上部質点に作用するものとする。

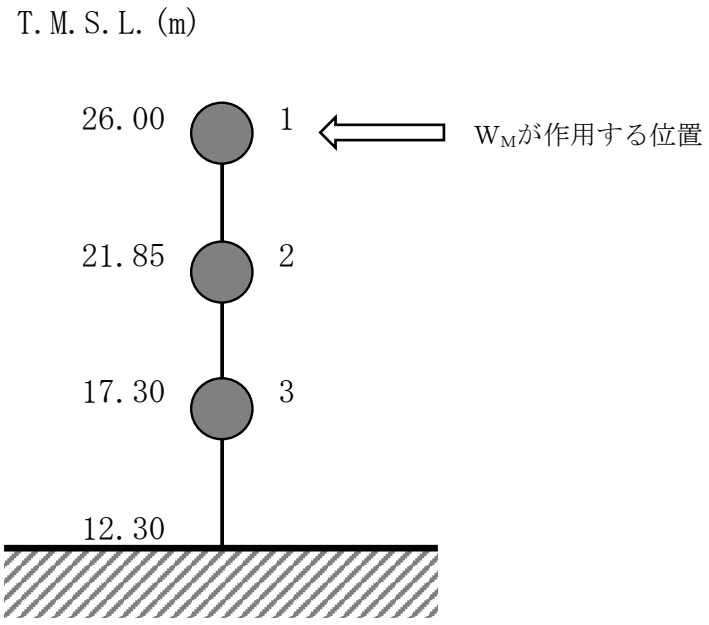


図 3－1　サービス建屋の解析モデル図

4.　評価条件

「3.　強度評価方法」に用いる評価条件を以下に示す。

サービス建屋は，建屋の西側にコントロール建屋が隣接しているため，風圧力による荷重W_Wが東から西へ作用する場合の検討を実施する。ここで，気圧差荷重W_Pは，保守的に風圧力による荷重W_Wの作用方向のみに作用するものとし，東から西へ作用する場合の検討を実施する。

サービス建屋に作用する風圧力による荷重W_W及び気圧差荷重W_Pの作用方向の模式図を図 4－1 に，サービス建屋の風圧力による荷重W_W及び気圧差荷重W_Pの算出条件を表 4－1 に示す。

また，サービス建屋の復元力特性諸元を表 4－2 に示す。

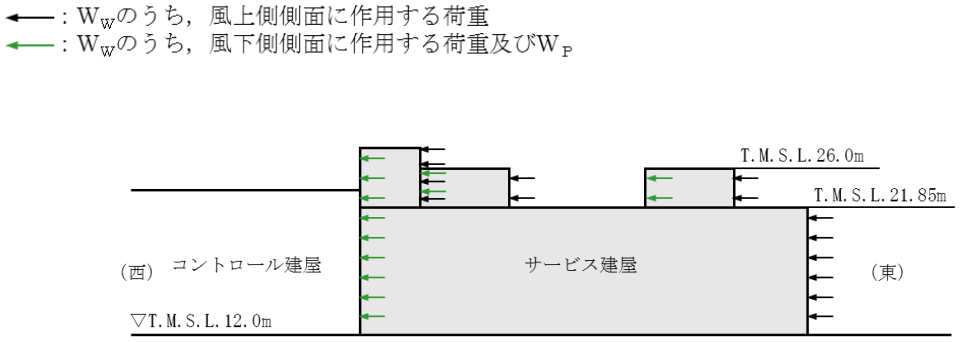


図 4－1　風圧力による荷重W_W及び気圧差荷重W_Pの作用方向模式図

表 4－1　風圧力による荷重W_W及び気圧差荷重W_Pの算出条件

T.M.S.L. (m)	位置	風力係数 C＊ (-)	受圧面積A (m^2) 東面
26.00～21.85	風上	0.8	205
	風下	-0.4	
21.85～17.30	風上	0.8	172
	風下	-0.4	
17.30～12.00	風上	0.8	197
	風下	-0.4	

注記　＊：風下側の係数は，風上側と同じ向きを正とし，
受圧面積にはT.M.S.L.26.00m以上の部分を含む

表 4－2　サービス建屋の復元力特性（EW 方向）

T.M.S.L. (m)	第 1 折点		第 2 折点		終局点	
	Q_1 ($\times 10^4$kN)	γ_1 ($\times 10^{-3}$)	Q_2 ($\times 10^4$kN)	γ_2 ($\times 10^{-3}$)	Q_3 ($\times 10^4$kN)	γ_3 ($\times 10^{-3}$)
26.00～21.85	1.25	0.247	3.10	3.16	3.28	20.0
21.85～17.30	5.55	0.195	13.2	2.56	13.9	20.0
17.30～12.30	8.68	0.172	19.2	1.91	20.5	20.0

5. 強度評価結果

サービス建屋の変形量に関する評価結果を表 5－1 に示す。サービス建屋とコントロール建屋のクリアランスと比較し，サービス建屋の変形量が許容限界を超えないことを確認した。

表 5－1　変形量の評価結果

変形量* (mm)	許容限界 (mm)
0.39	100

注記　＊：複合荷重W_{T1}とW_{T2}のうち，評価結果が厳しいW_{T2}の結果のみ記載した。

Ⅴ-3-別添 1-9-2　主排気筒の強度計算書

目　　次

1.　概要 ····· 1
2.　基本方針 ····· 1
2.1　位置 ····· 1
2.2　構造概要 ····· 2
2.3　評価方針 ····· 9
2.4　適用規格 ····· 11
3.　強度評価方法 ····· 11
3.1　評価対象部位 ····· 11
3.2　荷重及び荷重の組合せ ····· 12
3.3　使用材料及び材料の許容応力度 ····· 15
3.4　評価方法 ····· 17
4.　評価条件 ····· 22
5.　強度評価結果 ····· 25

1. 概要

本資料は，Ⅴ-3-別添 1-1「竜巻への配慮が必要な施設の強度計算の方針」に示すとおり，波及的影響を及ぼす可能性がある施設である 6 号機及び 7 号機主排気筒（以下「主排気筒」という。）が，設計竜巻による風圧力による荷重及び設計飛来物による衝撃荷重に対し，竜巻時及び竜巻通過後においても，竜巻より防護すべき施設の安全機能を損なわないよう，竜巻より防護すべき施設を内包する原子炉建屋及びコントロール建屋に対して，機械的な波及的影響を及ぼさないことを確認するものである。

2. 基本方針

Ⅴ-3-別添 1-1「竜巻への配慮が必要な施設の強度計算の方針」を踏まえ，「2.1　位置」，「2.2 構造概要」，「2.3　評価方針」及び「2.4　適用規格」を示す。

2.1 位置

主排気筒は，Ⅴ-3-別添 1-1「竜巻への配慮が必要な施設の強度計算の方針」の「3.2　機能維持の方針」に示すとおり，6 号機及び 7 号機原子炉建屋屋上面に設置されている施設である。

主排気筒の設置位置を図 2－1 に示す。

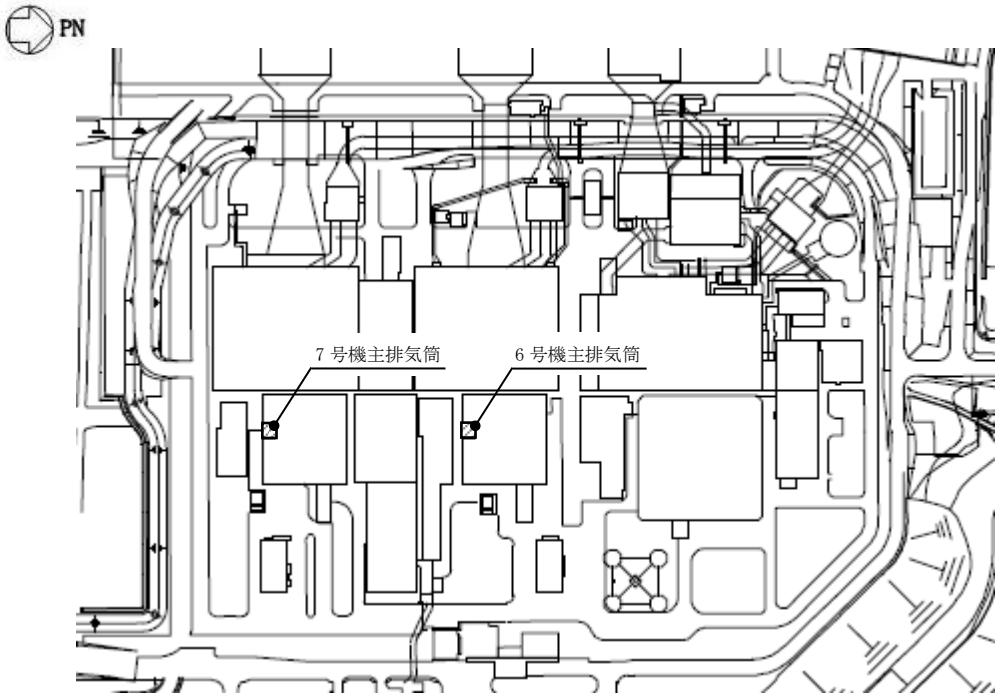


図 2－1　主排気筒の設置位置

2.2　構造概要

主排気筒は，原子炉建屋 $_{R}$1～$_{R}$2，$_{R}$C～$_{R}$D 間の屋上（T.M.S.L.38.2m）に位置し，内径 2.4m または 2.8m の鋼板製筒身（換気空調系用排気筒）を鋼管四角形鉄塔（制震装置付）で支えた鉄塔支持形排気筒である。

また，筒身内部には，非常用ガス処理系用排気筒が筒身に支持されている。

主排気筒の配置図を図 2－2，図 2－3 に，主排気筒の概要図を図 2－4，図 2－5 に示す。

構造概要

構造形状	四角鉄塔支持形鋼管構造（制震装置付）
主排気筒の高さ	46.8m（T.M.S.L.85.0m）
鉄塔高さ	41.8m（T.M.S.L.80.0m）
鉄塔幅	頂部　5.0m
	根開き　NS 方向 7.1m，EW 方向 8.0m
筒身支持点位置	T.M.S.L.48.0m，76.25m
基礎	T.M.S.L.38.2m 以高の鉄骨鉄筋コンクリート造*立上り部を基礎とする。

注記＊：基礎は鉄筋コンクリート造として評価する。

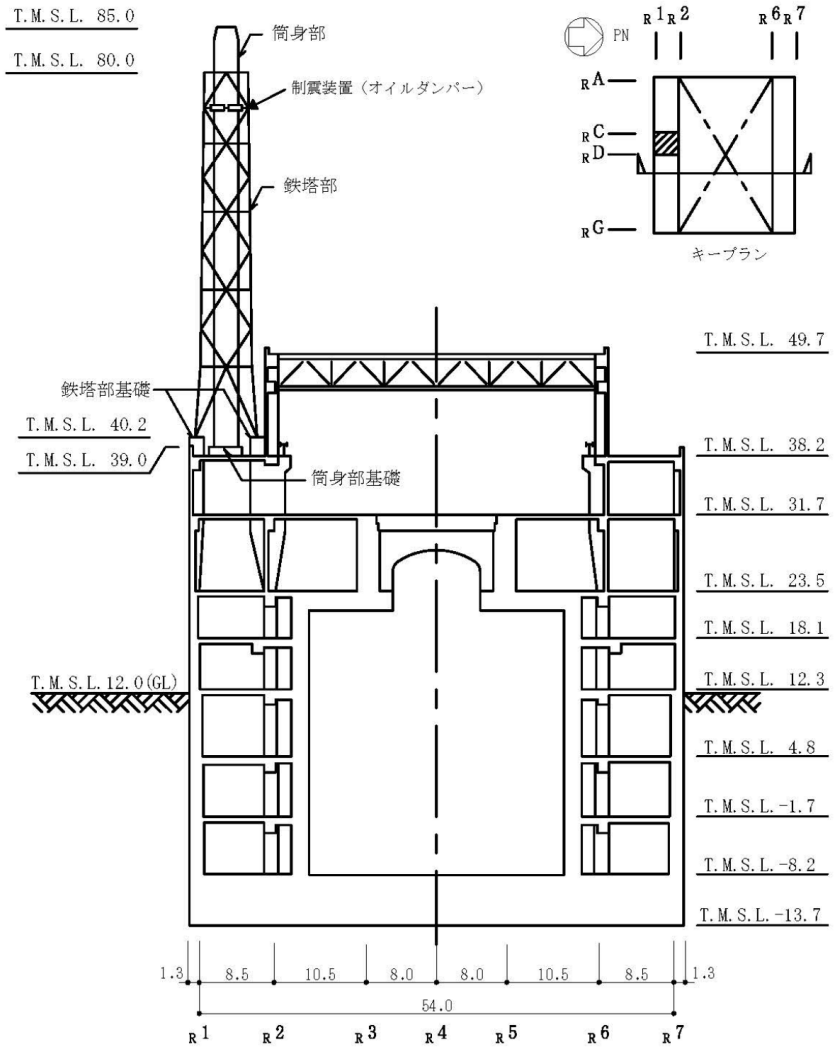


図２－２　６号機主排気筒配置図（単位：m）

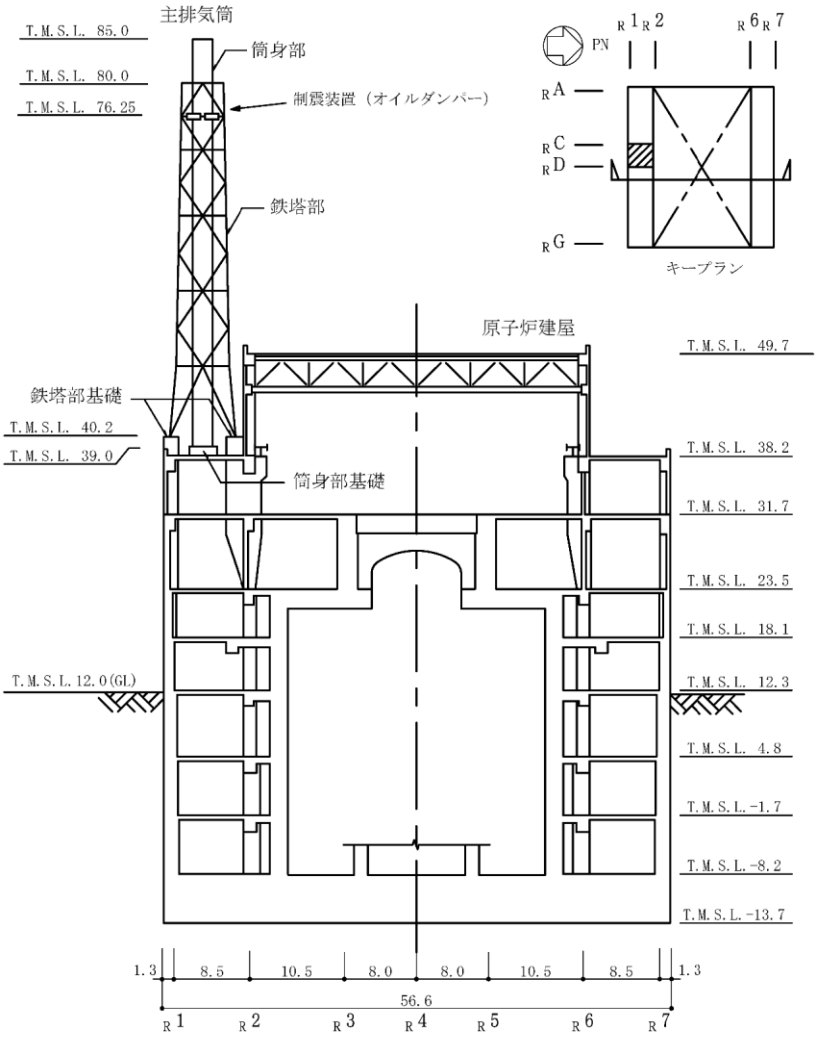
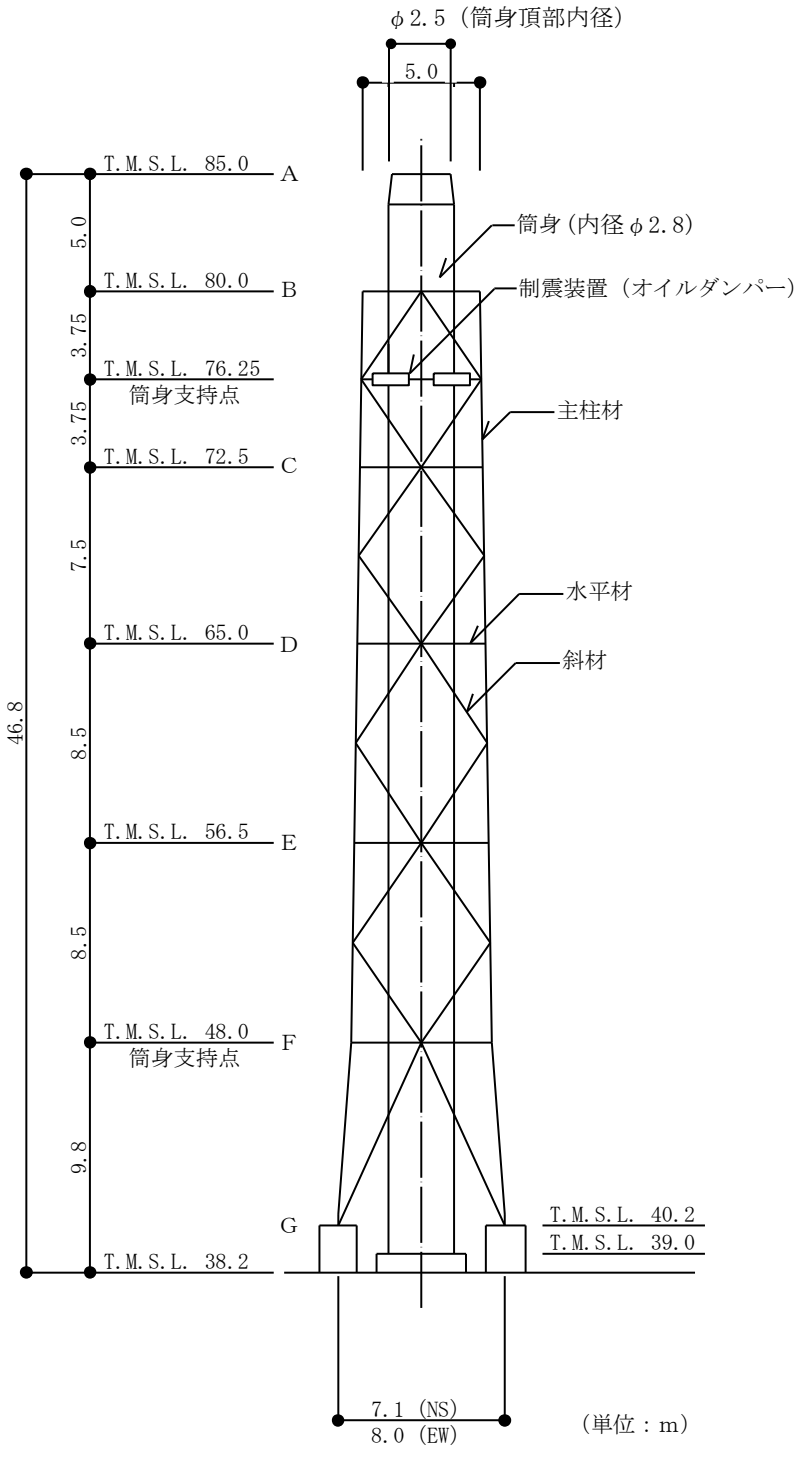


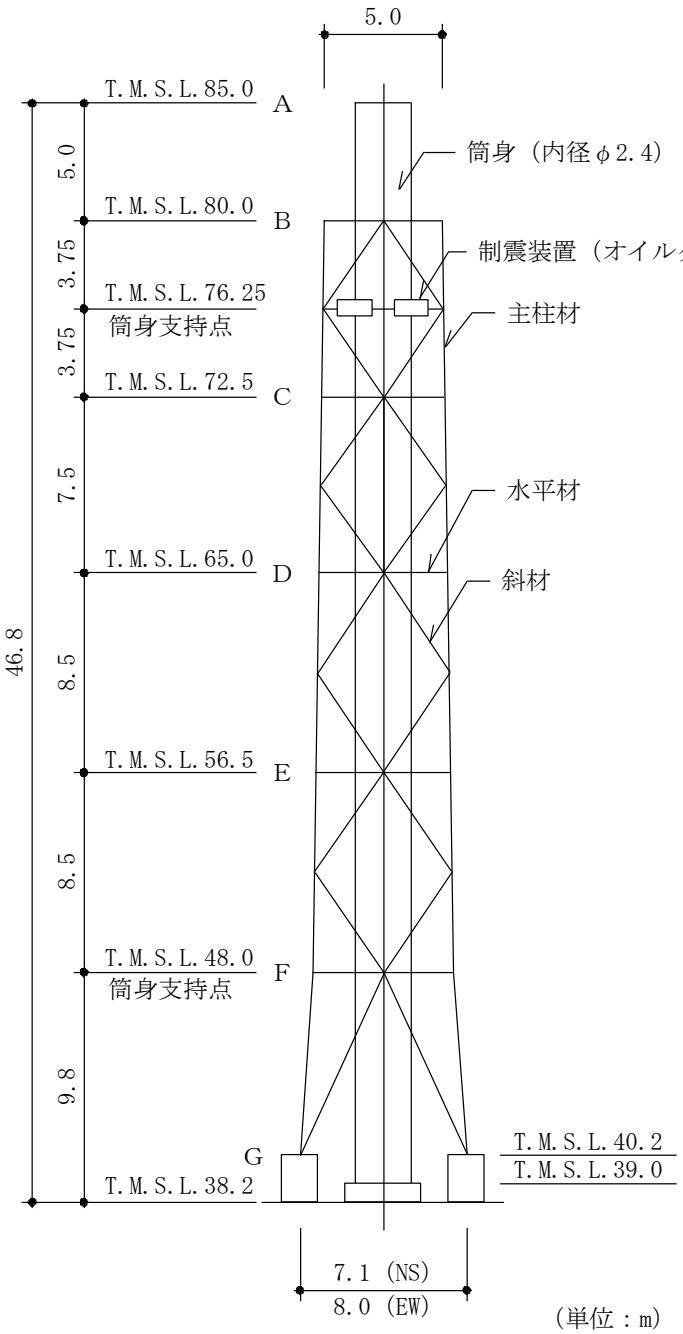
図 2－3　7 号機主排気筒配置図（単位：m）



部材リスト（単位：mm）									
主柱材	STK490[STK50]*	φ711.2×19	φ609.6×16	φ508.0×7.9	φ406.4×6.4	φ318.5×6			
水平材	STK400[STK41]	φ406.4×6.4	φ318.5×6				φ216.3×4.5		
斜材	STK490[STK50]	φ558.8×16	φ406.4×12.7	φ355.6×7.9	φ267.4×6	φ216.3×4.5			
筒身板厚	SMA400A[SMA41A]	t=12	t=8				t=6		

注記＊：［ ］内は従来標記を示す。

図2－4　6号機主排気筒概要図



部材リスト（単位：mm）			
主柱材	φ711.2×19	φ609.6×16	φ406.4×16
水平材	φ406.4×6.4	φ318.5×6	φ216.3×4.5
斜材	φ558.8×16	φ508.0×7.9	φ406.4×6.4
筒身板厚	t＝12	t＝8	t＝6
	STK490[STK50]*	STK400[STK41]	STK490[STK50]	SMA400A[SMA41A]
	φ406.4×12.7	φ355.6×7.9	φ267.4×6	φ216.3×4.5	φ318.5×6

注記＊：［　］内は従来標記を示す。

図 2－5　7 号機主排気筒概要図

また，主排気筒の基礎の概要図を図 2－6 に示す。主排気筒の基礎は，原子炉建屋と一体となった鉄骨鉄筋コンクリート造の立上り部である。鉄塔部基礎の詳細図を図 2－7 に示す。

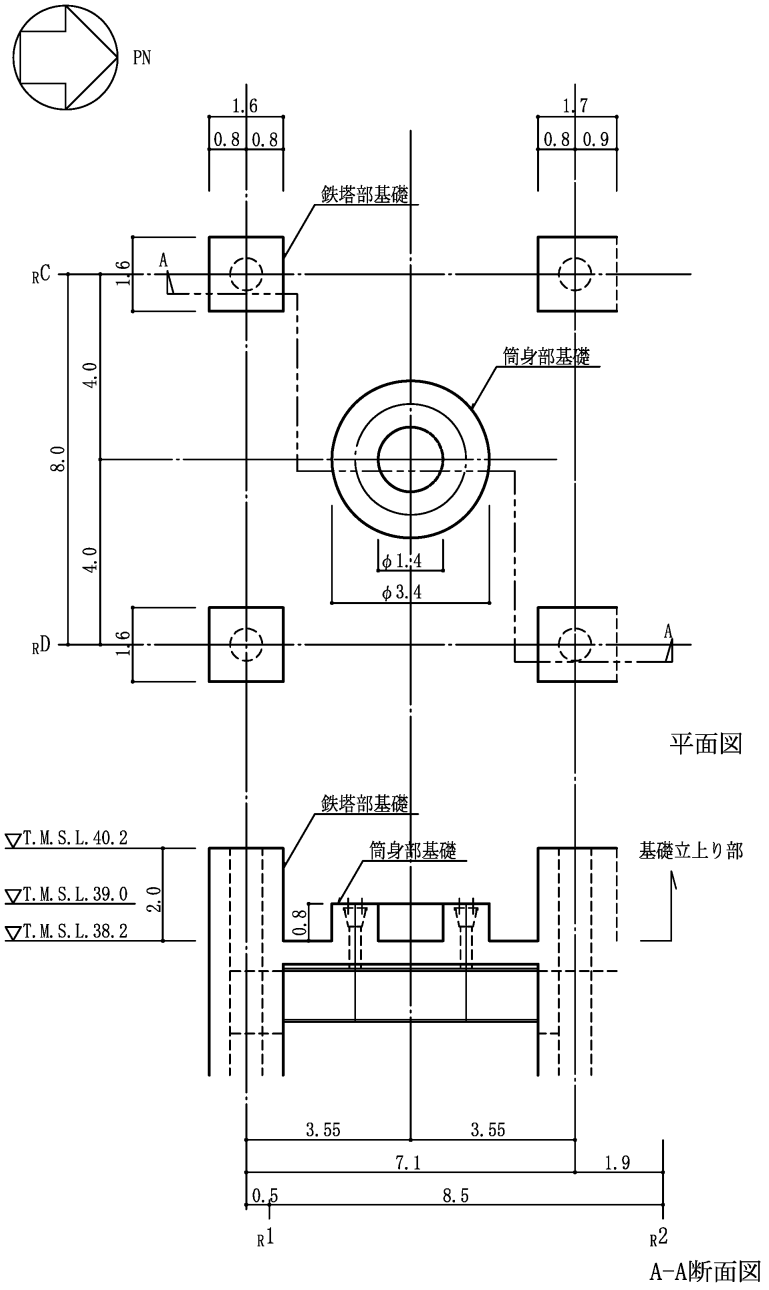


図 2－6　主排気筒の基礎の概要図（単位：m）

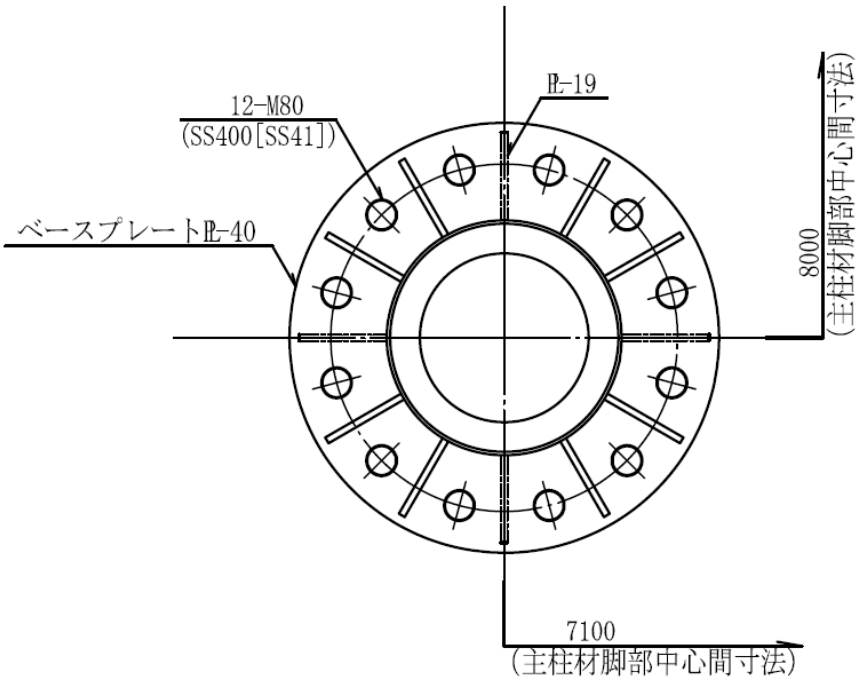


図 2－7　鉄塔部基礎の詳細図（単位：mm）

2.3　評価方針

主排気筒の強度評価は，Ⅴ-3-別添 1-1「竜巻への配慮が必要な施設の強度計算の方針」の「4. 荷重及び荷重の組合せ並びに許容限界」にて設定している，荷重及び荷重の組合せ並びに許容限界を踏まえ，竜巻より防護すべき施設に波及的影響を及ぼさないことを「3.　強度評価方法」に示す方法により，「4.　評価条件」に示す評価条件を用いて計算し，「5.　強度評価結果」にて確認する。

主排気筒の強度評価においては，その構造を踏まえ，設計竜巻による荷重とこれに組み合わせる荷重（以下「設計荷重」という。）の作用方向及び伝達過程を考慮し，評価対象部位を選定する。

具体的には，主排気筒が，竜巻より防護すべき施設を内包する原子炉建屋及びコントロール建屋に，倒壊による影響を及ぼさないことを確認する「構造強度評価」を行う。

主排気筒の構造強度評価については，主排気筒の構造を踏まえ，設計荷重が主排気筒に作用した場合に，主排気筒の各評価対象部位に作用する応力度が，「3.3　使用材料及び材料の許容応力度」に示す許容応力度を下回ことを確認する。ここで，設計竜巻による設計飛来物の衝突は，主排気筒の主要な支持機能を有する鉄塔部材を損傷させるものとして考慮し，強度評価においては，設計飛来物の衝突による衝撃荷重は考慮しないこととする。また，主排気筒は筒身に作用する荷重を鉄塔が支持する構造であることから，主排気筒の倒壊による波及的影響の評価においては鉄塔部（主柱材，斜材，水平材）及び基礎（鉄塔部基礎ボルト，基礎立上り部）を評価対象とし，筒身は評価対象外とする。筒身への設計飛来物の衝突による筒身の損傷についても，鉄塔部材の損傷想定に包含される。

なお，上記のような損傷を想定しても，主排気筒の有する安全機能を発揮すべき事象（運転時の異常な過渡変化または設計基準事故に伴う放射性物質の放出）が竜巻に起因して発生することはなく，また筒身に損傷が生じた場合は安全上支障のない期間に補修する方針としていることから，主排気筒の安全機能に対する影響はない。

主排気筒の強度評価フローを図 2－8 に示す。

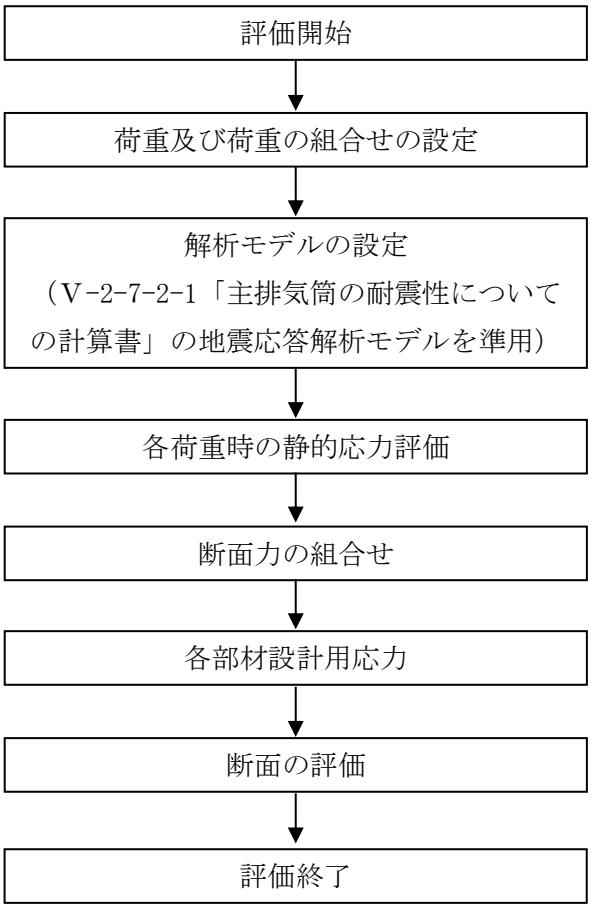


図 2－8　主排気筒の強度評価フロー

2.4　適用規格

適用する規格，基準等を以下に示す。

・建築基準法及び同施行令

・U.S. NUCLEAR REGULATORY COMMISSION: REGULATORY GUIDE 1.76, DESIGN-BASIS TORNADO AND TORNADO MISSILES FOR NUCLEAR POWER PLANTS, Revision1, March 2007

・「鋼構造設計規準－許容応力度設計法－」（日本建築学会，2005 改定）

・「各種合成構造設計指針・同解説」（日本建築学会，2010 改定）

・「鉄筋コンクリート構造計算規準･同解説」（日本建築学会，2010 改定）

・日本工業規格（ＪＩＳ）

3.　強度評価方法

3.1　評価対象部位

主排気筒の評価対象部位は，Ⅴ-3-別添 1-1「竜巻への配慮が必要な施設の強度計算の方針」の「4.2　許容限界」に示す評価基準を踏まえ鉄塔部（主柱材，斜材，水平材）及び基礎（鉄塔部基礎ボルト，基礎立上り部）とする。なお，強度評価は「2.3　評価方針」に示す評価フローに基づき，設計荷重に対して，3 次元 FEM を用いた応力解析を行う。

3.2　荷重及び荷重の組合せ

強度評価に用いる荷重及び荷重の組合せは，V-3-別添 1-1「竜巻への配慮が必要な施設の強度計算の方針」の「4.1　荷重及び荷重の組合せ」に示す荷重及び荷重の組合せを用いる。

(1)　荷重の設定

構造強度評価に用いる荷重を以下に示す。

a.　固定荷重（F_d）

固定荷重として，持続的に生じる荷重である筒身及び鉄塔部の自重の他に，オイルダンパー等の付属設備の重量を考慮する。

b.　風圧力による荷重（W_w）

風圧力による荷重W_wはV-3-別添 1－1「竜巻への配慮が必要な施設の強度計算の方針」の「4.1(3)c.(a)　風圧力による荷重」に示す式に従い，算出する。

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

ここで，$q = \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot V_D^{\,2}$とし

W_W：風圧力による荷重（kN）
q　：設計用速度圧（kN/m^2）
G　：ガスト影響係数
C　：風力係数
A　：鉄塔及び筒身の見付面積（m^2）
ρ　：空気密度（kg/m^3）
V_D：最大風速（m/s）

なお，風圧力による荷重W_wが作用する方向は，45°方向及び90°方向とする。鉄塔部材への荷重は，各レベルの水平力を，各部材の支配幅あたりに分配して設定する。

風圧力による荷重W_wの入力方法を図 3－1 に示す。

荷重方向：

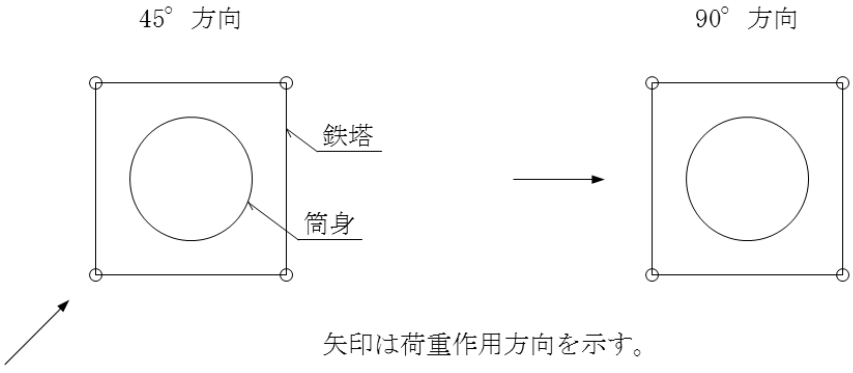


図 3－1　風圧力による荷重W_wの入力方法

ここで，風力係数Cは「平 12 建告第 1454 号」に基づき，鉄塔はラチス構造物として設定し，筒身は煙突その他の円筒形の構造物としてC＝0.9k_z（k_z＝1.0）とする。

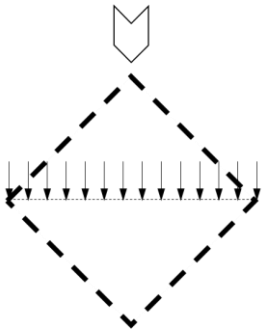
鉄塔の風力係数の算出に必要なラチス構造物の風力係数の考え方を表 3－1 に，ラチス構造物の断面を図 3－2 に示す。

表 3－1　ラチス構造物の風力係数の考え方

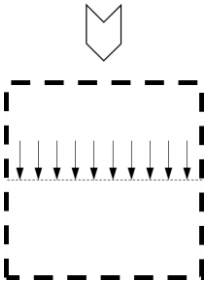
風圧力による荷重の作用方向	φ		
	(1)	(2)	(3)
	0.1以下	0.1を超え0.6未満	0.6
45° 方向	1.7k_z	(1)と(3)に揚げる数値を直線的に補間した数値	1.3k_z
90° 方向	2.2k_z		1.5k_z

注：φ（充足率）は風を受ける部分の最外縁に囲まれる面積に対する見付面積の割合とし，k_zは 1.0 とする。

45° 方向



90° 方向



注：風圧力による荷重が作用する面積は，〉 の方向から見たラチス構面の見付面積とする。

図 3－2　ラチス構造物の断面

(2)　荷重の組合せ

強度評価に用いる荷重の組合せを下記に示す。

$W_W + F_d$

ここで，W_W：風圧力による荷重（kN）

F_d：固定荷重（kN）

主排気筒は大気中に開かれており，主排気筒内外に気圧差が生じ難い構造であるため，気圧差による荷重は考慮しない（$W_P=0$）。また，「2.3　評価方針」に示したとおり，設計飛来物による衝撃荷重W_Mは，設計飛来物が鉄塔部材を損傷させるものとして考慮していることから考慮しない（$W_M=0$）。損傷を想定する部材は，健全時に風圧力による荷重を受ける際に最も厳しい評価結果となる鉄塔脚部の主柱材とする。図 3－3 に主排気筒の評価用モデル及び損傷を想定する箇所を示す。

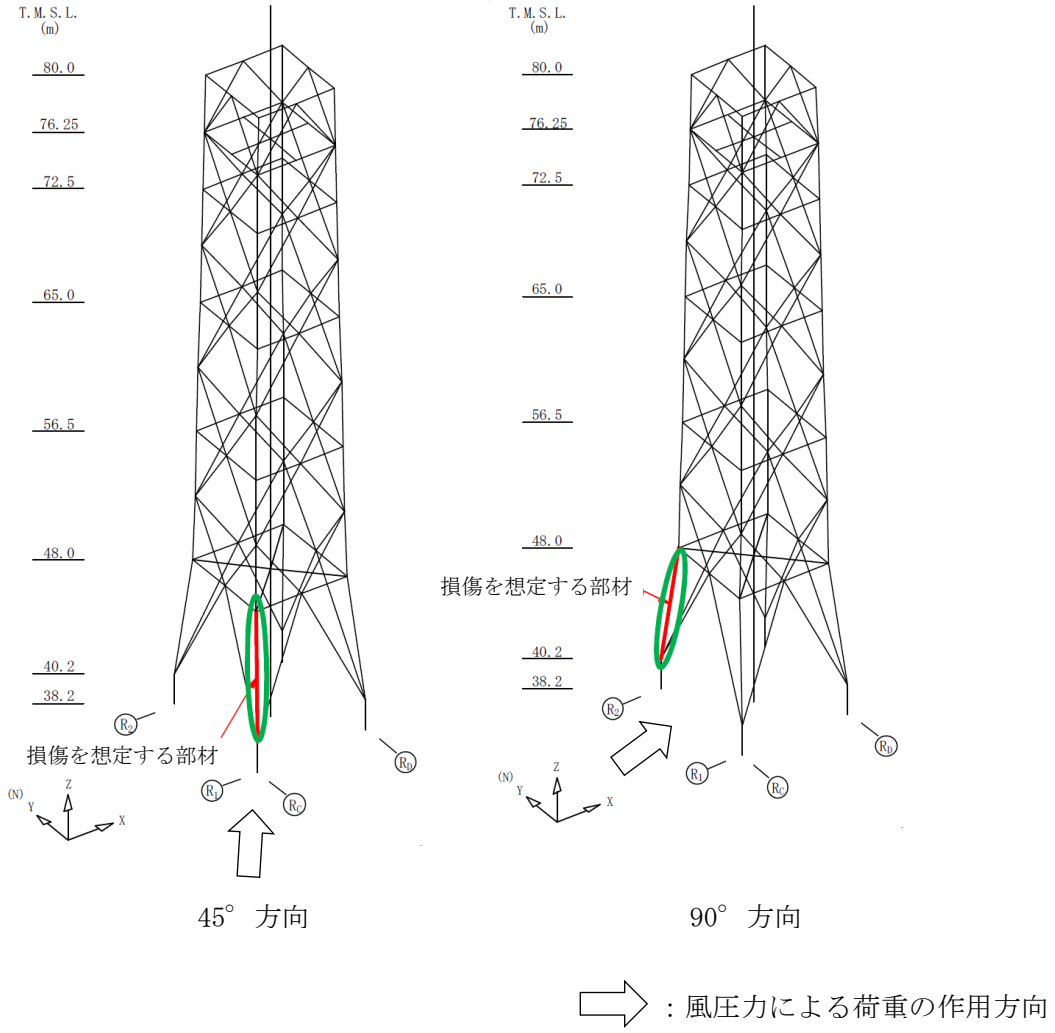


図 3－3　主排気筒の評価用モデル及び設計飛来物による損傷想定箇所

3.3　使用材料及び材料の許容応力度

鋼材はＪＩＳ Ｇ ３１０１で規定される一般構造用圧延鋼材 SS400[SS41]*，ＪＩＳ Ｇ ３４４４で規定される一般構造用炭素鋼管 STK400[STK41]，STK490[STK50]を使用する。

なお，基礎に使用するコンクリートは普通コンクリートとし，設計基準強度F_cは 32.3 N/mm^2，鉄筋は SD345[SD35]とする。各使用材料の許容応力度を表 3－2～表 3－5 に示す。

注記＊：［　］内は従来標記を示す。

表 3－2　鋼材の許容応力度

板厚	材料	基準強度 F (N/mm^2)	許容応力度
t ≦40 mm	STK490[STK50]	325	「鋼構造設計規準」に従って左記Ｆの値により求める。
	STK400[STK41]	235	

表 3－3　鉄塔部基礎ボルトの許容応力度

部位	材料	基準強度 F (N/mm^2)	許容応力度
鉄塔部基礎ボルト (M80)	SS400[SS41]	215	「鋼構造設計規準」に従って左記Ｆの値により求める。

表 3－4　コンクリートの許容応力度　　（単位：N/mm²）

	長　期			短　期		
	圧　縮	引張	せん断	圧　縮	引張	せん断
Ｆｃ＝32.3	10.7	―	0.81	21.5	―	1.21

表 3－5　鉄筋の許容応力度　　（単位：N/mm²）

		長　期		短　期	
	鉄筋径	引張 及び圧縮	せん断 補強	引張 及び圧縮	せん断 補強
SD345 [SD35]*	D25 以下	215	195	345	345
	D29 以上	195			

注記＊：［　］内は従来標記を示す。

3.4　評価方法

(1)　応力評価方法

主排気筒について，3 次元 FEM を用いた応力解析を実施する。評価用モデルは図 3－2 に示すとおり。

(2)　断面算定方法

主排気筒の断面の評価に用いる応力は，3 次元 FEM モデルを用いた応力解析により得られた設計荷重による断面力（軸力，曲げモーメント，せん断力）（以下「評価用応力」という。）を組み合わせることにより算定する。解析には，解析コード「ｆａｐｐａｓｅ」，「ＤＹＮＡ２Ｅ」を用いる。また，解析コードの検証及び妥当性確認等の概要については，別紙「計算機プログラム（解析コード）の概要」に示す。

a.　主柱材，斜材，水平材

断面算定は「建築基準法施行令第 90 条，第 96 条」及び「平 13 国交告第 1024 号」に準拠して行うものとし，主柱材，斜材，水平材に生じる軸力及び曲げモーメントに対して，下式を用いて行う。

$$\frac{\sigma_c}{f_c}+\frac{\sigma_b}{f_b}\leqq 1$$

ここで，

σ_c：鋼材の平均圧縮応力度（$\sigma_c = N \cdot 10^3 / A$）　(N/mm^2)

σ_b：鋼材の曲げ応力度（$\sigma_b = M \cdot 10^6 / Z$）　(N/mm^2)

f_c：鋼材の圧縮材料強度 (N/mm^2)

f_b：鋼材の曲げ材料強度 (N/mm^2)

Ｎ　：評価用応力（軸力）(kN)

Ａ　：断面積 (mm^2)

Ｍ　：評価用応力（曲げモーメント）(kN･m)

Z_p：塑性断面係数 (mm^3)

b.　鉄塔部基礎ボルト

断面算定は基礎ボルトに生じる軸力と曲げモーメント及びせん断力に対して，下式を用いて行う。なお，せん断力は各基礎ボルトに均等に作用するものとする。鉄塔部基礎ボルトの諸元を表 3－6 に，鉄塔の断面性能を表 3－7 に示す。

表 3－6　鉄塔部基礎ボルトの諸元

材料	本数 n	ねじ部 公称径 d_0(mm)	ねじ部 有効断面積 A_0($\times 10^2$ mm^2)
ボルト (SS400[SS41])	12	80	43.40*

注記＊：細目ねじとする。（M80×6）

表 3－7　鉄塔の断面性能　（主柱材：φ711.2×19）

断面積 A （$\times 10^2$ mm^2）	断面係数 Z_p （$\times 10^3$ mm^3）
413.2	9100

(a)　引張

$$\sigma_{tl} = \frac{M}{Z_p} - \frac{N}{A}$$

$$T_a = \frac{\sigma_{tl} \cdot A}{n}$$

$$\sigma_t = \frac{T_a}{A_0}$$

$$\frac{\sigma_t}{f_{ts}} \leqq 1.0$$

ここで，

σ_{tl}：鉄塔の引張応力度（N/mm^2）

T_a　：鉄塔部基礎ボルト1本当たりの引張力（kN）

σ_t　：ボルト１本当たりの引張応力度（N/mm^2）

f_{ts}：鋼材の引張材料強度（N/mm^2）

n　　：鉄塔部基礎ボルトの本数（本）

A_0　：鉄塔部基礎ボルトのねじ部有効断面積（mm^2）

N　：評価用応力（軸力）（kN）

A　：主柱材の断面積（mm^2）

M　：評価用応力（曲げモーメント）（kN･m）

Z_p：主柱材の塑性断面係数（mm^3）

(b) せん断

$$Q_a = \frac{Q}{n}$$

$$\tau = \frac{Q_a}{A_0}$$

$$\frac{\tau}{f_s} \leqq 1.0$$

ここで,

Q_a：鉄塔部基礎ボルト1本当たりのせん断力（kN）

τ　：鉄塔部基礎ボルト1本当たりのせん断応力度（N/mm^2）

f_s：鋼材のせん断材料強度（N/mm^2）

Q　：評価用応力（せん断力）（kN）

n　：鉄塔部基礎ボルトの本数（本）

A_0　：鉄塔部基礎ボルトのねじ部有効断面積（mm^2）

c. 基礎立上り部

基礎立上り部は引張側より応力が支配的な圧縮側にて検討する。断面算定は，曲げモーメント及びせん断力については鉄筋コンクリート部が負担し，軸力については鉄骨柱が負担するものと考え下式を用いて行う。

鉄骨柱の諸元を表3－8に，基礎立上り部の断面性能を表3－9に示す。基礎寸法は2種類（1.6m×1.6m及び1.6m×1.7m）あるが，ここでは断面性能の低い基礎（1.6m×1.6m）について評価を実施する。

表3－8　鉄骨柱の諸元（φ711.2×22）

断面積 ${}_sA$（$\times 10^2$ mm^2）	断面係数 ${}_sZ$（$\times 10^3$ mm^3）
476.3	7960

表3－9　基礎立上り部の断面性能

断面積 A（$\times 10^2$ mm^2）	断面係数 Z（$\times 10^3$ mm^3）
20860	10234.3

注：基礎寸法1.6m×1.6m

(a) 曲げ

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

$$\frac{\sigma_t}{f_{ts}} \leqq 1.0$$

ここで，

σ_t ：基礎立上り部主筋の引張応力度（N/mm^2）

f_{ts}：主筋の引張材料強度（N/mm^2）

M ：評価用応力（曲げモーメント）（kN･m）

Z ：基礎立上り部の断面係数（mm^3）

(b) せん断

$$\tau = \frac{Q}{A}$$

$$\frac{\tau}{f_s} \leqq 1.0$$

ここで,

Q ：評価用応力（せん断力）（kN）

A ：基礎立上り部の断面積（mm^2）

τ ：基礎立上り部コンクリートのせん断応力度（N/mm^2）

f_s ：鋼材のせん断材料強度（N/mm^2）

(c) 圧縮

$$\sigma_c = \frac{N}{{}_sA}$$

$$\frac{\sigma_c}{f_{cs}} \leqq 1.0$$

ここで,

σ_c ：鉄骨柱の圧縮応力度（N/mm^2）

f_{cs} ：鉄骨柱の圧縮材料強度（N/mm^2）

N ：評価用応力（軸力）（kN）

${}_sA$ ：鉄骨柱の断面積（mm^2）

d. 材料強度

「平 12 建告第 2464 号」に準拠し，基準強度 F 値を 1.1 倍した材料強度を用いて算出した許容応力度に対して，部材に発生する応力が当該許容応力度を超えないことを確認する。

4. 評価条件

「3. 強度評価方法」に用いる評価条件として，評価対象部位の材料諸元を表 4－1 に，主排気筒鉄塔部の部材諸元を表 4－2 に，風圧力による荷重W_wの算出に必要な条件を表 4－3 に，算定した風圧力による荷重W_wを表 4－4，表 4－5 に示す。

表 4－1 評価対象部位の材料諸元

部位	材料	ヤング係数 E (N/mm^2)	ポアソン比 ν	減衰定数 h (%)
鉄塔部	鋼材	2.05×10^5	0.3	2
基礎	コンクリート*1： σ_C＝43.1(N/mm^2) 鉄筋：SD345[SD35] *2	2.88×10^4	0.2	5

注記＊1：実強度に基づくコンクリート強度

＊2：［ ］内は従来標記を示す。

表 4－2　主排気筒鉄塔部の部材諸元

評価対象部位	部材間	寸法 (mm)	断面積 ($\times 10^2$mm^2)	断面二次 モーメント ($\times 10^4$mm^4)	有効せん断 断面積 ($\times 10^2$mm^2)
主柱材	B－C	φ318.5× 6	58.91	7190	29.46
	C－D	φ406.4× 6.4	80.42	16100	40.21
	D－E	φ508.0× 7.9	124.1	38800	62.05
	E－F	φ609.6×16	298.4	132000	149.2
	F－G	φ711.2×19	413.2	248000	206.6
斜材	B－C	φ216.3× 4.5	29.94	1680	14.97
	C－D	φ267.4× 6	49.27	4210	24.64
	D－E	φ355.6× 7.9	86.29	13000	43.15
	E－F	φ406.4×12.7	157.1	30500	78.55
	F－G	φ558.8×16	272.8	101000	136.4
水平材	B	φ216.3× 4.5	29.94	1680	14.97
	C	φ216.3× 4.5	29.94	1680	14.97
	D	φ318.5× 6	58.91	7190	29.46
	E	φ318.5× 6	58.91	7190	29.46
	F	φ406.4× 6.4	80.42	16100	40.21

表 4－3　風圧力による荷重W_Wの算出に必要な条件

最大風速 V_D (m/s)	空気密度 ρ (kg/m^3)	ガスト影響係数 G (—)	建築物の高さ* H (m)	設計用速度圧 q (kN/m^2)
92	1.226	1.0	68	5.19

注記＊：鉄塔部の高さを示す。

表 4－4　風圧力による荷重W_W（鉄塔部）

T.M.S.L. (m)	90° 方向風荷重			45° 方向風荷重		
	風力係数 C	見付面積 A (m^2)	風圧力による荷重 W_W (kN)	風力係数 C	見付面積 A (m^2)	風圧力による荷重 W_W (kN)
80.00	1.92	3.4	34	1.50	5.4	43
76.25	1.85	7.6	73	1.46	11.9	91
72.50	1.92	9.6	96	1.50	15.5	121
65.00	1.85	16.8	162	1.46	27.1	206
56.50	1.85	21.0	202	1.42	34.1	252
48.00	1.78	24.3	225	1.38	39.7	285
40.20	1.85	11.0	106	1.42	18.5	137

注：鉄塔に生じる風圧力による荷重W_Wは，6 号機と 7 号機で同一となる。

表 4－5　風圧力による荷重W_W（筒身）

T.M.S.L. (m)	6号機			7号機		
	風力係数 C	見付面積 A (m^2)	風圧力による荷重 W_W (kN)	風力係数 C	見付面積 A (m^2)	風圧力による荷重 W_W (kN)
85.00	0.90	6.8	32	0.90	6.0	29
80.00	0.90	12.3	58	0.90	10.6	50
76.25	0.90	10.6	50	0.90	9.0	43
72.50	0.90	15.8	74	0.90	13.6	64
65.00	0.90	22.5	106	0.90	19.3	91
56.50	0.90	24.0	113	0.90	20.5	96
48.00	0.90	24.7	116	0.90	21.2	100
39.00	0.90	12.7	60	0.90	10.9	51

5. 強度評価結果

「3.4(2) 断面算定方法」に基づいた主柱材，斜材，水平材，鉄塔部基礎ボルト，基礎立上り部の評価結果を表 5－1～表 5－20 に示す。いずれの評価対象部位においても検定比が 1.0 を超えず，主排気筒が原子炉建屋及びコントロール建屋に対して，機械的な波及的影響を及ぼさないことを確認した。

表5－1　45° 方向　主柱材の評価結果（6号機主排気筒）

標高 T.M.S.L. (m)	部材間	評価用応力		使用部材				ℓ_k (mm)	λ	f_c (N/mm^2)	f_b (N/mm^2)	σ_c (N/mm^2)	σ_b (N/mm^2)	$\frac{\sigma_c}{f_c}+\frac{\sigma_b}{f_b}$
		N (kN)	M (kN・m)	寸法 (mm)	A ($\times10^2$mm^2)	Z_p ($\times10^3$mm^3)	i (mm)							
80.0														
72.5	B－C	11.0	6.0	φ318.5× 6	58.91	586	111	3750	34	339	357	1.9	10.3	0.04
	C－D	-411	85.0	φ406.4× 6.4	80.42	1020	141	3750	27	345	357	51.2	83.4	0.39
65.0	D－E	-30.0	321	φ508.0× 7.9	124.1	1980	177	4250	24	348	357	2.5	163	0.47
56.5	E－F	-1671	1258	φ609.6×16	298.4	5640	210	4250	20	350	357	56.0	224	0.79
48.0	F－G	-199	1258	φ711.2×19	413.2	9100	245	7880	32	341	357	4.9	139	0.41
40.2														

注：許容応力度は材料強度評価に基づく

記号の説明

N　：軸力　　λ：細長比（ℓ_k / i）

M　：曲げモーメント　　f_c：圧縮応力度に対する許容値（建築基準法に基づく鋼材の材料強度（F値の1.1倍）による）

A　：断面積　　f_b：曲げ応力度に対する許容値（建築基準法に基づく鋼材の材料強度（F値の1.1倍）による）

Z_p：塑性断面係数　　σ_c：圧縮応力度（N/A，圧縮を正とする）

i　：断面二次半径　　σ_b：曲げ応力度（M/Z_p）

ℓ_k：座屈長さ

表5－2　45° 方向　斜材の評価結果（6号機主排気筒）

標高 T.M.S.L. (m)	部材間	評価用応力	使用部材			ℓ_k (mm)	λ	f_c (N/mm^2)	σ_c (N/mm^2)	$\frac{\sigma_c}{f_c}$
		N (kN)	寸法 (mm)	A ($\times 10^2$mm^2)	i (mm)					
80.0										
72.5	B－C	276	φ216.3× 4.5	29.94	74.9	4540	61	300	92.2	0.31
	C－D	-359	φ267.4× 6	49.27	92.4	4610	50	319	72.9	0.23
65.0	D－E	589	φ355.6× 7.9	86.29	123	5090	41	331	68.3	0.21
56.5	E－F	-1468	φ406.4×12.7	157.1	139	5160	37	336	93.5	0.28
48.0	F－G	-1906	φ558.8×16	272.8	192	8590	45	326	69.9	0.22
40.2										

注：許容応力度は材料強度評価に基づく

記号の説明

N：軸力　　λ：細長比（ℓ_k / i）

A：断面積　　f_c：圧縮応力度に対する許容値（建築基準法に基づく鋼材の材料強度（F値の1.1倍）による）

i：断面二次半径　　σ_c：圧縮応力度（N/A，圧縮を正とする）

ℓ_k：座屈長さ

表5－3　45° 方向　水平材の評価結果（6号機主排気筒）

標高 T.M.S.L. (m)	部材間	評価用応力	使用部材			ℓ_k (mm)	λ	f_c (N/mm^2)	σ_c (N/mm^2)	$\frac{\sigma_c}{f_c}$
		N (kN)	寸法 (mm)	A ($\times 10^2$mm^2)	i (mm)					
80.0										
72.5	B－C	17.5	φ216.3× 4.5	29.94	74.9	2500	33	249	5.9	0.03
	C－D	79.7	φ216.3× 4.5	29.94	74.9	5230	70	219	26.7	0.13
65.0	D－E	-115	φ318.5× 6	58.91	111	2730	25	253	19.6	0.08
56.5	E－F	367	φ318.5× 6	58.91	111	5730	52	236	62.3	0.27
48.0	F－G	393	φ406.4× 6.4	80.42	141	3000	21	254	48.9	0.20
40.2										

注：許容応力度は材料強度評価に基づく

記号の説明

N：軸力　　λ：細長比（ℓ_k / i）

A：断面積　　f_c：圧縮応力度に対する許容値（建築基準法に基づく鋼材の材料強度（F値の1.1倍）による）

i：断面二次半径　　σ_c：圧縮応力度（N/A，圧縮を正とする）

ℓ_k：座屈長さ

表5－4　45° 方向　鉄塔部基礎ボルトの評価結果（6号機主排気筒）

評価項目			単位	値
評価用応力 （軸力は圧縮を正とする）		M	kN・m	175
		Q	kN	1478
		N	kN	-3286
引張	鉄塔の引張応力度	σ_{tl}	N/mm^2	98.7
	基礎ボルト1本当たりの引張力	T_a	kN/本	340
	引張応力度	σ_t	N/mm^2	78.4
	許容限界	f_{ts}	N/mm^2	236
	検定比	σ_t / f_{ts}	－	0.34
せん断	基礎ボルト1本当たりのせん断力	Q_a	kN	123
	せん断応力度	τ	N/mm^2	28.4
	許容限界	f_s	N/mm^2	136
	検定比	τ / f_s	－	0.21

注：許容応力度は材料強度評価に基づく

表5－5　45° 方向　基礎立上り部の評価結果（6号機主排気筒）

評価項目			単位	値
評価用応力 （軸力は圧縮を正とする）		M	kN・m	2954
		Q	kN	1478
		N	kN	2484
曲げ	引張応力度	σ_t	N/mm^2	289
	許容限界	f_{ts}	N/mm^2	379
	検定比	σ_t / f_{ts}	－	0.77
せん断	せん断応力度	τ	N/mm^2	0.71
	許容限界	f_s	N/mm^2	1.21
	検定比	τ / f_s	－	0.59
圧縮	圧縮応力度	σ_c	N/mm^2	52.2
	許容限界	f_{cs}	N/mm^2	357
	検定比	σ_c / f_{cs}	－	0.15

注：許容応力度は材料強度評価に基づく

表5－6　45° 方向　主柱材の評価結果（7号機主排気筒）

標高 T.M.S.L. (m)	部材間	評価用応力		使用部材				ℓ_k (mm)	λ	f_c (N/mm^2)	f_b (N/mm^2)	σ_c (N/mm^2)	σ_b (N/mm^2)	$\frac{\sigma_c}{f_c}+\frac{\sigma_b}{f_b}$
		N (kN)	M (kN・m)	寸法 (mm)	A ($\times10^2$mm^2)	Z_p ($\times10^3$mm^3)	i (mm)							
80.0														
72.5	B－C	17.4	46.8	φ318.5× 6	58.91	586	111	3750	34	339	357	3.0	79.9	0.24
	C－D	-160	131	φ406.4× 6.4	80.42	1020	141	3750	27	345	357	19.9	129	0.42
65.0	D－E	-196	367	φ508.0× 7.9	124.1	1980	177	4250	24	348	357	15.8	186	0.57
56.5	E－F	-1520	1340	φ609.6×16	298.4	5640	210	4250	20	350	357	51.0	238	0.82
48.0	F－G	-203	1340	φ711.2×19	413.2	9100	245	7880	32	341	357	5.0	148	0.43
40.2														

注：許容応力度は材料強度評価に基づく

記号の説明

N　：軸力　　λ：細長比（ℓ_k / i）

M　：曲げモーメント　　f_c：圧縮応力度に対する許容値（建築基準法に基づく鋼材の材料強度（F値の1.1倍）による）

A　：断面積　　f_b：曲げ応力度に対する許容値（建築基準法に基づく鋼材の材料強度（F値の1.1倍）による）

Z_p：塑性断面係数　　σ_c：圧縮応力度（N/A，圧縮を正とする）

i　：断面二次半径　　σ_b：曲げ応力度（M/Z_p）

ℓ_k：座屈長さ

表5－7　45° 方向　斜材の評価結果（7号機主排気筒）

標高 T.M.S.L. (m)	部材間	評価用応力	使用部材			ℓ_k (mm)	λ	f_c (N/mm^2)	σ_c (N/mm^2)	$\frac{\sigma_c}{f_c}$
		N (kN)	寸法 (mm)	A ($\times 10^2$mm^2)	i (mm)					
80.0										
	B－C	105	φ216.3× 4.5	29.94	74.9	4540	61	300	35.1	0.12
72.5										
	C－D	-227	φ267.4× 6	49.27	92.4	4610	50	319	46.1	0.15
65.0										
	D－E	488	φ355.6× 7.9	86.29	123	5090	41	331	56.6	0.18
56.5										
	E－F	-1450	φ406.4×12.7	157.1	139	5160	37	336	92.3	0.28
48.0										
	F－G	-1820	φ558.8×16	272.8	192	8590	45	326	66.8	0.21
40.2										

注：許容応力度は材料強度評価に基づく

記号の説明

N：軸力　　λ：細長比（ℓ_k / i）

A：断面積　　f_c：圧縮応力度に対する許容値（建築基準法に基づく鋼材の材料強度（F値の1.1倍）による）

i：断面二次半径　　σ_c：圧縮応力度（N/A，圧縮を正とする）

ℓ_k：座屈長さ

表5－8　45° 方向　水平材の評価結果（7号機主排気筒）

標高 T.M.S.L. (m)	部材間	評価用応力	使用部材			ℓ_k (mm)	λ	f_c (N/mm^2)	σ_c (N/mm^2)	$\frac{\sigma_c}{f_c}$
		N (kN)	寸法 (mm)	A ($\times 10^2$mm^2)	i (mm)					
80.0										
72.5	B－C	-17.3	φ216.3× 4.5	29.94	74.9	2500	33	249	5.8	0.03
	C－D	70.0	φ216.3× 4.5	29.94	74.9	5230	70	219	23.4	0.11
65.0	D－E	-106	φ318.5× 6	58.91	111	2730	25	253	18.0	0.08
56.5	E－F	378	φ318.5× 6	58.91	111	5730	52	236	64.2	0.28
48.0	F－G	386	φ406.4× 6.4	80.42	141	3000	21	254	48.0	0.19
40.2										

注：許容応力度は材料強度評価に基づく

記号の説明

N：軸力　　λ：細長比（ℓ_k / i）

A：断面積　　f_c：圧縮応力度に対する許容値（建築基準法に基づく鋼材の材料強度（F値の1.1倍）による）

i：断面二次半径　　σ_c：圧縮応力度（N/A，圧縮を正とする）

ℓ_k：座屈長さ

表5－9　45° 方向　鉄塔部基礎ボルトの評価結果（7号機主排気筒）

評価項目			単位	値
評価用応力 （軸力は圧縮を正とする）		M	kN・m	155
		Q	kN	1420
		N	kN	-3150
引張	鉄塔の引張応力度	σ_{tl}	N/mm^2	93.3
	基礎ボルト1本当たりの引張力	T_a	kN/本	322
	引張応力度	σ_t	N/mm^2	74.1
	許容限界	f_{ts}	N/mm^2	236
	検定比	σ_t / f_{ts}	－	0.32
せん断	基礎ボルト1本当たりのせん断力	Q_a	kN	119
	せん断応力度	τ	N/mm^2	27.3
	許容限界	f_s	N/mm^2	136
	検定比	τ / f_s	－	0.21

注：許容応力度は材料強度評価に基づく

表5－10　45° 方向　基礎立上り部の評価結果（7号機主排気筒）

評価項目			単位	値
評価用応力 （軸力は圧縮を正とする）		M	kN・m	2840
		Q	kN	1420
		N	kN	2490
曲げ	引張応力度	σ_t	N/mm^2	278
	許容限界	f_{ts}	N/mm^2	379
	検定比	σ_t / f_{ts}	－	0.74
せん断	せん断応力度	τ	N/mm^2	0.69
	許容限界	f_s	N/mm^2	1.21
	検定比	τ / f_s	－	0.57
圧縮	圧縮応力度	σ_c	N/mm^2	53.0
	許容限界	f_{cs}	N/mm^2	357
	検定比	σ_c / f_{cs}	－	0.15

注：許容応力度は材料強度評価に基づく

表5－11　90° 方向　主柱材の評価結果（6号機主排気筒）

標高 T.M.S.L. (m)	部材間	評価用応力		使用部材				ℓ_k (mm)	λ	f_c (N/mm^2)	f_b (N/mm^2)	σ_c (N/mm^2)	σ_b (N/mm^2)	$\frac{\sigma_c}{f_c}+\frac{\sigma_b}{f_b}$
		N (kN)	M (kN・m)	寸法 (mm)	A ($\times10^2$mm^2)	Z_p ($\times10^3$mm^3)	i (mm)							
80.0														
72.5	B－C	11.0	5.0	φ318.5× 6	58.91	586	111	3750	34	339	357	1.9	8.6	0.03
	C－D	263	53.0	φ406.4× 6.4	80.42	1020	141	3750	27	345	357	32.8	52.0	0.25
65.0	D－E	62.0	162	φ508.0× 7.9	124.1	1980	177	4250	24	348	357	5.0	81.9	0.25
56.5	E－F	904	690	φ609.6×16	298.4	5640	210	4250	20	350	357	30.3	123	0.43
48.0	F－G	-47.0	690	φ711.2×19	413.2	9100	245	7880	32	341	357	1.2	75.9	0.22
40.2														

注：許容応力度は材料強度評価に基づく

記号の説明

Ｎ　：軸力　　λ：細長比（ℓ_k ／ｉ）

Ｍ　：曲げモーメント　　f_c：圧縮応力度に対する許容値（建築基準法に基づく鋼材の材料強度（F値の1.1倍）による）

Ａ　：断面積　　f_b：曲げ応力度に対する許容値（建築基準法に基づく鋼材の材料強度（F値の1.1倍）による）

Z_p：塑性断面係数　　σ_c：圧縮応力度（Ｎ／Ａ，圧縮を正とする）

ｉ　：断面二次半径　　σ_b：曲げ応力度（Ｍ／Z_p）

ℓ_k：座屈長さ

表5－12　90° 方向　斜材の評価結果（6号機主排気筒）

標高 T.M.S.L. (m)	部材間	評価用応力	使用部材			ℓ_k (mm)	λ	f_c (N/mm^2)	σ_c (N/mm^2)	$\frac{\sigma_c}{f_c}$
		N (kN)	寸法 (mm)	A ($\times 10^2$mm^2)	i (mm)					
80.0										
72.5	B－C	−125	φ216.3× 4.5	29.94	74.9	4540	61	300	41.8	0.14
	C－D	188	φ267.4× 6	49.27	92.4	4610	50	319	38.2	0.12
65.0	D－E	−290	φ355.6× 7.9	86.29	123	5090	41	331	33.7	0.11
56.5	E－F	754	φ406.4×12.7	157.1	139	5160	37	336	48.0	0.15
48.0	F－G	1591	φ558.8×16	272.8	192	8590	45	326	58.4	0.18
40.2										

注：許容応力度は材料強度評価に基づく

記号の説明

N：軸力　　λ：細長比（ℓ_k / i）

A：断面積　　f_c：圧縮応力度に対する許容値（建築基準法に基づく鋼材の材料強度（F値の1.1倍）による）

i：断面二次半径　　σ_c：圧縮応力度（N/A，圧縮を正とする）

ℓ_k：座屈長さ

表5－13　90° 方向　水平材の評価結果（6号機主排気筒）

標高 T.M.S.L. (m)	部材間	評価用応力	使用部材			ℓ_k (mm)	λ	f_c (N/mm^2)	σ_c (N/mm^2)	$\frac{\sigma_c}{f_c}$
		N (kN)	寸法 (mm)	A ($\times 10^2$mm^2)	i (mm)					
80.0										
72.5	B－C	17.4	φ216.3× 4.5	29.94	74.9	2500	33	249	5.9	0.03
	C－D	47.5	φ216.3× 4.5	29.94	74.9	5230	70	219	15.9	0.08
65.0	D－E	112	φ318.5× 6	58.91	111	2730	25	253	19.1	0.08
56.5	E－F	-171	φ318.5× 6	58.91	111	5730	52	236	29.1	0.13
48.0	F－G	-359	φ406.4× 6.4	80.42	141	3000	21	254	44.7	0.18
40.2										

注：許容応力度は材料強度評価に基づく

記号の説明

N：軸力　　λ：細長比（ℓ_k / i）

A：断面積　　f_c：圧縮応力度に対する許容値（建築基準法に基づく鋼材の材料強度（F値の1.1倍）による）

i：断面二次半径　　σ_c：圧縮応力度（N/A，圧縮を正とする）

ℓ_k：座屈長さ

表5－14　90° 方向　鉄塔部基礎ボルトの評価結果（6号機主排気筒）

評価項目			単位	値
評価用応力 （軸力は圧縮を正とする）		M	kN・m	56.5
		Q	kN	865
		N	kN	−1510
引張	鉄塔の引張応力度	σ_{t1}	N/mm^2	42.8
	基礎ボルト1本当たりの引張力	T_a	kN/本	147
	引張応力度	σ_t	N/mm^2	34.0
	許容限界	f_{ts}	N/mm^2	236
	検定比	σ_t / f_{ts}	－	0.15
せん断	基礎ボルト1本当たりのせん断力	Q_a	kN	72.1
	せん断応力度	τ	N/mm^2	16.7
	許容限界	f_s	N/mm^2	136
	検定比	τ / f_s	－	0.13

注：許容応力度は材料強度評価に基づく

表5－15　90° 方向　基礎立上り部の評価結果（6号機主排気筒）

評価項目			単位	値
評価用応力 （軸力は圧縮を正とする）		M	kN・m	1755
		Q	kN	865
		N	kN	2245
曲げ	引張応力度	σ_t	N/mm^2	172
	許容限界	f_{ts}	N/mm^2	379
	検定比	σ_t / f_{ts}	－	0.46
せん断	せん断応力度	τ	N/mm^2	0.42
	許容限界	f_s	N/mm^2	1.21
	検定比	τ / f_s	－	0.35
圧縮	圧縮応力度	σ_c	N/mm^2	47.2
	許容限界	f_{cs}	N/mm^2	357
	検定比	σ_c / f_{cs}	－	0.14

注：許容応力度は材料強度評価に基づく

表5－16　90° 方向　主柱材の評価結果（7号機主排気筒）

標高 T.M.S.L. (m)	部材間	評価用応力		使用部材				ℓ_k (mm)	λ	f_c (N/mm^2)	f_b (N/mm^2)	σ_c (N/mm^2)	σ_b (N/mm^2)	$\frac{\sigma_c}{f_c}+\frac{\sigma_b}{f_b}$
		N (kN)	M (kN・m)	寸法 (mm)	A ($\times10^2$mm^2)	Z_p ($\times10^3$mm^3)	i (mm)							
80.0														
72.5	B－C	6.0	30.2	φ318.5× 6	58.91	586	111	3750	34	339	357	1.1	51.6	0.15
	C－D	107	83.7	φ406.4× 6.4	80.42	1020	141	3750	27	345	357	13.4	82.1	0.27
65.0	D－E	171	192	φ508.0× 7.9	124.1	1980	177	4250	24	348	357	13.8	97.0	0.32
56.5	E－F	826	763	φ609.6×16	298.4	5640	210	4250	20	350	357	27.7	136	0.46
48.0	F－G	-41.1	763	φ711.2×19	413.2	9100	245	7880	32	341	357	1.0	83.9	0.24
40.2														

注：許容応力度は材料強度評価に基づく

記号の説明

Ｎ　：軸力　　λ：細長比（ℓ_k ／ｉ）

Ｍ　：曲げモーメント　　f_c：圧縮応力度に対する許容値（建築基準法に基づく鋼材の材料強度（F値の1.1倍）による）

Ａ　：断面積　　f_b：曲げ応力度に対する許容値（建築基準法に基づく鋼材の材料強度（F値の1.1倍）による）

Z_p：塑性断面係数　　σ_c：圧縮応力度（Ｎ/Ａ，圧縮を正とする）

ｉ　：断面二次半径　　σ_b：曲げ応力度（Ｍ/Z_p）

ℓ_k：座屈長さ

表5－17　90° 方向　斜材の評価結果（7号機主排気筒）

標高 T.M.S.L. (m)	部材間	評価用応力	使用部材			ℓ_k (mm)	λ	f_c (N/mm^2)	σ_c (N/mm^2)	$\frac{\sigma_c}{f_c}$
		N (kN)	寸法 (mm)	A ($\times 10^2$mm^2)	i (mm)					
80.0										
	B－C	108	φ216.3× 4.5	29.94	74.9	4540	61	300	36.1	0.13
72.5										
	C－D	150	φ267.4× 6	49.27	92.4	4610	50	319	30.5	0.10
65.0										
	D－E	-258	φ355.6× 7.9	86.29	123	5090	41	331	29.9	0.10
56.5										
	E－F	752	φ406.4×12.7	157.1	139	5160	37	336	47.9	0.15
48.0										
	F－G	1440	φ558.8×16	272.8	192	8590	45	326	52.8	0.17
40.2										

注：許容応力度は材料強度評価に基づく

記号の説明

N：軸力　　λ：細長比（ℓ_k ／ i）

A：断面積　　f_c：圧縮応力度に対する許容値（建築基準法に基づく鋼材の材料強度（F値の1.1倍）による）

i：断面二次半径　　σ_c：圧縮応力度（N／A，圧縮を正とする）

ℓ_k：座屈長さ

表5－18　90° 方向　水平材の評価結果（7号機主排気筒）

標高 T.M.S.L. (m)	部材間	評価用応力	使用部材			ℓ_k (mm)	λ	f_c (N/mm^2)	σ_c (N/mm^2)	$\frac{\sigma_c}{f_c}$
		N (kN)	寸法 (mm)	A ($\times 10^2$mm^2)	i (mm)					
80.0										
72.5	B－C	23.1	φ216.3× 4.5	29.94	74.9	2500	33	249	7.8	0.04
	C－D	48.6	φ216.3× 4.5	29.94	74.9	5230	70	219	16.3	0.08
65.0	D－E	108	φ318.5× 6	58.91	111	2730	25	253	18.4	0.08
56.5	E－F	-181	φ318.5× 6	58.91	111	5730	52	236	30.8	0.14
48.0	F－G	-307	φ406.4× 6.4	80.42	141	3000	21	254	38.2	0.16
40.2										

注：許容応力度は材料強度評価に基づく

記号の説明

N：軸力　　λ：細長比（ℓ_k / i）

A：断面積　　f_c：圧縮応力度に対する許容値（建築基準法に基づく鋼材の材料強度（F値の1.1倍）による）

i：断面二次半径　　σ_c：圧縮応力度（N/A，圧縮を正とする）

ℓ_k：座屈長さ

表5－19　90° 方向　鉄塔部基礎ボルトの評価結果（7号機主排気筒）

評価項目			単位	値
評価用応力 （軸力は圧縮を正とする）		M	kN・m	110
		Q	kN	804
		N	kN	-1590
引張	鉄塔の引張応力度	σ_{tl}	N/mm^2	50.6
	基礎ボルト1本当たりの引張力	T_a	kN/本	175
	引張応力度	σ_t	N/mm^2	40.2
	許容限界	f_{ts}	N/mm^2	236
	検定比	σ_t / f_{ts}	－	0.18
せん断	基礎ボルト1本当たりのせん断力	Q_a	kN	67.0
	せん断応力度	τ	N/mm^2	15.5
	許容限界	f_s	N/mm^2	136
	検定比	τ / f_s	－	0.12

注：許容応力度は材料強度評価に基づく

表5－20　90° 方向　基礎立上り部の評価結果（7号機主排気筒）

評価項目			単位	値
評価用応力 （軸力は圧縮を正とする）		M	kN・m	1610
		Q	kN	804
		N	kN	2330
曲げ	引張応力度	σ_t	N/mm^2	158
	許容限界	f_{ts}	N/mm^2	379
	検定比	σ_t / f_{ts}	－	0.42
せん断	せん断応力度	τ	N/mm^2	0.39
	許容限界	f_s	N/mm^2	1.21
	検定比	τ / f_s	－	0.32
圧縮	圧縮応力度	σ_c	N/mm^2	49.0
	許容限界	f_{cs}	N/mm^2	357
	検定比	σ_c / f_{cs}	－	0.14

注：許容応力度は材料強度評価に基づく

Ⅴ-3-別添 1-9-3　消音器の強度計算書

目　　次

1.　概要 …… 1
2.　基本方針 …… 1
2.1　位置 …… 1
2.2　構造概要 …… 2
2.3　評価方針 …… 3
2.4　適用規格 …… 4
3.　強度評価方法 …… 5
3.1　記号の定義 …… 5
3.2　評価対象部位 …… 7
3.3　荷重及び荷重の組合せ …… 8
3.4　許容限界 …… 9
3.5　評価方法 …… 10
4.　評価条件 …… 12
5.　強度評価結果 …… 13

1. 概要

本資料は，V-3-別添 1-1「竜巻への配慮が必要な施設の強度計算の方針」に示すとおり，非常用ディーゼル発電設備排気消音器が竜巻時及び竜巻通過後においても，消音器の機能維持を考慮して，主要な構造部材が構造健全性を有することを確認するものである。

2. 基本方針

V-3-別添 1-1「竜巻への配慮が必要な施設の強度計算の方針」の「3.2 機能維持の方針」に示す構造計画を踏まえ，非常用ディーゼル発電設備排気消音器の「2.1 位置」，「2.2 構造概要」，「2.3 評価方針」及び「2.4 適用規格」を示す。

2.1 位置

非常用ディーゼル発電設備排気消音器は，V-3-別添 1-1「竜巻への配慮が必要な施設の強度計算の方針」の「3.2 機能維持の方針」に示すとおり，原子炉建屋屋上面に設置する。非常用ディーゼル発電設備排気消音器の位置図を図 2－1 に示す位置に設置する。

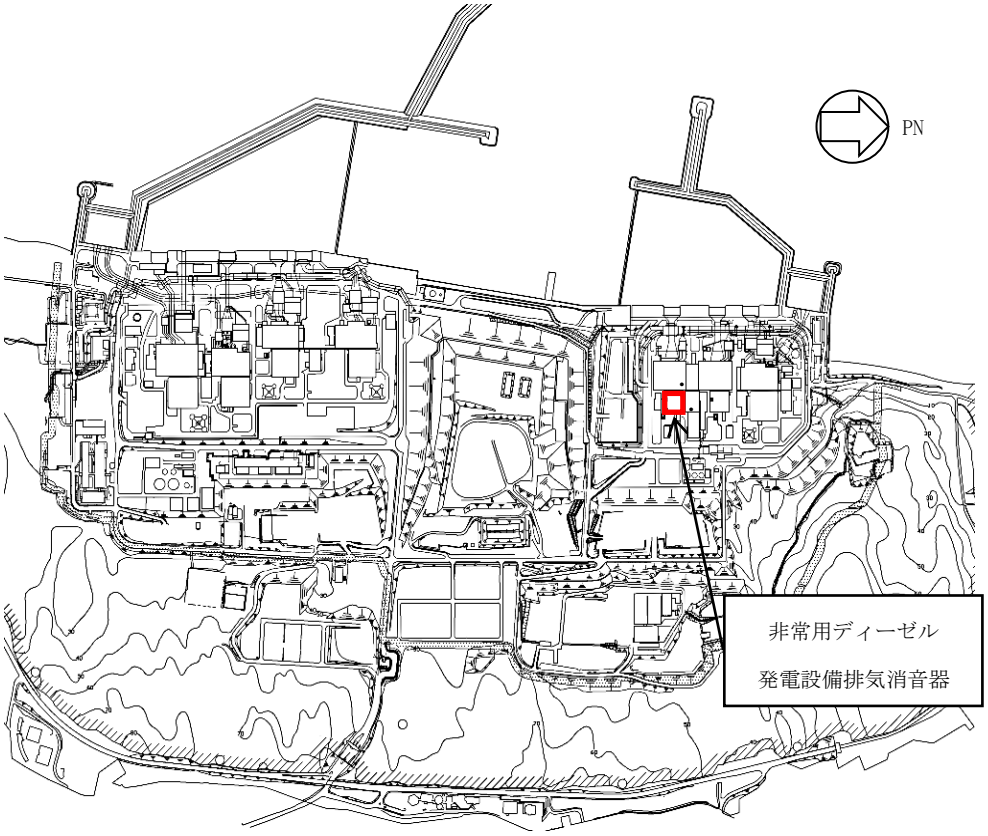


図 2－1 非常用ディーゼル発電設備排気消音器の位置図

2.2　構造概要

非常用ディーゼル発電設備排気消音器について，Ⅴ-3-別添 1-1「竜巻への配慮が必要な施設の強度計算の方針」の「3.2　機能維持の方針」に示す構造計画を踏まえて，構造を設定する。

非常用ディーゼル発電設備排気消音器は原子炉建屋屋上面に設置しており，取付ボルトにより固定している。設置台数は3台とし，すべてを同一設計としている。

非常用ディーゼル発電設備排気消音器の概要図を図2－2に示す。

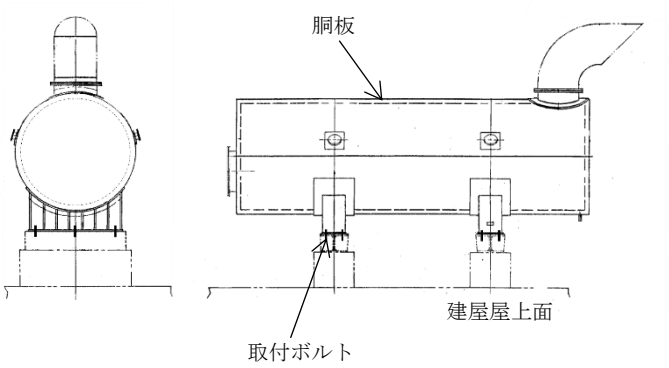


図2－2　非常用ディーゼル発電設備排気消音器の概要図

2.3　評価方針

非常用ディーゼル発電設備排気消音器の強度評価は，Ⅴ-3-別添 1-1「竜巻への配慮が必要な施設の強度計算の方針」の「4.　荷重及び荷重の組合せ並びに許容限界」にて設定している荷重及び荷重の組合せ並びに許容限界を踏まえ，非常用ディーゼル発電設備排気消音器の評価対象部位に作用する応力等が，許容限界に収まることを「3.　強度評価方法」に示す方法により，「4.　評価条件」に示す評価条件を用いて計算し，「5.　強度評価結果」にて確認する。

非常用ディーゼル発電設備排気消音器の強度評価においては，その構造を踏まえ，設計竜巻による荷重とこれに組み合わせる荷重（以下「設計荷重」という。）の作用方向及び伝達過程を考慮し，評価対象部位を設定する。

非常用ディーゼル発電設備排気消音器の構造強度評価フローを図 2－3 に示す。構造強度評価においては，非常用ディーゼル発電設備排気消音器に対して，設計竜巻による荷重に自重を加えた応力が許容応力以下であることを確認する。各部材の構造強度評価には，設計竜巻による荷重は水平方向より作用する外荷重という観点で地震荷重と同様なものであると考え，「原子力発電所耐震設計技術指針　ＪＥＡＧ４６０１・補-1984」（日本電気協会），「原子力発電所耐震設計技術指針　ＪＥＡＧ４６０１-1987」（日本電気協会），「原子力発電所耐震設計技術指針　ＪＥＡＧ４６０１-1991 追補版」（日本電気協会）（以下「ＪＥＡＧ４６０１」という。）における 1 質点系モデルによる評価方法を準用し，Ⅴ-3-別添 1-1「竜巻への配慮が必要な施設の強度計算の方針」の「5.　強度評価方法」に示す評価式を用いる。

非常用ディーゼル発電設備排気消音器の強度評価における許容限界は，Ⅴ-3-別添 1-1「竜巻への配慮が必要な施設の強度計算の方針」の「4.2　許容限界」に示す許容限界である，ＪＥＡＧ４６０１の許容応力状態ⅢＡＳとする。

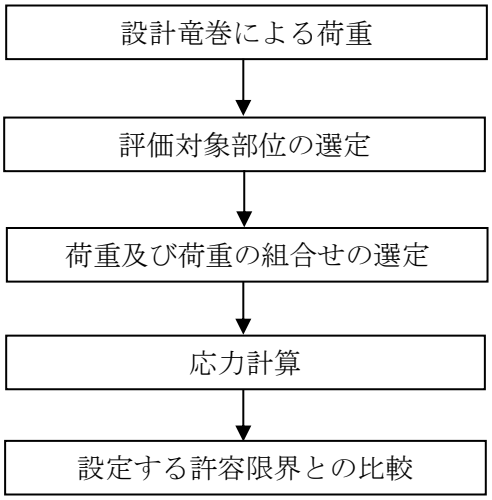


図 2－3　構造強度評価フロー

2.4　適用規格

適用する規格，基準等を以下に示す。

・「建築物荷重指針・同解説」（日本建築学会，2004 改定）
・「原子力発電所耐震設計技術指針 重要度分類・許容応力編　ＪＥＡＧ４６０１・補-1984」（日本電気協会）
・「原子力発電所耐震設計技術指針　ＪＥＡＧ４６０１-1987」（日本電気協会）
・「原子力発電所耐震設計技術指針　ＪＥＡＧ４６０１-1991 追補版」（日本電気協会）
・「発電用原子力設備規格　設計・建設規格　ＪＳＭＥ　Ｓ　ＮＣ１-2005/2007」（日本機械学会）（以下「ＪＳＭＥ」という。）
・U.S. NUCLEAR REGULATORY COMMISSION: REGULATORY GUIDE 1.76, DESIGN-BASIS TORNADO AND TORNADO MISSILESS FOR NUCLEAR POWER PLANTS, Revision1, March 2007

3.　強度評価方法

3.1　記号の定義

非常用ディーゼル発電設備排気消音器の構造強度評価に用いる記号を表3－1に示す。

表3－1　構造強度評価に用いる記号（1/2）

記号	単位	定義
A	m^2	受圧面積（風向に垂直な面に投影した面積）
A_A	m^2	軸方向応力評価における受圧面積（風向に垂直な面に投影した面積）
A_H	m^2	軸直角方向応力評価における受圧面積（風向に垂直な面に投影した面積）
A_b	mm^2	取付ボルトの軸断面積
C	－	建築建物荷重指針・同解説により規定される風力係数
C_A	－	軸方向応力評価における建築建物荷重指針・同解説により規定される風力係数
C_H	－	軸直角方向応力評価における建築建物荷重指針・同解説により規定される風力係数
d	mm	取付ボルト呼び径
F	MPa	ＪＳＭＥ　SSB－3121.1(1)により規定される値
F_{bA}	N	軸方向における引張力
F_{bH}	N	軸直角方向における引張力
f_t	MPa	ＪＳＭＥ SSB－3121.1に規定される供用状態Ａ及びＢでの許容引張応力
f_s	MPa	ＪＳＭＥ SSB－3121.1に規定される供用状態Ａ及びＢでの許容せん断応力
G	－	ガスト影響係数
g	m/s^2	重力加速度
h	mm	消音器重心高さ
ℓ_{1A}	mm	軸方向における取付ボルトから重心までの距離
ℓ_{2A}	mm	軸方向における取付ボルトから重心までの距離
ℓ_{1H}	mm	軸直角方向における取付ボルトから重心までの距離
ℓ_{2H}	mm	軸直角方向における取付ボルトから重心までの距離
m	kg	消音器の質量

表 3－1　構造強度評価に用いる記号（2/2）

記号	単位	定義
N	―	取付ボルト本数
n_{fA}	―	軸方向における引張力を受ける取付ボルト本数
n_{fH}	―	軸直角方向における引張力を受ける取付ボルト本数
Q_b	N	取付ボルトに対するせん断力
q	N/m^2	設計用速度圧
S_u	MPa	ＪＳＭＥ付録材料図表Part5の表にて規定される設計引張強さ
S_y	MPa	ＪＳＭＥ付録材料図表Part5の表にて規定される設計降伏点
V_D	m/s	設計竜巻の最大風速
W_T	N	設計竜巻による複合荷重
W_W	N	風圧力による荷重
π	―	円周率
ρ	kg/m^3	空気密度
σ_{bA}	MPa	軸方向における取付ボルトに生じる引張応力
σ_{bH}	MPa	軸直角方向における取付ボルトに生じる引張応力
τ	MPa	取付ボルトに生じるせん断応力

3.2　評価対象部位

非常用ディーゼル発電設備排気消音器の評価対象部位は，Ⅴ-3-別添 1-1「竜巻への配慮が必要な施設の強度計算の方針」の「4.2　許容限界」にて示している評価対象部位に従って，「2.2　構造概要」にて設定している構造に基づき，設計荷重の作用方向及び伝達過程を考慮し設定する。

非常用ディーゼル発電設備排気消音器は，鋼製の胴板を主体構造とし，原子炉建屋屋上面に設けたコンクリート基礎に本体を取付ボルトで固定する構造とする。設計竜巻による荷重は，非常用ディーゼル発電設備排気消音器本体に作用し，取付ボルトに作用する。

排気消音器の転倒による閉塞により，ディーゼル発電設備の排気機能に影響を与える波及的影響を考慮し，転倒を防止するための主要な支持部材のうち，荷重作用点から離れていることから転倒モーメントが大きく作用し，更に支持断面積が小さいことから発生する応力が厳しくなる取付ボルトを評価対象部位として設定する。

非常用ディーゼル発電設備排気消音器の強度評価における評価対象部位を，図 3－1 に示す。

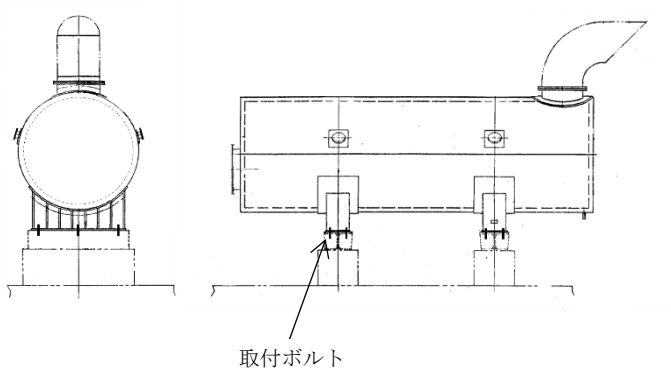


図 3－1　非常用ディーゼル発電設備排気消音器の評価対象部位

3.3　荷重及び荷重の組合せ

強度評価に用いる荷重及び荷重の組合せは，Ⅴ-3-別添 1-1「竜巻への配慮が必要な施設の強度計算の方針」の「4.1　荷重及び荷重の組合せ」にて示している荷重及び荷重の組合せを用いる。

(1)　荷重の設定

構造強度評価に用いる荷重を以下に示す。

a.　常時作用する荷重

常時作用する荷重として，持続的に生じる荷重である自重を考慮する。

自重による荷重は以下のとおり計算する。

自重による荷重 = m・g

b.　設計竜巻による荷重

屋外の施設であるため風圧力による荷重を考慮する。非常用ディーゼル発電設備排気消音器は屋外施設であり閉じた施設ではないため，気圧差は発生しないことから，気圧差による荷重は考慮しない。また，非常用ディーゼル発電設備排気消音器は排気機能が健全であれば良く，仮に飛来物による衝撃荷重によって貫通しても，その貫通箇所又は本来の排気箇所から排気されることから，設計竜巻による荷重とこれに組み合わせる荷重に衝撃荷重を考慮しない。

(a)　風圧力による荷重（W_w）

風圧力による荷重W_wはⅤ-3-別添 1-1「竜巻への配慮が必要な施設の強度計算の方針」の「3.1(3)c.(a)風圧力による荷重」に示す式に従い，算出する。

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

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

(2)　荷重の組合せ

構造強度評価に用いる荷重の組合せは，Ⅴ-3-別添 1-1「竜巻への配慮が必要な施設の強度計算の方針」の「4.1　荷重及び荷重の組合せ」にて設定している荷重の組合せを踏まえ，非常用ディーゼル発電設備排気消音器の評価対象部位に対して設定する。

非常用ディーゼル発電設備排気消音器の取付ボルトには，自重及び風圧力による荷重が作用する。強度評価の荷重の組合せを表 3－2 に示す。

表 3－2　荷重の組合せ

施設分類	施設名称	評価対象部位	荷重
外部事象防護対象施設に波及的影響を及ぼす可能性がある施設	非常用ディーゼル発電設備排気消音器	取付ボルト	①自重 ②風圧力による荷重

3.4　許容限界

非常用ディーゼル発電設備排気消音器の取付ボルトの許容限界は，Ⅴ-3-別添 1-1「竜巻への配慮が必要な施設の強度計算の方針」の「4.2　許容限界」にて設定している許容限界に従って，「3.2　評価対象部位」にて設定している評価対象部位に対して，機能損傷モードを考慮し，ＪＥＡＧ４６０１に基づく許容応力状態ⅢＡＳの許容応力の許容荷重を用いる。

許容限界は，ＪＥＡＧ４６０１を準用し，その他支持構造物の許容限界を適用し，許容応力状態ⅢＡＳから算出した許容応力を許容限界とする。ＪＥＡＧ４６０１に従い，ＪＳＭＥ付録材料図表 Part5 の表にて許容応力を計算する際は，評価対象部位の周囲環境温度に応じた値をとるものとするが，温度がＪＳＭＥ付録材料図表記載の中間の値の場合は，比例法を用いて計算する。ただし，ＪＳＭＥ付録材料図表 Part5 で比例法を用いる場合の端数処理は，小数点第1位以下を切り捨てた値を用いるものとする。

非常用ディーゼル発電設備排気消音器の取付ボルトの許容限界を表 3－3 に，それぞれの許容応力を表 3－4 に示す。

表 3－3　許容限界

評価対象部位	許容応力状態	応力の種類		許容限界
取付ボルト	ⅢＡＳ	一次応力	引張	$1.5f_t$
			せん断	$1.5f_s$
			組合せ	Min｛$1.5f_t$，$(2.1f_t-1.6\tau)$｝

表 3－4　許容応力

評価対象部位	材料	温度条件* (℃)	S_y (MPa)	S_u (MPa)	F (MPa)	$1.5f_t$ (MPa)	$1.5f_s$ (MPa)
取付ボルト	SNB7	40	725	860	602	451	347

注記＊：周囲環境温度

3.5　評価方法

非常用ディーゼル発電設備排気消音器の構造強度評価は，Ⅴ-3-別添 1-1「竜巻への配慮が必要な施設の強度計算の方針」の「5.　強度評価方法」にて設定している評価式を用いる。

(1)　計算モデル

受圧面の重心位置に風圧力による荷重が作用する 1 質点系モデルとして計算を行う。非常用ディーゼル発電設備排気消音器の評価モデル図を図 3－2 に示す。

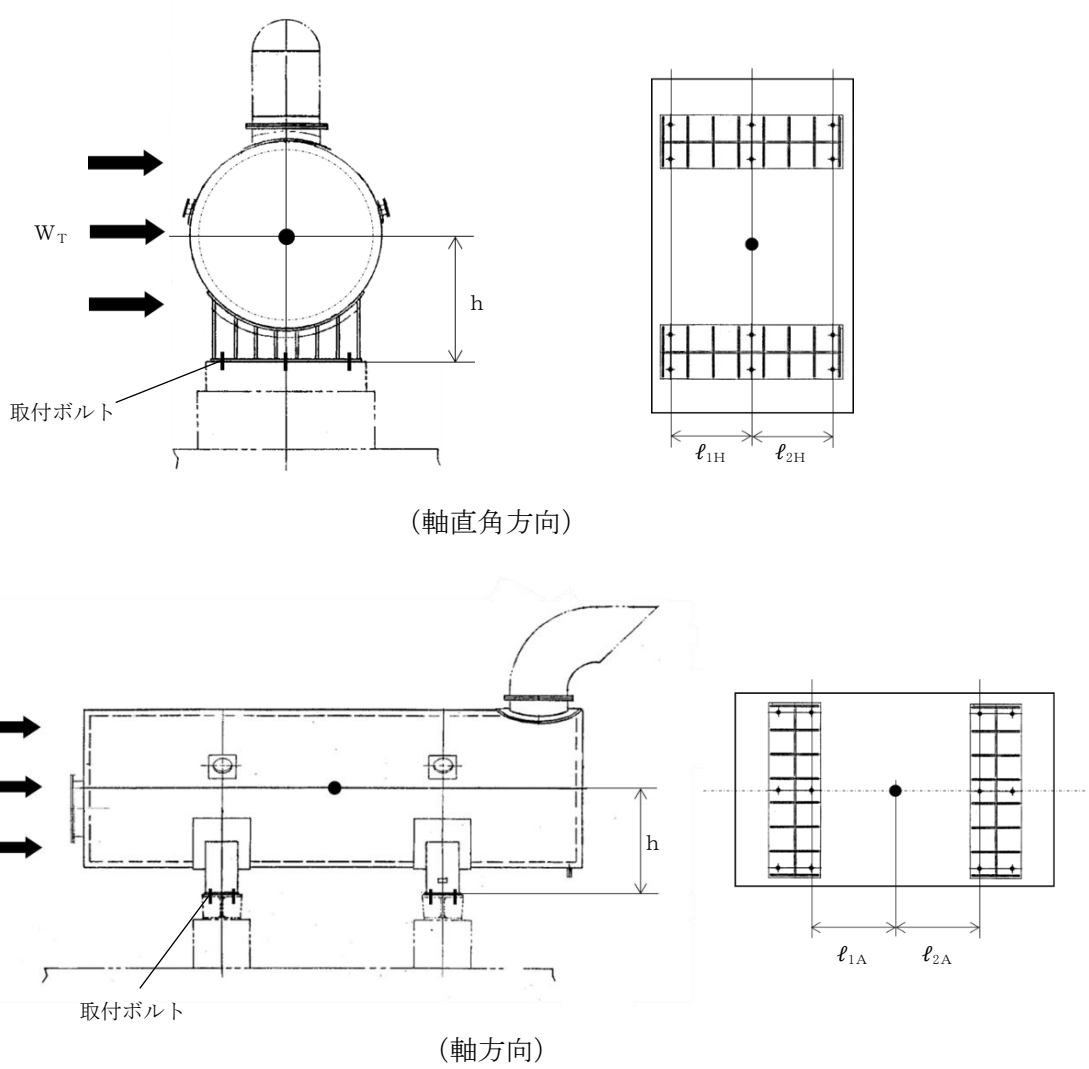


図 3－2　非常用ディーゼル発電設備排気消音器の評価モデル図

(2) 計算方法

a. 引張応力

取付ボルトに対する引張力は最も厳しい条件として，図 3－2 で取付ボルトを支点とする転倒を考え，これを片側の取付ボルトで受けるものとして計算する。なお，自重によるモーメントは風荷重に対し抗力となるため除外し，保守的な評価とする（$W_T = W_W$）。

(a) 軸直角方向

イ． 引張力

$$F_{bH} = \frac{W_T \cdot h}{\ell_{1H} + \ell_{2H}}$$

ロ．引張応力

$$\sigma_{bH} = \frac{F_{bH}}{n_{fH} \cdot A_b}$$

ここで，取付ボルトの軸断面積A_bは

$$A_b = \frac{\pi}{4} d$$

(b) 軸方向

イ．引張力

$$F_{bA} = \frac{W_T \cdot h}{\ell_{1A} + \ell_{2A}}$$

ロ．引張応力

$$\sigma_{bA} = \frac{F_{bA}}{n_{fA} \cdot A_b}$$

b. せん断応力

取付ボルトに対するせん断応力は，取付ボルト全本数で受けるものとして計算する。

(a) せん断力

$$Q_b = W_T$$

(b) せん断応力

$$\tau = \frac{Q_b}{N \cdot A_b}$$

4. 評価条件

「3. 強度評価方法」に用いる評価条件を表 4－1 に示す。

表 4－1 評価条件

V_D (m/s)	ρ (kg/m^3)	q (N/m^2)	g (m/s^2)	G (－)
92	1.226	5.18843×10^3	9.80665	1.0

l_{1H} (mm)	l_{2H} (mm)	l_{1A} (mm)	l_{2A} (mm)	A_H (m^2)	A_A (m^2)
900	900	2275	2275	23.91	6.493

C_H (－)	C_A (－)	h (mm)	m (kg)
1.2	2.4	1750	13500

d (mm)	N (－)	n_{fH} (－)	n_{fA} (－)	A_b (mm^2)
30	12	4	3	706.9

5. 強度評価結果

構造強度評価結果を表 5－1，表 5－2 に示す。

非常用ディーゼル発電設備排気消音器取付ボルトに発生する応力は許容応力以下である。

表 5－1　評価結果（軸直角方向）

評価対象部位	損傷モード	発生応力 (MPa)	許容応力 (MPa)
取付ボルト	引張	52	451
	せん断	18	347
	組合せ	52	451

表 5－2　評価結果（軸方向）

評価対象部位	損傷モード	発生応力 (MPa)	許容応力 (MPa)
取付ボルト	引張	14	451
	せん断	9	347
	組合せ	14	451

Ⅴ-3 別添 1-9-4　排気管及びミスト管の強度計算書

目　　次

1.　概要 …… 1
2.　基本方針 …… 1
2.1　位置 …… 1
2.2　構造概要 …… 2
2.3　評価方針 …… 4
2.4　適用規格 …… 5
3.　強度評価方法 …… 6
3.1　記号の定義 …… 6
3.2　評価対象部位 …… 7
3.3　荷重及び荷重の組合せ …… 8
3.4　許容限界 …… 10
3.5　評価方法 …… 11
4.　評価条件 …… 13
5.　強度評価結果 …… 15

1. 概要

本資料は，Ⅴ-3-別添 1-1「竜巻への配慮が必要な施設の強度計算の方針」に示すとおり，非常用ディーゼル発電設備排気管及びミスト管（燃料ディタンク，非常用ディーゼル発電設備機関本体，潤滑油給油タンク，燃料ドレンタンク）が竜巻時及び竜巻通過後においても，各配管の機能維持を考慮して，主要な構造部材が構造健全性を有することを確認するものである。

2. 基本方針

非常用ディーゼル発電設備排気管及びミスト管（燃料ディタンク，非常用ディーゼル発電設備機関本体，潤滑油給油タンク，燃料ドレンタンク）について，Ⅴ-3-別添 1-1「竜巻への配慮が必要な施設の強度計算の方針」の「3.2　機能維持の方針」に示す構造計画を踏まえ，非常用ディーゼル発電設備排気管及びミスト管（燃料ディタンク，非常用ディーゼル発電設備機関本体，潤滑油給油タンク，燃料ドレンタンク）の「2.1　位置」，「2.2　構造概要」，「2.3　評価方針」及び「2.4 適用規格」を示す。

2.1　位置

非常用ディーゼル発電設備排気管及びミスト管（燃料ディタンク，非常用ディーゼル発電設備機関本体，潤滑油給油タンク，燃料ドレンタンク）は，Ⅴ-3-別添 1-1「竜巻への配慮が必要な施設の強度計算の方針」の「3.2　機能維持の方針」に示すとおり，図 2－1 に示す位置に設置する。

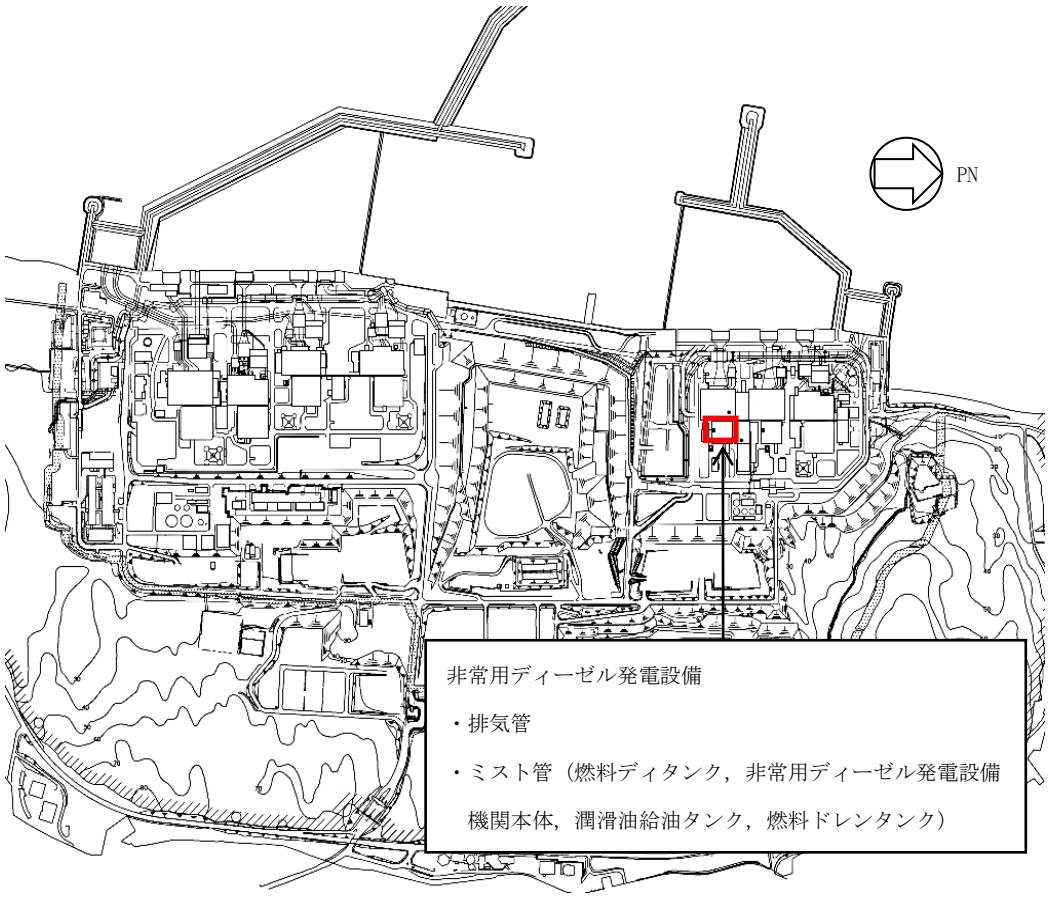


図 2－1　非常用ディーゼル発電設備排気管及びミスト管（燃料ディタンク，非常用ディーゼル発電設備機関本体，潤滑油給油タンク，燃料ドレンタンク）の位置図

2.2　構造概要

非常用ディーゼル発電設備排気管及びミスト管（燃料ディタンク，非常用ディーゼル発電設備機関本体，潤滑油給油タンク，燃料ドレンタンク）について，V-3-別添 1-1「竜巻への配慮が必要な施設の強度計算の方針」の「3.2　機能維持の方針」に示す構造計画を踏まえて，構造を設定する。

非常用ディーゼル発電設備排気管及びミスト管（燃料ディタンク，非常用ディーゼル発電設備機関本体，潤滑油給油タンク，燃料ドレンタンク）は鋼製の配管で構成される。非常用ディーゼル発電設備排気管及びミスト管（燃料ディタンク，非常用ディーゼル発電設備機関本体，潤滑油給油タンク，燃料ドレンタンク）は原子炉建屋屋上面に設置する設計とし，サポートによる支持構造物で建屋床面等に固定する構造とする。非常用ディーゼル発電設備排気管及びミスト管（燃料ディタンク，非常用ディーゼル発電設備機関本体，潤滑油給油タンク，燃料ドレンタンク）の概要図を図 2－2，図 2－3 に示す。

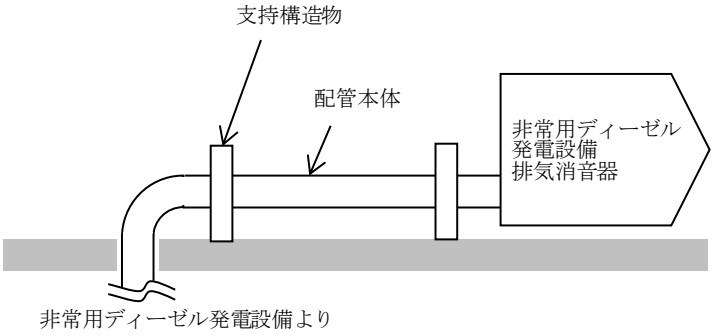


図 2－2　非常用ディーゼル発電設備排気管の概要図

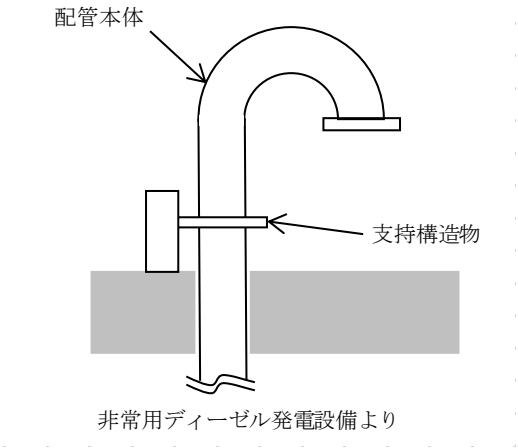


図 2－3　ミスト管（燃料ディタンク，非常用ディーゼル発電設備機関本体，
潤滑油給油タンク，燃料ドレンタンク）の概要図

2.3　評価方針

非常用ディーゼル発電設備排気管及びミスト管（燃料ディタンク，非常用ディーゼル発電設備機関本体，潤滑油給油タンク，燃料ドレンタンク）の強度評価は，Ⅴ-3-別添 1-1「竜巻への配慮が必要な施設の強度計算の方針」の「4.　荷重及び荷重の組合せ並びに許容限界」にて設定している荷重及び荷重の組合せ並びに許容限界を踏まえ，非常用ディーゼル発電設備排気管及びミスト管（燃料ディタンク，非常用ディーゼル発電設備機関本体，潤滑油給油タンク，燃料ドレンタンク）の評価対象部位に作用する応力等が許容限界に収まることを「3.　強度評価方法」に示す方法により，「4.　評価条件」に示す評価条件を用いて計算し，「5.　強度評価結果」にて確認する。

非常用ディーゼル発電設備排気管及びミスト管（燃料ディタンク，非常用ディーゼル発電設備機関本体，潤滑油給油タンク，燃料ドレンタンク）の構造強度評価フローを図 2－4 に示す。非常用ディーゼル発電設備排気管及びミスト管（燃料ディタンク，非常用ディーゼル発電設備機関本体，潤滑油給油タンク，燃料ドレンタンク）の構造強度評価においては，その構造を踏まえ，設計竜巻による荷重とこれに組み合わせる荷重（以下「設計荷重」という。）の作用方向及び伝達過程を考慮し，評価対象部位を選定する。

構造強度評価において，非常用ディーゼル発電設備排気管及びミスト管（燃料ディタンク，非常用ディーゼル発電設備機関本体，潤滑油給油タンク，燃料ドレンタンク）に対し，設計竜巻による荷重，常時作用する荷重（自重）及び運転時の状態で作用する荷重（内圧）により生じる応力が許容応力以下であることを確認する。構造強度評価では，Ⅴ-3-別添 1-1「竜巻への配慮が必要な施設の強度計算の方針」の「5.　強度評価方法」に示す評価式を用いる。非常用ディーゼル発電設備排気管及びミスト管（燃料ディタンク，非常用ディーゼル発電設備機関本体，潤滑油給油タンク，燃料ドレンタンク）の許容限界は，Ⅴ-3-別添 1-1「竜巻への配慮が必要な施設の強度計算の方針」の「4.2　許容限界」に示す許容限界である，「原子力発電所耐震設計技術指針　重要度分類・許容応力編　ＪＥＡＧ４６０１・補-1984」（日本電気協会），「原子力発電所耐震設計技術指針　ＪＥＡＧ４６０１-1987」（日本電気協会）及び「原子力発電所耐震設計技術指針　ＪＥＡＧ４６０１-1991 追補版」（日本電気協会）（以下「ＪＥＡＧ４６０１」という。）の許容応力状態ⅢＡＳとする。



図 2－4　非常用ディーゼル発電設備排気管及びミスト管（燃料ディタンク，非常用ディーゼル発電設備機関本体，潤滑油給油タンク，燃料ドレンタンク）の構造強度評価フロー

2.4　適用規格

適用する規格，基準等を以下に示す。

・「建築物荷重指針・同解説」（日本建築学会，2004 改定）

・「原子力発電所耐震設計技術指針　重要度分類・許容応力編　ＪＥＡＧ４６０１・補-1984」（日本電気協会）

・「原子力発電所耐震設計技術指針　ＪＥＡＧ４６０１-1987」（日本電気協会）

・「原子力発電所耐震設計技術指針　ＪＥＡＧ４６０１-1991 追補版」（日本電気協会）

・「発電用原子力設備規格　設計・建設規格　ＪＳＭＥ　Ｓ　ＮＣ1-2005/2007」（日本機械学会）（以下「ＪＳＭＥ」という。）

・U.S. NUCLEAR REGULATORY COMMISSION: REGULATORY GUIDE 1.76, DESIGN-BASIS TORNADO AND TORNADO MISSILESS FOR NUCLEAR POWER PLANTS, Revision1, March 2007

3. 強度評価方法

3.1 記号の定義

非常用ディーゼル発電設備排気管及びミスト管（燃料ディタンク，非常用ディーゼル発電設備機関本体，潤滑油給油タンク，燃料ドレンタンク）の構造強度評価に用いる記号を表3－1に示す。

表3－1 強度評価に用いる記号

記号	単位	定義
A	m^2/m	単位長さ当たりの受圧面積（風向に垂直な面に投影した面積）
C	－	建築物荷重指針・同解説により規定される風力係数
D	mm	管外径
G	－	ガスト影響係数
g	m/s^2	重力加速度
L	m	支持間隔
M	N･m	風により作用する曲げモーメント
m	kg/m	単位長さ当たりの質量
P	MPa	内圧
q	N/m^2	設計用速度圧
S_y	MPa	ＪＳＭＥ付録材料図表 Part5 の表にて規定される設計降伏点
t	mm	板厚
V_D	m/s	設計竜巻の最大風速
W_W	N/m	単位長さ当たりの風圧力による荷重
w	N/m	単位長さ当たりの自重による荷重
Z	m^3	断面係数
π	―	円周率
ρ	kg/m^3	空気密度
σ	MPa	配管に生じる応力
σ_{WW}	MPa	風圧力により生じる応力
$\sigma_{自重}$	MPa	自重により生じる応力
$\sigma_{内圧}$	MPa	内圧により生じる応力

3.2　評価対象部位

非常用ディーゼル発電設備排気管及びミスト管（燃料ディタンク，非常用ディーゼル発電設備機関本体，潤滑油給油タンク，燃料ドレンタンク）の評価対象部位は，Ⅴ-3-別添 1-1「竜巻への配慮が必要な施設の強度計算の方針」の「4.2　許容限界」にて示している評価対象部位に従って，「2.2　構造概要」にて設定している構造に基づき，設計荷重の作用方向及び伝達過程を考慮し設定する。

設計竜巻による風荷重は，配管本体及びサポート（配管支持構造物）に作用する。サポート（配管支持構造物）については，建屋内外に関わらず地震に対して耐荷重設計がなされており，配管本体に竜巻の風荷重が作用した場合でも，作用荷重は耐荷重以下であるため，竜巻による荷重に対するサポートの設計は耐震設計に包絡される。

このことから，配管本体を評価対象部位として選定する。

非常用ディーゼル発電設備排気管及びミスト管（燃料ディタンク，非常用ディーゼル発電設備機関本体，潤滑油給油タンク，燃料ドレンタンク）の構造強度評価における評価対象部位を図 3－1 から図 3－3 に示す。

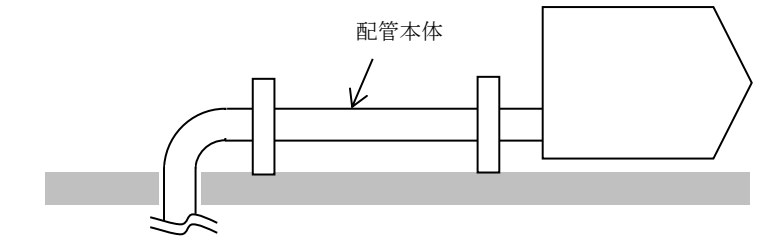


図 3－1　非常用ディーゼル発電設備排気管の評価対象部位

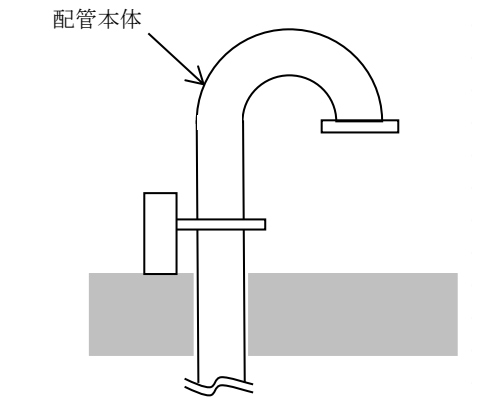


図 3－2　ミスト管（燃料ディタンク，非常用ディーゼル発電設備機関本体，潤滑油給油タンク，燃料ドレンタンク）の評価対象部位

3.3　荷重及び荷重の組合せ

強度評価に用いる荷重及び荷重の組合せは，Ⅴ-3-別添 1-1「竜巻への配慮が必要な施設の強度計算の方針」の「4.1　荷重及び荷重の組合せ」にて示している荷重及び荷重の組合せを用いる。

(1)　荷重の設定

構造強度評価に用いる荷重を以下に示す。

a.　常時作用する荷重

常時作用する荷重として，持続的に生じる荷重である自重を考慮する。

単位長さ当たりの自重による荷重は以下のとおり計算する。

$w = m \cdot g$

b.　設計竜巻による荷重

風圧力による荷重及び常時作用する荷重を考慮する。非常用ディーゼル発電設備排気管及びミスト管（燃料ディタンク，非常用ディーゼル発電設備機関本体，潤滑油補給タンク，燃料ドレンタンク）には，運転時に内圧が作用するため，運転時の状態で作用する荷重も考慮する。非常用ディーゼル発電設備排気管及びミスト管（燃料ディタンク，非常用ディーゼル発電設備機関本体，潤滑油補給タンク，燃料ドレンタンク）は，排気又は通気機能が健全であれば良く，仮に飛来物による衝撃荷重によって貫通しても，その貫通箇所又は本来の箇所から排気又は通気されるため，設計竜巻による荷重とこれに組み合わせる荷重に衝撃荷重は考慮しない。また，非常用ディーゼル発電設備排気管及びミスト管（燃料ディタンク，非常用ディーゼル発電設備機関本体，潤滑油補給タンク，燃料ドレンタンク）は屋外施設であり閉じた施設ではないため，気圧差による荷重を考慮しない。

(a)　風圧力による荷重（W_W）

風圧力による荷重W_WはⅤ-3-別添 1－1「竜巻への配慮が必要な施設の強度計算の方針」の「3.1(3)c.(a)　風圧力による荷重」に示す式に従い，算出する。

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

ここで，$q = \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot V_D^{\,2}$

c.　運転時の状態で作用する荷重

運転時の状態で作用する荷重としては，配管に作用する内圧を考慮する。

(2)　荷重の組合せ

強度評価に用いる荷重の組合せは，Ⅴ-3-別添 1－1「竜巻への配慮が必要な施設の強度計算の方針」の「4.1　荷重及び荷重の組合せ」にて設定している荷重の組合せを踏まえ，非常用ディーゼル発電設備排気管及びミスト管（燃料ディタンク，非常用ディーゼル発電設備機関本体，潤滑油給油タンク，燃料ドレンタンク）の評価対象部位ごとに設定する。

配管本体には，自重，風圧力による荷重及び内圧が作用する。

構造強度評価の荷重の組合せを表 3－2 に示す。

表 3－2　荷重の組合せ

施設分類	施設名称	評価対象部位	荷重
外部事象防護対象施設に波及的影響を及ぼす可能性がある施設	非常用ディーゼル発電設備排気管	配管本体	①自重 ②風圧力による荷重 ③内圧
	ミスト管（燃料ディタンク，非常用ディーゼル発電設備機関本体，潤滑油給油タンク，燃料ドレンタンク）	配管本体	①自重 ②風圧力による荷重 ③内圧

3.4　許容限界

非常用ディーゼル発電設備排気管及びミスト管（燃料ディタンク，非常用ディーゼル発電設備機関本体，潤滑油給油タンク，燃料ドレンタンク）の許容限界値は，Ⅴ-3-別添 1－1「竜巻への配慮が必要な施設の強度計算の方針」の「4.2　許容限界」にて設定している許容限界に従って，「3.2　評価対象部位」にて設定している評価対象部位ごとに，機能損傷モードを考慮し，ＪＥＡＧ４６０１に基づく許容応力状態ⅢＡＳの許容応力の許容荷重を用いる。

許容限界は，ＪＥＡＧ４６０１を準用し，「クラス２，３配管」の許容限界を適用し，許容応力状態ⅢＡＳから算出した許容応力を許容限界とする。ＪＥＡＧ４６０１に従い，ＪＳＭＥ付録材料図表 Part5 の表にて許容応力を計算する際は，評価対象部位の最高使用温度に応じた値をとるものとするが，温度がＪＳＭＥ付録材料図表記載の中間の値の場合は，比例法を用いて計算する。但し，ＪＳＭＥ付録材料図表 Part5 で比例法を用いる場合の端数処理は，小数点第 1 位以下を切り捨てた値を用いるものとする。

非常用ディーゼル発電設備排気管及びミスト管（燃料ディタンク，非常用ディーゼル発電設備機関本体，潤滑油給油タンク，燃料ドレンタンク）の配管本体の許容限界を表 3－3 に，許容応力を表 3－4 に示す。

表 3－3　排気管本体及びベント管本体の許容限界

許容応力状態	許容限界
	一次応力（膜＋曲げ）
ⅢＡＳ	S_y

表 3－4　配管の許容応力

評価対象配管	管外径 (mm)	材料	温度条件* (℃)	S_y (MPa)
非常用ディーゼル発電設備排気管	812.8	SM400B	520	111
燃料ディタンクミスト管	76.3	STPT410	45	242
	114.3	STPT410	45	242
非常用ディーゼル発電設備機関本体ミスト管	114.3	STPT410	85	224
	216.3	STPT410	85	224
潤滑油給油タンクミスト管	76.3	STPT410	45	242
	114.3	STPT410	45	242
燃料ドレンタンクミスト管	48.6	STPT410	45	242
	76.3	STPT410	45	242

注記＊：最高使用温度

3.5　評価方法

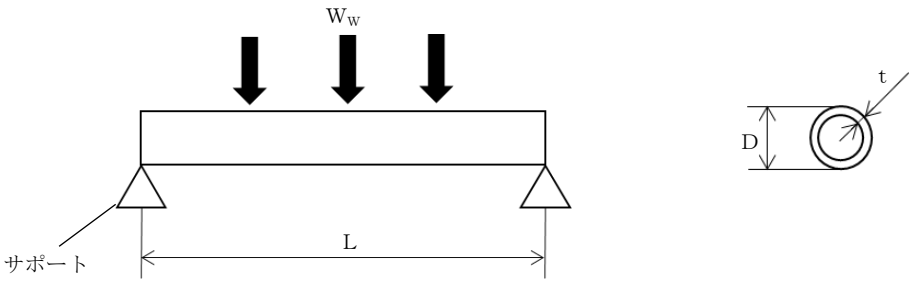
非常用ディーゼル発電設備排気管及びミスト管（燃料ディタンク，非常用ディーゼル発電設備機関本体，潤滑油給油タンク，燃料ドレンタンク）の構造強度評価は，V-3-別添 1－1「竜巻への配慮が必要な施設の強度計算の方針」の「5.　強度評価方法」にて設定している評価式を用いる。

(1)　計算モデル

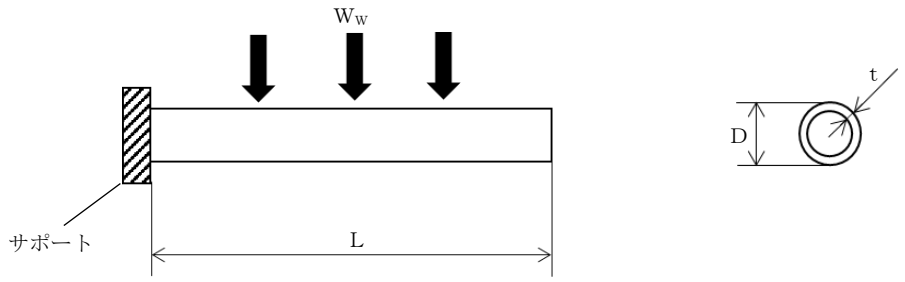
配管は一定距離ごとにサポートによって支えられているため，風圧力による一様な荷重を受ける場合は単純支持梁として評価を行う。評価に用いる支持間隔はサポートの支持間隔が最長となる箇所を用いる。

なお，非常用ディーゼル発電設備ミスト管（燃料ディタンク，非常用ディーゼル発電設備機関本体，潤滑油給油タンク，燃料ドレンタンク）は，配管端部が片持ち形状となっていることから，配管端部についても片持ち梁として評価を行う。

両端支持形状の配管モデル図及び片持ち形状の配管モデル図を図 3－3 に示す。



（両端支持形状）



（片持ち形状）

図 3－3　非常用ディーゼル発電設備排気管及びミスト管（燃料ディタンク，非常用ディーゼル発電設備機関本体，潤滑油給油タンク，燃料ドレンタンク）のモデル図

(2) 計算方法

a. 竜巻による応力計算

(a) 風圧力により生じる応力

風圧力による荷重が配管の支持スパンに等分布荷重として加わり，曲げ応力を発生させるものとして，以下の式により算定する。

（両端支持形状）

$$\sigma_{WW}=\frac{M}{Z}=\frac{W_W\cdot L^2}{8\cdot Z}$$

（片持ち形状）

$$\sigma_{WW}=\frac{M}{Z}=\frac{W_W\cdot L^2}{2\cdot Z}$$

ここで $Z=\frac{\pi}{32\cdot D}\left\{D^4-(D-2t)^4\right\}$

b. 組合せ応力

竜巻荷重と組み合わせる荷重として，配管に常時作用する自重及び運転時に作用する内圧を考慮する。自重により生じる曲げ応力及び内圧により生じる一次一般膜応力は，以下の式により算定する。

(a) 自重により生じる応力

・両端支持形状

$$\sigma_{自重}=\frac{M}{Z}=\frac{w\cdot L^2}{8\cdot Z}$$

・片持ち支持形状

$$\sigma_{自重}=\frac{M}{Z}=\frac{w\cdot L^2}{2\cdot Z}$$

$w=m\cdot g$

(b) 内圧により生じる応力

$$\sigma_{内圧}=\frac{P\cdot D}{4\cdot t}$$

したがって，自重及び風圧力による荷重により生じる曲げ応力及び内圧により生じる一次一般膜応力を足し合わせ，配管に生じる応力は以下の式により算出する。

$\sigma=\sigma_{自重}+\sigma_{内圧}+\sigma_{WW}$

4. 評価条件

「3. 強度評価方法」に用いる評価条件を表 4－1 から表 4－6 に示す。

表 4－1 評価条件

設計竜巻の最大風速 V_D (m/s)	空気密度 ρ (kg/m^3)	設計用速度圧 q (N/m^2)	重力加速度 g (m/s^2)	ガスト影響係数 G (-)	風力係数 C (-)
92	1.226	5188.43	9.80665	1.0	1.2

表 4－2 評価条件（非常用ディーゼル発電設備排気管）

管外径 D (mm)	形状	材料	支持間隔 L (m)	板厚 t (mm)	単位長さ当りの質量 m (kg/m)	単位長さ当りの受圧面積 A (m^2/m)	内圧 P (MPa)
812.8	両端支持	SM400B	5.6463	8.7	208.9	0.8128	0.101325

表 4－3 評価条件（燃料ディタンクミスト管）

管外径 D (mm)	形状	材料	支持間隔 L (m)	板厚 t (mm)	単位長さ当りの質量 m (kg/m)	単位長さ当りの受圧面積 A (m^2/m)	内圧 P (MPa)
76.3	片持ち	STPT410	1.0185	5.2	9.2	0.0763	0.101325
114.3	片持ち	STPT410	0.2065	6.0	16.1	0.1143	0.101325

表 4－4 評価条件（非常用ディーゼル発電設備機関本体ミスト管）

管外径 D (mm)	形状	材料	支持間隔 L (m)	板厚 t (mm)	単位長さ当りの質量 m (kg/m)	単位長さ当りの受圧面積 A (m^2/m)	内圧 P (MPa)
114.3	片持ち	STPT410	1.1366	6.0	16.1	0.1143	0.101325
216.3	片持ち	STPT410	0.2484	8.2	42.1	0.2163	0.101325

表 4－5　評価条件（潤滑油給油タンクミスト管）

管外径 D (mm)	形状	材料	支持間隔 L (m)	板厚 t (mm)	単位長さ 当りの 質量 m (kg/m)	単位長さ 当りの 受圧面積 A (m^2/m)	内圧 P (MPa)
76.3	片持ち	STPT410	1.0135	5.2	9.2	0.0763	0.101325
114.3	片持ち	STPT410	0.2065	6.0	16.1	0.1143	0.101325

表 4－6　評価条件（燃料ドレンタンクミスト管）

管外径 D (mm)	形状	材料	支持間隔 L (m)	板厚 t (mm)	単位長さ 当りの 質量 m (kg/m)	単位長さ 当りの 受圧面積 A (m^2/m)	内圧 P (MPa)
48.6	片持ち	STPT410	0.9668	5.1	5.5	0.0486	0.101325
76.3	片持ち	STPT410	0.1732	5.2	9.2	0.0763	0.101325

5. 強度評価結果

(1) 非常用ディーゼル発電設備排気管

構造強度評価結果を表 5－1 に示す。

非常用ディーゼル発電設備排気管に発生する応力は，許容応力以下である。

表 5－1 強度評価結果

管外径 D (mm)	形状	材料	σ (MPa)	許容応力 (MPa)
812.8	両端支持	SM400B	9	111

(2) 燃料ディタンクミスト管

竜巻発生時の強度評価結果を表 5－2 に示す。

燃料ディタンクミスト管に発生する応力は，許容応力以下である。

表 5－2 強度評価結果

管外径 D (mm)	形状	材料	σ (MPa)	許容応力 (MPa)
76.3	片持ち	STPT410	26	242
114.3				

(3) 非常用ディーゼル発電設備機関本体ミスト管

竜巻発生時の強度評価結果を表 5－3 に示す。

非常用ディーゼル発電設備機関本体ミスト管に発生する応力は，許容応力以下である。

表 5－3 強度評価結果

管外径 D (mm)	形状	材料	σ (MPa)	許容応力 (MPa)
114.3	片持ち	STPT410	22	224
216.3				

(4)　潤滑油給油タンクミスト管

竜巻発生時の強度評価結果を表 5－4 に示す。

潤滑油給油タンクミスト管に発生する応力は，許容応力以下である。

表 5－4　強度評価結果

管外径 D (mm)	形状	材料	σ (MPa)	許容応力 (MPa)
76.3	片持ち	STPT410	26	242
114.3				

(5)　燃料ドレンタンクミスト管

竜巻発生時の強度評価結果を表 5－5 に示す。

燃料ドレンタンクミスト管に発生する応力は，許容応力以下である。

表 5－5　強度評価結果

管外径 D (mm)	形状	材料	σ (MPa)	許容応力 (MPa)
48.6	片持ち	STPT410	40	242
76.3				

Ⅴ-3-別添 1-10　固縛装置の強度計算書

目　　次

1.　概要 ····· 1
2.　基本方針 ····· 1
2.1　位置 ····· 2
2.2　全体の構造概要 ····· 3
2.3　構成要素の構造概要 ····· 5
2.4　評価方針 ····· 8
2.5　適用規格 ····· 9
3.　強度評価方法 ····· 10
3.1　可搬車両型固縛対象設備の固縛装置 ····· 10
3.1.1　記号の定義 ····· 10
3.1.2　評価対象部位 ····· 14
3.1.3　荷重及び荷重の組合せ ····· 16
3.1.4　許容限界 ····· 19
3.1.5　評価方法 ····· 20
3.2　常設車両型固縛対象設備の固縛装置 ····· 29
3.2.1　記号の定義 ····· 29
3.2.2　評価対象部位 ····· 33
3.2.3　荷重及び荷重の組合せ ····· 35
3.2.4　許容限界 ····· 38
3.2.5　評価方法 ····· 39
4.　評価条件 ····· 50
4.1　タンクローリの評価条件 ····· 50
4.2　第一ガスタービン発電機車の評価条件 ····· 53
5.　評価結果 ····· 57
5.1　タンクローリの評価結果 ····· 57
5.2　第一ガスタービン発電機車の評価結果 ····· 59

1. 概要

本資料は，Ⅴ-3-別添 1-3「屋外重大事故等対処設備の固縛装置の強度計算の方針」に示すとおり，固縛装置が必要となる屋外の重大事故等対処設備（以下「固縛対象設備」という。）の固縛装置について，竜巻襲来時における設計竜巻による荷重とこれを組み合わせる荷重（以下「設計荷重」という。）が固縛対象設備に作用した場合であっても，固縛装置が固縛状態を維持するために必要な構造強度を有するように，固縛構成要素等に作用する荷重が許容限界以下であることを確認するものである。

2. 基本方針

(1) 固縛装置

固縛対象設備に設置する固縛装置は，Ⅴ-3-別添 1-3「屋外重大事故等対処設備の固縛装置の強度計算の方針」の「3. 設計方針」に示すとおり，固縛対象設備の構造によって連結材のたるみの設定と取扱いに違いはあるが，固縛装置の構成要素の組合せは，表 2－1 に示すものとなる。

当該固縛装置に対して，強度評価を行い，固縛状態を維持するため必要な構造強度を有していることを確認する。

なお，固縛対象設備の設置される固縛装置の強度評価の結果，許容限界に対する裕度が最も低い固縛装置は，固縛対象設備の固縛装置の構成毎に「タンクローリ」及び「第一ガスタービン発電機車」に設置する固縛装置であり，本資料においては，当該固縛装置の評価結果を示す。

表 2－1 固縛装置の構成

固縛対象設備	連結材	固定材	対象の固縛対象設備数
可搬車両型 ①タンクローリ(4kL)（6,7 号機共用）*1 ②可搬型代替注水ポンプ（A-2 級）（6,7 号機共用）*2	・高強度繊維ロープ（常時たるみあり，竜巻襲来時は固縛を巻き取り，たるみなし） ・シャックル	・固縛のたるみを巻き取る装置*4 ・基礎部（アンカーボルト）	① 2 ② 6
常設車両型 ・第一ガスタービン発電機車・制御車（6,7 号機共用）*3	・スリング（たるみなし） ・ターンバックル ・シャックル	・ターンリング ・横ずれ防止架台 ・車止め ・横ずれ防止架台及び車止めと据付金物を固定する据付ボルト	2

注記＊1 ：以下「タンクローリ」という。

＊2 ：以下「可搬型代替注水ポンプ」という。

＊3 ：以下「第一ガスタービン発電機車・制御車」という。

＊4 ：以下「たるみ巻取装置」という。

2.1　位置

屋外に設置する重大事故等対処設備は，V-1-1-3-3-3「竜巻防護に関する施設の設計方針」の「2.　設計の基本方針」及び「3.2　重大事故等対処設備」のとおり，位置的分散等を考慮した保管としており，固縛対象設備も同様であり，それぞれ屋外重大事故等対処設備保管場所に保管しており，これらの固縛装置も同じ場所に設置する。

固縛装置の設置位置図を図 2－1 に示す。

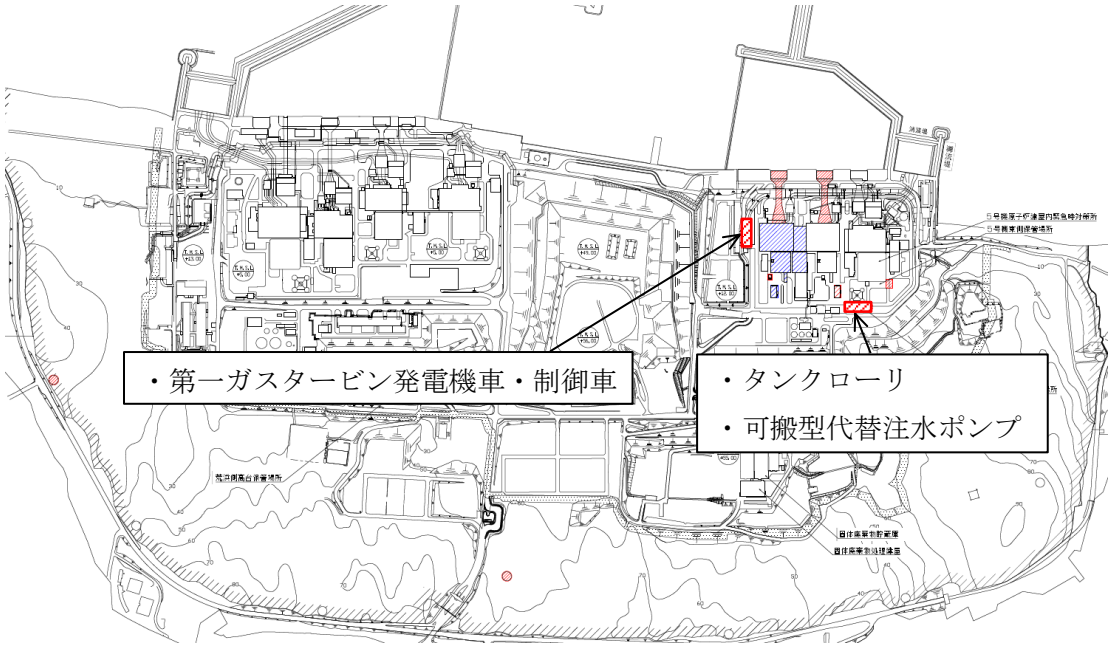


図 2－1　固縛装置の設置位置図

2.2　全体の構造概要

固縛対象設備の固縛装置の構造は，V-3-別添 1-3「固縛装置の強度計算の方針」の「2.2 固縛装置の構造」を踏まえて設定する。

固縛対象設備の固縛装置は，連結材及び固定材（基礎部含む）から構成される。

(1)　可搬車両型固縛対象設備の固縛装置全体の構造概要

固縛装置は，連結材（高強度繊維ロープ及びシャックル）を固定材であるたるみ巻取装置と接続し，固定材のアンカーボルト（基礎部）に固定する構造である。可搬車両型固縛対象設備は，車両に取り付けた連結材（メインロープ）をシャックルを介して連結材（サイドロープ）と接続し，連結材（サイドロープ）によって固定材に固定することで固縛する。可搬車両型固縛対象設備の固縛装置は，連結材（サイドロープ）に常時たるみを有する設計（たるみ長さは，加振試験結果による最大変位量（1351mm）以上）とし，竜巻襲来のおそれがある場合に固縛のたるみを巻き取ることで拘束する設計とする。タンクローリに設置する固縛装置の概要を図 2－2 に示す。

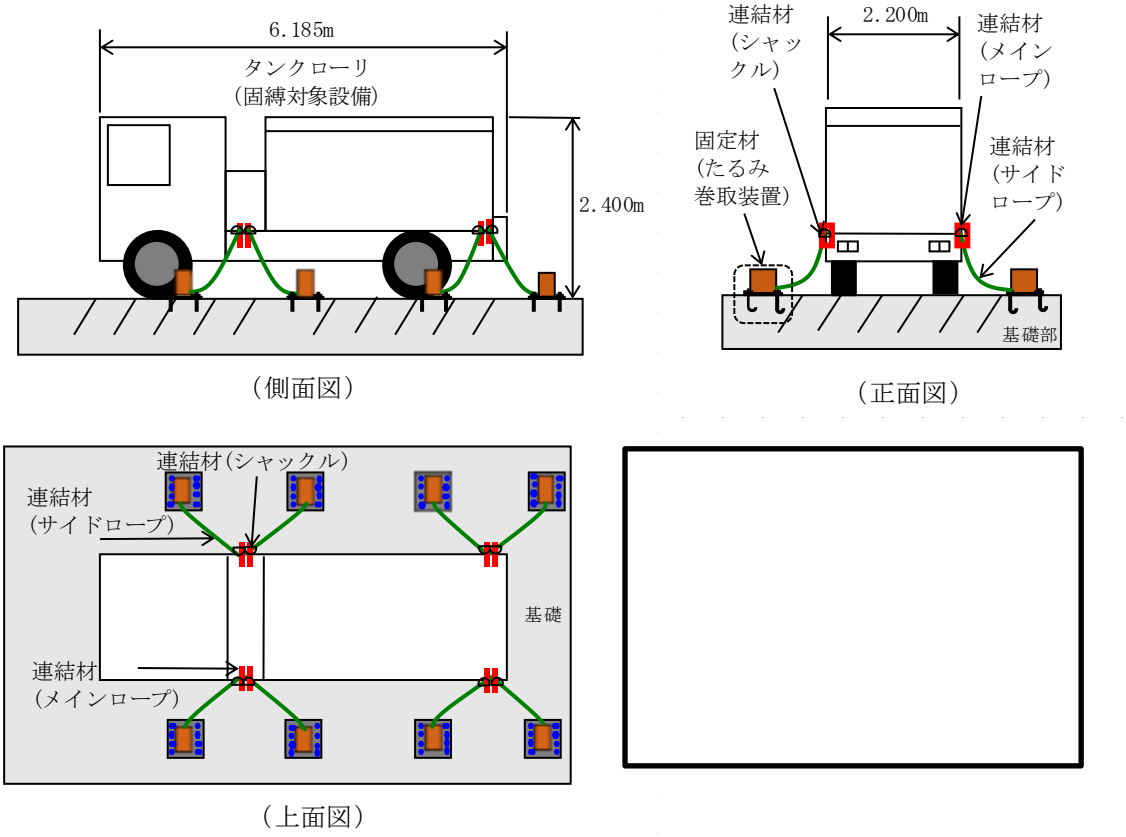


図 2－2　タンクローリの固縛装置の概要図

(2)　常設車両型固縛対象設備の固縛装置全体の構造概要

固縛装置は，連結材（スリング，ターンバックル及びシャックル），固定材（ターンリング，横ずれ防止架台，車止め及び据付ボルト）にて固定する構造である。常設車両型固縛対象設備の固縛装置は，固縛装置の連結材及び固定材を用いて，連結材にたるみを設けずに固縛する設計とする。第一ガスタービン発電機車に設ける固縛装置の概要を図 2－3 に示す。

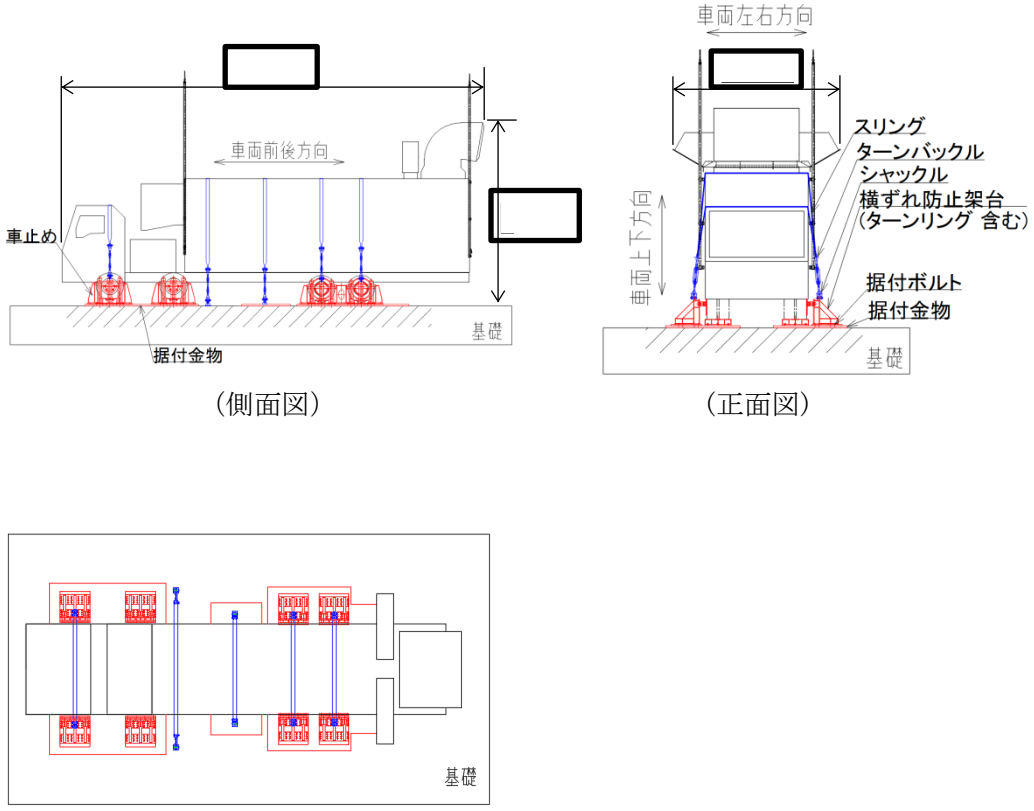


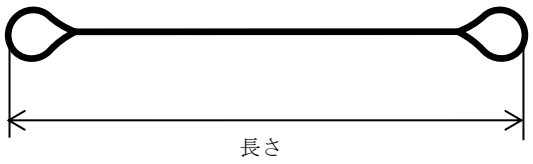
図 2－3　第一ガスタービン発電機車の固縛装置の概要図

2.3　構成要素の構造概要

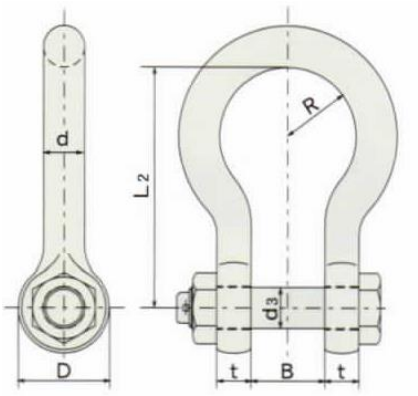
(1)　可搬車両型固縛対象設備の固縛装置

固縛対象設備の固縛装置（タンクローリ及び可搬型代替注水ポンプ）の構成要素は，連結材（高強度繊維ロープ及びシャックル）及び固定材（たるみ巻取装置及びアンカーボルト（基礎部））であり，固縛対象設備に作用する荷重が連結材から固定材へ伝達し，支持する構造となる。

連結材（高強度繊維ロープ及びシャックル）の概要図を図 2－4 に，固定材（たるみ巻取装置及びアンカーボルト）の概要図を図 2－5 に示す。



（高強度繊維ロープ）



（シャックル）

図 2－4　連結材（高強度繊維ロープ及びシャックル）の概要図



（たるみ巻取装置）



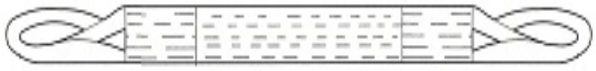
（アンカーボルト）

図 2－5　固定材（たるみ巻取装置及びアンカーボルト）の概要図

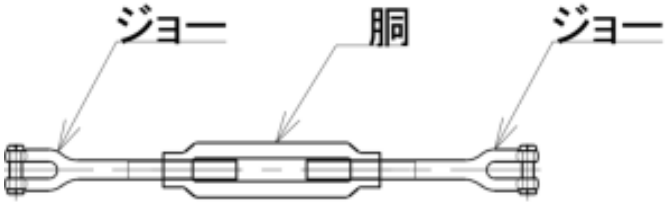
(2)　固縛装置（第一ガスタービン発電機車・制御車）

固縛対象設備の固縛装置（第一ガスタービン発電機車・制御車）の構成要素は，連結材（スリング，ターンバックル及びシャックル）及び固定材（ターンリング，横ずれ防止架台，車止め及び据付ボルト）であり，固縛対象設備に作用する荷重が連結材から固定材へ又は直接固定材へ伝達し，支持する構造となる。

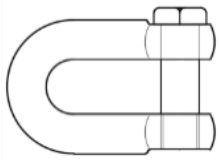
連結材（スリング，ターンバックル及びシャックル）の概要図を図 2－6 に，固定材（ターンリング 及び 横ずれ防止架台及び車止めと据付金物を固定する据付ボルト）の概要図を図 2－7 に示す。



（スリング）

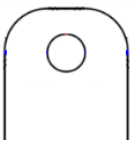


（ターンバックル）

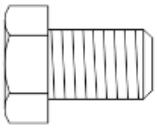


（シャックル）

図 2－6　連結材（スリング，ターンバックル及びシャックル）の概要図



（ターンリング）



（横ずれ防止架台及び車止めを据付金物に固定する据付ボルト）

図 2－7　固定材（ターンリング 及び
横ずれ防止架台及び車止めを据付金物に固定する据付ボルト）の概要図

2.4　評価方針

固縛装置の強度評価は，設計荷重が固縛装置に作用することにより評価対象部位に生じる荷重，応力等が，V-3-別添 1-3「固縛装置の強度計算の方針」の「5.　許容限界」に収まることを「3.　強度評価方法」に示す方法により，「4.　評価条件」に示す評価条件を用いて計算し，「5.　評価結果」にて確認する。

固縛装置の強度評価において，その構造を踏まえ，V-3-別添 1-3「固縛装置の強度計算の方針」の「2.3　荷重及び荷重の組合せ」に示す設計荷重の作用方向及び伝達過程を考慮し，評価対象部位を選定する。

(1)　強度評価方針

固縛装置の強度評価フローを図 2－8 に示す。

固縛装置の強度評価においては，その構造を踏まえ，設計竜巻の風圧力による荷重が固縛対象設備に作用した場合に，固縛装置を構成している連結材及び固定材（基礎部含む）に対して選定した評価対象部位に作用する荷重等が「3.1.4　許容限界」にて示すそれぞれの許容限界以下であることを確認する。

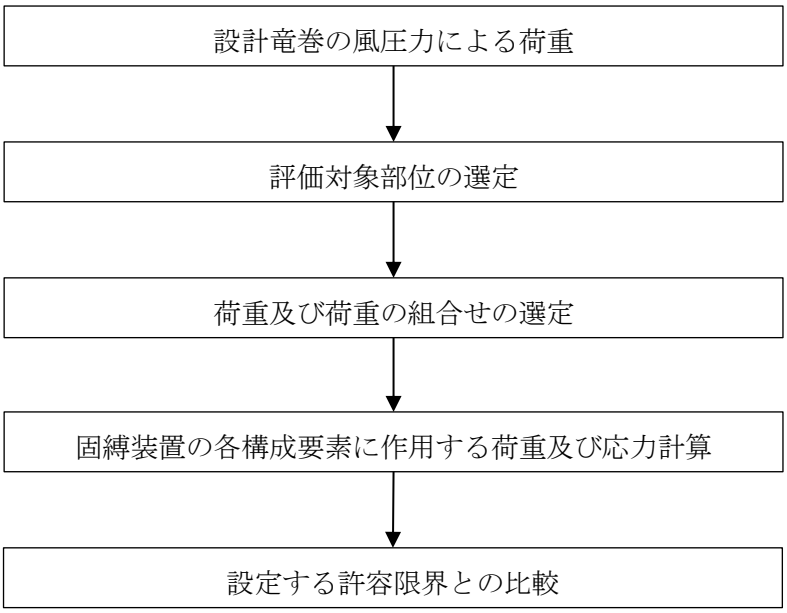


図 2－8　固縛装置の強度評価フロー

2.5 適用規格

適用する規格，基準等を以下に示す。

・日本工業規格（ＪＩＳ）
・建築基準法及び同施行令
・「建築物荷重指針・同解説」（日本建築学会，2004 改定）
・「各種合成構造設計指針・同解説」（日本建築学会，2010 改定）
・「原子力発電所耐震設計技術指針　重要度分類・許容応力編　ＪＥＡＧ４６０１・補-1984」日本電気協会
・「原子力発電所耐震設計技術指針　ＪＥＡＧ４６０１-1987」日本電気協会
・「原子力発電所耐震設計技術指針　ＪＥＡＧ４６０１-1991 追補版」日本電気協会
・「発電用原子力設備規格　設計・建設規格　ＪＳＭＥ　Ｓ　ＮＣ1-2005/2007」日本機械学会
・原子力発電所の竜巻影響評価ガイド
・U.S. NUCLEAR REGULATORY COMMISSION: REGULATORY GUIDE 1.76, DESIGN-BASIS TORNADO AND TORNADO MISSILESS FOR NUCLEAR POWER PLANTS, Revision1, March 2007

3.　強度評価方法

3.1　可搬車両型固縛対象設備の固縛装置

3.1.1　記号の定義

(1)　強度評価の記号の定義

固縛対象設備に作用する荷重の評価に用いる記号を表 3－1，連結材の強度評価に用いる記号を表 3－2，固定材の強度評価に用いる記号を表 3－3 に示す。

表 3－1　固縛対象設備に作用する荷重の算出に用いる記号

記号	単位	定義
V_D	m/s	設計竜巻の最大風速
C_{Di}（i=1,2,3）	—	固縛対象設備の形状に応じた抗力係数
A_i（i=1,2,3）	m^2	固縛対象設備の各面の見付面積
W	m	固縛対象設備の幅
L	m	固縛対象設備の長さ
H	m	固縛対象設備の高さ
m	kg	固縛対象設備の質量
g	m/s^2	重力加速度（g＝9.80665）
ρ	kg/m^3	空気密度
q	N/m^2	設計用速度圧
G	—	ガスト影響係数
C	—	風力係数
A	m^2	固縛対象設備の最大見付面積（風向に依存）
N	箇所	固縛装置の設置箇所数
F_d	kN	固縛対象設備の自重
$F_{L,m}$	kN	固縛対象設備に作用する保守的に設定した揚力
P_V	kN	固縛対象設備に作用する浮き上がり荷重
P_H	kN	固縛対象設備に作用する横滑り荷重

表 3－2　連結材の強度評価に用いる記号

記号	単位	定義
P_V	kN	固縛対象設備に作用する浮上り荷重
P_{Hx}	kN	固縛対象設備に作用する横滑り荷重 （風向が車両正面・x 軸方向の場合）
P_{Hy}	kN	固縛対象設備に作用する横滑り荷重 （風向が車両側面・y 軸方向の場合）
ϕ_{rope}	mm	高強度繊維ロープの呼称太さ
θ_{rope_z}	°	固縛対象設備の連結材取付け部と固定材（たるみ巻取装置）のなす角度
θ_{rope_xy}	°	固縛対象設備の連結材取付け部と固定材（たるみ巻取装置）のなす角度（x y 平面）
N_{unit}	個	評価上考慮する固定材（たるみ巻取装置）の総数
N_{unit_x}	個	評価上考慮する固定材（たるみ巻取装置）の個数（風向が車両正面・x 軸方向の場合）
N_{unit_y}	個	評価上考慮する固定材（たるみ巻取装置）の個数（風向が車両側面・y 軸方向の場合）
N_{rope}	本	固定材（たるみ巻取装置）1 箇所あたりの高強度繊維ロープの本数
p_{rope}	kN	高強度繊維ロープ 1 本当たりの検討荷重
p_{rope_1}	kN	高強度繊維ロープ 1 本当たりの検討荷重（風向が車両正面・x 軸方向の場合）
p_{rope_2}	kN	高強度繊維ロープ 1 本当たりの検討荷重（風向が車両側面・y 軸方向の場合）
P_{rope}	kN	高強度繊維ロープの使用荷重
N_S	個	連結材 1 組当たりのシャックルの個数
p_S	kN	シャックル 1 本当たりの検討荷重
P_M	kN	高強度繊維ロープの許容荷重
P_S	kN	シャックルの許容荷重

表 3－3　固定材の強度評価に用いる記号（1/2）

記号	単位	定義
p_{rope}	kN	高強度繊維ロープ１本当たりの検討荷重
$A_{\ell s}$	mm^2	アンカーボルトの断面積
$\ell_{\ell s_x}$	mm	アンカーボルト頭部から想定するたるみ巻取装置の荷重作用点までの長さ（x 軸方向）
$\ell_{\ell s_y}$	mm	アンカーボルト頭部から想定するたるみ巻取装置の荷重作用点までの長さ（y 軸方向）
$\ell_{\ell s_z}$	mm	アンカーボルト頭部から想定するたるみ巻取装置の荷重作用点までの長さ（z 軸方向）
$N_{\ell s}$	本	評価範囲のアンカーボルト全本数
$n_{\ell s_x}$	本	x 軸方向の荷重によって引抜きを受けるアンカーボルトの本数
$n_{\ell s_y}$	本	y 軸方向の荷重によって引抜きを受けるアンカーボルトの本数
$p_{\ell s}$	kN	アンカーボルト 1 本当たりの引張荷重
$q_{\ell s}$	kN	アンカーボルト 1 本当たりのせん断荷重
$\sigma_{\ell s}$	N/mm^2	アンカーボルト 1 本当たりの引張応力
$\tau_{\ell s}$	N/mm^2	アンカーボルト 1 本当たりのせん断応力
F	N/mm^2	設計基準強度
$1.5 \cdot f_t^*$	N/mm^2	アンカーボルトの許容引張応力
$1.5 \cdot f_s^*$	N/mm^2	アンカーボルトの許容せん断応力
f_{ts}	N/mm^2	アンカーボルトの許容組合せ応力

表 3－3　固定材の強度評価に用いる記号（2/2）

記号	単位	定義
A_{AC}	mm^2	アンカーボルトの断面積
A_c	mm^2	コンクリートのコーン状破壊面の有効投影面積
A_c'	mm^2	コンクリートのコーン状破壊面の有効投影面積（ヘリ側）
A_0	mm^2	支圧面積
K_1	－	コーン状破壊する場合の引張耐力の低減係数
K_2	－	支圧破壊する場合の引張耐力の低減係数
K_3	－	複合破壊の場合のせん断耐力の低減係数
K_4	－	ヘリ側コンクリート破壊の場合のせん断耐力の低減係数
F_c	N/mm^2	コンクリートの設計基準強度
E_c	N/mm^2	コンクリートのヤング係数
α	－	支圧面積と有効投影面積から定まる係数 （$\alpha=\sqrt{A_c/A_0}$ ，10 を超える場合は 10）
pa	kN	アンカーボルト 1 本当たりのコンクリート部の短期許容引張荷重
pa_1	kN	コンクリート躯体がコーン状破壊する場合のアンカーボルト 1 本当たりの許容引張荷重
pa_2	kN	アンカーボルト固定部に接するコンクリート部が支圧破壊する場合のアンカーボルト 1 本当たりの許容引張荷重
qa	kN	アンカーボルト 1 本当たりの短期許容せん断荷重
qa_1	kN	アンカーボルトとアンカーボルト周辺のコンクリートが圧壊して破壊（複合破壊）する場合のアンカーボルト 1 本当りの許容せん断荷重
qa_2	kN	ヘリ側コンクリートが破壊する場合のアンカーボルト 1 本当りの許容せん断荷重

3.1.2　評価対象部位

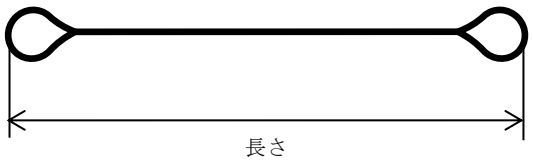
固縛装置の評価対象部位は，「2.3　構成要素の構造概要」にて設定している構造に基づき，V-3-別添 1-3「固縛装置の強度計算の方針」の「2.3　荷重及び荷重の組合せ」に示す設計竜巻の風圧力の作用方向及び伝達過程を考慮し設定する。

(1)　連結材

a.　連結材本体（高強度繊維ロープ）

連結材に作用する荷重を，メーカ提示値の規格引張強度と比較するため，評価対象部位は図 3－1 に示す高強度繊維ロープ本体とする。

高強度繊維ロープ（φ22）を評価対象部位として選定する。

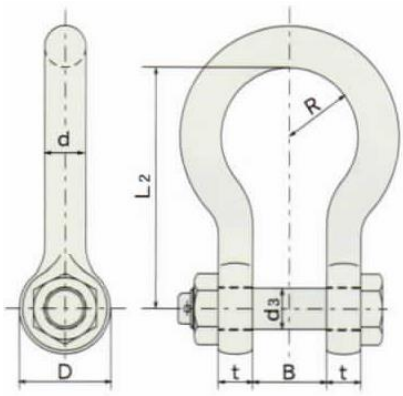


（高強度繊維ロープ φ22mm）

図 3－1　連結材（高強度繊維ロープ）の評価対象部位

b.　シャックル

シャックルの評価対象部位を図 3－2 に示すシャックル本体とする。



（等級 V BB26 10t，

t：26mm，d：30mm，B：41mm，R：37.5mm，D：66mm，d3：32mm，L2：135mm）

図 3－2　連結材（シャックル）の評価対象部位

(2) 固定材

a. たるみ巻取装置

たるみ巻取装置については，鉄鋼材料からなる剛性を有する部材で構成されることを前提として評価対象外とし，たるみ巻取装置を固定するアンカーボルトを評価対象とする。

b. アンカーボルト

埋込式のアンカーボルトにより構成されるため，評価対象部位として設定する。アンカーボルトの評価対象部位を図 3－3 に示す。

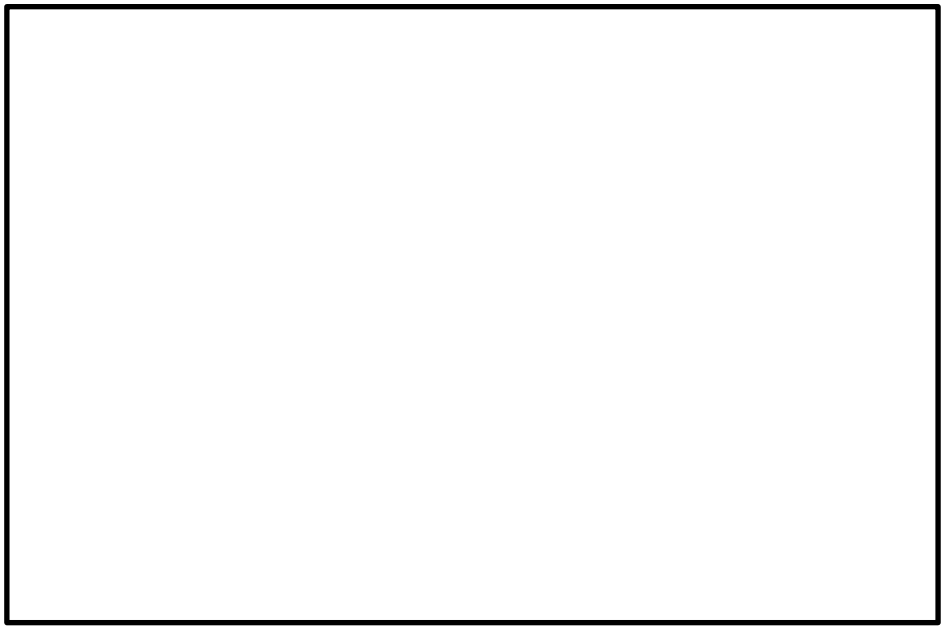


図 3－3　アンカーボルトの評価対象部位

3.1.3　荷重及び荷重の組合せ

強度評価に用いる荷重及び荷重の組合せは，Ⅴ-3-別添 1-3「固縛装置の強度計算の方針」の「2.3　荷重及び荷重の組合せ」にて示している荷重及び荷重の組合せを用いる。

(1)　荷重の設定

強度評価に用いる荷重は，以下の荷重を用いる。

a.　常時作用する荷重（F_d）

常時作用する荷重は，持続的に生じる荷重であり，自重とする。

b.　風圧力による荷重（W_W）

風圧力による荷重は，固縛対象設備に発生し，連結材（サイドロープ及びシャックル），固定材（たるみ巻取装置及び基礎部（アンカーボルト））に作用する。

Ⅴ-3-別添 1-3「固縛装置の強度計算の方針」の「2.3.1(1)　荷重の種類」に示すように，竜巻による最大風速は，一般的には水平方向の風速として設定され，これにより固縛対象設備は横滑りを生じるような力を受けるが，鉛直方向に対しても，風圧力により固縛対象設備に揚力が発生し，浮き上がりが生じるような力を受けるため，鉛直方向の荷重についても考慮した設計とする。

(a)　竜巻の風圧力による荷重

Ⅴ-3-別添 1-3「屋外重大事故等対処設備の固縛装置の強度計算の方針」の「2.3 荷重及び荷重の組合せ」に基づき，荷重を選定する。

イ．　浮き上がり荷重

固縛対象設備の浮き上がり時に発生する荷重P_Vは，設計竜巻により当該固縛対象設備に発生する鉛直力とする。

浮き上がり荷重は，固縛対象設備の形状による空力パラメータを用いて算出される揚力が自重を上回る（＝空力パラメータから算出される揚力－自重＞0）場合に上向きの力として固縛対象設備に作用する。

固縛対象設備に作用する揚力は，揚力係数の代わりに保守的な設定となる抗力係数を用いることにより保守的に設定された揚力$F_{L,m}$を用い，空力パラメータC_DA/mを用いた式に展開し，浮き上がり荷重P_Vは次に示す式により算出する。

$$P_V = F_{L,m} - F_d = \frac{1}{2}\rho \cdot V_D^{\,2} \cdot C_DA - m \cdot g$$

$$= m\left(\frac{1}{2}\rho \cdot V_D^{\,2} \cdot \frac{C_DA}{m} - g\right)$$

なお，空力パラメータの算出等については「東京工芸大学，平成 21～22 年度原子力安全基盤調査研究（平成 22 年度）竜巻による原子力施設への影響に関する調査研究，独立行政法人原子力安全基盤機構委託研究成果報告書，平成 23 年 2 月」に基づき，以下のC_DA/mとして算出する。

$$\frac{C_DA}{m}=\frac{1}{3}\cdot\frac{\left(C_{D1}A_1+C_{D2}A_2+C_{D3}A_3\right)}{m}$$

ロ．　横滑り荷重

横滑りに伴い発生する荷重P_Hは，当該固縛対象設備に設計竜巻の風圧力による荷重が作用するときの水平力とし，「建築基準法施行令」及び「日本建築学会建築物荷重指針・同解説」に準拠して，次に示すとおりW_Wとする。

$$P_H=W_W=q\cdot G\cdot C\cdot A$$

ただし

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

(2)　荷重の組合せ

Ⅴ-3-別添 1-3「固縛装置の強度計算の方針」の「2.3　荷重及び荷重の組合せ」に示す，常時作用荷重（F_d），風圧力による荷重（風荷重による浮き上がり荷重（P_V）及び横滑り荷重（P_H））を考慮する。

この荷重及び荷重の組合せを表 3－4 に示す。

表 3－4　固縛装置の荷重の組合せ

強度評価の対象施設	評価内容	荷重の組合せ
固縛装置 （連結材，固定材）	構造強度	$F_d+P_V+P_H$ （固縛対象設備に作用する荷重）

(3)　固縛対象設備に考慮する荷重の組合せ

「2.　基本方針」に記載したとおり，「3.1.3(1)　荷重の設定」，「3.1.3(2)　荷重の組合せ」に基づき評価した結果，最も裕度の低い固縛装置を有するタンクローリに対して考慮する荷重を選定し表 3－5 に示す。

表 3－5　タンクローリに考慮する荷重の組合せ

固縛対象設備	固縛装置の構成	荷重の組合せ
タンクローリ	高強度繊維ロープ シャックル ＋ たるみ巻取装置 ＋ アンカーボルト	$F_d + P_V + P_H$ （側面方向の 浮き上がり及び横滑り）

3.1.4　許容限界

可搬車両型固縛対象設備の固縛装置の許容限界は，Ⅴ-3-別添1-3「固縛装置の強度計算の方針」の「5.　許容限界」に示すとおり，「3.1.2　評価対象部位」にて設定している評価対象部位ごとに，評価内容に応じて設定する。評価においては，許容限界以下であることを確認する。

(1)　連結材

a.　連結材本体（高強度繊維ロープ）

固縛に必要となる連結材本体（高強度繊維ロープ）については，設計竜巻による荷重に対し，連結材の破断が生じない設計とする。

このため，当社がその妥当性を確認したメーカ提示値の規格引張強度を許容限界とする。

b.　シャックル

シャックルについては，設計竜巻による荷重に対し，シャックルの破断が生じない設計とする。

このため，当社がその妥当性を確認したメーカ提示の使用荷重及び安全係数によって，使用荷重に対し安全係数を考慮した値を許容限界とする。

(2)　固定材

固定材（アンカーボルト）については，設計竜巻による荷重に対し，アンカーボルトの破断が生じない設計とする。

このため，「原子力発電所耐震設計技術指針」（ＪＥＡＧ４６０１-1991 追補版）アンカー部コンクリートのⅣ$_{A}$Ｓに基づく，許容荷重を許容限界とする。

3.1.5　評価方法

(1)　連結材の評価方法

a.　連結材本体（高強度繊維ロープ）の評価方法

連結材本体に作用する荷重が，固縛装置の設置箇所数×連結材1組当たりの許容限界を超えないことを確認するため，連結材1組当たりに作用する荷重を，以降に示す浮き上がり及び横滑りの荷重状態に対して算定し，そのうち最も大きくなる状態での荷重を選定する。なお，評価は固縛装置の連結材が1箇所ない場合を考慮する。

設計竜巻の風荷重による揚力が固縛対象設備に作用して，固縛対象設備が浮き上がる場合には，両側に配置した固縛装置の連結材（サイドロープ）で抵抗することから荷重を算定する。設計竜巻による風荷重が固縛対象設備に作用して，固縛対象設備が横滑りする場合には，横滑りの方向により連結材（サイドロープ）に作用する荷重状態が異なるため，横滑り方向に対して，荷重を算定する。

浮き上がり時及び横滑り時の連結材本体（高強度繊維ロープ）の評価モデルの概要図を，図3－4（風向がx方向の場合）及び図3－5（風向がy方向の場合）に示す。

連結材本体の検討用荷重p_{rope}は，以下の式に基づき算定する。

$$p_{rope}=\max\left(p_{rope_1},\ p_{rope_2}\right)$$

ただし，

$$\begin{cases} p_{rope_1}=\left(\dfrac{P_{Hx}}{\sin\theta_{rope_xy}}\cdot\dfrac{1}{\cos\theta_{rope_z}}\right)\Big/\left(N_{unit_x}\cdot N_{rope}\right)+\left(\dfrac{P_V}{\sin\theta_{rope_z}}\right)\Big/\left(N_{unit}\cdot N_{rope}\right) \\ p_{rope_2}=\left(\dfrac{P_{Hy}}{\cos\theta_{rope_xy}}\cdot\dfrac{1}{\cos\theta_{rope_z}}\right)\Big/\left(N_{unit_y}\cdot N_{rope}\right)+\left(\dfrac{P_V}{\sin\theta_{rope_z}}\right)\Big/\left(N_{unit}\cdot N_{rope}\right) \end{cases}$$

なお，高強度繊維ロープを展張した状態で維持させるには，高強度繊維ロープに一定の荷重（初期張力）をかける必要がある。したがって，高強度繊維ロープが展張している場合には高強度繊維ロープの規格引張強度の5%の荷重が常時作用しているものとして評価する。

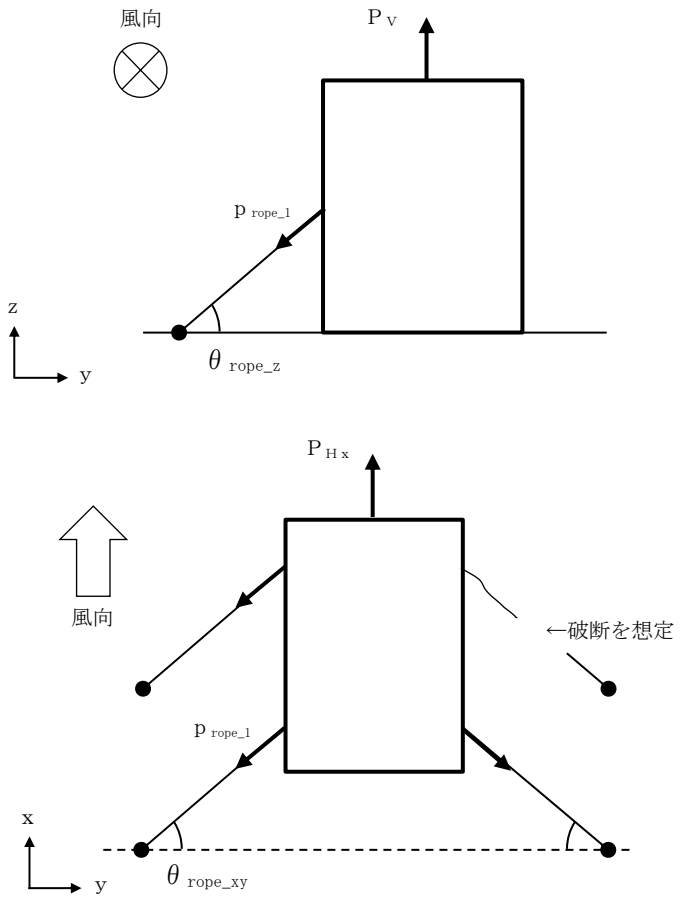


図 3－4　連結材本体（高強度繊維ロープ）の評価モデルの概要図
（風向が車両正面・ｘ軸方向の場合）

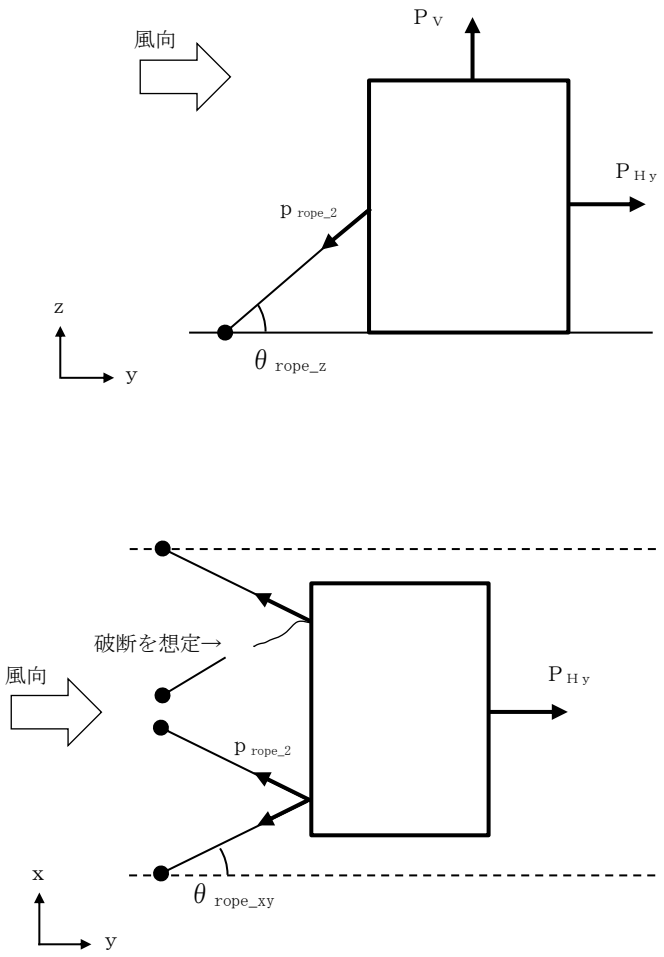


図 3－5　連結材本体（高強度繊維ロープ）の評価モデルの概要図
（風向が車両側面・ｙ軸方向の場合）

b.　シャックルの評価方法

シャックルに作用する荷重も連結材本体と同様に，固縛装置の設置箇所数×シャックル１本当たりの許容限界を超えないことを確認するため，シャックル１本当たりに作用する荷重を，浮き上がり及び横滑りの荷重状態に対して算定し，そのうち最も大きい荷重を選定する。

なお，シャックルは連結材（サイドロープ）と同一の作用線上に配置されることから，連結材（サイドロープ）の荷重を検討用荷重とする。

また，荷重の評価モデルは連結材本体と同様である。

シャックル本体の検討用荷重p_Sは，以下の式に基づき算定する。

$$p_s = p_{rope} / N_s$$

(2)　固定材の評価方法

a.　アンカーボルトの評価方法

(a)　計算モデル

アンカーボルトに作用する荷重も他の固定材と同様に，許容限界を超えないことを確認するため，固縛装置の１箇所の連結材本数×連結材１本当たりに作用する荷重を算定し，そのうち最も大きい荷重を選定する。

アンカーボルトは，たるみ巻取装置の底板（アンカープレート）から荷重を伝達されることから，たるみ巻取装置の荷重すなわち連結材（高強度繊維ロープ）の荷重である p_{rope} を検討用荷重とする。

たるみ巻取装置から伝達される荷重 p_{rope} はたるみ巻取装置と固縛対象物のなす角度に基づき鉛直成分１種類（ｚ軸方向）と水平成分２種類（ｘ，ｙ軸方向）に分解できるため，単一の成分は元の荷重より小さくなる。ただし，本評価においては，ｘ軸方向，ｙ軸方向及びｚ軸方向の各荷重成分として，保守的に連結材から伝達される荷重 p_{rope} の値を用いる。また，連結材から伝達される荷重のたるみ巻取装置上の作用点についても保守的に設定する。アンカーボルトの評価モデルの概要図を図 3－6～図 3－10 に示す。

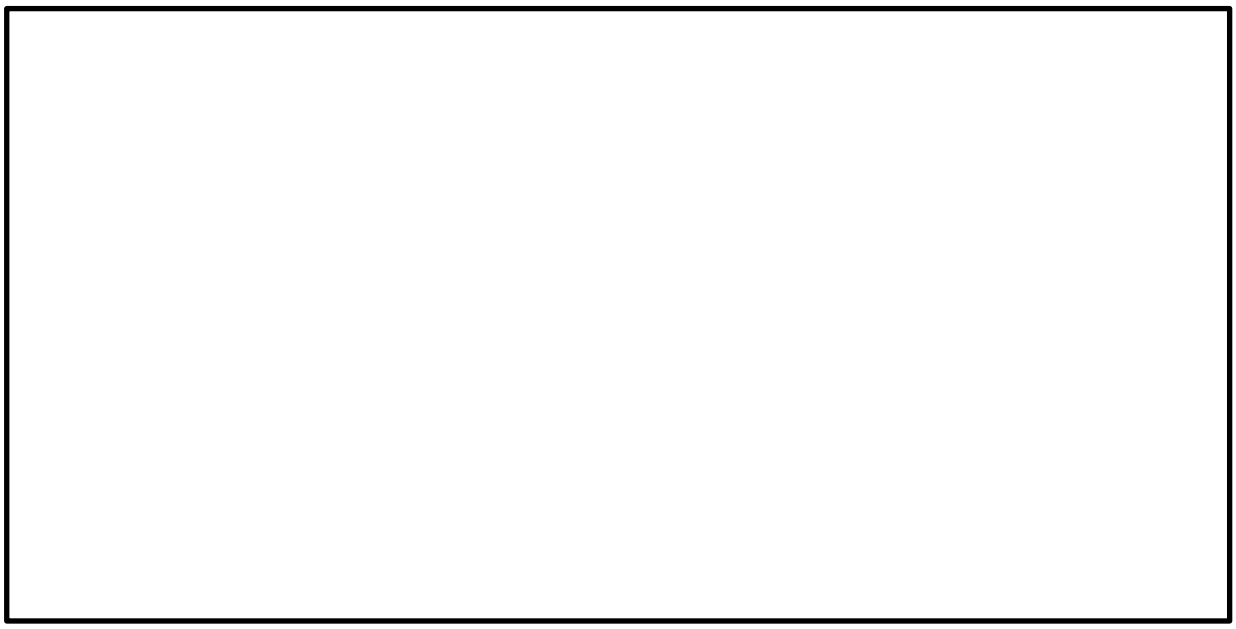


図 3－6　アンカーボルトの評価モデルの概要図



図 3－7　アンカーボルトの評価モデルの概要図（風向がｙ軸方向の場合）



図 3－8　アンカーボルトの評価モデルの概要図（風向がｘ軸方向の場合）

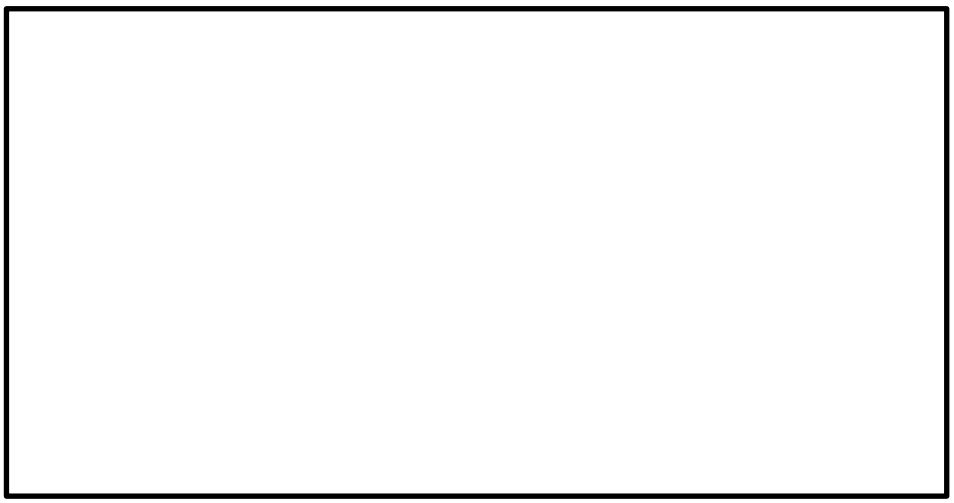


図 3－9　アンカーボルトの評価モデルの概要図（ｙ ｚ 平面）

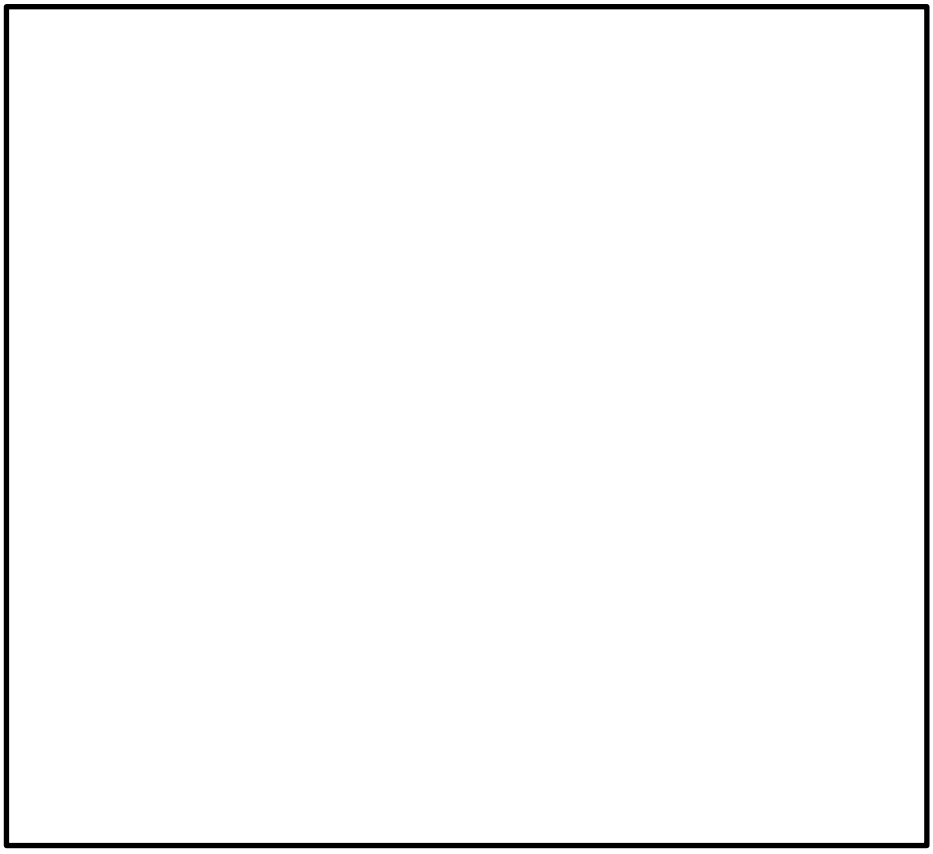


図 3－10　アンカーボルト埋設部の評価モデルの概要図

(b)　計算方法

連結材から伝達される荷重は，たるみ巻取装置と固縛対象物のなす角度に基づき鉛直成分 1 種類（z 軸方向）と水平成分 2 種類（x，y 軸方向）に分解できるため，単一の成分は元の荷重より小さくなる。ただし，アンカーボルトの評価にあたっては，成分分解を行わず，保守的に x 軸方向，y 軸方向及び z 軸方向のすべてに元の荷重が同時に作用するものとして扱う。

イ．　ボルト部

（イ）　引張応力

アンカーボルトの引張荷重 $p_{\ell s}$ 及び引張応力 $\sigma_{\ell s}$ は，以下の式に基づき算定する。

$$p_{\ell s} = \max\left(\frac{p_{rope}}{N_{\ell s}} + \frac{p_{rope} \cdot \ell_{\ell s_z}}{\ell_{\ell s_x} \cdot n_{\ell s_x}},\ \frac{p_{rope}}{N_{\ell s}} + \frac{p_{rope} \cdot \ell_{\ell s_z}}{\ell_{\ell s_y} \cdot n_{\ell s_y}}\right)$$

$$\sigma_{\ell s} = \frac{p_{\ell s}}{A_{\ell s}}$$

（ロ） せん断応力

アンカーボルトのせん断荷重$q_{\ell s}$及びせん断応力$\tau_{\ell s}$は，以下の式に基づき算定する。

$$q_{\ell s}=\frac{p_{rope}}{N_{\ell s}}$$

$$\tau_{\ell s}=\frac{q_{\ell s}}{A_{\ell s}}$$

（ハ） 組合せ応力

前項「(イ)」にて算定した引張応力の値を用いる。

ロ． コンクリート部

（イ） 引張に関する検討

コンクリート部の引張荷重は，前項「イ.(イ)」にて算定した引張荷重$p_{\ell s}$の値を用いる。

上記コンクリート部の引張荷重に対して，「原子力発電所耐震設計技術指針」（ＪＥＡＧ４６０１－1991　追補版）アンカー部コンクリートの許容応力状態$\mathrm{IV_AS}$における許容荷重ｐａを，以下の式により算定する。

$$pa = \min\left(pa_1,\ pa_2\right)$$

$$pa_1=0.31\cdot K_1\cdot A_c\cdot\sqrt{F_c}$$

$$pa_2=K_2\cdot\alpha\cdot A_0\cdot F_c$$

（ロ） せん断荷重に関する検討

コンクリート部のせん断荷重は，前項「イ.(ロ)」にて算定したせん断荷重$q_{\ell s}$の値を用いる。

上記コンクリート部のせん断荷重に対して，「原子力発電所耐震設計技術指針」（ＪＥＡＧ４６０１－1991　追補版）アンカー部コンクリートの許容応力状態$\mathrm{IV_AS}$における許容荷重ｑａを，以下の式により算定する。

$$qa=\min\left(qa_1,\ qa_2\right)$$

$$qa_1=0.5\cdot K_3\cdot A_{AC}\cdot\sqrt{E_c\cdot F_c}$$

$$qa_2=K_4\cdot A_c'\cdot 0.31\cdot\sqrt{F_c}$$

ただし，$500 < \sqrt{E_c \cdot F_c} \leq 880$

（ハ） 引張とせん断を同時に受ける場合に関する検討

コンクリートに埋め込まれるアンカーボルトとしての引張荷重とせん断荷重の組合せ荷重に対する検定は，「原子力発電所耐震設計技術指針」（ＪＥＡＧ４６０１－1991　追補版）に基づき，以下の式によって行う。

$$\left(\frac{p_{\ell s}}{p_a}\right)^2 + \left(\frac{q_{\ell s}}{q_a}\right)^2 \leq 1$$

3.2　常設車両型固縛対象設備の固縛装置

3.2.1　記号の定義

(1)　強度評価の記号の定義

固縛対象設備に作用する荷重の評価に用いる記号を表 3－6，連結材及び固定材（ターンリング）の強度評価に用いる記号を表 3－7，固定材（横ずれ防止架台及び車止めと据付金物を固定する据付ボルト）の強度評価に用いる記号を表 3－8 に示す。

表 3－6　固縛対象設備に作用する荷重の算出に用いる記号

記号	単位	定義
V_D	m/s	固縛対象物に作用する設計竜巻の最大風速
$C_{Di,ii}$	—	固縛対象物の形状に応じた抗力係数
C_{D1}，C_{D2}，C_{D3}	—	各軸方向の投影面積と対応する静的な抗力係数
$A_{ia,iia}$	m^2	固縛対象物各面の見付面積 a＝1：固縛対象物正面の見付面積($W_{i,ii}$・$H_{i,ii}$) a＝2：固縛対象物側面の見付面積($L_{i,ii}$・$H_{i,ii}$) a＝3：固縛対象物平面の見付面積($W_{i,ii}$・$L_{i,ii}$)
$W_{i,ii}$	m	固縛対象物の幅
$H_{i,ii}$	m	固縛対象物の高さ
$L_{i,ii}$	m	固縛対象物の長さ
$m_{i,ii}$	kg	固縛対象物の質量
g	m/s^2	重力加速度（g＝9.80665）
ρ	kg/m^3	空気密度
q	N/m^2	設計用速度圧
G	—	ガスト影響係数
C	—	建築物荷重指針・同解説により規定される風力係数
$A_{Fi,ii}$	m^2	固縛対象物前後方向の最大見付面積
$A_{Si,ii}$	m^2	固縛対象物左右方向の最大見付面積
$A_{i,ii}$	m^2	固縛対象物の最大見付面積
$\frac{C_{Di,ii}\cdot A_{i,ii}}{m_{i,ii}}$	m^2/kg	空力パラメータ
$F_{Li,ii}$	kN	固縛対象物に作用する保守的に設定された揚力
$W_{Wi,ii}$	kN	竜巻の風圧力による荷重
$P_{Vi,ii}$	kN	固縛装置に作用する浮き上がり荷重
$P_{HFi,ii}$	kN	固縛装置に作用する車両前後方向の滑り荷重
$P_{HSi,ii}$	kN	固縛装置に作用する車両左右方向の滑り荷重

注：i は第一ガスタービン発電機車を，ii は第一ガスタービン制御車を示す。

表 3－7　連結材及び固定材（ターンリング）の強度評価に用いる記号

記号	単位	定義
$P_{Vi,ii}$	kN	固縛装置に作用する浮き上がり荷重
$T_{i,ii}$	kN	スリング，ターンバックル，シャックルに作用する荷重
$\theta_{i,ii}$	deg	浮き上がり時にスリングと固縛対象物の側面がなす角度
$n_{i,ii}$	個	評価上考慮する固縛装置の連結材（スリング，ターンバックル，シャックル）の個数
$F_{Ti,ii}$	kN	ターンリングの引張荷重
$M_{i,ii}$	kN・mm	ターンリングに作用する曲げモーメント
$\sigma_{t1-ringi,ii}$	MPa	ターンリングの円孔周りに作用する引張応力
$\tau_{s-ringi,ii}$	MPa	ターンリングのせん断応力
$\sigma_{b-ringi,ii}$	MPa	ターンリングの曲げ応力
$\sigma_{t2-ringi,ii}$	MPa	ターンリングの曲げ応力が発生する箇所の引張応力
$\sigma_{-ringi,ii}$	MPa	ターンリングの曲げ＋引張の組合せ応力
$d_{t-ringi,ii}$	mm	ターンリングの引張が作用する幅の 1/2
$t_{w-ringi,ii}$	mm	ターンリングの板厚
$d_{s-ringi,ii}$	mm	ターンリングのせん断が作用する幅
$d_{H-ringi,ii}$	mm	ターンリングの曲げ＋引張が作用するはりの長さ
$d_{L-ringi,ii}$	mm	ターンリングの曲げ＋引張が作用する幅
$Z_{i,ii}$	mm^3	ターンリングの断面係数
$A_{t1-ringi,ii}$	mm^2	円孔周りの引張荷重が作用するターンリングの断面積
$A_{t2-ringi,ii}$	mm^2	曲げ応力が発生する箇所のターンリングの断面積
$A_{s-ringi,ii}$	mm^2	せん断荷重が作用するターンリングの断面積
P_M	kN	スリングの破断荷重
P_T	kN	ターンバックルの破断荷重
P_S	kN	シャックルの破断荷重
S_u	N/mm^2	設計引張強さ
S_y	N/mm^2	設計降伏点
$1.5 \cdot f_t^*$	N/mm^2	ターンリングの許容引張応力
$1.5 \cdot f_s^*$	N/mm^2	ターンリングの許容せん断応力
$1.5 \cdot f_b^*$	N/mm^2	ターンリングの許容曲げ応力

注：ⅰは第一ガスタービン発電機車を，ⅱは第一ガスタービン制御車を示す。

表 3－8　固定材（横ずれ防止架台及び車止めと据付金物を固定する据付ボルト）の強度評価に用いる記号(1/2)

記号	単位	定義
$P_{HFi,ii}$	kN	固縛装置に作用する車両前後方向の滑り荷重
$P_{HSi,ii}$	kN	固縛装置に作用する車両左右方向の滑り荷重
$P_{HSCi,ii}$	kN	横ずれ防止架台 1 台あたりにかかる車両左右方向の荷重
$P_{HFCi,ii}$	kN	車止め 1 台あたりにかかる車両前後方向の荷重
$F_{mSsngli,ii}$	kN	横ずれ防止架台を据付金物に固定する据付ボルト 1 本あたりにかかるモーメントによる荷重
$F_{mFsngli,ii}$	kN	車止めを据付金物に固定する据付ボルト 1 本あたりにかかるモーメントによる荷重
$P_{Ssngli,ii}$	kN	横ずれ防止架台に作用する据付ボルト 1 本あたりにかかる車両左右方向の横滑り荷重
$P_{Fsngli,ii}$	kN	車止めに作用する据付ボルト 1 本あたりにかかる車両前後方向の横滑り荷重
$q_{sngli,ii}$	kN	横ずれ防止架台に作用する据付ボルト 1 本あたりにかかる車両上下方向の浮き上がり荷重
$\sigma_{tS-sbi,ii}$	MPa	横ずれ防止架台を据付金物に固定する据付ボルトの引張応力
$\tau_{S-sbi,ii}$	MPa	横ずれ防止架台を据付金物に固定する据付ボルトのせん断応力
$\tau_{F-sbi,ii}$	MPa	車止めと据付金物を固定する据付ボルトのせん断応力
$\sigma_{mS-sbi,ii}$	MPa	横ずれ防止架台を据付金物に固定する据付ボルトのモーメントによる引張応力
$\sigma_{mF-sbi,ii}$	MPa	車止めを据付金物に固定する据付ボルトのモーメントによる引張応力
$\sigma_{S-sbi,ii}$	MPa	横ずれ防止架台を据付金物に固定する据付ボルトの組合せ応力
$\sigma_{F-sbi,ii}$	MPa	車止めを据付金物に固定する据付ボルトの組合せ応力

注：i は第一ガスタービン発電機車を，ii は第一ガスタービン制御車を示す。

表 3－8　固定材（横ずれ防止架台及び車止めと据付金物を固定する据付ボルト）の強度評価に用いる記号(2/2)

記号	単位	定義
$n_{HFi,ii}$	台	固縛装置に作用する車両前後方向の滑り荷重を受ける車止めの台数
$n_{HSi,ii}$	台	固縛装置に作用する車両左右方向の滑り荷重を受ける横ずれ防止架台の台数
$n_{Pi,ii}$	本／台	横ずれ防止架台 1 台分を固定する据付ボルト本数
$n_{Fi,ii}$	本／台	車止め 1 台分を固定する最小の据付ボルト本数
$n_{Si,ii}$	本	車両左右方向の荷重を受ける据付ボルト本数
$A_{sbi,ii}$	mm^2	据付ボルトの呼び径断面積
d_{sb}	mm	据付ボルトの呼び径
$H_{Si,ii}$	mm	横ずれ防止架台における固縛装置に作用する車両左右方向の滑り荷重の高さ
$H_{Fi,ii}$	mm	車止めにおける固縛装置に作用する車両前後方向の滑り荷重の高さ
$L_{S1i,ii}$ $L_{S2i,ii}$ $L_{S3i,ii}$	mm	転倒支点と横ずれ防止架台据付ボルトの水平方向距離
$L_{F1i,ii}$	mm	転倒支点と車止め据付ボルトの水平方向距離
S_u	N/mm^2	設計引張強さ
S_y	N/mm^2	設計降伏点
$1.5 \cdot f_t$*	N/mm^2	据付ボルトの許容引張応力
$1.5 \cdot f_s$*	N/mm^2	据付ボルトの許容せん断応力
f_{ts}	N/mm^2	据付ボルトの許容組合せ応力

注：i は第一ガスタービン発電機車を，ii は第一ガスタービン制御車を示す。

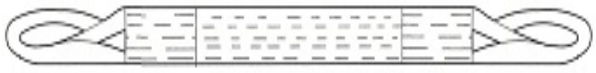
3.2.2　評価対象部位

固縛装置の評価対象部位は，「2.3　構成要素の構造概要」にて設定している構造に基づき，V-3-別添 1-3「固縛装置の強度計算の方針」の「2.3　荷重及び荷重の組合せ」に示す設計竜巻の風圧力の作用方向及び伝達過程を考慮し設定する。

(1)　連結材

a.　連結材本体（スリング）

連結材本体（スリング）に作用する荷重を，メーカ提示値の規格引張強度と比較するため，評価対象部位は図 3－11 に示すスリング本体とする。

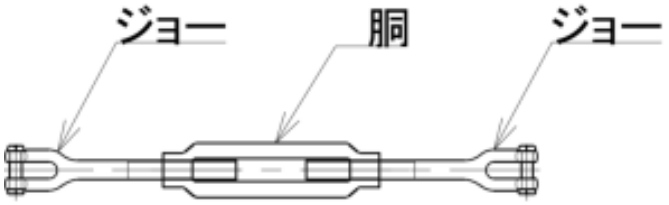


（メガパワースリング　幅 100㎜）

図 3－11　連結材本体（スリング）の評価対象部位

b.　ターンバックル

ターンバックルについては，図 3－12 に示すターンバックル本体を評価対象部位とする。

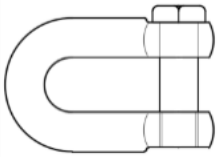


（呼び寸法：1・1/2×12 インチ，ネジ部呼び径：M36）

図 3－12　ターンバックルの評価対象部位

c.　シャックル

シャックルについては，図 3－13 に示すシャックル本体を評価対象部位とする。



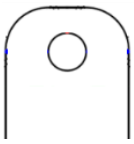
（呼び寸法：32㎜×36㎜，ピン径：35㎜）

図 3－13　シャックルの評価対象部位

(2) 固定材

a. ターンリング

ターンリングについては，固縛対象物の浮き上がり荷重を受ける連結材（スリング）との取り合いを行うための部位で，せん断応力及び曲げ応力と引張応力の合力が作用するクリチカルな部位であり，評価対象部位とする。ターンリングの評価対象部位を図 3－14 に示すターンリング本体とする。



（板厚：14mm／16mm，全幅：125mm）

図 3－14　ターンリングの評価対象部位

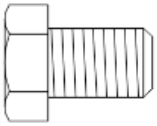
b. 横ずれ防止架台を据付金物に固定する据付ボルト

横ずれ防止架台については，厚肉の鉄鋼材料を組み合せた低重心の剛構造の架台とする。横ずれ防止架台の本体自体は剛体であるという前提の下に評価対象外とし，据付金物に固定する据付ボルトを評価対象とする。

c. 車止めを据付金物に固定する据付ボルト

車止めについては，厚肉の鉄鋼材料を組み合せた低重心の剛構造の架台とする。車止め本体自体は剛体であるという前提の下に評価対象外とし，据付金物に固定する据付ボルトを評価対象とする。

横ずれ防止架台及び車止めを据付金物に固定する据付ボルトの評価対象部位を，図 3－15 に示す据付ボルト本体とする。



（呼び径：横ずれ防止架台用 M16，車止め用 M20）

図 3－15　横ずれ防止架台及び車止めを据付金物に固定する据付ボルトの評価対象部位

3.2.3　荷重及び荷重の組合せ

強度評価に用いる荷重及び荷重の組合せは，Ⅴ-3-別添 1-3「固縛装置の強度計算の方針」の「2.3　荷重及び荷重の組合せ」にて示している荷重及び荷重の組合せを用いる。

(1)　荷重の設定

強度評価に用いる荷重は，以下の荷重を用いる。

a.　常時作用する荷重（F_d）

常時作用する荷重は，持続的に生じる荷重であり，自重とする。

b.　竜巻の風圧力による荷重（W_W）

風圧力による荷重は，固縛対象設備に発生し，連結材（スリング及びシャックル），固定材（ターンリング，横ずれ防止架台，車止め及び据付ボルト）に作用する。

Ⅴ-3-別添 1-3「固縛装置の強度計算の方針」の「2.3.2(1)　荷重の種類」に示すように，竜巻による最大風速は，一般的には水平方向の風速として設定され，これにより固縛対象設備は横滑りを生じるような力を受けるが，鉛直方向に対しても，風圧力により固縛対象設備に揚力が発生し，浮き上がりが生じるような力を受けるため，鉛直方向の荷重についても考慮した設計とする。

(a)　竜巻の風圧力による荷重

添付書類Ⅴ-3-別添 1-3「屋外重大事故等対処設備の固縛装置の強度計算の方針」の「2.3　荷重及び荷重の組合せ」に基づき，荷重を選定する。

イ．　浮き上がり荷重

固縛対象設備の浮き上がり時に発生する荷重$P_{Vi,ii}$は，設計竜巻により当該固縛対象物に発生する鉛直力とする。

浮き上がり荷重は，固縛対象物の形状による空力パラメータを用いて算出される揚力が自重を上回る（＝空力パラメータから算出される揚力－自重＞0）場合に上向きの力として固縛対象設備に作用する。

固縛対象設備に作用する揚力は，揚力係数の代わりに保守的な設定となる抗力係数を用いることにより保守的に設定された揚力$F_{Li,ii}$を用い，空力パラメータ$C_{Di,ii} \cdot A_{i,ii} / m_{i,ii}$を用いた式に展開し，以下の式により算出する。

$$P_{Vi,ii} = F_{Li,ii} - m_{i,ii} \cdot g$$

$$= \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot V_D^{\,2} \cdot C_{Di,ii} \cdot A_{i,ii} - m_{i,ii} \cdot g$$

$$= m_{i,ii} \cdot \left(\frac{1}{2} \cdot \rho \cdot V_D^{\,2} \cdot \frac{C_{Di,ii} \cdot A_{i,ii}}{m_{i,ii}} - g \right)$$

なお，空力パラメータの算出等については「東京工芸大学，平成 21～22 年度原子力安全基盤調査研究（平成 22 年度）竜巻による原子力施設への影響に関する調査研究，独立行政法人原子力安全基盤機構委託研究成果報告書，平成 23 年 2 月」に基づき，以下の$C_{Di,ii}\cdot A_{i,ii}/m_{i,ii}$として算出する。

$$\frac{C_{Di,ii}\cdot A_{i,ii}}{m_{i,ii}}=\frac{1}{3}\cdot\frac{\left(C_{D1}\cdot A_{i1,ii1}+C_{D2}\cdot A_{i2,ii2}+C_{D3}\cdot A_{i3,ii3}\right)}{m_{i,ii}}$$

ロ．　横滑り荷重

横滑りに伴い発生する荷重$P_{HFi,ii}$，$P_{HSi,ii}$は，当該固縛対象設備に設計竜巻の風圧力による荷重が作用するときの水平力とし，「建築基準法施行令」及び「日本建築学会　建築物荷重指針・同解説」に準拠して，次に示すとおり$W_{Wi,ii}$とする。

（イ）　車両前後方向の滑り荷重

$$P_{HFi,ii}=W_{Wi,ii}=q\cdot G\cdot C\cdot A_{Fi,ii}$$

（ロ）　車両左右方向の滑り荷重

$$P_{HSi,ii}=W_{Wi,ii}=q\cdot G\cdot C\cdot A_{Si,ii}$$

(2)　荷重の組合せ

Ⅴ-3-別添 1-3「固縛装置の強度計算の方針」の「2.3　荷重及び荷重の組合せ」に示す，常時作用する荷重（F_d），風圧力による荷重（風荷重による浮き上がり荷重（P_V），車両前後方向の滑り荷重（P_{HF}）及び車両左右方向の滑り荷重（P_{HS}））を考慮する。

この荷重及び荷重の組合せを表 3－9 に示す。

表 3－9　固縛装置の荷重の組合せ

強度評価の対象施設	評価項目	荷重の組合せ
固縛装置 （連結材，固定材）	構造強度	$F_d+P_V+P_{HF}+P_{HS}$ （固縛対象物に作用する荷重）

(3)　固縛対象設備に考慮する荷重の組合せ

「2.　基本方針」に記載したとおり，「3.2.3(1)　荷重の設定」，「3.2.3(2)　荷重の組合せ」に基づき評価した結果，最も裕度の低い固縛装置を有する第一ガスタービン発電機車に対して考慮する荷重を表 3－10 に示す。

表 3－10　第一ガスタービン発電機車に考慮する荷重の組合せ

固縛対象設備	固縛装置の構成	荷重の組合せ
第一ガスタービン発電機車	スリング ターンバックル シャックル ＋ ターンリング ＋ 横ずれ防止架台及び車止めを据付金物に固定する据付ボルト	$F_d + P_V + P_{HF} + P_{HS}$ （側面方向の横滑り）

3.2.4　許容限界

常設車両型固縛対象設備の固縛装置の許容限界は，Ｖ-3-別添 1-3「固縛装置の強度計算の方針」の「5.　許容限界」に示すとおり，「3.2.2　評価対象部位」にて設定している評価対象部位ごとに，評価内容に応じて設定する。評価においては，許容限界以下であることを確認する。

(1)　連結材

a.　連結材本体（スリング）

連結材本体（スリング）については，設計竜巻による荷重に対し，連結材本体（スリング）の破断が生じない設計とする。

このため，当社がその妥当性を確認したメーカ提示値の破断荷重を許容限界とする。

b.　ターンバックル

ターンバックルについては，設計竜巻による荷重に対し，ターンバックルの破断が生じない設計とする。

このため，当社がその妥当性を確認したメーカ提示値の破断荷重を許容限界とする。

c.　シャックル

シャックルについては，設計竜巻による荷重に対し，シャックルの破断が生じない設計とする。

このため，当社がその妥当性を確認したメーカ提示値の使用荷重及び安全係数によって，使用荷重に対し安全係数を考慮した破断荷重を許容限界とする。

(2)　固定材

固定材については，設計竜巻による荷重に対し，鋼材及びボルトの破断が生じない設計とする。

このため，「原子力発電所耐震設計技術指針　重要度分類・許容応力編　ＪＥＡＧ４６０１・補-1984」（日本電気協会）その他支持構造物の許容応力状態$\mathrm{IV_AS}$に基づく，部材の許容応力を許容限界とする。

3.2.5　評価方法

常設車両型固縛対象設備の固縛装置については，設計竜巻の風荷重による揚力が固縛対象設備に作用して，固縛対象設備が浮き上がる場合には，両側に配置した連結材（スリング，ターンバックル及びシャックル）及び固定材（ターンリング，横ずれ防止架台及び据付ボルト）で抵抗することから，浮き上がり方向（車両上下方向）に対して評価対象部位の荷重を算定する。

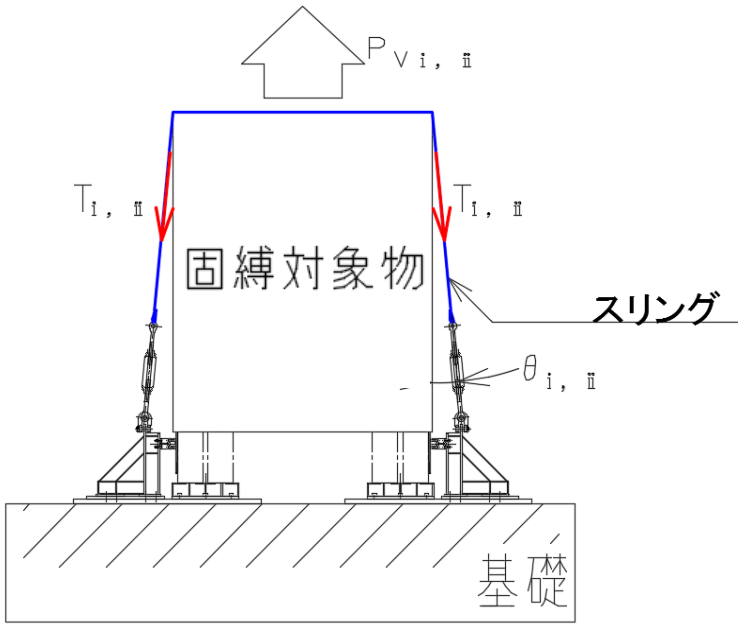
設計竜巻による風荷重が固縛対象設備に作用して，固縛対象設備が横滑りする場合には，固定材（横ずれ防止架台，車止め及び据付ボルト）で抵抗するが，横滑りの方向により作用する荷重状態が異なるため，横滑り方向（車両左右方向及び車両前後方向）に対して評価対象部位の荷重を算定する。

(1)　連結材の評価方法

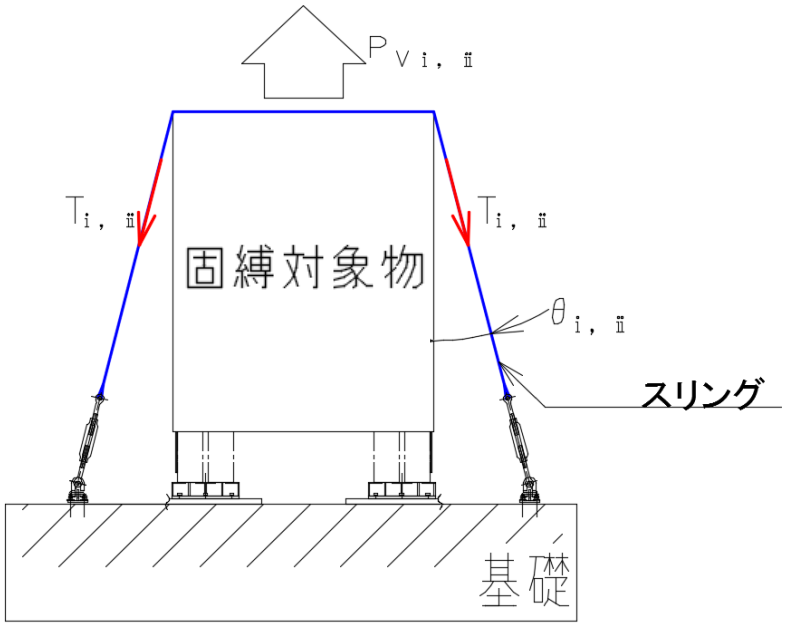
連結材に作用する荷重が，固縛装置の設置箇所数×連結材 1 組当たりの許容限界を超えないことを確認するため，連結材 1 組当たりに作用する荷重を，以降に示す浮き上がり及び横滑りの荷重状態に対して算定し，そのうち最も大きくなる状態での荷重を選定する。

a.　スリングの評価方法

固縛対象設備が浮き上がる場合には，車両の両側に配置した連結材（スリング）で抵抗することから，スリングには浮き上がり（車両上下方向）の荷重が作用する。連結材（スリング）の評価モデル図を図 3－16 に示す。なお，評価は固縛装置の連結材が 1 箇所ない場合を考慮する。



(a)　横ずれ防止架台を介す場合



(b)　横ずれ防止架台を介さない場合

図 3－16　連結材（スリング）の評価モデル図

スリングの引張荷重は，以下の式を用いて算出する。

$$T_{i,ii} = \frac{P_{Vi,ii}}{2 \cdot n_{i,ii}} \cdot \frac{1}{\cos \theta_{i,ii}}$$

b. ターンバックルの評価方法

ターンバックルはスリングと同一作用線上に配置され，浮き上がり（車両上下方向）の荷重が作用する。

ターンバックルの引張荷重は，スリングに作用する荷重と同等である。

c. シャックルの評価方法

シャックルはスリングと同一作用線上に配置され，浮き上がり（車両上下方向）の荷重が作用する。

シャックルの引張荷重は，スリングに作用する荷重と同等である。

(2)　固定材の評価方法

a.　ターンリングの評価方法

固縛対象設備が浮き上がる場合には，ターンリングには連結材（スリング，ターンバックル及びシャックル）を介して浮き上がり（車両上下方向）の荷重が作用する。ターンリングの評価モデル図を図 3－17 に示す。

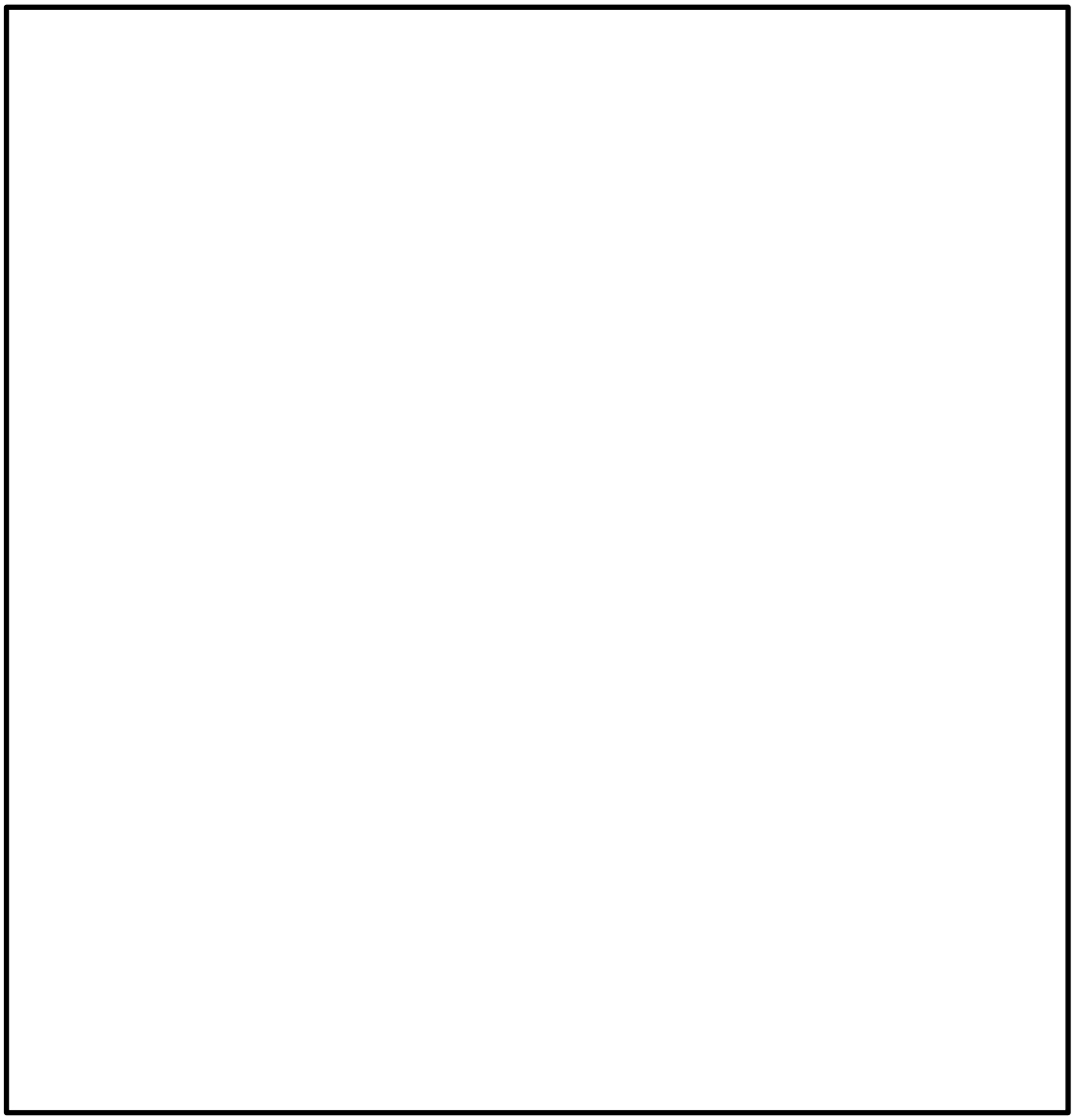


図 3－17　ターンリングの評価モデル図

(a) ターンリングの引張荷重

引張荷重は，以下の式を用いて算出する。

$$F_{Ti,ii} = T_{i,ii} \cdot \cos\theta_{i,ii}$$

(b) ターンリングの引張応力 1

引張応力 1 は，以下の式を用いて算出する。

$$\sigma_{t1\text{-}ringi,ii} = \frac{F_{Ti,ii}}{A_{t1\text{-}ringi,ii}} \cdot 10^3$$

$$A_{t1\text{-}ringi,ii} = 2 \cdot d_{t\text{-}ringi,ii} \cdot t_{w\text{-}ringi,ii}$$

(c) ターンリングのせん断応力

せん断応力は，以下の式を用いて算出する。

$$\tau_{s\text{-}ringi,ii} = \frac{F_{Ti,ii}}{A_{s\text{-}ringi,ii}} \cdot 10^3$$

$$A_{s\text{-}ringi,ii} = d_{s\text{-}ringi,ii} \cdot t_{w\text{-}ringi,ii}$$

(d) 曲げ応力＋引張応力 2

イ. 曲げ応力

曲げ応力は，以下の式を用いて算出する。

$$\sigma_{b\text{-}ringi,ii} = \frac{M_{i,ii}}{Z_{i,ii}} \cdot 10^3$$

$$M_{i,ii} = d_{H\text{-}ringi,ii} \cdot T_{i,ii} \cdot \sin\theta_{i,ii}$$

$$Z_{i,ii} = \frac{d_{L\text{-}ringi,ii} \cdot t_{w\text{-}ringi,ii}^2}{6}$$

ロ. 引張応力 2

引張応力 2 は，以下の式を用いて算出する。

$$\sigma_{t2\text{-}ringi,ii} = \frac{F_{Ti,ii}}{A_{t2\text{-}ringi,ii}} \cdot 10^3$$

$$A_{t2\text{-}ringi,ii} = d_{L\text{-}ringi,ii} \cdot t_{w\text{-}ringi,ii}$$

ハ.　曲げ応力と引張応力２の組合せ応力

組合せ応力は，以下の式を用いて算出する。

$$\sigma_{-ringi,ii} = \sigma_{b-ringi,ii} + \sigma_{t2-ringi,ii}$$

b. 横ずれ防止架台及び車止めを据付金物に固定する据付ボルトの評価方法

据付ボルトと締結される据付金物は剛であり，変形しないものとして計算する。

(a) 横ずれ防止架台を据付金物に固定する据付ボルトにかかる応力

固縛対象設備が浮き上がる場合には，連結材（スリング）を介して車両の左右両側面に配置した固定材（横ずれ防止架台及び据付ボルト）で抵抗するとともに，側面方向（車両左右方向）に横滑りした場合には，車両左右タイヤの各ホイール側面に配置したうちの片側面の固定材（横ずれ防止架台及び据付ボルト）により抵抗することから，横ずれ防止架台を据付金物に固定する据付ボルトに作用する荷重を算出する。

イ. 浮き上がりに対する引張応力（車両上下方向荷重）

浮き上がり（車両上下方向）の荷重を受ける固縛装置の評価モデル図を図 3－18 に示す。

浮き上がり（車両上下方向）の荷重は，以下の式を用いて算出する。

$$\sigma_{tS-sbi,ii} = \frac{q_{sngli,ii}}{A_{sbi,ii}} \cdot 10^3$$

$$A_{sbi,ii} = \frac{d_{sb}^{2}}{4} \cdot \pi$$

$$q_{sngli,ii} = \frac{P_{Vi,ii}}{2 \cdot n_{i,ii} \cdot n_{Pi,ii}}$$

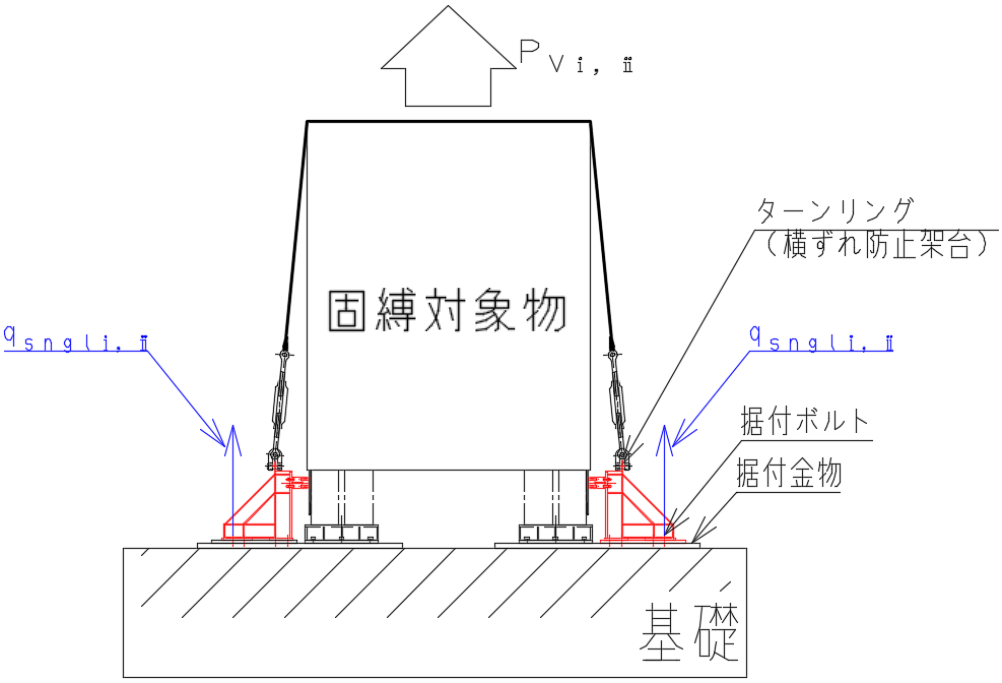


図 3－18　浮き上がり（車両上下方向）の荷重を受ける固縛装置の評価モデル図

ロ．　横滑りのモーメントによる引張応力（車両左右方向荷重）

車両左右方向の横ずれ防止架台がモーメントを受ける評価モデル図を図 3－19 に示す。

据付ボルトにかかる荷重は，以下の式を用いて算出する。

$$\sigma_{mS-sbi,ii}=\frac{F_{mSsngli,ii}}{A_{sbi,ii}}\cdot 10^{3}$$

$$F_{mSsngli,ii}=\frac{P_{HSCi,ii}\cdot H_{Si,ii}\cdot L_{S3i,ii}}{6\cdot\left(L_{S1i,ii}^{2}+L_{S2i,ii}^{2}+L_{S3i,ii}^{2}\right)}$$

$$P_{HSCi,ii}=\frac{P_{HSi,ii}}{n_{HSi,ii}}$$

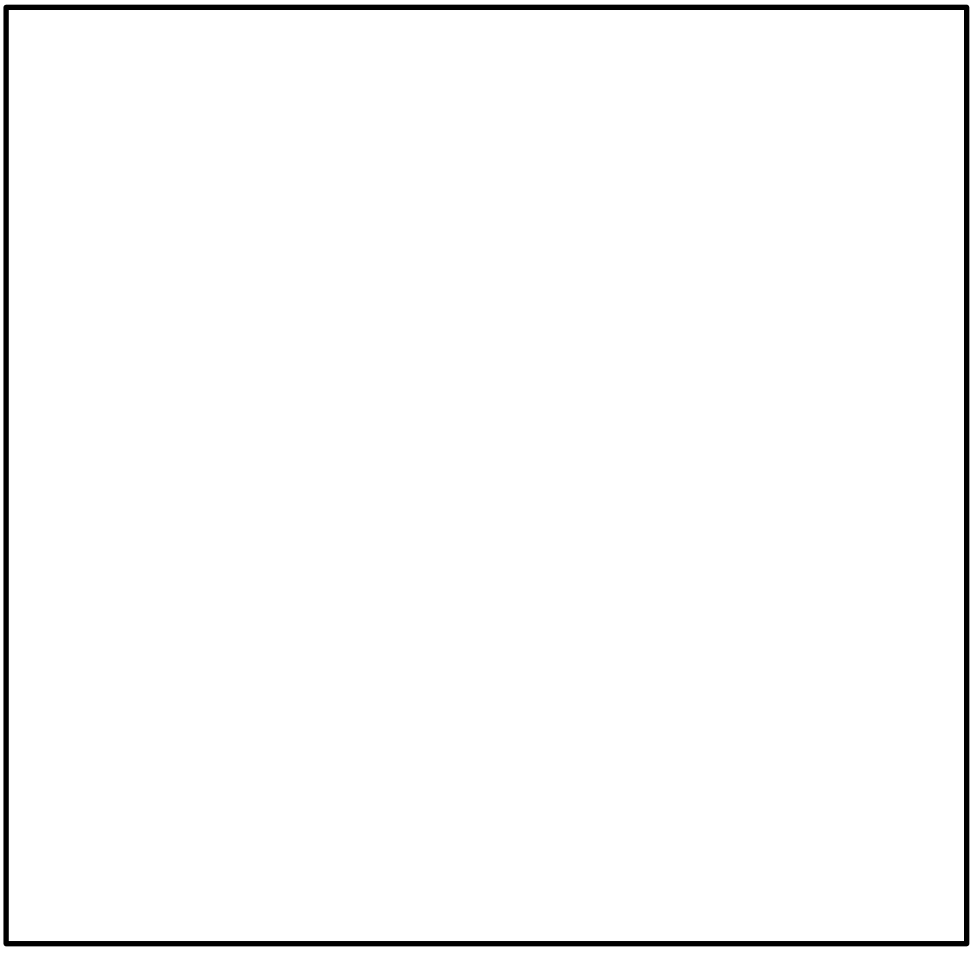


図 3－19　横ずれ防止架台がモーメントを受ける評価モデル図

ハ. 横滑りに対するせん断応力（車両左右方向荷重）

横滑り（車両左右方向）の荷重を受ける固縛装置の評価モデルを図 3－20 に示す。

横滑り（車両左右方向）の荷重は，以下の式を用いて算出する。

$$\tau_{S\text{-}sbi,ii}=\frac{P_{Ssngli,ii}}{A_{sbi,ii}}\cdot 10^{3}$$

$$P_{Ssngli,ii}=\frac{P_{HSi,ii}}{n_{Si,ii}}$$

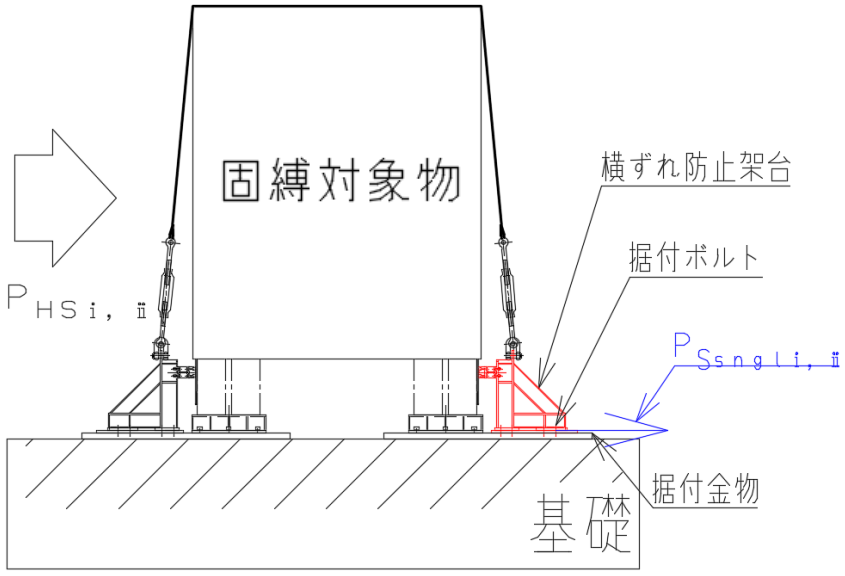


図 3－20　横滑り（車両左右方向）の荷重を受ける固縛装置の評価モデル図

(b)　車止めを据付金物に固定する据付ボルト

固縛対象設備が正面方向（車両前後方向）に横滑りした場合には，各タイヤの前後面に配置したうちの片側面の固定材（車止め及び据付ボルト）により抵抗することから，車止めを据付金物に固定する据付ボルトに作用する荷重を算出する。

イ．　横滑りのモーメントによる引張応力（車両前後方向荷重）

車両前後方向の車止めがモーメントを受ける評価モデル図を図 3－21 に示す。

据付ボルトにかかる荷重は，以下の式を用いて算出する。

$$\sigma_{mF-sbi,ii}=\frac{F_{mFsngli,ii}}{A_{sbi,ii}}\cdot 10^{3}$$

$$F_{mFsngli,ii}=\frac{P_{HFCi,ii}\cdot H_{Fi,ii}}{4\cdot L_{F1i,ii}}$$

$$P_{HFCi,ii}=\frac{P_{HFi,ii}}{n_{HFi,ii}}$$

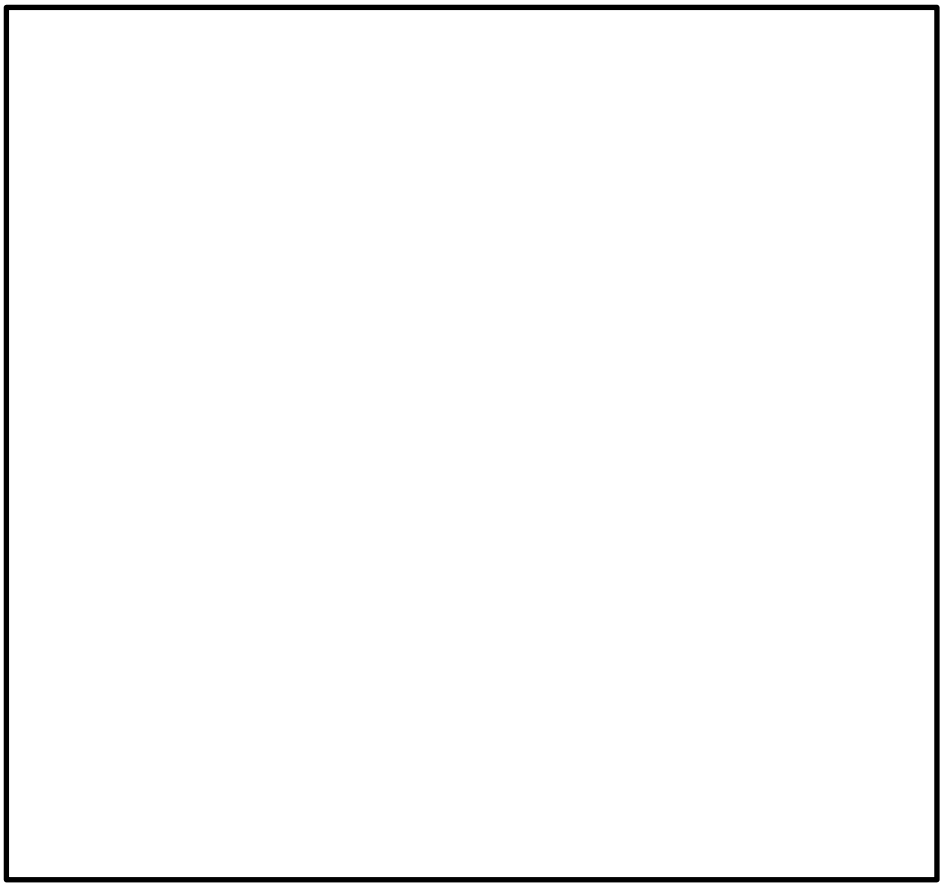


図 3－21　車止めがモーメントを受ける評価モデル図

ロ．　横滑りに対するせん断応力（車両前後方向荷重）

横滑り（車両前後方向）の荷重を受ける固縛装置の評価モデル図を図 3－22 示す。

横滑り（車両前後方向）の荷重は，以下の式を用いて算出する。

$$\tau_{F\text{-}sbi,ii}=\frac{P_{Fsngli,ii}}{A_{sbi,ii}}\cdot 10^{3}$$

$$P_{Fsngli,ii}=\frac{P_{HFi,ii}}{n_{HFi,ii}\cdot n_{Fi,ii}}$$

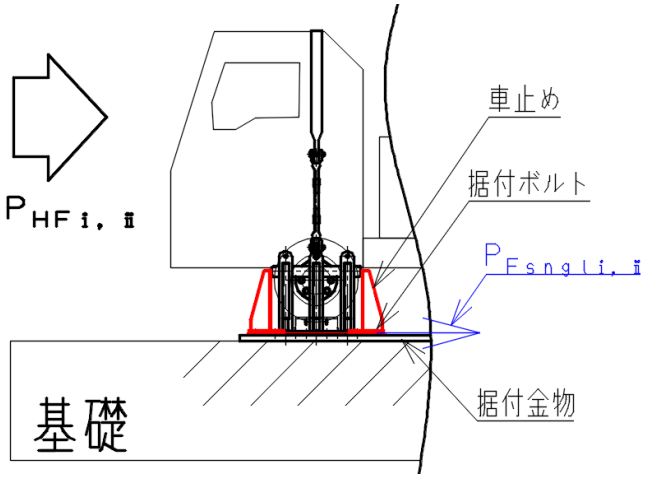


図 3－22　横滑り（車両前後方向）の荷重を受ける固縛装置の評価モデル図

(c)　据付ボルトの組合せ応力

組合せ応力は，以下の式を用いて算出する。

イ．　横ずれ防止架台を据付金物に固定する据付ボルトの組合せ応力

$$\sigma_{S\text{-}sbi,ii}=\sigma_{tS\text{-}sbi,ii}+\sigma_{mS\text{-}sbi,ii}$$

ロ．　車止めを据付金物に固定する据付ボルトの組合せ応力

$$\sigma_{F\text{-}sbi,ii}=\sigma_{mF\text{-}sbi,ii}$$

4. 評価条件

評価に用いる寸法は，公称値を使用する。

4.1 タンクローリの評価条件

タンクローリの評価条件を，表 4－1～表 4－7 に示す。

表 4－1 評価条件

固縛対象設備	V_D (m/s)	ρ (kg/m^3)	g (m/s^2)
タンクローリ	92	1.226	9.80665

表 4－2 評価条件（固縛対象設備）

固縛対象設備	W (m)	L (m)	H (m)	m (kg)	G (－)	C (－)
タンクローリ	2.200	6.185	2.400	4370	1.0	2.0

固縛対象設備	C_{D1} (－)	C_{D2} (－)	C_{D3} (－)	A_1 (m^2)	A_2 (m^2)	A_3 (m^2)
タンクローリ	2.0	2.0	2.0	13.61	14.85	5.28

表 4－3 評価条件（固縛装置）

固縛対象設備	N (箇所)
タンクローリ	8

表 4－4　評価条件（連結材本体（高強度繊維ロープ））

評価対象部位	仕様	ϕ_{rope} (mm)	θ_{rope_z} (°)	θ_{rope_xy} (°)	N_{unit} (－)
連結材本体	高強度繊維ロープ	22	19	20	7

評価対象部位	N_{unit_x} (－)	N_{unit_y} (－)	N_{rope} (－)	初期張力 (%)	P_M (kN)
連結材本体	3	3	1	5	

表 4－5　評価条件（連結材（シャックル））

評価対象部位	形式	使用荷重 (kN)	P_S (kN)	N_S (個)
シャックル	等級 V BB26　10t	98 (10t)		1

表 4－6　評価条件（固定材（アンカーボルト））

評価対象部位	材質	F (N/mm^2)	$A_{\ell s}$ (mm^2)	$\ell_{\ell s_x}$ (mm)	$\ell_{\ell s_y}$ (mm)
ボルト部	SS400	280			

評価対象部位	$\ell_{\ell s_z}$ (mm)	$N_{\ell s}$ (mm^2)	$n_{\ell s_x}$ (本)	$n_{\ell s_y}$ (本)
ボルト部				

評価対象部位	F_C (N/mm^2)	E_C (mm)	A_C (mm^2)	A_C' (mm^2)	A_0 (mm^2)	α (－)
コンクリート部	24	23000	91693	98174	706	10

評価対象部位	K_1 (－)	K_2 (－)	K_3 (－)	K_4 (－)
コンクリート部	0.6	0.75	0.8	0.6

表 4－7　評価条件（固縛対象設備に作用する荷重）

固縛対象設備	P_V (kN)	P_H (kN)	
		側面 P_{Hy}	正面 P_{Hx}
タンクローリ	74	155	55

4.2　第一ガスタービン発電機車の評価条件

第一ガスタービン発電機車の評価条件を，表 4－8～表 4－18 に示す。

表 4－8　評価条件

最大風速 V_D (m/s)	空気密度 ρ (kg/m^3)	設計用 速度圧 q (N/m^2)	ガスト影響 係数 G (－)	風力係数 C (－)	抗力係数 C_D (－)	重力 加速度 g (m/s^2)
92	1.226	5188.43	1.0	2.0	2.0	9.80665

表 4－9　評価条件（固縛対象設備）

固縛対象設備	幅 W_i (m)	長さ L_i (m)	高さ H_i (m)	質量 m_i (kg)
第一ガスタービン 発電機車(ｉ)				

表 4－10　評価条件（連結材のうちスリング）

評価対象設備	材料	形式	幅 (mm)	破断荷重* P_M (kN)	数量 n_i (個)	角度 θ_i (deg)
第一ガスタービン 発電機車(ｉ)		E 形 (両端アイ形)			4	14

表 4－11　評価条件（連結材のうちターンバックル）

評価対象設備	材料	呼び寸法 (in)	破断荷重* P_T (kN)	数量 n_i (個)
第一ガスタービン 発電機車(i)	[redacted]	1・1/2×12 (ネジ：M36)	[redacted]	4

[redacted]

表 4－12　評価条件（連結材のうちシャックル）

評価対象設備	種別	材料	呼び寸法 (mm)	破断荷重* P_S (kN)	数量 n_i (個)
第一ガスタービン 発電機車(i)	[redacted]	[redacted]	32×36	[redacted]	4

[redacted]

表 4－13　評価条件（固定材のうち横ずれ防止架台のターンリング）

固縛対象設備	板厚 $t_{w-ringi}$ (mm)	引張応力が作用する幅 $d_{t-ringi}$ (mm)	せん断応力が作用する幅 $d_{s-ringi}$ (mm)	曲げ応力が作用する幅 $d_{H-ringi}$ (mm)	ターンリングの全幅 $d_{L-ringi}$ (mm)
第一ガスタービン 発電機車(i)	14	43.5	26	83	125

表 4－14　評価条件（固定材のうち据付金物用ターンリング）

固縛対象設備	板厚 $t_{w-ringi}$ (mm)	引張応力が作用する幅 $d_{t-ringi}$ (mm)	せん断応力が作用する幅 $d_{s-ringi}$ (mm)	ターンリングの全幅 $d_{L-ringi}$ (mm)
第一ガスタービン 発電機車(i)	16	28.9	26	125

表 4－15　評価条件（固定材のうち横ずれ防止架台を据付金物に固定する据付ボルト）

固縛対象設備	材料	転倒支点と横ずれ防止架台据付ボルトの水平方向距離			据付面から横ずれ防止架台が受ける荷重位置までの高さ H_{Si} (mm)
		L_{S1i} (mm)	L_{S2i} (mm)	L_{S3i} (mm)	
第一ガスタービン発電機車(ｉ)	SM400B	100	378	478	583

固縛対象設備	車両左右方向の滑り荷重を受ける横ずれ防止架台の台数 n_{HSi} (台)	横ずれ防止架台1台分を固定する据付ボルト本数 n_{Pi} (本／台)	車両左右方向の荷重を受ける据付ボルト本数 n_{Si} (本)
第一ガスタービン発電機車(ｉ)	4	24	96

表 4－16　評価条件（固定材のうち車止めを据付金物に固定する据付ボルト）

評価対象設備	材料	転倒支点と車止め据付ボルトの水平方向距離 L_{F1i} (mm)	車両前後方向の滑り荷重の高さ H_{Fi} (mm)	車両前後方向の滑り荷重を受ける車止めの台数 n_{HFi} (台)	車止め1台分を固定する最小の据付ボルト本数 n_{Fi} (本／台)
第一ガスタービン発電機車(ｉ)	SM400B	215	595	8	8

表 4－17　評価条件（固定材のうち横ずれ防止架台及び車止めを据付金物に固定する据付ボルト）

評価対象設備	据付の対象とする固定材	材質	サイズ
第一ガスタービン発電機車(ｉ)	横ずれ防止架台用	SS400	M16
	車止め用	S45C	M20

表 4－18　許容応力計算に用いる条件

評価対象	材料	温度 (℃)	S_u (MPa)	S_y (MPa)	許容応力			
					$1.5 \cdot f_t$* (MPa)	$1.5 \cdot f_s$* (MPa)	$1.5 \cdot f_b$* (MPa)	f_{ts} (MPa)
横ずれ防止架台のターンリング	SM400B (16≦厚さ)	40*	400	245	279	161	323	―
据付金物用ターンリング	SM400B (16＜厚さ≦40)	40*	400	235	279	161	―	―
横ずれ防止架台を据付金物に固定する据付ボルト	SS400	40*	400	245	210	161	―	210
第一ガスタービン発電機車の車止めを据付金物に固定する据付ボルト	S45C	40*	570	345	299	230	―	299

注記＊：周囲環境温度

5. 評価結果

5.1 タンクローリの評価結果

(1) 連結材の評価結果

a. 連結材本体の評価結果を表 5－1 に示す。連結材本体に作用する荷重は許容限界以下であり，固縛状態を維持するために必要な構造強度を有している。

表 5－1 連結材本体（高強度繊維ロープ）の評価結果

評価対象部位	作用荷重 ケース	作用荷重 p_{rope} (kN)	許容限界 P_M (kN)	裕度 (—)
連結材本体	風圧力による荷重 （側面方向 浮き上がり及び横滑り）	102		

b. シャックル

固定材のうちシャックルの評価結果を表 5－2 に示す。シャックルに作用する荷重は許容限界以下であり，固縛状態を維持するために必要な構造強度を有している。

表 5－2 固定材（シャックル）の評価結果

評価対象部位	作用荷重 ケース	作用荷重 p_s (kN)	許容限界 P_S (kN)	裕度 (—)
シャックル	風圧力による荷重 （側面方向 浮き上がり及び横滑り）	102		

(2) 固定材の評価結果

a. アンカーボルト

固定材のうちアンカーボルトの評価結果を表5－3に示す。アンカーボルトに作用する荷重は許容限界以下であり，固縛状態を維持するために必要な構造強度を有している。

表5－3 固定材（アンカーボルト）の評価結果

評価対象部位	作用荷重 ケース	引張応力 $\sigma_{\ell s}$ (N/mm^2)	許容限界 1.5・f_t* (N/mm^2)	裕度 (—)
ボルト部	風圧力による荷重 （側面方向　浮き上がり及び横滑り）	61	210	3.44

評価対象部位	せん断応力 $\tau_{\ell s}$ (N/mm^2)	許容限界 1.5・f_s* (N/mm^2)	裕度 (—)	組合せ応力 $\sigma_{\ell s}$ (N/mm^2)	許容限界 f_{ts} (N/mm^2)	裕度 (—)
ボルト部	19	161	8.47	61	210	3.44

評価対象部位	作用荷重 ケース	引張荷重 $p_{\ell s}$ (kN)	許容限界 p_a (kN)	裕度 (—)
コンクリート部	風圧力による荷重 （側面方向　浮き上がり及び横滑り）	43	83	1.93

評価対象部位	せん断荷重 $q_{\ell s}$ (kN)	許容限界 q_a (kN)	裕度 (—)	組合せ荷重 (—)	許容限界 (—)	裕度 (—)
コンクリート部	13	89	6.84	0.29	1.00	3.44

5.2　第一ガスタービン発電機車の評価結果

(1)　連結材の評価結果

a.　スリングの評価結果

スリングの評価結果を表 5－4 に示す。スリングに作用する荷重は許容限界以下であり，固縛状態を維持するために必要な構造強度を有している。

表 5－4　連結材（スリング）の評価結果

評価対象設備	引張荷重		裕度 (—)
	作用荷重 T_i (kN)	許容限界 P_M (kN)	
第一ガスタービン発電機車(ｉ)	25		

b.　ターンバックルの評価結果

ターンバックルの評価結果を表 5－5 に示す。ターンバックルに作用する荷重は許容限界以下であり，固縛状態を維持するために必要な構造強度を有している。

表 5－5　連結材（ターンバックル）の評価結果

評価対象設備	引張荷重		裕度 (—)
	作用荷重 T_i (kN)	許容限界 P_T (kN)	
第一ガスタービン発電機車(ｉ)	25		

c. シャックルの評価結果

シャックルの評価結果を表 5－6 に示す。シャックルに作用する荷重は許容限界以下であり，固縛状態を維持するために必要な構造強度を有している。

表 5－6　連結材（シャックル）の評価結果

評価対象設備	引張荷重		裕度 (―)
	作用荷重 T_i (kN)	許容限界 P_S (kN)	
第一ガスタービン発電機車(ｉ)	25		

(2) 固定材の評価結果

a. ターンリングの評価結果

ターンリングの評価結果を表 5－7 に示す。ターンリングに作用する荷重は許容限界以下であり，固縛状態を維持するために必要な構造強度を有している。

表 5－7　固定材（ターンリング）の評価結果

評価対象設備	引張応力		せん断応力	
	発生応力 $\sigma_{t1-ringi}$ (MPa)	許容限界 $1.5 \cdot f_t$* (MPa)	発生応力 $\tau_{s-ringi}$ (MPa)	許容限界 $1.5 \cdot f_s$* (MPa)
第一ガスタービン発電機車(ｉ)	26	279	66	161

評価対象設備	曲げ応力＋引張応力		裕度* (―)
	発生応力 σ_{-ringi} (MPa)	許容限界 $1.5 \cdot f_t$* (MPa)	
第一ガスタービン発電機車(ｉ)	135	279	2.06

注記＊：引張応力，せん断応力，組合せ応力のうち，最小裕度のみ記載

b. 横ずれ防止架台を据付金物に固定する据付ボルトの評価結果

横ずれ防止架台を据付金物に固定する据付ボルトの評価結果を表 5－8 に示す。横ずれ防止架台を据付金物に固定する据付ボルトに作用する荷重は許容限界以下であり，固縛状態を維持するために必要な構造強度を有している。

表 5－8　固定材（横ずれ防止架台を据付金物に固定する据付ボルト）の評価結果

評価対象設備	引張応力		モーメントによる引張応力	
	発生応力 σ_{tS-sbi} (MPa)	許容限界 $1.5 \cdot f_t^*$ (MPa)	発生応力 σ_{mS-sbi} (MPa)	許容限界 $1.5 \cdot f_t^*$ (MPa)
第一ガスタービン発電機車（ｉ）	5	210	104	210

評価対象設備	せん断応力		組合せ応力		裕度* (—)
	発生応力 τ_{S-sbi} (MPa)	許容限界 $1.5 \cdot f_s^*$ (MPa)	発生応力 σ_{S-sbi} (MPa)	許容限界 f_{ts} (MPa)	
第一ガスタービン発電機車（ｉ）	36	161	109	210	1.92

注記＊：引張応力，せん断応力，組合せ応力のうち，最小裕度のみ記載

c. 車止めを据付金物に固定する据付ボルトの評価結果

車止めを据付金物に固定する据付ボルトの評価結果を表5－9に示す。車止めを据付金物に固定する据付ボルトに作用する荷重は許容限界以下であり，固縛状態を維持するために必要な構造強度を有している。

表5－9　固定材（車止めを据付金物に固定する据付ボルト）の評価結果

評価対象設備	モーメントによる引張応力		せん断応力	
	発生応力 σ_{mF-sbi} (MPa)	許容限界 $1.5 \cdot f_t^*$ (MPa)	発生応力 τ_{F-sbi} (MPa)	許容限界 $1.5 \cdot f_s^*$ (MPa)
第一ガスタービン発電機車(ｉ)	62	299	12	230

評価対象設備	組合せ応力		裕度* (―)
	発生応力 σ_{F-sbi} (MPa)	許容限界 f_{ts} (MPa)	
第一ガスタービン発電機車(ｉ)	62	299	4.82

注記＊：引張応力，せん断応力，組合せ応力のうち，最小裕度のみ記載

Ⅴ-3-別添２　火山への配慮が必要な施設の強度に関する説明書

Ⅴ-3-別添 2-1　火山への配慮が必要な施設の強度計算の方針

火山への配慮が必要な施設の強度計算の方針は，以下の資料により構成されている。

Ⅴ-3-別添 2-1-1　軽油タンクの強度計算の方針

Ⅴ-3-別添 2-1-2　原子炉建屋の強度計算の方針

Ⅴ-3-別添 2-1-3　タービン建屋の強度計算の方針

Ⅴ-3-別添 2-1-4　コントロール建屋の強度計算の方針

Ⅴ-3-別添 2-1-5　廃棄物処理建屋の強度計算の方針

Ⅴ-3-別添 2-1-1　軽油タンクの強度計算の方針

目　　次

1.　概要 ····· 1
2.　強度評価の基本方針 ····· 2
2.1　評価対象施設 ····· 2
3.　構造強度設計 ····· 3
3.1　構造強度の設計方針 ····· 3
3.2　機能維持の方針 ····· 3
4.　荷重及び荷重の組合せ並びに許容限界 ····· 6
4.1　荷重及び荷重の組合せ ····· 6
4.2　許容限界 ····· 10
5.　強度評価方法 ····· 13
5.1　評価条件 ····· 13
5.2　評価対象部位 ····· 13
5.3　強度評価方法（1 質点系モデル） ····· 14
6.　適用規格 ····· 22

1. 概要

本資料は，「実用発電用原子炉及びその附属施設の技術基準に関する規則」（以下「技術基準規則」という。）第7条及びその「実用発電用原子炉及びその附属施設の技術基準に関する規則の解釈」（以下「解釈」という。）に適合し，技術基準規則第54条及びその解釈に規定される「重大事故等対処設備」を踏まえた重大事故等対処設備に配慮する設計とするため，Ⅴ-1-1-3「発電用原子炉施設の自然現象等による損傷の防止に関する説明書」のうちⅤ-1-1-3-4-3「降下火砕物の影響を考慮する施設の設計方針」（以下「Ⅴ-1-1-3-4-3「降下火砕物の影響を考慮する施設の設計方針」」という。）の「4.1　構造物への荷重を考慮する施設」にて設定している軽油タンクが，降下火砕物に対して構造健全性を維持することを確認するための強度評価方針について説明するものである。

強度評価は，Ⅴ-1-1-3「発電用原子炉施設の自然現象等による損傷の防止に関する説明書」のうちⅤ-1-1-3-4-1「火山への配慮に関する基本方針」（以下「Ⅴ-1-1-3-4-1「火山への配慮に関する基本方針」」という。）に示す適用規格を用いて実施する。

降下火砕物の影響を考慮する施設のうち，軽油タンクの具体的な計算の方法及び結果は，Ⅴ-3-別添2-3「軽油タンクの強度計算書」に示す。

2. 強度評価の基本方針

強度評価は，「2.1　評価対象施設」に示す評価対象施設を対象として，「4.1　荷重及び荷重の組合せ」で示す降下火砕物による荷重と組み合わすべき他の荷重による組合せ荷重により発生する応力等が，「4.2　許容限界」で示す許容限界内にあることを，「5.　強度評価方法」で示す評価方法及び考え方を使用し，「6.　適用規格」で示す適用規格を用いて確認する。

2.1　評価対象施設

本資料における評価対象施設は，Ⅴ-1-1-3-4-3「降下火砕物の影響を考慮する施設の設計方針」の「4.　要求機能及び性能目標」にて設定している構造物への荷重を考慮する施設のうち，軽油タンクを強度評価の対象施設とする。

3.　構造強度設計

Ⅴ-1-1-3-4-1「火山への配慮に関する基本方針」で設定している降下火砕物特性に対し，「3.1 構造強度の設計方針」で設定している構造物への荷重を考慮する施設が，構造強度設計上の性能目標を達成するように，Ⅴ-1-1-3-4-3「降下火砕物の影響を考慮する施設の設計方針」の「5.　機能設計」で設定している軽油タンクが有する機能を踏まえて，構造強度の設計方針を設定する。

また，想定する荷重及び荷重の組合せを設定し，それらの荷重に対し，軽油タンクの構造強度を保持するように構造設計と評価方針を設定する。

3.1　構造強度の設計方針

軽油タンクは，Ⅴ-1-1-3-4-3「降下火砕物の影響を考慮する施設の設計方針」の「4.　要求機能及び性能目標」の「4.1(3)　性能目標」で設定している構造強度設計上の性能目標を踏まえ，想定する降下火砕物，地震及び積雪を考慮した荷重に対し，降下火砕物堆積時の機能維持を考慮して，軽油タンクのコンクリート基礎に基礎ボルトで固定し，軽油タンクの主要な構造部材が構造健全性を維持する設計とする。

3.2　機能維持の方針

Ⅴ-1-1-3-4-3「降下火砕物の影響を考慮する施設の設計方針」の「4.　要求機能及び性能目標」で設定している構造強度設計上の性能目標を達成するために，「3.1　構造強度の設計方針」に示す構造を踏まえ，Ⅴ-1-1-3-4-1「火山への配慮に関する基本方針」の「2.1.3(2)　荷重の組合せ及び許容限界」で設定している荷重条件を適切に考慮して，構造設計及びそれを踏まえた評価方針を設定する。

(1)　構造設計

軽油タンクは，平底たて置円筒形容器とする。軽油タンクは，適切な強度を有する鋼製の屋根板及び胴板を主体構造とし，屋外の軽油タンクエリアに設けたコンクリート基礎に基礎ボルトで固定する構造とする。

想定する降下火砕物及び積雪（以下「降下火砕物等」という。）の堆積による鉛直荷重に対しては，降下火砕物等が堆積する屋根板に作用し，屋根板に接続する胴板（上部）に伝達する構造とする。また，地震荷重に対しては，胴板（下部）を介して基礎ボルトに伝達する構造とする。

軽油タンクの構造計画を表3－1に示す。

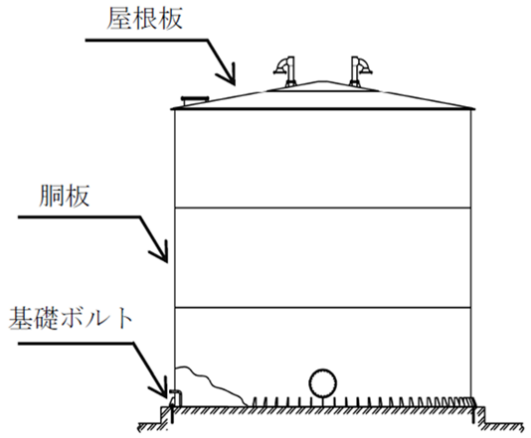
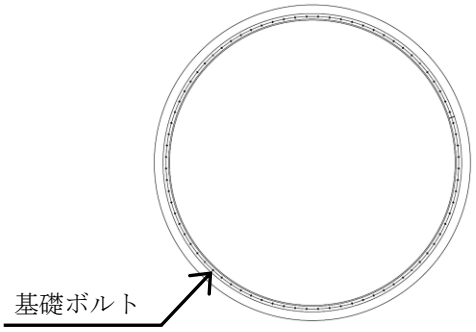
(2)　評価方針

軽油タンクは，「(1)　構造設計」を踏まえ，以下の評価方針とする。

想定する降下火砕物，地震及び積雪を考慮した荷重に対し，荷重の作用する部位及び荷重が伝達する部位を踏まえて，軽油タンクを構成する屋根板，胴板（上部及び下部）及び軽油タンクを支持する基礎ボルトが，おおむね弾性状態に留まることを計算により確認する。評価方法としては，FEM を用いた解析により算出した応力及び「5.　強度評価方法」に示す強度評価式により算出した応力を基に評価を行う。

降下火砕物，地震及び積雪を考慮した荷重に対する強度評価を，Ⅴ-3-別添 2-3「軽油タンクの強度計算書」に示す。

表 3－1　軽油タンクの構造計画

施設名称	計画の概要		説明図
	主体構造	支持構造	
【位置】 軽油タンクは，屋外の軽油タンクエリアに設置する設計とする。			
軽油タンク	平底たて置円筒形容器であり，鋼製の胴板及び屋根板により構成する。	容器底部をコンクリート基礎に基礎ボルトで固定する。	 正面図  基礎図

4. 荷重及び荷重の組合せ並びに許容限界

強度評価に用いる荷重及び荷重の組合せを「4.1 荷重及び荷重の組合せ」に，許容限界を「4.2 許容限界」に示す。

4.1 荷重及び荷重の組合せ

強度評価にて考慮する荷重及び荷重の組合せは，Ⅴ-1-1-3-4-1「火山への配慮に関する基本方針」の「2.1.3(2) 荷重の組合せ及び許容限界」を踏まえ，以下のとおり設定する。

(1) 荷重の種類

a. 常時作用する荷重（F_d）

常時作用する荷重は，Ⅴ-1-1-3-4-1「火山への配慮に関する基本方針」の「2.1.3(2)a. 荷重の種類」で設定している常時作用する荷重に従って，持続的に生じる荷重である自重及び水頭圧とする。

b. 降下火砕物による荷重（F_a）

降下火砕物による荷重は，Ⅴ-1-1-3「発電用原子炉施設の自然現象等による損傷の防止に関する説明書」のうちⅤ-1-1-3-1-1「発電用原子炉施設に対する自然現象等による損傷の防止に関する基本方針」（以下「Ⅴ-1-1-3-1-1「発電用原子炉施設に対する自然現象等による損傷の防止に関する基本方針」」という。）の「4.1 自然現象の組合せについて」で設定している自然現象の組合せに従って，主荷重として扱うこととし，Ⅴ-1-1-3-4-1「火山への配慮に関する基本方針」の「2.1.2 設計に用いる降下火砕物特性」に示す降下火砕物の特性及び「2.1.3(2)a. 荷重の種類」に示す降下火砕物による荷重を踏まえて，湿潤密度 1.5g/cm^3 の降下火砕物が 35cm 堆積した場合の荷重として堆積量 1cm ごとに 147.1N/m^2 の降下火砕物による荷重が作用することを考慮し設定する。

c. 地震荷重（F_k）

地震荷重は，Ⅴ-1-1-3-1-1「発電用原子炉施設に対する自然現象等による損傷の防止に関する基本方針」の「4.1 自然現象の組合せについて」で設定している自然現象の組合せに従って，従荷重として扱うこととし，Ⅴ-1-1-3-1-1「発電用原子炉施設に対する自然現象等による損傷の防止に関する基本方針」の「4.1 自然現象の組合せについて」に示す組み合わせる地震を踏まえて，年超過確率 10^{-2} 相当の地震動を主荷重に組み合わせる地震荷重として考慮することとするが，その大きさは，年超過確率 10^{-2} 相当地震動を上回る地震動として，Ⅴ-2「耐震性に関する説明書」のうちⅤ-2-1-2「基準地震動Ｓｓ及び弾性設計用地震動Ｓｄの策定概要」に示す弾性設計用地震動Ｓｄによる地震力を地震荷重として設定する。

K7 ① Ⅴ-3-別添 2-1-1 R1

d. 積雪荷重（F_s，F_{sb}）

積雪荷重は，V-1-1-3-1-1「発電用原子炉施設に対する自然現象等による損傷の防止に関する基本方針」の「4.1　自然現象の組合せについて」で設定している自然現象の組合せに従って，従荷重として扱うこととし，V-1-1-3-1-1「発電用原子炉施設に対する自然現象等による損傷の防止に関する基本方針」の「4.1　自然現象の組合せについて」に示す組み合わせる積雪深を踏まえて，柏崎市における1日当たりの積雪量の年超過確率10^{-2}規模の値84.3cmが堆積した場合の荷重を主荷重に組み合わせる積雪荷重（F_s）とする。更に，従荷重として扱う積雪荷重とは別に，ベース負荷として日最深積雪量の平均値に当たる積雪量31.1cmによる荷重を常時考慮する積雪荷重（F_{sb}）として考慮する。積雪荷重については，新潟県建築基準法施行細則により，積雪量1cmごとに29.4N/m^{2}の積雪荷重が作用することを考慮し設定する。

(2) 荷重の組合せ

a. 降下火砕物による荷重，地震荷重及び積雪荷重の組合せ

降下火砕物による荷重，地震荷重及び積雪荷重については，V-1-1-3-1-1「発電用原子炉施設に対する自然現象等による損傷の防止に関する基本方針」の「4.1　自然現象の組合せについて」を踏まえて，それらの組合せを考慮し，自然現象の荷重として扱う。自然現象の荷重は短期荷重として扱う。

b. 荷重の組合せ

荷重の組合せについては，自然現象の荷重及び常時作用する荷重を組み合わせる。

なお，常時作用する荷重，地震荷重及び積雪荷重については，組み合わせることで降下火砕物による荷重の抗力となる場合には，評価結果が保守的となるよう荷重の算出において考慮しないこととする。

上記を踏まえ，軽油タンクの強度評価における荷重の組合せの設定については，施設の設置状況及び構造等を考慮し設定する。軽油タンクにおける荷重の組合せの考え方を表 4－1に示す。

表 4－1　荷重の組合せ

考慮する荷重の組合せ	荷　重					
	常時作用する荷重（F_d）		主荷重	従荷重		ベース負荷
	自重	水頭圧	降下火砕物による荷重（F_a）	地震荷重（F_k）	積雪荷重（F_s）	常時考慮する積雪荷重（F_{sb}）
ケース 1	○	○	○	○	—	○
ケース 2	○	—	○	—	○	○

注：○は考慮する荷重を示す。

(3)　荷重の算定方法

「4.1(1)　荷重の種類」で設定している荷重のうち，「4.1(2)a.　降下火砕物による荷重，地震荷重及び積雪荷重の組合せ」で設定している自然現象の荷重の鉛直荷重及び水平荷重の算出式及び算出方法を以下に示す。

a.　記号の定義

荷重の算出に用いる記号を表 4－2 に示す。

表 4－2　荷重の算出に用いる記号

記号	単位	定義
C_H	―	水平方向設計震度
C_V	―	鉛直方向設計震度
F_a	N/m^2	湿潤状態の降下火砕物による荷重
F_s	N/m^2	従荷重として組み合わせる積雪荷重
F_{sb}	N/m^2	ベース負荷として組み合わせる常時考慮する積雪荷重
F_{Vk}	N/m^2	従荷重として地震荷重を組み合わせるときの降下火砕物等の堆積による鉛直荷重
F_{Vs}	N/m^2	従荷重として積雪荷重を組み合わせるときの降下火砕物等の堆積による鉛直荷重
f'_s	$N/(m^2 \cdot cm)$	建築基準法施行令に基づき設定する積雪の単位荷重
g	m/s^2	重力加速度
H_a	cm	降下火砕物の層厚
H_s	cm	従荷重として考慮する積雪深
H_{sb}	cm	ベース負荷として考慮する積雪深
ρ	kg/m^3	降下火砕物の湿潤密度

b.　鉛直荷重

鉛直荷重については，降下火砕物，地震及び積雪を考慮する。

(a)　降下火砕物等の堆積による鉛直荷重

湿潤状態の降下火砕物による荷重は，次式のとおり算出する。

$F_a = \rho \cdot g \cdot H_a \cdot 10^{-2}$

積雪荷重は，次式のとおり算出する。

$F_s = f'_s \cdot H_s$，$F_{sb} = f'_s \cdot H_{sb}$

湿潤状態の降下火砕物に積雪を踏まえた鉛直荷重は，次式のとおり算出する。

$F_{Vk} = F_a + F_{sb}$，$F_{Vs} = F_a + F_s + F_{sb}$

表 4－3 に入力条件を示す。

表 4－3　入力条件

ρ (kg/m^3)	g (m/s^2)	H_a (cm)	f'_s (N/(m^2・cm))	H_s (cm)	H_{sb} (cm)
1500	9.80665	35	29.4	84.3	31.1

以上を踏まえ，降下火砕物等の堆積による鉛直荷重は，

F_{Vk}＝6063N/m^2，F_{Vs}＝8542N/m^2 とする。

(b)　地震による鉛直荷重

鉛直方向設計震度C_Vによって発生する鉛直荷重を算出する。

c.　水平荷重

水平荷重については，地震を考慮する。

(a)　地震による水平荷重

水平方向設計震度C_Hによって発生する水平荷重を算出する。

4.2　許容限界

許容限界は，Ⅴ-1-1-3-4-3「降下火砕物の影響を考慮する施設の設計方針」の「4.　要求機能及び性能目標」で設定している構造強度設計上の性能目標及び「3.2　機能維持の方針」に示す評価方針を踏まえて，評価対象部位ごとに設定する。

「4.1　荷重及び荷重の組合せ」で設定している荷重及び荷重の組合せを含めた，評価対象部位ごとの許容限界を表 4－4 に示す。

(1)　屋根板，胴板（上部及び下部）及び基礎ボルト

構造強度評価においては，降下火砕物等の堆積による鉛直荷重，地震荷重及びその他の荷重に対し，軽油タンクを構成する屋根板，胴板（上部及び下部）及び軽油タンクを支持する基礎ボルトが，おおむね弾性状態に留まることを計算により確認する評価方針としていることを踏まえ，原子力発電所耐震設計技術指針　ＪＥＡＧ　４６０１-1987（日本電気協会）（以下「ＪＥＡＧ４６０１」という。）に準じて許容応力状態ⅢASの許容応力を許容限界として設定する。

表 4－4　許容限界

施設名称	荷重の組合せ	評価対象部位	機能損傷モード		許容限界
			応力等の状態	限界状態	
軽油タンク	$F_d + F_{Vk} + F_k$	胴板（下部）	圧縮，曲げ	部材が弾性域に留まらず塑性域に入る状態	ＪＥＡＧ４６０１に準じて許容応力状態III_AＳの許容応力以下とする*1, *2
		基礎ボルト	引張，せん断，組合せ		
	$F_d + F_{Vs}$	屋根板	圧縮，曲げ		
		胴板（上部）	圧縮，曲げ		

F_d　：常時作用する荷重

F_{Vk}：従荷重として地震荷重を組み合わせるときの降下火砕物等の堆積による鉛直荷重

F_k　：従荷重として組み合わせる地震荷重

F_{Vs}：従荷重として積雪荷重を組み合わせるときの降下火砕物等の堆積による鉛直荷重

注記＊1 ：ＪＥＡＧ４６０１を基に，表 4－5　クラス２，３容器の許容限界を準用する。

＊2 ：ＪＥＡＧ４６０１を基に，表 4－6　クラス２，３支持構造物の許容限界を準用する。

表 4－5　クラス２，３容器の許容限界

許容応力状態	許容限界		
	一次一般膜応力	一次膜応力＋一次曲げ応力	一次＋二次応力
III_AＳ	S_yと 0.6S_uの小さい方。ただし，オーステナイト系ステンレス鋼及び高ニッケル合金については 1.2Ｓとする。	左欄の 1.5 倍の値	$2S_y$

注：座屈に対する評価が必要な場合には，クラスＭＣ容器の座屈に対する評価式による。

表４－６　クラス２，３支持構造物の許容限界

許容応力状態	許容限界*1（ボルト以外）				許容限界*1（ボルト等）	
	一次応力				一次応力	
	引張	せん断	圧縮	曲げ	引張	せん断
ⅢＡＳ	$1.5f_t$	$1.5f_s$	$1.5f_c$	$1.5f_b$	$1.5f_t$	$1.5f_s$

注記＊1 ：応力の組合せが考えられる場合には，組合せ応力に対しても評価を行う。

引張力とせん断力を同時に受ける基礎ボルトの許容引張応力f_{ts}は以下のとおり。

$$f_{ts} = \mathrm{Min}\{1.4(1.5f_t) - 1.6\tau_b,\ 1.5f_t\}$$

5.　強度評価方法

評価手法は，以下に示す解析法により，適用性に留意の上，規格及び基準類や既往の文献において適用が妥当とされる手法に基づき実施することを基本とする。

・FEM 等を用いた解析法

・定式化された評価式を用いた解析法

具体的な評価においては，ＪＥＡＧ４６０１を準用する。

降下火砕物等の堆積による鉛直荷重，地震による荷重が作用する場合に強度評価を行う施設の強度評価方法として，軽油タンクの強度評価方法を以下に示す。

5.1　評価条件

平底たて置円筒形容器の強度評価を行う場合，以下の条件に従うものとする。

(1)　平底たて置円筒形容器の強度計算において，地震荷重による影響が大きな胴板（下部）及び基礎ボルトは 1 質点系モデルとして強度評価式により評価し，降下火砕物等が堆積する屋根板及びその屋根板に接続する胴板（上部）は FEM 解析により評価を行う。計算モデルを図 5－1 に示す。

(2)　計算に用いる寸法は，公称値を使用する。

(3)　降下火砕物等の堆積による鉛直荷重については，建築基準法施行令第 86 条に基づき，屋根の水平投影面積に対し降下火砕物等の層厚により上載質量を算出し，屋根板表面積で除することにより入力荷重を算出し等分布荷重として保守的に設定する。

(4)　地震荷重は，年超過確率 10^{-2} 相当の地震動を主荷重に組み合わせる地震荷重として考慮することとするが，その大きさは，年超過確率 10^{-2} 相当地震動を上回る地震動として，弾性設計用地震動Ｓｄによる地震力を地震荷重として設定する。

5.2　評価対象部位

評価対象部位及び評価内容を表 5－1 に示す。

表 5－1　評価対象部位及び評価内容

評価対象部位	応力等の状態
胴板 （下部）	圧縮，曲げ
基礎ボルト	引張，せん断， 組合せ
屋根板	圧縮，曲げ
胴板 （上部）	圧縮，曲げ

5.3　強度評価方法（1 質点系モデル）

(1)　記号の定義

平底たて置円筒形容器の強度評価に用いる記号を表 5－2 に示す。

表 5－2　平底たて置円筒形容器の強度評価に用いる記号（1/2）

記号	単位	定義
A_b	mm^2	基礎ボルト呼び径断面積
C_c	—	基礎ボルト計算における係数
C_H	—	弾性設計用地震動Ｓｄによる水平方向設計震度
C_t	—	基礎ボルト計算における係数
C_V	—	弾性設計用地震動Ｓｄによる鉛直方向設計震度
D_c	mm	基礎ボルト中心円直径
D_i	mm	胴内径
D_{bi}	mm	ベースプレート内径
D_{bo}	mm	ベースプレート外径
E	MPa	縦弾性係数
e	—	基礎ボルト計算における係数
F	MPa	ＪＳＭＥ　SSB-3121.1(1)により規定される値
F_c	N	基礎に作用する圧縮力
F_t	N	基礎ボルトに作用する引張力
f_b	MPa	曲げモーメントにより生じる座屈応力
f_c	MPa	軸圧縮荷重により生じる座屈応力
g	m/s^2	重力加速度
H	m	全高
H_h	mm	液面高さ
k	—	基礎ボルト計算における中立軸の荷重係数
ℓ_g	mm	基礎から容器重心までの距離
ℓ_1, ℓ_2	mm	基礎ボルト計算における中立軸から荷重作用点までの距離
M_s	N･mm	転倒モーメント
m_0	kg	容器の有効運転質量
m_e	kg	空質量
m_s	kg	降下火砕物等の堆積による質量
n	—	基礎ボルト本数
R_B	mm	胴平均半径
s	—	基礎ボルトと基礎の縦弾性係数比
t	mm	胴板厚
t_1	mm	基礎ボルト面積相当板幅

表 5－2　平底たて置円筒形容器の強度評価に用いる記号（2/2）

記号	単位	定義
t_2	mm	圧縮側基礎相当幅
z	―	基礎ボルト計算における係数
α_1	―	安全率
α_2	rad	基礎ボルト計算における中立軸を定める角度
η	―	R_B/t
η_1	―	1200×g/F
η_2	―	8000×g/F
η_3	―	9600×g/F
π	―	円周率
ρ	―	軽油の比重
σ_0	MPa	胴に生じる組合せ一次一般膜応力
σ_{0c}	MPa	胴に生じる組合せ一次一般膜応力（圧縮）
σ_{0t}	MPa	胴に生じる組合せ一次一般膜応力（引張）
σ_b	MPa	基礎ボルトに生じる引張応力
σ_c	MPa	基礎に生じる圧縮応力
σ_{xc}	MPa	胴に生じる軸方向応力の和（圧縮）
σ_{xt}	MPa	胴に生じる軸方向応力の和（引張）
σ_{x2}	MPa	自重（空質量）及び降下火砕物等の堆積による荷重により胴に生じる軸方向応力
σ_{x3}	MPa	鉛直方向地震力及び降下火砕物等の堆積による荷重により胴に生じる軸方向応力
σ_{x4}	MPa	水平方向地震力及び降下火砕物等の堆積による荷重により胴に生じる軸方向応力
σ_{xbs}	MPa	曲げモーメントにより生じる圧縮応力
σ_{xcs}	MPa	軸圧縮荷重により生じる圧縮応力
$\sigma_{\phi c}$	MPa	胴に生じる周方向応力の和（圧縮）
$\sigma_{\phi t}$	MPa	胴に生じる周方向応力の和（引張）
$\sigma_{\phi 1}$	MPa	静水頭により胴に生じる周方向応力
$\sigma_{\phi 2}$	MPa	鉛直方向地震力により胴に生じる周方向応力
τ	MPa	水平方向地震力により胴に生じるせん断応力
τ_b	MPa	基礎ボルトに生じるせん断応力
ϕ_b	MPa	座屈応力f_bを算出する際の関数
ϕ_c	MPa	座屈応力f_cを算出する際の関数

(2)　計算モデル

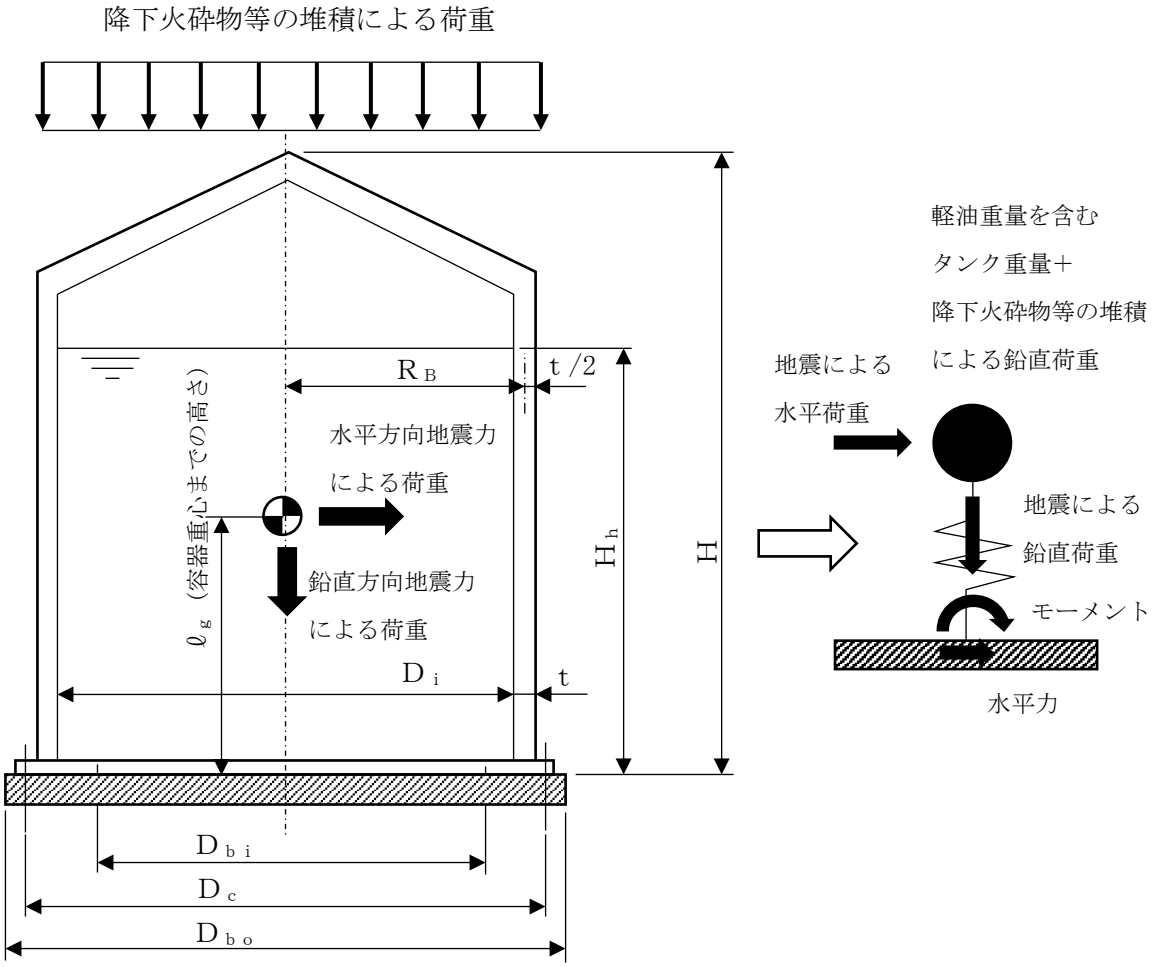


図 5－1　平底たて置円筒形容器モデル図

(3) 強度評価方法

a. 胴に生じる応力

(a) 静水頭及び鉛直方向地震力により胴に生じる周方向応力

静水頭により胴に生じる周方向応力

$$\sigma_{\phi 1}=\frac{10^{-6}\cdot g\cdot \rho\cdot H_h\cdot D_i}{2t}$$

鉛直方向地震力により胴に生じる周方向応力

$$\sigma_{\phi 2}=\frac{10^{-6}\cdot g\cdot \rho\cdot H_h\cdot D_i\cdot C_V}{2t}$$

(b) 胴の自重（空質量），鉛直方向地震力及び降下火砕物等の堆積による荷重により胴に生じる軸方向応力

自重（空質量）及び降下火砕物等の堆積による荷重により胴に生じる軸方向応力

$$\sigma_{x2}=\frac{\left(m_e+m_s\right)\cdot g}{\pi\left(D_i+t\right)\cdot t}$$

鉛直方向地震力及び降下火砕物等の堆積による荷重により胴に生じる軸方向応力

$$\sigma_{x3}=\frac{C_V\cdot\left(m_e+m_s\right)\cdot g}{\pi\left(D_i+t\right)\cdot t}$$

(c) 水平方向地震力により生じる応力

水平方向地震力及び降下火砕物等の堆積による荷重により胴に生じる軸方向応力

$$\sigma_{x4}=\frac{4M_s}{\pi\left(D_i+t\right)^2\cdot t}$$

ここで,

$$M_s=C_H\cdot\left(m_0+m_s\right)\cdot g\cdot \ell_g$$

水平方向地震力により胴に生じるせん断応力

$$\tau=\frac{2C_H\cdot\left(m_0+m_s\right)\cdot g}{\pi\left(D_i+t\right)\cdot t}$$

(d) 胴に生じる組合せ一次一般膜応力及び組合せ一次応力

イ. 組合せ引張応力

胴に生じる周方向応力の和（引張）

$$\sigma_{\phi t}=\sigma_{\phi 1}+\sigma_{\phi 2}$$

胴に生じる軸方向応力の和（引張）

$$\sigma_{xt} = -\sigma_{x2} + \sqrt{\sigma_{x3}^2 + \sigma_{x4}^2}$$

胴に生じる組合せ一次一般膜応力（引張）

$$\sigma_{0t} = \frac{1}{2}\left\{(\sigma_{xt} + \sigma_{\phi t}) + \sqrt{(\sigma_{xt} - \sigma_{\phi t})^2 + 4\tau^2}\right\}$$

ロ. 組合せ圧縮応力

胴に生じる周方向応力の和（圧縮）

$$\sigma_{\phi c} = -\sigma_{\phi 1} - \sigma_{\phi 2}$$

胴に生じる軸方向応力の和（圧縮）

$$\sigma_{xc} = \sigma_{x2} + \sqrt{\sigma_{x3}^2 + \sigma_{x4}^2}$$

胴に生じる組合せ一次一般膜応力（圧縮）

$$\sigma_{0c} = \frac{1}{2}\left\{(\sigma_{xc} + \sigma_{\phi c}) + \sqrt{(\sigma_{xc} - \sigma_{\phi c})^2 + 4\tau^2}\right\}$$

ハ. 組合せ応力

胴に生じる組合せ一次一般膜応力

$\sigma_0 = \mathrm{Max}[\sigma_{0t}, \sigma_{0c}]$

組合せ一次応力は組合せ一次一般膜応力と同じになる。

(e) 軸圧縮荷重及び曲げモーメントにより生じる圧縮応力

軸圧縮荷重により生じる圧縮応力

$$\sigma_{xcs} = \sigma_{x2} + \sigma_{x3}$$

曲げモーメントにより生じる圧縮応力

$$\sigma_{xbs} = \sigma_{x4}$$

b. 胴の座屈評価

(a) 軸圧縮荷重により生じる座屈応力

$$f_c = \begin{cases} F & (\eta \leqq \eta_1) \\ F\left[1 - \dfrac{1}{6800 \times g}\{F - \phi_c(\eta_2)\}(\eta - \eta_1)\right] & (\eta_1 < \eta < \eta_2) \\ \phi_c(\eta) & (\eta_2 \leqq \eta \leqq 800) \end{cases}$$

ここで,

$$\phi_c(\eta) = 0.6\frac{E}{\eta}\left[1 - 0.901\left\{1 - \exp\left(-\frac{1}{16}\sqrt{\eta}\right)\right\}\right]$$

(b)　曲げモーメントにより生じる座屈応力

$$f_b=\begin{cases} F & (\eta \leqq \eta_1) \\ F\left[1-\dfrac{1}{8400\times g}\{F-\phi_b(\eta_3)\}(\eta-\eta_1)\right] & (\eta_1<\eta<\eta_3) \\ \phi_b(\eta) & (\eta_3 \leqq \eta \leqq 800) \end{cases}$$

ここで,

$$\phi_b(\eta)=0.6\frac{E}{\eta}\left[1-0.731\left\{1-\exp\left(-\frac{1}{16}\sqrt{\eta}\right)\right\}\right]$$

(c)　安全率α_1

安全率は，各荷重の組合せに対して

$$\alpha_1=\begin{cases} 1.0 & (\eta \leqq \eta_1) \\ 1.0+\dfrac{F}{13600\times g}(\eta-\eta_1) & (\eta_1<\eta<\eta_2) \\ 1.5 & (\eta_2 \leqq \eta) \end{cases}$$

ここで,

$$\eta=\frac{R_B}{t},\quad \eta_1=\frac{1200\times g}{F},\quad \eta_2=\frac{8000\times g}{F},\quad \eta_3=\frac{9600\times g}{F}$$

(d)　座屈評価

以下の式により評価を行う。

$$\frac{\alpha_1\cdot\sigma_{xcs}}{f_c}+\frac{\alpha_1\cdot\sigma_{xbs}}{f_b} \leqq 1$$

c.　基礎ボルト評価

(a)　基礎ボルトに生じるせん断応力

$$\tau_b=\frac{C_H\cdot(m_0+m_s)\cdot g}{n\cdot A_b}$$

(b)　基礎ボルトに生じる引張応力

基礎ボルトに引張力が発生しないのは，α_2がπに等しくなったときであり，α_2をπに近づけた場合の値e＝0.75 及びz＝0.25 を，F_tを求める式に代入し，得られるF_tの値によって引張力の有無を次のように判断する。

・$F_t \leqq 0$ ならば，引張力は作用しない。

・$F_t > 0$ ならば，引張力は作用しているので以降の計算を行う。

転倒モーメントM_sが作用した場合に生じる基礎ボルトの引張荷重と基礎部の圧縮荷重については，荷重と変位量の釣合い条件を考慮することにより求める。基礎の荷重説明図を図5－2に示す。

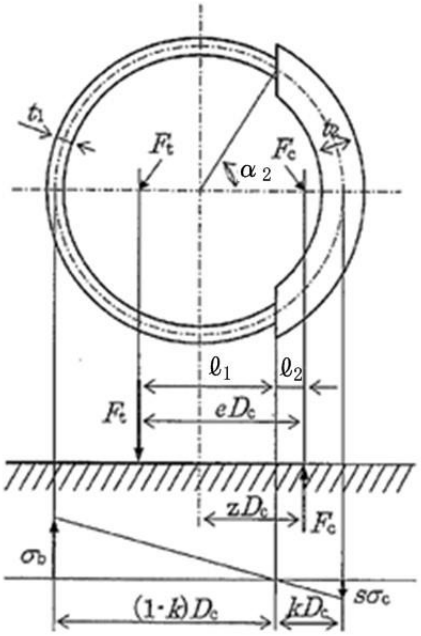


図５－２　基礎の荷重説明図（ＪＥＡＧ４６０１より抜粋）

イ．　σ_b，σ_cを仮定して係数ｋを求める。

$$k=\frac{1}{1+\dfrac{\sigma_b}{s\cdot\sigma_c}}$$

ロ．　α_2を求める。

$$\alpha_2=\cos^{-1}(1-2k)$$

ハ．　各定数ｅ，ｚ，C_t及びC_cを求める。

$$e=\frac{1}{2}\left\{\frac{(\pi-\alpha_2)\cdot\cos^2\alpha_2+\frac{1}{2}(\pi-\alpha_2)+\frac{3}{2}\sin\alpha_2\cdot\cos\alpha_2}{(\pi-\alpha_2)\cos\alpha_2+\sin\alpha_2}\right\}$$

$$+\frac{1}{2}\left(\frac{\frac{1}{2}\alpha_2-\frac{3}{2}\sin\alpha_2\cdot\cos\alpha_2+\alpha_2\cdot\cos^2\alpha_2}{\sin\alpha_2-\alpha_2\cdot\cos\alpha_2}\right)$$

$$z=\frac{1}{2}\left\{\cos\alpha_2+\left(\frac{\frac{1}{2}\alpha_2-\frac{3}{2}\sin\alpha_2\cdot\cos\alpha_2+\alpha_2\cdot\cos^2\alpha_2}{\sin\alpha_2-\alpha_2\cdot\cos\alpha_2}\right)\right\}$$

$$C_t=\frac{2\{(\pi-\alpha_2)\cdot\cos\alpha_2+\sin\alpha_2\}}{1+\cos\alpha_2}$$

$$C_c=\frac{2(\sin\alpha_2-\alpha_2\cos\alpha_2)}{1-\cos\alpha_2}$$

二.　各定数を用いてF_t，F_cを求める。

$$F_t=\frac{1}{e\cdot D_c}\sqrt{M_s^{\,2}+\left(C_V\cdot\left(m_0+m_s\right)\cdot g\cdot z\cdot D_c\right)^2}-\frac{z}{e}\left(m_0+m_s\right)\cdot g$$

$$F_c=\frac{1}{e\cdot D_c}\sqrt{M_s^{\,2}+\left(C_V\cdot\left(m_0+m_s\right)\cdot g\cdot(z-e)\cdot D_c\right)^2}+\left(1-\frac{z}{e}\right)\left(m_0+m_s\right)\cdot g$$

ホ.　σ_b，σ_cを求め，(イ)にて仮定した値を十分に近似していることを確認する。

$$\sigma_b=\frac{2F_t}{t_1\cdot D_c\cdot C_t}$$

$$\sigma_c=\frac{2F_c}{\left(t_2+s\cdot t_1\right)\cdot D_c\cdot C_c}$$

ここで,

$$t_1=\frac{n\cdot A_b}{\pi\cdot D_c}$$

$$t_2=\frac{1}{2}\left(D_{bo}-D_{bi}\right)-t_1$$

6. 適用規格

Ⅴ-1-1-3-4-1「火山への配慮に関する基本方針」においては，降下火砕物の影響を考慮する施設の設計に係る適用規格を示している。

これらのうち，軽油タンクの強度評価に用いる規格，基準等を以下に示す。

・建築基準法及び同施行令

・新潟県建築基準法施行細則（昭和 35 年 12 月 30 日新潟県規則第 82 号）

・発電用原子力設備規格　設計・建設規格　ＪＳＭＥ　Ｓ　ＮＣ１-2005/2007（日本機械学会）

・原子力発電所耐震設計技術指針　重要度分類・許容応力編　ＪＥＡＧ　４６０１・補-1984（日本電気協会）

・原子力発電所耐震設計技術指針　ＪＥＡＧ　４６０１-1987（日本電気協会）

・鋼構造設計規準－許容応力度設計法－（日本建築学会，2005 改定）

Ⅴ-3-別添 2-1-2　原子炉建屋の強度計算の方針

目　　次

1.　概要 ····· 1
2.　強度評価の基本方針 ····· 2
2.1　評価対象施設 ····· 2
3.　構造強度設計 ····· 3
3.1　構造強度の設計方針 ····· 3
3.2　機能維持の方針 ····· 3
4.　荷重及び荷重の組合せ並びに許容限界 ····· 6
4.1　荷重及び荷重の組合せ ····· 6
4.2　許容限界 ····· 11
5.　強度評価条件及び強度評価方法 ····· 14
5.1　強度評価条件 ····· 14
5.2　強度評価方法 ····· 14
6.　適用規格 ····· 15
7.　引用文献 ····· 16

1. 概要

本資料は，「実用発電用原子炉及びその附属施設の技術基準に関する規則」（以下「技術基準規則」という。）第7条及びその「実用発電用原子炉及びその附属施設の技術基準に関する規則の解釈」（以下「解釈」という。）に適合し，技術基準規則第54条及びその解釈に規定される「重大事故等対処設備」を踏まえた重大事故等対処設備に配慮する設計とするため，Ⅴ-1-1-3「発電用原子炉施設の自然現象等による損傷の防止に関する説明書」のうちⅤ-1-1-3-4-3「降下火砕物の影響を考慮する施設の設計方針」（以下「Ⅴ-1-1-3-4-3「降下火砕物の影響を考慮する施設の設計方針」」という。）の「4.1　構造物への荷重を考慮する施設」で設定している原子炉建屋が，降下火砕物に対して構造健全性を維持することを確認するための強度評価方針について説明するものである。

強度評価は，Ⅴ-1-1-3「発電用原子炉施設の自然現象等による損傷の防止に関する説明書」のうちⅤ-1-1-3-4-1「火山への配慮に関する基本方針」（以下「Ⅴ-1-1-3-4-1「火山への配慮に関する基本方針」」という。）に示す適用規格を用いて実施する。

降下火砕物の影響を考慮する施設のうち，原子炉建屋の具体的な計算の方法及び結果は，Ⅴ-3-別添2-4「原子炉建屋の強度計算書」に示す。

2. 強度評価の基本方針

強度評価は，「2.1　評価対象施設」に示す評価対象施設を対象として，「4.1　荷重及び荷重の組合せ」で示す降下火砕物による荷重と組み合わすべき他の荷重による組合せ荷重により発生する応力等が，「4.2　許容限界」で示す許容限界を超えないことを，「5.　強度評価条件及び強度評価方法」で示す評価方法及び考え方を使用し，「6.　適用規格」で示す適用規格を用いて確認する。

2.1　評価対象施設

本資料における評価対象施設は，Ⅴ-1-1-3-4-3「降下火砕物の影響を考慮する施設の設計方針」の「4.　要求機能及び性能目標」で設定している構造物への荷重を考慮する施設のうち，原子炉建屋を強度評価の対象施設とする。

3.　構造強度設計

Ⅴ-1-1-3-4-1「火山への配慮に関する基本方針」で設定している降下火砕物特性に対し，「3.1 構造強度の設計方針」で設定している構造物への荷重を考慮する施設が，構造強度設計上の性能目標を達成するように，Ⅴ-1-1-3-4-3「降下火砕物の影響を考慮する施設の設計方針」の「5.　機能設計」で設定している原子炉建屋が有する機能を踏まえて，構造強度の設計方針を設定する。

また，想定する荷重及び荷重の組合せを設定し，それらの荷重に対し，原子炉建屋の構造強度を保持するよう機能維持の方針を設定する。

3.1　構造強度の設計方針

原子炉建屋は，Ⅴ-1-1-3-4-3「降下火砕物の影響を考慮する施設の設計方針」の「4.　要求機能及び性能目標」の「4.1(3)　性能目標」で設定している構造強度設計上の性能目標を踏まえ，想定する降下火砕物，地震及び積雪を考慮した荷重に対し，降下火砕物堆積時の機能維持を考慮して，鉄筋コンクリート造の屋根スラブを，鉄骨フレーム（以下「屋根トラス」という。）及び鉄筋コンクリート造の耐震壁等で支持し，支持性能を有する基礎スラブにより支持する構造とする。降下火砕物及び積雪（以下「降下火砕物等」という。）による荷重を短期荷重とするために，降下火砕物の降灰から 30 日を目途に降下火砕物を適切に除去すること，また降灰時には除雪も併せて実施することを保安規定に定める。

3.2　機能維持の方針

Ⅴ-1-1-3-4-3「降下火砕物の影響を考慮する施設の設計方針」の「4.　要求機能及び性能目標」で設定している構造強度設計上の性能目標を達成するために，「3.1　構造強度の設計方針」に示す構造を踏まえ，Ⅴ-1-1-3-4-1「火山への配慮に関する基本方針」の「2.1.3(2)　荷重の組合せ及び許容限界」で設定している荷重条件を適切に考慮して，構造設計及びそれを踏まえた評価方針を設定する。

(1)　構造設計

原子炉建屋は，屋根スラブを屋根トラス，耐震壁等で支持し，支持性能を有する基礎スラブにより支持する構造とする。屋根スラブ，屋根トラス，耐震壁等は適切な強度を有する構造とする。

降下火砕物等の堆積による鉛直荷重に対しては，降下火砕物等が堆積する屋根スラブに作用する構造とする。

原子炉建屋の設置位置を図 3－1 に，構造計画を表 3－1 に示す。

(2)　評価方針

原子炉建屋は，「(1)　構造設計」を踏まえ，以下の評価方針とする。

想定する降下火砕物，地震及び積雪を考慮した荷重に対し，原子炉建屋の屋根スラブ，屋根トラス，耐震壁等が，「4.2　許容限界」で示す許容限界を超えないことを確認する。

降下火砕物，地震及び積雪を考慮した荷重に対する強度評価を，Ⅴ-3-別添 2-4「原子炉建屋の強度計算書」に示す。

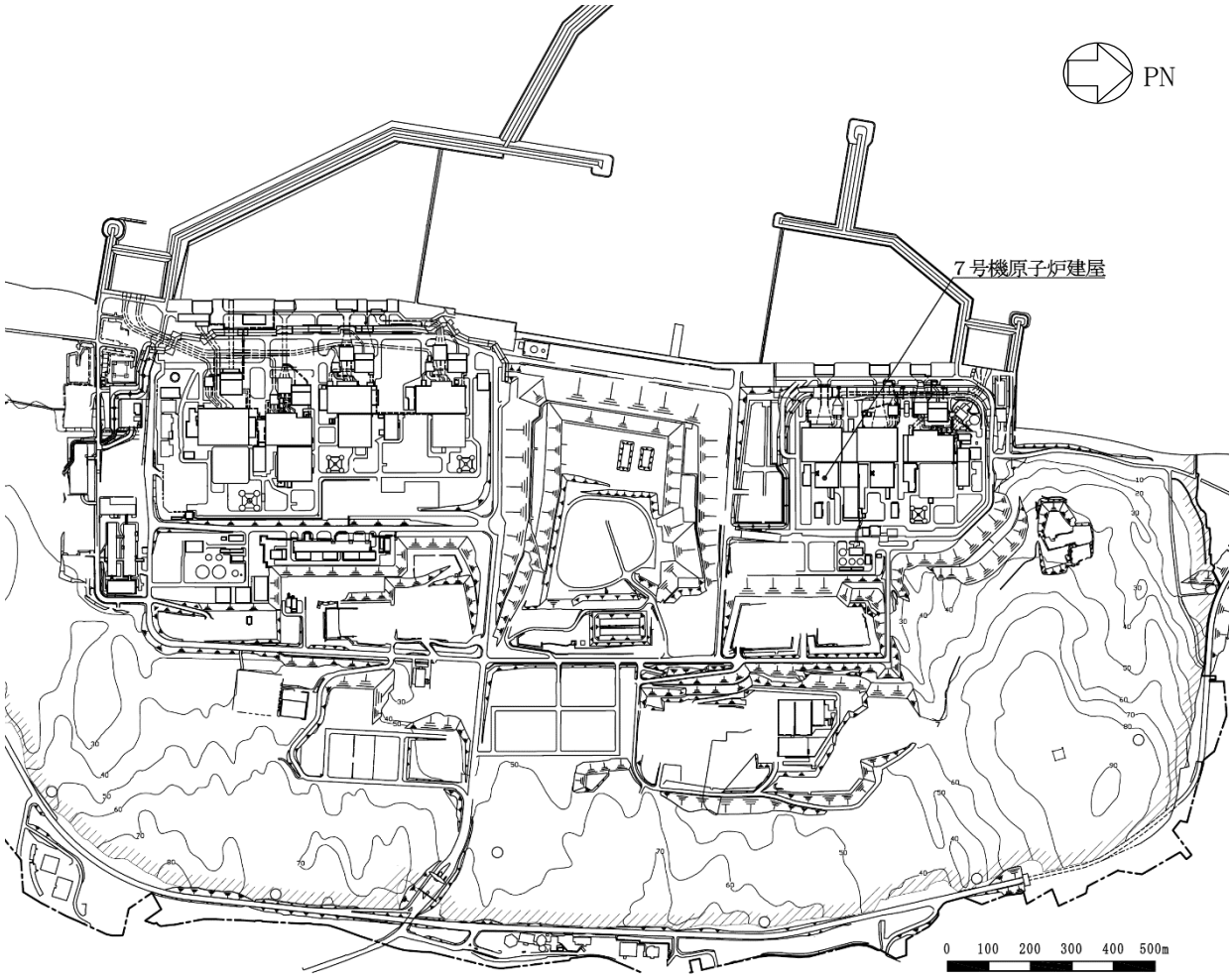
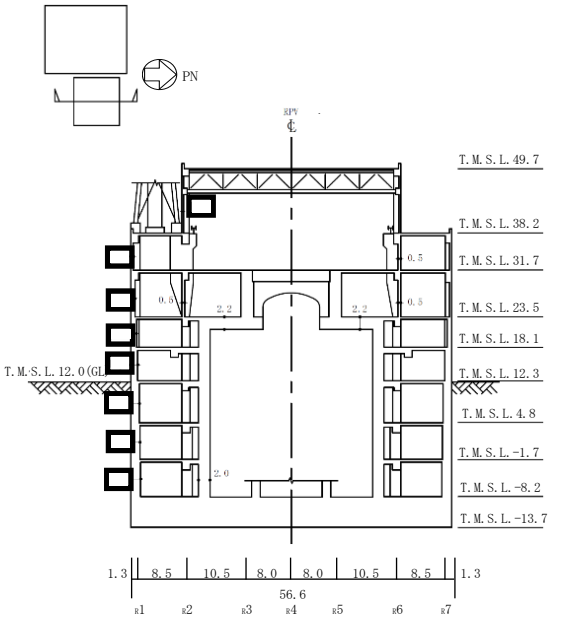
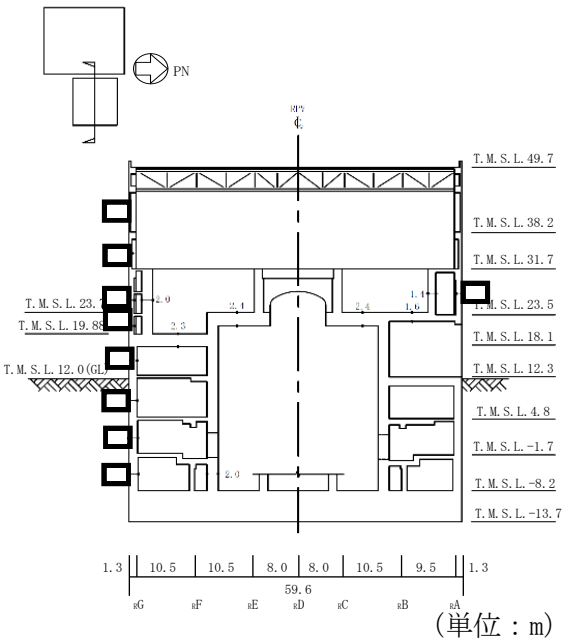


図 3－1　原子炉建屋の設置位置

表 3－1　構造計画

計画の概要		説明図
主体構造	支持構造	
鉄筋コンクリート造の主体構造及び鉄骨造の屋根トラスで構成する。	荷重は建屋の外殻を構成する屋根，耐震壁等に作用し，耐震壁等を介し，基礎スラブへ伝達する構造とする。	 （単位：m） （NS 方向断面）  （単位：m） （EW 方向断面）

4.　荷重及び荷重の組合せ並びに許容限界

強度評価に用いる荷重の種類，荷重の組合せ及び荷重の算定方法を「4.1　荷重及び荷重の組合せ」に，許容限界を「4.2　許容限界」に示す。

4.1　荷重及び荷重の組合せ

強度評価にて考慮する荷重及び荷重の組合せは，Ⅴ-1-1-3-4-1「火山への配慮に関する基本方針」の「2.1.3(2)　荷重の組合せ及び許容限界」を踏まえ，以下のとおり設定する。

(1)　荷重の種類

a.　常時作用する荷重（F_d）

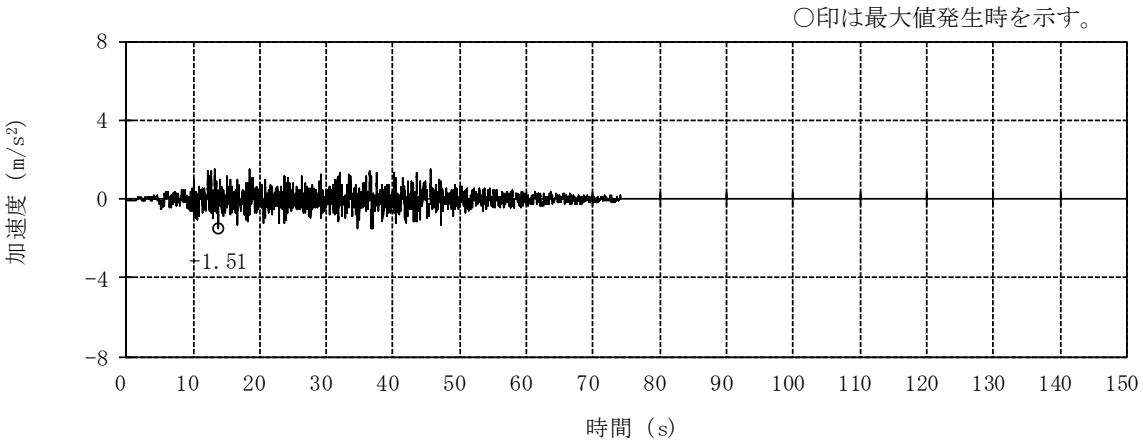
常時作用する荷重は，Ⅴ-1-1-3-4-1「火山への配慮に関する基本方針」の「2.1.3(2)a.　荷重の種類」で設定している常時作用する荷重に従って，持続的に生じる荷重である固定荷重及び積載荷重とする。

b.　降下火砕物による荷重（F_a）

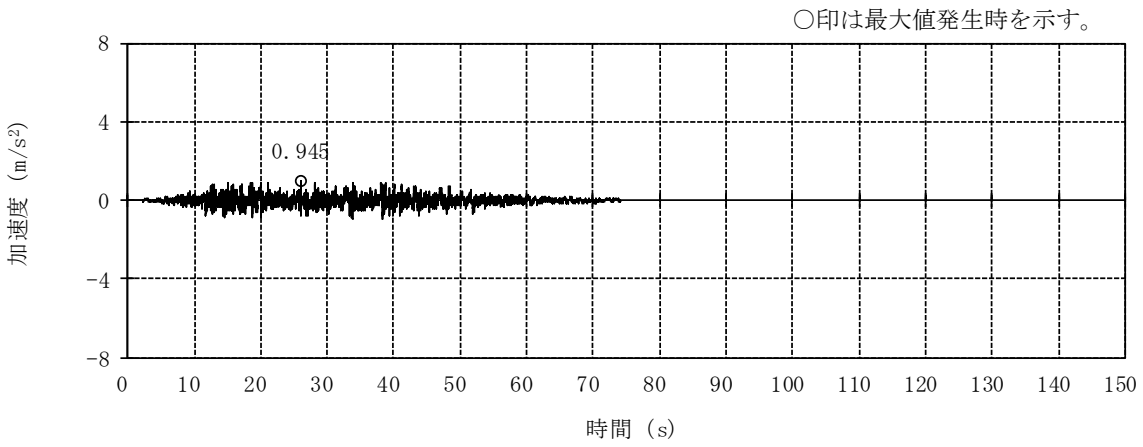
降下火砕物による荷重は，Ⅴ-1-1-3「発電用原子炉施設の自然現象等による損傷の防止に関する説明書」のうちⅤ-1-1-3-1-1「発電用原子炉施設に対する自然現象等による損傷の防止に関する基本方針」（以下「Ⅴ-1-1-3-1-1「発電用原子炉施設に対する自然現象等による損傷の防止に関する基本方針」」という。）の「4.1　自然現象の組合せについて」で設定している自然現象の組合せに従って，主荷重として扱うこととし，Ⅴ-1-1-3-4-1「火山への配慮に関する基本方針」の「2.1.2　設計に用いる降下火砕物特性」に示す降下火砕物の特性及び「2.1.3(2)a.　荷重の種類」に示す降下火砕物による荷重を踏まえて，湿潤密度 1.5g/cm^3 の降下火砕物が 35cm 堆積した場合の荷重として堆積量 1cm ごとに 147.1N/m^2 の降下火砕物による荷重が作用することを考慮し設定する。

c.　地震荷重（F_k）

地震荷重は，Ⅴ-1-1-3-1-1「発電用原子炉施設に対する自然現象等による損傷の防止に関する基本方針」の「4.1　自然現象の組合せについて」で設定している自然現象の組合せに従って，従荷重として扱うこととし，Ⅴ-1-1-3-1-1「発電用原子炉施設に対する自然現象等による損傷の防止に関する基本方針」の「4.1　自然現象の組合せについて」に示す組み合わせる地震を踏まえて，年超過確率 10^{-2} 相当の地震動を主荷重に組み合わせる地震荷重とする。年超過確率 10^{-2} 相当地震動は，Ⅴ-2「耐震性に関する説明書」のうちⅤ-2-1-2「基準地震動Ｓｓ及び弾性設計用地震動Ｓｄの策定概要」の「7.4　基準地震動Ｓｓの超過確率参照」に示す地震ハザード評価に基づき模擬地震波を設定する。設定した模擬地震波の加速度時刻歴波形を図 4－1 に示す。



(a)　水平方向



(b)　鉛直方向

図 4－1　加速度時刻歴波形（年超過確率 10^{-2} 相当地震動）

d. 積雪荷重（F_s，F_{sb}）

積雪荷重は，V-1-1-3-1-1「発電用原子炉施設に対する自然現象等による損傷の防止に関する基本方針」の「4.1　自然現象の組合せについて」で設定している自然現象の組合せに従って，従荷重として扱うこととし，V-1-1-3-1-1「発電用原子炉施設に対する自然現象等による損傷の防止に関する基本方針」の「4.1　自然現象の組合せについて」に示す組み合わせる積雪深を踏まえて，柏崎市における1日当たりの積雪量の年超過確率10^{-2}規模の値84.3cmが堆積した場合の荷重を主荷重に組み合わせる積雪荷重（F_s）とする。更に，従荷重として扱う積雪荷重とは別に，ベース負荷として日最深積雪量の平均値に当たる積雪量31.1cmによる荷重を常時考慮する積雪荷重（F_{sb}）として考慮する。積雪荷重については，新潟県建築基準法施行細則により，積雪量1cmごとに29.4N/m^{2}の積雪荷重が作用することを考慮し設定する。

(2) 荷重の組合せ

a. 降下火砕物による荷重，地震荷重及び積雪荷重の組合せ

降下火砕物による荷重，地震荷重及び積雪荷重については，V-1-1-3-1-1「発電用原子炉施設に対する自然現象等による損傷の防止に関する基本方針」の「4.1　自然現象の組合せについて」を踏まえて，それらの組合せを考慮し，自然現象の荷重として扱う。自然現象の荷重は短期荷重として扱う。

b. 荷重の組合せ

荷重の組合せについては，自然現象の荷重及び常時作用する荷重を組み合わせる。

上記を踏まえ，強度評価における荷重の組合せの設定については，建屋の設置状況及び構造を考慮し設定する。原子炉建屋における荷重の組合せの考え方を表4－1に示す。

表4－1　荷重の組合せ

考慮する荷重の組合せ	荷　重					
	常時作用する荷重（F_d）		主荷重	従荷重		ベース負荷
	固定荷重	積載荷重	降下火砕物による荷重（F_a）	地震荷重（F_k）	積雪荷重（F_s）	常時考慮する積雪荷重（F_{sb}）
ケース1	○	○	○	○	—	○
ケース2	○	○	○	—	○	○

注：「○」は考慮する荷重を示す。

(3) 荷重の算定方法

降下火砕物による荷重，地震荷重及び積雪荷重の算出式及び算出方法を以下に示す。

a. 記号の定義

荷重の算出に用いる記号を表 4－2 に示す。

表 4－2 荷重の算出に用いる記号

記号	単位	定義
F_a	N/m^2	湿潤状態の降下火砕物による荷重
F_s	N/m^2	従荷重として組み合わせる積雪荷重
F_{sb}	N/m^2	ベース負荷として組み合わせる常時考慮する積雪荷重
F_{Vk}	N/m^2	従荷重として地震荷重を組み合わせるときの降下火砕物等の堆積による鉛直荷重
F_{Vs}	N/m^2	従荷重として積雪荷重を組み合わせるときの降下火砕物等の堆積による鉛直荷重
f'_s	$N/(m^2 \cdot cm)$	建築基準法施行令に基づき設定する積雪の単位荷重
g	m/s^2	重力加速度
H_a	cm	降下火砕物の層厚
H_s	cm	従荷重として考慮する積雪深
H_{sb}	cm	ベース負荷として考慮する積雪深
ρ	kg/m^3	降下火砕物の湿潤密度

b. 降下火砕物による荷重及び積雪荷重

湿潤状態の降下火砕物による荷重は，次式のとおり算出する。

$$F_a = \rho \cdot g \cdot H_a \cdot 10^{-2}$$

積雪荷重は，次式のとおり算出する。

$$F_s = f'_s \cdot H_s \quad , \quad F_{sb} = f'_s \cdot H_{sb}$$

湿潤状態の降下火砕物に積雪を踏まえた鉛直荷重は，次式のとおり算出する。

$$F_{Vk} = F_a + F_{sb} \quad , \quad F_{Vs} = F_a + F_s + F_{sb}$$

表 4－3 に入力条件を示す。

表 4－3　入力条件

ρ (kg/m^3)	g (m/s^2)	H_a (cm)	f'_s N/(m^2・cm)	H_s (cm)	H_{sb} (cm)
1500	9.80665	35	29.4	84.3	31.1

以上を踏まえ，降下火砕物等の堆積による鉛直荷重は，
F_{Vk}＝6063N/m^2，F_{Vs}＝8542N/m^2 とする。

c.　地震荷重

「4.　荷重及び荷重の組合せ並びに許容限界」の荷重条件を踏まえた原子炉建屋の質点系モデル及び 3 次元 FEM モデルに対して，年超過確率 10^{-2} 相当地震動を入力して地震荷重を算出する。

4.2　許容限界

許容限界は，Ⅴ-1-1-3-4-3「降下火砕物の影響を考慮する施設の設計方針」の「4.　要求機能及び性能目標」で設定している構造強度設計上の性能目標及び「3.2　機能維持の方針」に示す評価方針を踏まえて，評価対象部位ごとに設定する。

「4.1　荷重及び荷重の組合せ」で設定している荷重及び荷重の組合せを踏まえた，評価対象部位ごとの許容限界を表 4－4 に示す。

構造強度評価においては，降下火砕物，地震及び積雪を考慮した荷重に対し，評価対象部位ごとに求められる機能が担保できる許容限界を設定する。

(1)　屋根スラブ

屋根スラブは,構造健全性,遮蔽性能及び気密性能を維持することを性能目標としており，構造健全性においては終局強度を許容限界としているが，気密性能及び遮蔽性能においては短期許容応力度を許容限界としており,「原子力施設鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説（日本建築学会，2005 制定)」（以下「RC-N 規準」という。）に基づく短期許容応力度を許容限界として設定する。

(2)　屋根トラス

屋根トラスは，構造健全性を維持することを性能目標としており,「鋼構造設計規準―許容応力度設計法―（日本建築学会，2005 改定)」（以下「S 規準」という。)に基づく弾性限強度を許容限界として設定する。また，弾性範囲を超える部材については当該部材の座屈及び降伏の繰返し回数が，中込ほか（引用文献(1)参照）による破断寿命と比較し，十分な裕度を有していることを確認する。

(3)　耐震壁

耐震壁は，構造健全性，気密性能及び遮蔽性能を維持することを性能目標としており,「原子力発電所耐震設計技術指針　ＪＥＡＧ　４６０１－1987（日本電気協会)」に基づき最大せん断ひずみ 2.0×10^{-3} を耐震壁の許容限界として設定する。

表 4－4　許容限界

要求機能	機能設計上の性能目標	部位			機能維持のための考え方	許容限界（評価基準値）
—	構造強度を有すること	屋根	屋根スラブ		部材に生じる応力が構造強度を確保するための許容限界を超えないことを確認	「RC-N 規準」に基づく終局強度
			屋根トラス	主トラス（上弦材，下弦材，斜材，束材） つなぎばり（上弦材，下弦材） 上弦面水平ブレース		「S 規準」に基づく弾性限強度*2
				つなぎばり（斜材，束材） 下弦面水平ブレース	応答による繰返し回数が許容限界に対して十分な裕度を有することを確認	最大ひずみ度に対する破断寿命（繰返し回数）
		耐震壁*1			最大せん断ひずみが構造強度を確保するための許容限界を超えないことを確認	せん断ひずみ 2.0×10^{-3}
遮蔽性	遮蔽体の損傷により遮蔽性能を損なわないこと	屋根スラブ			部材に生じる応力が遮蔽性を維持するための許容限界を超えないことを確認	「RC-N 規準」に基づく短期許容応力度*3
		耐震壁*1（二次遮蔽壁及び補助遮蔽）			最大せん断ひずみが遮蔽性を維持するための許容限界を超えないことを確認	せん断ひずみ 2.0×10^{-3}
気密性	換気性能とあいまって気密性能を維持すること	屋根スラブ			部材に生じる応力が気密性を維持するための許容限界を超えないことを確認	「RC-N 規準」に基づく短期許容応力度*4
		耐震壁*1（原子炉建屋原子炉区域（二次格納施設））			最大せん断ひずみが気密性を維持するための許容限界を超えないことを確認	せん断ひずみ 2.0×10^{-3}

注記＊1 ：建屋全体としては，地震力を主に耐震壁で負担する構造となっており，柱，はり，間仕切壁等が耐震壁の変形に追従すること，また，全体に剛性の高い構造となっており複数の耐震壁間の相対変形が小さく床スラブの変形が抑えられるため，各層の耐震壁の最大せん断ひずみが許容限界を満足していれば，建物・構築物に要求される機能は維持される。また，Ⅴ-3-別添 2-4「原子炉建屋の強度計算書」の別紙「年超過確率 10^{-2} 相当地震

動に対する原子炉建屋の地震応答計算書」にて補助壁を耐震要素とした地震応答解析を行っているため，評価対象部位には補助壁を含む。

＊2 ：弾性限強度として「S 規準」のＦ値に「2015 年度版　建築物の構造関係技術基準解説書（国土交通省国土技術政策総合研究所・国立研究開発法人建築研究所)」に基づき 1.1 倍の割増しを考慮する。

＊3 ：許容限界は終局強度に対し妥当な安全余裕を有したものとして設定することとし，さらなる安全余裕を考慮して短期許容応力度とする。

＊4 ：地震時に生じる応力に対して許容応力度設計とし，地震時及び地震後においても気密性を維持できる設計とする。

＊5 ：事故時に換気性能とあいまって気密性を有する設計とし，地震時においてもその機能を維持できる設計とする。耐震壁の気密性に対する許容限界の適用性は，Ⅴ-2-9-3-1「原子炉建屋原子炉区域（二次格納施設）の耐震性についての計算書　別紙－2　原子炉建屋原子炉区域の気密性に関する計算書」に示す。

5.　強度評価条件及び強度評価方法

5.1　強度評価条件

原子炉建屋の強度評価を行う場合，以下の条件に従うものとする。

(1)　降下火砕物等の堆積による鉛直荷重を短期荷重として評価する。

(2)　降下火砕物等の堆積による鉛直荷重は，F_{vk}＝6063N/m^2，F_{vs}＝8542N/m^{2}とする。

(3)　地震荷重は，「4.　荷重及び荷重の組合せ並びに許容限界」の荷重条件を踏まえた原子炉建屋の質点系モデル及び3次元FEMモデルに対して，年超過確率10^{-2}相当地震動を入力して算出する。

5.2　強度評価方法

(1)　屋根スラブの応力計算

応力解析モデルを用いて，屋根スラブに作用する固定荷重，積載荷重及び自然現象の荷重により屋根スラブに発生する応力を求める。

(2)　耐震壁の応答計算

「4.　荷重及び荷重の組合せ並びに許容限界」の荷重条件を踏まえた原子炉建屋の質点系モデルによる地震応答解析により耐震壁に発生するせん断ひずみを求める。

(3)　屋根トラスの応答計算

3次元FEMモデルによる地震応答解析により，屋根トラスに発生する応力を求める。

6. 適用規格

Ⅴ-1-1-3-4-1「火山への配慮に関する基本方針」においては，降下火砕物の影響を考慮する施設の設計に係る適用規格を示している。

これらのうち，原子炉建屋の強度評価に用いる規格・基準等を以下に示す。

・建築基準法・同施行令
・新潟県建築基準法施行細則（昭和 35 年 12 月 30 日新潟県規則第 82 号）
・原子力発電所耐震設計技術指針　ＪＥＡＧ　４６０１-1987（日本電気協会）
・原子力発電所耐震設計技術指針　ＪＥＡＧ　４６０１-1991　追補版（日本電気協会）
・鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説　－許容応力度設計法－（日本建築学会，1999 改定）
・原子力施設鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説（日本建築学会，2005 制定）
・鋼構造設計規準　－許容応力度設計法－（日本建築学会，2005 改定）
・原子力発電所耐震設計技術指針　重要度分類・許容応力編　ＪＥＡＧ　４６０１・補-1984（日本電気協会）
・2015 年版　建築物の構造関係技術基準解説書（国土交通省国土技術政策総合研究所・国立研究開発法人建築研究所　2015）

7. 引用文献

(1) 中込ほか「繰返し力を受ける SM490 鋼の疲労性に関する研究」(日本建築学会構造系論文集, 第 469 号, 127-136, 1995 年 3 月)

Ⅴ-3-別添 2-1-3　タービン建屋の強度計算の方針

目　　次

1.　概要 ····· 1
2.　強度評価の基本方針 ····· 2
2.1　評価対象施設 ····· 2
3.　構造強度設計 ····· 3
3.1　構造強度の設計方針 ····· 3
3.2　機能維持の方針 ····· 3
4.　荷重及び荷重の組合せ並びに許容限界 ····· 6
4.1　荷重及び荷重の組合せ ····· 6
4.2　許容限界 ····· 12
5.　強度評価条件及び強度評価方法 ····· 14
5.1　強度評価条件 ····· 14
5.2　強度評価方法 ····· 14
6.　適用規格 ····· 15

1. 概要

本資料は，「実用発電用原子炉及びその附属施設の技術基準に関する規則」（以下「技術基準規則」という。）第 7 条及びその「実用発電用原子炉及びその附属施設の技術基準に関する規則の解釈」（以下「解釈」という。）に適合し，技術基準規則第 54 条及びその解釈に規定される「重大事故等対処設備」を踏まえた重大事故等対処設備に配慮する設計とするため，Ⅴ-1-1-3「発電用原子炉施設の自然現象等による損傷の防止に関する説明書」のうちⅤ-1-1-3-4-3「降下火砕物の影響を考慮する施設の設計方針」（以下「Ⅴ-1-1-3-4-3「降下火砕物の影響を考慮する施設の設計方針」」という。）の「4.1　構造物への荷重を考慮する施設」で設定しているタービン建屋海水熱交換器区域が，降下火砕物に対して構造健全性を維持することを確認するための強度評価方針について説明するものである。

強度評価は，Ⅴ-1-1-3「発電用原子炉施設の自然現象等による損傷の防止に関する説明書」のうちⅤ-1-1-3-4-1「火山への配慮に関する基本方針」（以下「Ⅴ-1-1-3-4-1「火山への配慮に関する基本方針」」という。）に示す適用規格を用いて実施する。

降下火砕物の影響を考慮する施設のうち，タービン建屋海水熱交換器区域の具体的な計算の方法及び結果は，Ⅴ-3-別添 2-5「タービン建屋の強度計算書」に示す。

2.　強度評価の基本方針

強度評価は，「2.1　評価対象施設」に示す評価対象施設を対象として，「4.1　荷重及び荷重の組合せ」で示す降下火砕物による荷重と組み合わすべき他の荷重による組合せ荷重により発生する応力等が，「4.2　許容限界」で示す許容限界を超えないことを，「5.　強度評価条件及び強度評価方法」で示す評価方法及び考え方を使用し，「6.　適用規格」で示す適用規格を用いて確認する。

2.1　評価対象施設

本資料における評価対象施設は，Ⅴ-1-1-3-4-3「降下火砕物の影響を考慮する施設の設計方針」の「4.　要求機能及び性能目標」で設定している構造物への荷重を考慮する施設のうち，タービン建屋海水熱交換器区域を強度評価の対象施設とする。

3.　構造強度設計

Ⅴ-1-1-3-4-1「火山への配慮に関する基本方針」で設定している降下火砕物特性に対し，「3.1 構造強度の設計方針」で設定している構造物への荷重を考慮する施設が，構造強度設計上の性能目標を達成するように，Ⅴ-1-1-3-4-3「降下火砕物の影響を考慮する施設の設計方針」の「5.　機能設計」で設定しているタービン建屋海水熱交換器区域が有する機能を踏まえて，構造強度の設計方針を設定する。

また，想定する荷重及び荷重の組合せを設定し，それらの荷重に対し，タービン建屋海水熱交換器区域が内包する防護すべき施設に波及的影響を及ぼさないよう機能維持の方針を設定する。

3.1　構造強度の設計方針

タービン建屋海水熱交換器区域は，Ⅴ-1-1-3-4-3「降下火砕物の影響を考慮する施設の設計方針」の「4.　要求機能及び性能目標」の「4.1(3)　性能目標」で設定している構造強度設計上の性能目標を踏まえ，想定する降下火砕物，地震及び積雪を考慮した荷重に対し，降下火砕物堆積時の機能維持を考慮して，鉄筋コンクリート造の屋根スラブを，鉄骨大ばり及び鉄筋コンクリート造の耐震壁等で支持し，支持性能を有する基礎スラブにより支持する構造とする。降下火砕物及び積雪（以下「降下火砕物等」という。）による荷重を短期荷重とするために，降下火砕物の降灰から 30 日を目途に降下火砕物を適切に除去すること，また降灰時には除雪も併せて実施することを保安規定に定める。

3.2　機能維持の方針

Ⅴ-1-1-3-4-3「降下火砕物の影響を考慮する施設の設計方針」の「4.　要求機能及び性能目標」で設定している構造強度設計上の性能目標を達成するために，「3.1　構造強度の設計方針」に示す構造を踏まえ，Ⅴ-1-1-3-4-1「火山への配慮に関する基本方針」の「2.1.3(2)　荷重の組合せ及び許容限界」で設定している荷重条件を適切に考慮して，構造設計及びそれを踏まえた評価方針を設定する。

(1)　構造設計

タービン建屋海水熱交換器区域は，屋根スラブを鉄骨大ばり，耐震壁等で支持し，支持性能を有する基礎スラブにより支持する構造とする。タービン建屋海水熱交換器区域の屋根スラブ，鉄骨大ばり，耐震壁等は適切な強度を有する構造とする。建屋全体については，耐震壁等及び鉄骨フレームが適切な強度を有する構造とする。

降下火砕物等の堆積による鉛直荷重に対しては，降下火砕物等が堆積する屋根スラブに作用する構造とする。

タービン建屋の設置位置を図 3－1 に，構造計画を表 3－1 に示す。

(2)　評価方針

タービン建屋海水熱交換器区域は，「(1)　構造設計」を踏まえ，以下の評価方針とする。

想定する降下火砕物，地震及び積雪を考慮した荷重に対し，タービン建屋海水熱交換器区域については屋根スラブ，鉄骨大ばり，耐震壁等，建屋全体については耐震壁等及び鉄骨フレームが，「4.2　許容限界」で示す許容限界を超えないことを確認する。なお，耐震壁については，建屋全体の評価においてタービン建屋海水熱交換器区域を含むものとする。

降下火砕物，地震及び積雪を考慮した荷重に対する強度評価を，Ⅴ-3-別添 2-5「タービン建屋の強度計算書」に示す。

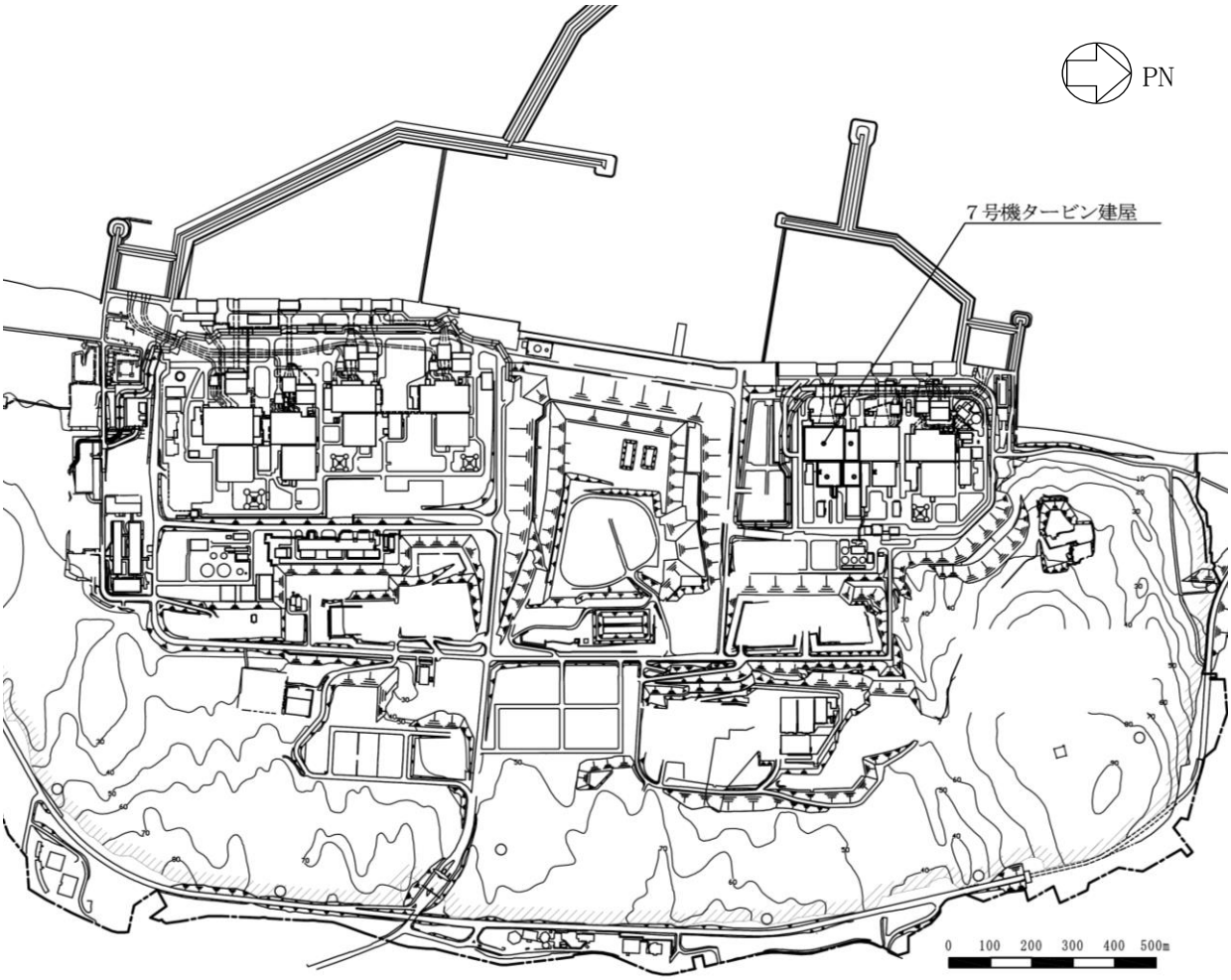
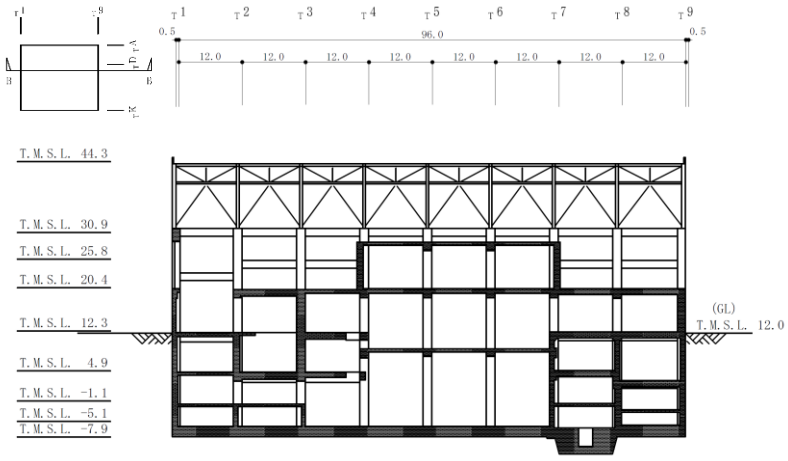
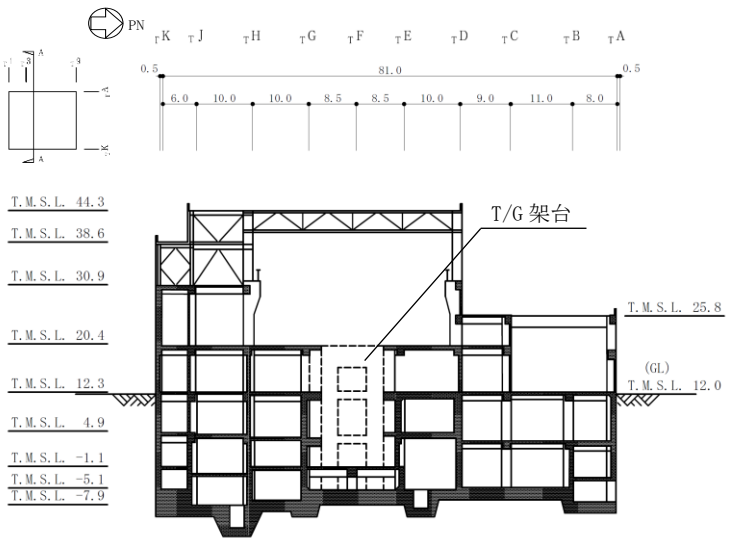


図 3－1　タービン建屋の設置位置

表 3－1　構造計画

計画の概要		説明図
主体構造	支持構造	
鉄筋コンクリート造の主体構造及び鉄骨造の屋根で構成する。	荷重は建屋の外殻を構成する屋根，耐震壁等に作用し，耐震壁等を介し，基礎スラブへ伝達する構造とする。	 （単位：m） （NS 方向断面）  （単位：m） （EW 方向断面）

4.　荷重及び荷重の組合せ並びに許容限界

強度評価に用いる荷重の種類，荷重の組合せ及び荷重の算定方法を「4.1　荷重及び荷重の組合せ」に，許容限界を「4.2　許容限界」に示す。

4.1　荷重及び荷重の組合せ

強度評価にて考慮する荷重及び荷重の組合せは，Ⅴ-1-1-3-4-1「火山への配慮に関する基本方針」の「2.1.3(2)　荷重の組合せ及び許容限界」を踏まえ，以下のとおり設定する。

(1)　荷重の種類

a.　常時作用する荷重（F_d）

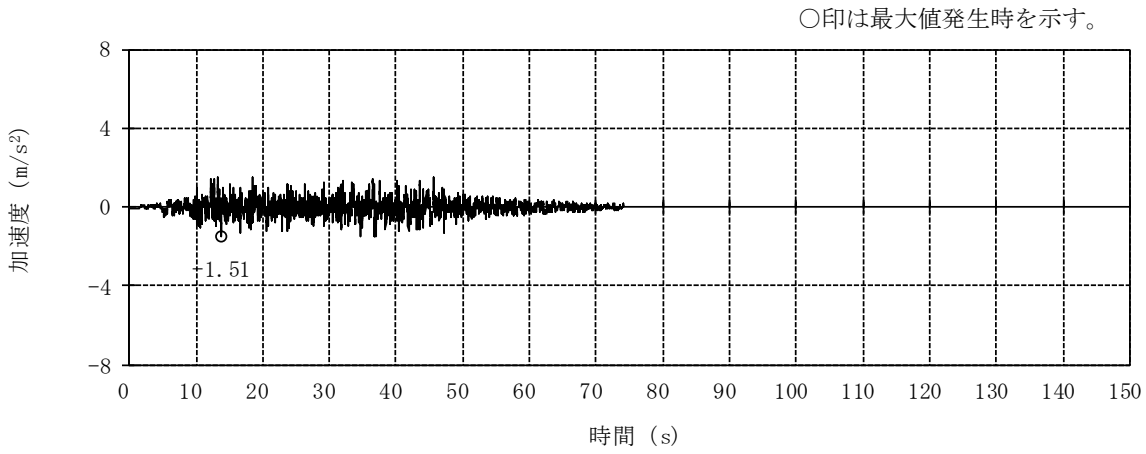
常時作用する荷重は，Ⅴ-1-1-3-4-1「火山への配慮に関する基本方針」の「2.1.3(2)a.　荷重の種類」で設定している常時作用する荷重に従って，持続的に生じる荷重である固定荷重及び積載荷重とする。

b.　降下火砕物による荷重（F_a）

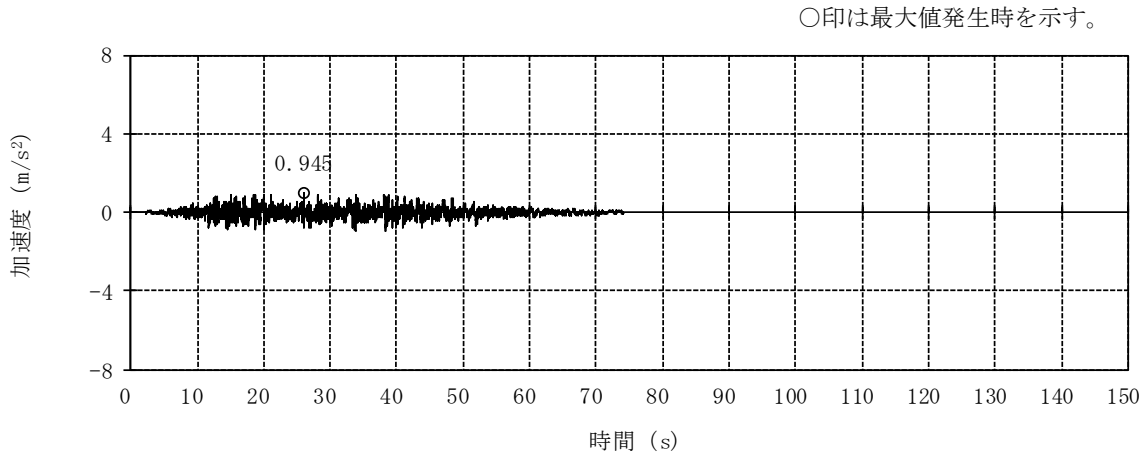
降下火砕物による荷重は，Ⅴ-1-1-3「発電用原子炉施設の自然現象等による損傷の防止に関する説明書」のうちⅤ-1-1-3-1-1「発電用原子炉施設に対する自然現象等による損傷の防止に関する基本方針」（以下「Ⅴ-1-1-3-1-1「発電用原子炉施設に対する自然現象等による損傷の防止に関する基本方針」」という。）の「4.1　自然現象の組合せについて」で設定している自然現象の組合せに従って，主荷重として扱うこととし，Ⅴ-1-1-3-4-1「火山への配慮に関する基本方針」の「2.1.2　設計に用いる降下火砕物特性」に示す降下火砕物の特性及び「2.1.3(2)a.　荷重の種類」に示す降下火砕物による荷重を踏まえて，湿潤密度 1.5g/cm^3 の降下火砕物が 35cm 堆積した場合の荷重として堆積量 1cm ごとに 147.1N/m^2 の降下火砕物による荷重が作用することを考慮し設定する。

c.　地震荷重（F_k）

地震荷重は，Ⅴ-1-1-3-1-1「発電用原子炉施設に対する自然現象等による損傷の防止に関する基本方針」の「4.1　自然現象の組合せについて」で設定している自然現象の組合せに従って，従荷重として扱うこととし，Ⅴ-1-1-3-1-1「発電用原子炉施設に対する自然現象等による損傷の防止に関する基本方針」の「4.1　自然現象の組合せについて」に示す組み合わせる地震を踏まえて，年超過確率 10^{-2} 相当の地震動を主荷重に組み合わせる地震荷重とする。年超過確率 10^{-2} 相当地震動は，Ⅴ-2「耐震性に関する説明書」のうちⅤ-2-1-2「基準地震動Ｓｓ及び弾性設計用地震動Ｓｄの策定概要」の「7.4　基準地震動Ｓｓの超過確率参照」に示す地震ハザード評価に基づき模擬地震波を設定する。設定した模擬地震波の加速度時刻歴波形を図 4－1 に示す。



(a)　水平方向



(b)　鉛直方向

図 4－1　加速度時刻歴波形（年超過確率 10^{-2} 相当地震動）

d. 積雪荷重（F_s，F_{sb}）

積雪荷重は，V-1-1-3-1-1「発電用原子炉施設に対する自然現象等による損傷の防止に関する基本方針」の「4.1　自然現象の組合せについて」で設定している自然現象の組合せに従って，従荷重として扱うこととし，V-1-1-3-1-1「発電用原子炉施設に対する自然現象等による損傷の防止に関する基本方針」の「4.1　自然現象の組合せについて」に示す組み合わせる積雪深を踏まえて，柏崎市における1日当たりの積雪量の年超過確率10^{-2}規模の値84.3cmが堆積した場合の荷重を主荷重に組み合わせる積雪荷重（F_s）とする。更に，従荷重として扱う積雪荷重とは別に，ベース負荷として日最深積雪量の平均値に当たる積雪量31.1cmによる荷重を常時考慮する積雪荷重（F_{sb}）として考慮する。積雪荷重については，新潟県建築基準法施行細則により，積雪量1cmごとに29.4N/m^{2}の積雪荷重が作用することを考慮し設定する。

(2) 荷重の組合せ

a. 降下火砕物による荷重，地震荷重及び積雪荷重の組合せ

降下火砕物による荷重，地震荷重及び積雪荷重については，V-1-1-3-1-1「発電用原子炉施設に対する自然現象等による損傷の防止に関する基本方針」の「4.1　自然現象の組合せについて」を踏まえて，それらの組合せを考慮し，自然現象の荷重として扱う。自然現象の荷重は短期荷重として扱う。

b. 荷重の組合せ

荷重の組合せについては，自然現象の荷重及び常時作用する荷重を組み合わせる。

上記を踏まえ，タービン建屋海水熱交換器区域の強度評価における荷重の組合せの設定については，建屋の設置状況及び構造を考慮し設定する。タービン建屋海水熱交換器区域における荷重の組合せの考え方を表4－1に示す。

表4－1　荷重の組合せ

考慮する荷重の組合せ	荷　重					
	常時作用する荷重（F_d）		主荷重	従荷重		ベース負荷
	固定荷重	積載荷重	降下火砕物による荷重（F_a）	地震荷重（F_k）	積雪荷重（F_s）	常時考慮する積雪荷重（F_{sb}）
ケース1	○	○	○	○	—	○
ケース2	○	○	○	—	○	○

注：「○」は考慮する荷重を示す。

(3) 荷重の算定方法

降下火砕物による荷重，地震荷重及び積雪荷重の算出式及び算出方法を以下に示す。

a. 記号の定義

荷重の算出に用いる記号を表 4－2 に示す。

表 4－2 荷重の算出に用いる記号

記号	単位	定義
F_a	N/m^2	湿潤状態の降下火砕物による荷重
F_s	N/m^2	従荷重として組み合わせる積雪荷重
F_{sb}	N/m^2	ベース負荷として組み合わせる常時考慮する積雪荷重
F_{Vk}	N/m^2	従荷重として地震荷重を組み合わせるときの降下火砕物等の堆積による鉛直荷重
F_{Vs}	N/m^2	従荷重として積雪荷重を組み合わせるときの降下火砕物等の堆積による鉛直荷重
f'_s	$N/(m^2 \cdot cm)$	建築基準法施行令に基づき設定する積雪の単位荷重
g	m/s^2	重力加速度
H_a	cm	降下火砕物の層厚
H_s	cm	従荷重として考慮する積雪深
H_{sb}	cm	ベース負荷として考慮する積雪深
ρ	kg/m^3	降下火砕物の湿潤密度

b. 降下火砕物による荷重及び積雪荷重

湿潤状態の降下火砕物による荷重は，次式のとおり算出する。

$$F_a = \rho \cdot g \cdot H_a \cdot 10^{-2}$$

積雪荷重は，次式のとおり算出する。

$$F_s = f'_s \cdot H_s \quad , \quad F_{sb} = f'_s \cdot H_{sb}$$

湿潤状態の降下火砕物に積雪を踏まえた鉛直荷重は，次式のとおり算出する。

$$F_{Vk} = F_a + F_{sb} \quad , \quad F_{Vs} = F_a + F_s + F_{sb}$$

表 4－3 に入力条件を示す。

表 4－3　入力条件

ρ (kg/m^3)	g (m/s^2)	H_a (cm)	f'_s N/(m^2・cm)	H_s (cm)	H_{sb} (cm)
1500	9.80665	35	29.4	84.3	31.1

以上を踏まえ，降下火砕物等の堆積による鉛直荷重は，

F_{Vk}＝6063N/m^2，F_{Vs}＝8542N/m^{2}とする。

c.　地震荷重

「4.　荷重及び荷重の組合せ並びに許容限界」の荷重条件を踏まえたタービン建屋の質点系モデルに対して，年超過確率 10^{-2} 相当地震動を入力して地震荷重を算出する。

4.2　許容限界

許容限界は，Ⅴ-1-1-3-4-3「降下火砕物の影響を考慮する施設の設計方針」の「4.　要求機能及び性能目標」で設定している構造強度設計上の性能目標及び「3.2　機能維持の方針」に示す評価方針を踏まえて，評価対象部位ごとに設定する。

「4.1　荷重及び荷重の組合せ」で設定している荷重及び荷重の組合せを踏まえた，評価対象部位ごとの許容限界を表 4－4 に示す。

構造強度評価においては，降下火砕物，地震及び積雪を考慮した荷重に対し，評価対象部位ごとに求められる機能が担保できる許容限界を設定する。

(1)　屋根スラブ

屋根スラブ（デッキ構造スラブ用デッキプレート）は，内包する防護すべき施設に波及的影響を及ぼさないことを性能目標としており，「各種合成構造設計指針・同解説　（日本建築学会，2010 改定)」(以下「合成構造指針」という。)に基づく弾性限強度を許容限界として設定する。

(2)　鉄骨大ばり

鉄骨大ばりは，内包する防護すべき施設に波及的影響を及ぼさないことを性能目標としており，「鋼構造設計規準―許容応力度設計法―（日本建築学会，2005 改定)」(以下「S 規準」という。)に基づく弾性限強度を許容限界として設定する。

(3)　耐震壁

耐震壁は，内包する防護すべき施設に波及的影響を及ぼさないことを性能目標としており，「原子力発電所耐震設計技術指針　ＪＥＡＧ　４６０１－1987（日本電気協会)」に基づき最大せん断ひずみ 4.0×10^{-3} を耐震壁の許容限界として設定する。

(4)　鉄骨フレーム

鉄骨フレームは，内包する防護すべき施設に波及的影響を及ぼさないことを性能目標としており，「震災建築物の被災度区分判定基準および復旧技術指針（(財) 日本建築防災協会)」を参考に層間変形角 1/30 を鉄骨フレームの許容限界として設定する。

表 4－4　許容限界

要求機能	機能設計上の性能目標	部位		構造健全性維持のための考え方	許容限界（評価基準値）
―	内包する防護すべき施設に波及的影響を及ぼさないこと	屋根	屋根スラブ	内包する防護すべき施設に波及的影響を及ぼさないために落下しないことを確認	「合成構造指針」に基づく弾性限強度*2
			鉄骨大ばり		「S規準」に基づく弾性限強度*3
		耐震壁*1		最大せん断ひずみが波及的影響を及ぼさないための許容限界を超えないことを確認	せん断ひずみ 4.0×10^{-3}
		鉄骨フレーム		最大層間変形角が波及的影響を及ぼさないための許容限界を超えないことを確認	層間変形角 1/30*4

注記＊1：建屋全体としては，地震力を主に耐震壁で負担する構造となっており，柱，はり，間仕切壁等が耐震壁の変形に追従すること，また，全体に剛性の高い構造となっており複数の耐震壁間の相対変形が小さく床スラブの変形が抑えられるため，各層の耐震壁の最大せん断ひずみが許容限界を満足していれば，建物・構築物に要求される機能は維持される。また，Ⅴ-3-別添 2-5「タービン建屋の強度計算書」の別紙「年超過確率 10^{-2} 相当地震動に対するタービン建屋の地震応答計算書」にて補助壁を耐震要素とした地震応答解析を行っているため，評価対象部位には補助壁を含む。

＊2：弾性限強度として「合成構造指針」のＦ値に「2015 年版　建築物の構造関係技術基準解説書（国土交通省国土技術政策総合研究所・国立研究開発法人建築研究所）」（以下「技術基準解説書」という。）に基づき 1.1 倍の割り増しを考慮する。

＊3：弾性限強度として「S 規準」のＦ値に「技術基準解説書」に基づき 1.1 倍の割り増しを考慮する。

＊4：「震災建築物の被災度区分判定基準および復旧技術指針（（財）日本建築防災協会）」を参考に許容限界を設定している。なお，被災度区分判定基準においては，柱の残留傾斜角が 1/30 を超えた場合に大破と判定しているが，保守的に最大層間変形角を用いて評価を行う。

5.　強度評価条件及び強度評価方法

5.1　強度評価条件

タービン建屋海水熱交換器区域の強度評価を行う場合，以下の条件に従うものとする。

(1)　降下火砕物等の堆積による鉛直荷重を短期荷重として評価する。

(2)　降下火砕物等の堆積による鉛直荷重は，F_{vk}＝6063N/m^2，F_{vs}＝8542N/m^{2}とする。

(3)　地震荷重は，「4.　荷重及び荷重の組合せ並びに許容限界」の荷重条件を踏まえたタービン建屋の質点系モデルに対して，年超過確率10^{-2}相当地震動を入力して算出する。

5.2　強度評価方法

(1)　屋根スラブの応力計算

2 スパンの連続ばりとした評価モデルを用いて，屋根スラブに作用する固定荷重，積載荷重及び自然現象の荷重により屋根スラブに発生する応力を求める。

(2)　鉄骨大ばりの応力計算

2 次元フレームモデルによる弾性応力解析により，鉄骨大ばりに発生する応力を求める。

(3)　耐震壁の応答計算

「4.　荷重及び荷重の組合せ並びに許容限界」の荷重条件を踏まえたタービン建屋の質点系モデルによる地震応答解析により耐震壁に発生するせん断ひずみを求める。

(4)　鉄骨フレームの応答計算

「4.　荷重及び荷重の組合せ並びに許容限界」の荷重条件を踏まえたタービン建屋の質点系モデルによる地震応答解析により鉄骨フレームに発生する層間変形角を求める。

6. 適用規格

Ⅴ-1-1-3-4-1「火山への配慮に関する基本方針」においては，降下火砕物の影響を考慮する施設の設計に係る適用規格を示している。

これらのうち，タービン建屋海水熱交換器区域の強度評価に用いる規格・基準等を以下に示す。

・建築基準法・同施行令
・新潟県建築基準法施行細則（昭和 35 年 12 月 30 日新潟県規則第 82 号）
・原子力発電所耐震設計技術指針　ＪＥＡＧ　４６０１-1987（日本電気協会）
・原子力発電所耐震設計技術指針　ＪＥＡＧ　４６０１-1991　追補版（日本電気協会）
・鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説　－許容応力度設計法－（日本建築学会，1999 改定）
・原子力施設鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説（日本建築学会，2005 制定）
・鋼構造設計規準　－許容応力度設計法－（日本建築学会，2005 改定）
・原子力発電所耐震設計技術指針　重要度分類・許容応力編　ＪＥＡＧ　４６０１・補-1984（日本電気協会）
・各種合成構造設計指針・同解説　（日本建築学会，2010 改定）
・2015 年版　建築物の構造関係技術基準解説書（国土交通省国土技術政策総合研究所・国立研究開発法人建築研究所　2015）

Ⅴ-3-別添 2-1-4　コントロール建屋の強度計算の方針

目　　次

1.　概要 ····· 1
2.　強度評価の基本方針 ····· 2
2.1　評価対象施設 ····· 2
3.　構造強度設計 ····· 3
3.1　構造強度の設計方針 ····· 3
3.2　機能維持の方針 ····· 3
4.　荷重及び荷重の組合せ並びに許容限界 ····· 6
4.1　荷重及び荷重の組合せ ····· 6
4.2　許容限界 ····· 11
5.　強度評価条件及び強度評価方法 ····· 14
5.1　強度評価条件 ····· 14
5.2　強度評価方法 ····· 14
6.　適用規格 ····· 15

1. 概要

本資料は，「実用発電用原子炉及びその附属施設の技術基準に関する規則」（以下「技術基準規則」という。）第7条及びその「実用発電用原子炉及びその附属施設の技術基準に関する規則の解釈」（以下「解釈」という。）に適合し，技術基準規則第54条及びその解釈に規定される「重大事故等対処設備」を踏まえた重大事故等対処設備に配慮する設計とするため，Ⅴ-1-1-3「発電用原子炉施設の自然現象等による損傷の防止に関する説明書」のうちⅤ-1-1-3-4-3「降下火砕物の影響を考慮する施設の設計方針」（以下「Ⅴ-1-1-3-4-3「降下火砕物の影響を考慮する施設の設計方針」」という。）の「4.1　構造物への荷重を考慮する施設」で設定しているコントロール建屋が，降下火砕物に対して構造健全性を維持することを確認するための強度評価方針について説明するものである。

強度評価は，Ⅴ-1-1-3「発電用原子炉施設の自然現象等による損傷の防止に関する説明書」のうちⅤ-1-1-3-4-1「火山への配慮に関する基本方針」（以下「Ⅴ-1-1-3-4-1「火山への配慮に関する基本方針」」という。）に示す適用規格を用いて実施する。

降下火砕物の影響を考慮する施設のうち，コントロール建屋の具体的な計算の方法及び結果は，Ⅴ-3-別添2-6「コントロール建屋の強度計算書」に示す。

2.　強度評価の基本方針

強度評価は，「2.1　評価対象施設」に示す評価対象施設を対象として，「4.1　荷重及び荷重の組合せ」で示す降下火砕物による荷重と組み合わすべき他の荷重による組合せ荷重により発生する応力等が，「4.2　許容限界」で示す許容限界を超えないことを，「5.　強度評価条件及び強度評価方法」で示す評価方法及び考え方を使用し，「6.　適用規格」で示す適用規格を用いて確認する。

2.1　評価対象施設

本資料における評価対象施設は，Ⅴ-1-1-3-4-3「降下火砕物の影響を考慮する施設の設計方針」の「4.　要求機能及び性能目標」で設定している構造物への荷重を考慮する施設のうち，コントロール建屋を強度評価の対象施設とする。

3.　構造強度設計

Ⅴ-1-1-3-4-1「火山への配慮に関する基本方針」で設定している降下火砕物特性に対し，「3.1 構造強度の設計方針」で設定している構造物への荷重を考慮する施設が，構造強度設計上の性能目標を達成するように，Ⅴ-1-1-3-4-3「降下火砕物の影響を考慮する施設の設計方針」の「5.　機能設計」で設定しているコントロール建屋が有する機能を踏まえて，構造強度の設計方針を設定する。

また，想定する荷重及び荷重の組合せを設定し，それらの荷重に対し，コントロール建屋の構造強度を保持するよう機能維持の方針を設定する。

3.1　構造強度の設計方針

コントロール建屋は，Ⅴ-1-1-3-4-3「降下火砕物の影響を考慮する施設の設計方針」の「4. 要求機能及び性能目標」の「4.1(3)　性能目標」で設定している構造強度設計上の性能目標を踏まえ，想定する降下火砕物，地震及び積雪を考慮した荷重に対し，降下火砕物堆積時の機能維持を考慮して，鉄筋コンクリート造の屋根スラブを鉄筋コンクリート造の耐震壁等で支持し，支持性能を有する基礎スラブにより支持する構造とする。降下火砕物及び積雪（以下「降下火砕物等」という。）による荷重を短期荷重とするために，降下火砕物の降灰から 30 日を目途に降下火砕物を適切に除去すること，また降灰時には除雪も併せて実施することを保安規定に定める。

3.2　機能維持の方針

Ⅴ-1-1-3-4-3「降下火砕物の影響を考慮する施設の設計方針」の「4.　要求機能及び性能目標」で設定している構造強度設計上の性能目標を達成するために，「3.1　構造強度の設計方針」に示す構造を踏まえ，Ⅴ-1-1-3-4-1「火山への配慮に関する基本方針」の「2.1.3(2)　荷重の組合せ及び許容限界」で設定している荷重条件を適切に考慮して，構造設計及びそれを踏まえた評価方針を設定する。

(1)　構造設計

コントロール建屋は，屋根スラブを耐震壁等で支持し，支持性能を有する基礎スラブにより支持する構造とする。屋根スラブ，耐震壁等は適切な強度を有する構造とする。

降下火砕物等の堆積による鉛直荷重に対しては，降下火砕物等が堆積する屋根スラブに地震荷重の作用する構造とする。

コントロール建屋の設置位置を図 3－1 に，構造計画を表 3－1 に示す。

(2)　評価方針

コントロール建屋は，「(1)　構造設計」を踏まえ，以下の評価方針とする。

想定する降下火砕物，地震及び積雪を考慮した荷重に対し，コントロール建屋の屋根スラブ，耐震壁等が，「4.2　許容限界」で示す許容限界を超えないことを確認する。

降下火砕物，地震及び積雪を考慮した荷重に対する強度評価を，Ⅴ-3-別添 2-6「コントロール建屋の強度計算書」に示す。

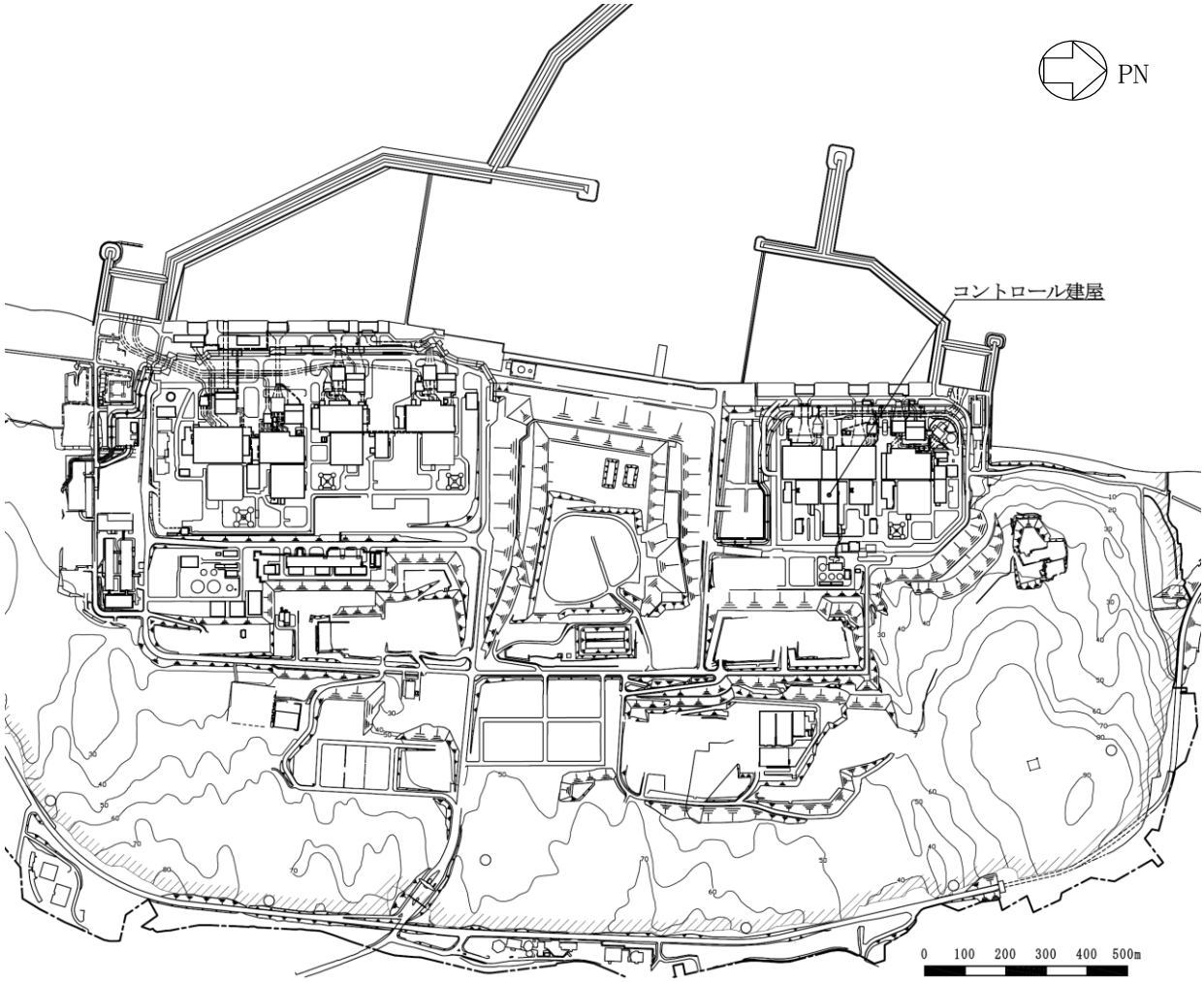
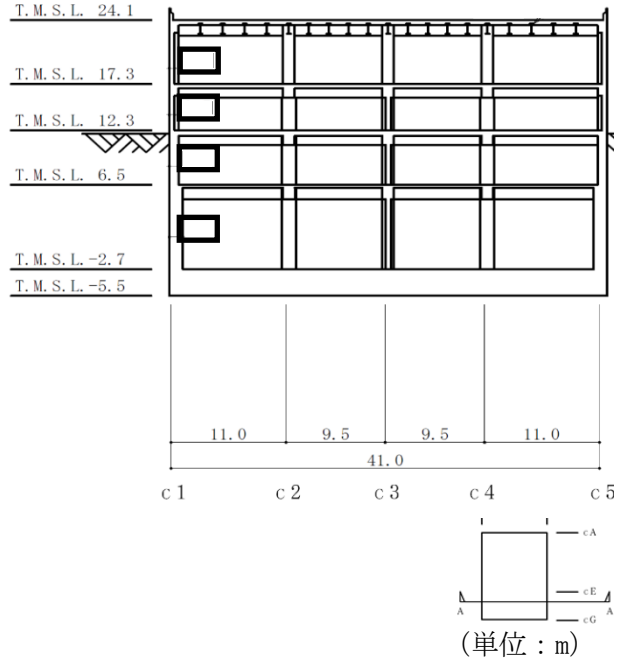
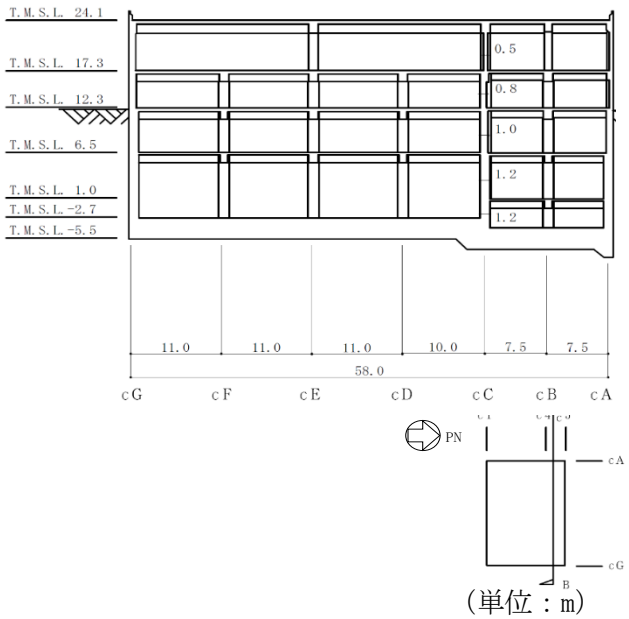


図 3－1　コントロール建屋の設置位置

表 3－1　構造計画

計画の概要		説明図
主体構造	支持構造	
鉄筋コンクリート造の主体構造で構成する。	荷重は建屋の外殻を構成する屋根，耐震壁等に作用し，耐震壁等を介し，基礎スラブへ伝達する構造とする。	 （単位：m） （NS 方向断面）  （単位：m） （EW 方向断面）

4.　荷重及び荷重の組合せ並びに許容限界

強度評価に用いる荷重の種類，荷重の組合せ及び荷重の算定方法を「4.1　荷重及び荷重の組合せ」に，許容限界を「4.2　許容限界」に示す。

4.1　荷重及び荷重の組合せ

強度評価にて考慮する荷重及び荷重の組合せは，Ⅴ-1-1-3-4-1「火山への配慮に関する基本方針」の「2.1.3(2)　荷重の組合せ及び許容限界」を踏まえ，以下のとおり設定する。

(1)　荷重の種類

a.　常時作用する荷重（F_d）

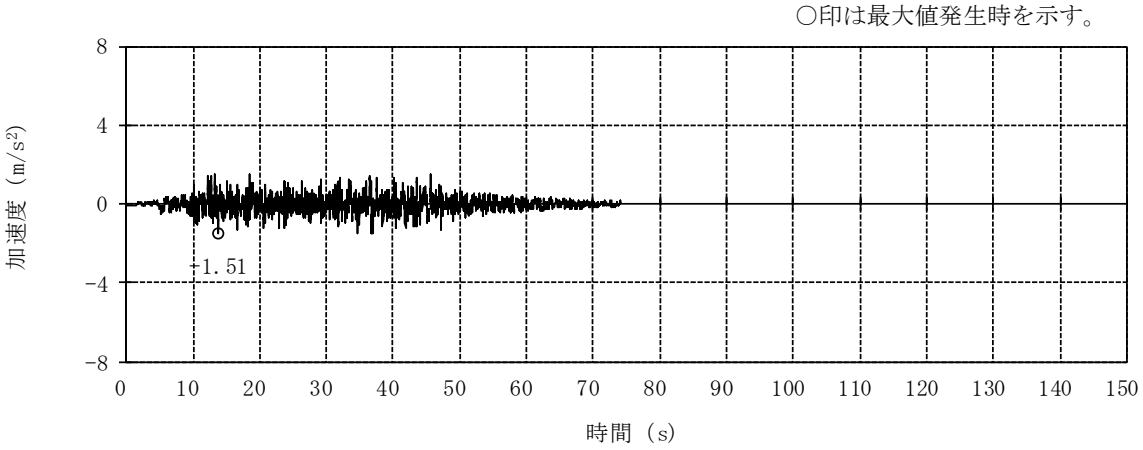
常時作用する荷重は，Ⅴ-1-1-3-4-1「火山への配慮に関する基本方針」の「2.1.3(2)a.　荷重の種類」で設定している常時作用する荷重に従って，持続的に生じる荷重である固定荷重及び積載荷重とする。

b.　降下火砕物による荷重（F_a）

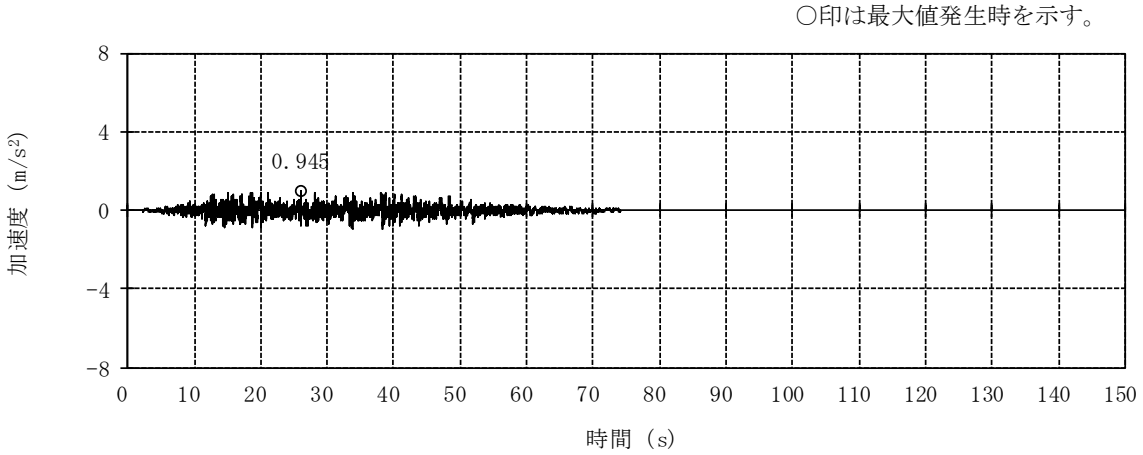
降下火砕物による荷重は，Ⅴ-1-1-3「発電用原子炉施設の自然現象等による損傷の防止に関する説明書」のうちⅤ-1-1-3-1-1「発電用原子炉施設に対する自然現象等による損傷の防止に関する基本方針」（以下「Ⅴ-1-1-3-1-1「発電用原子炉施設に対する自然現象等による損傷の防止に関する基本方針」」という。）の「4.1　自然現象の組合せについて」で設定している自然現象の組合せに従って，主荷重として扱うこととし，Ⅴ-1-1-3-4-1「火山への配慮に関する基本方針」の「2.1.2　設計に用いる降下火砕物特性」に示す降下火砕物の特性及び「2.1.3(2)a.　荷重の種類」に示す降下火砕物による荷重を踏まえて，湿潤密度 1.5g/cm^3 の降下火砕物が 35cm 堆積した場合の荷重として堆積量 1cm ごとに 147.1N/m^2 の降下火砕物による荷重が作用することを考慮し設定する。

c.　地震荷重（F_k）

地震荷重は，Ⅴ-1-1-3-1-1「発電用原子炉施設に対する自然現象等による損傷の防止に関する基本方針」の「4.1　自然現象の組合せについて」で設定している自然現象の組合せに従って，従荷重として扱うこととし，Ⅴ-1-1-3-1-1「発電用原子炉施設に対する自然現象等による損傷の防止に関する基本方針」の「4.1　自然現象の組合せについて」に示す組み合わせる地震を踏まえて，年超過確率 10^{-2} 相当の地震動を主荷重に組み合わせる地震荷重とする。年超過確率 10^{-2} 相当地震動は，Ⅴ-2「耐震性に関する説明書」のうちⅤ-2-1-2「基準地震動Ｓｓ及び弾性設計用地震動Ｓｄの策定概要」の「7.4　基準地震動Ｓｓの超過確率参照」に示す地震ハザード評価に基づき模擬地震波を設定する。設定した模擬地震波の加速度時刻歴波形を図 4－1 に示す。



(a)　水平方向



(b)　鉛直方向

図 4－1　加速度時刻歴波形（年超過確率 10^{-2} 相当地震動）

d. 積雪荷重（F_s，F_{sb}）

積雪荷重は，V-1-1-3-1-1「発電用原子炉施設に対する自然現象等による損傷の防止に関する基本方針」の「4.1　自然現象の組合せについて」で設定している自然現象の組合せに従って，従荷重として扱うこととし，V-1-1-3-1-1「発電用原子炉施設に対する自然現象等による損傷の防止に関する基本方針」の「4.1　自然現象の組合せについて」に示す組み合わせる積雪深を踏まえて，柏崎市における1日当たりの積雪量の年超過確率10^{-2}規模の値84.3cmが堆積した場合の荷重を主荷重に組み合わせる積雪荷重（F_s）とする。更に，従荷重として扱う積雪荷重とは別に，ベース負荷として日最深積雪量の平均値に当たる積雪量31.1cmによる荷重を常時考慮する積雪荷重（F_{sb}）として考慮する。積雪荷重については，新潟県建築基準法施行細則により，積雪量1cmごとに29.4N/m^{2}の積雪荷重が作用することを考慮し設定する。

(2) 荷重の組合せ

a. 降下火砕物による荷重，地震荷重及び積雪荷重の組合せ

降下火砕物による荷重，地震荷重及び積雪荷重については，V-1-1-3-1-1「発電用原子炉施設に対する自然現象等による損傷の防止に関する基本方針」の「4.1　自然現象の組合せについて」を踏まえて，それらの組合せを考慮し，自然現象の荷重として扱う。自然現象の荷重は短期荷重として扱う。

b. 荷重の組合せ

荷重の組合せについては，自然現象の荷重及び常時作用する荷重を組み合わせる。

上記を踏まえ，強度評価における荷重の組合せの設定については，建屋の設置状況及び構造を考慮し設定する。コントロール建屋における荷重の組合せの考え方を表4－1に示す。

表4－1　荷重の組合せ

考慮する荷重の組合せ	荷　重					
	常時作用する荷重（F_d）		主荷重	従荷重		ベース負荷
	固定荷重	積載荷重	降下火砕物による荷重（F_a）	地震荷重（F_k）	積雪荷重（F_s）	常時考慮する積雪荷重（F_{sb}）
ケース1	○	○	○	○	—	○
ケース2	○	○	○	—	○	○

注：「○」は考慮する荷重を示す。

(3) 荷重の算定方法

降下火砕物による荷重，地震荷重及び積雪荷重の算出式及び算出方法を以下に示す。

a. 記号の定義

荷重の算出に用いる記号を表 4－2 に示す。

表 4－2 荷重の算出に用いる記号

記号	単位	定義
F_a	N/m^2	湿潤状態の降下火砕物による荷重
F_s	N/m^2	従荷重として組み合わせる積雪荷重
F_{sb}	N/m^2	ベース負荷として組み合わせる常時考慮する積雪荷重
F_{Vk}	N/m^2	従荷重として地震荷重を組み合わせるときの降下火砕物等の堆積による鉛直荷重
F_{Vs}	N/m^2	従荷重として積雪荷重を組み合わせるときの降下火砕物等の堆積による鉛直荷重
f'_s	$N/(m^2 \cdot cm)$	建築基準法施行令に基づき設定する積雪の単位荷重
g	m/s^2	重力加速度
H_a	cm	降下火砕物の層厚
H_s	cm	従荷重として考慮する積雪深
H_{sb}	cm	ベース負荷として考慮する積雪深
ρ	kg/m^3	降下火砕物の湿潤密度

b. 降下火砕物による荷重及び積雪荷重

湿潤状態の降下火砕物による荷重は，次式のとおり算出する。

$$F_a = \rho \cdot g \cdot H_a \cdot 10^{-2}$$

積雪荷重は，次式のとおり算出する。

$$F_s = f'_s \cdot H_s \quad , \quad F_{sb} = f'_s \cdot H_{sb}$$

湿潤状態の降下火砕物に積雪を踏まえた鉛直荷重は，次式のとおり算出する。

$$F_{Vk} = F_a + F_{sb} \quad , \quad F_{Vs} = F_a + F_s + F_{sb}$$

表 4－3 に入力条件を示す。

表 4－3　入力条件

ρ (kg/m^3)	g (m/s^2)	H_a (cm)	f'_s (N/(m^2･cm))	H_s (cm)	H_{sb} (cm)
1500	9.80665	35	29.4	84.3	31.1

以上を踏まえ，降下火砕物等の堆積による鉛直荷重は，

F_{Vk}＝6063N/m^2，F_{Vs}＝8542N/m^2 とする。

c.　地震荷重

「4.　荷重及び荷重の組合せ並びに許容限界」の荷重条件を踏まえたコントロール建屋の質点系モデルに対して，年超過確率 10^{-2} 相当地震動を入力して地震荷重を算出する。

4.2　許容限界

許容限界は，Ⅴ-1-1-3-4-3「降下火砕物の影響を考慮する施設の設計方針」の「4.　要求機能及び性能目標」で設定している構造強度設計上の性能目標及び「3.2　機能維持の方針」に示す評価方針を踏まえて，評価対象部位ごとに設定する。

「4.1　荷重及び荷重の組合せ」で設定している荷重及び荷重の組合せを踏まえた，評価対象部位ごとの許容限界を表 4－4 に示す。

構造強度評価においては，降下火砕物，地震及び積雪を考慮した荷重に対し，評価対象部位ごとに求められる機能が担保できる許容限界を設定する。

(1)　屋根スラブ

屋根スラブは,構造健全性,遮蔽性能及び気密性能を維持することを性能目標としており，構造健全性においては「原子力施設鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説（日本建築学会，2005 制定)」（以下「RC-N 規準」という。）に基づく終局強度を許容限界としているが，気密性能及び遮蔽性能においては RC-N 規準に基づく短期許容応力度を許容限界としていることから，短期許容応力度を屋根スラブの許容限界として設定する。

(2)　耐震壁

耐震壁は，構造健全性，遮蔽性能及び気密性能を維持することを性能目標としており，「原子力発電所耐震設計技術指針　ＪＥＡＧ　４６０１-1987（日本電気協会)」に基づき最大せん断ひずみ 2.0×10^{-3} を耐震壁の許容限界として設定する。

表 4－4　許容限界

要求機能	機能設計上の性能目標	部位	機能維持のための考え方	許容限界（評価基準値）
－	構造強度を有すること	屋根スラブ	部材に生じる応力が構造強度を確保するための許容限界を超えないことを確認	「RC-N 規準」に基づく終局強度
		耐震壁*1	最大せん断ひずみが構造強度を確保するための許容限界を超えないことを確認	せん断ひずみ 2.0×10^{-3}
遮蔽性	遮蔽体の損傷により遮蔽性能を損なわないこと	屋根スラブ	部材に生じる応力が遮蔽性を維持するための許容限界を超えないことを確認	「RC-N 規準」に基づく短期許容応力度*3
		耐震壁*1,2	最大せん断ひずみが遮蔽性を維持するための許容限界を超えないことを確認	せん断ひずみ 2.0×10^{-3}
気密性	換気性能とあいまって気密性能を維持すること	屋根スラブ	部材に生じる応力が気密性を維持するための許容限界を超えないことを確認	「RC-N 規準」に基づく短期許容応力度*4
		耐震壁*1,2	最大せん断ひずみが気密性を維持するための許容限界を超えないことを確認	せん断ひずみ 2.0×10^{-3} *5

注記＊1：建屋全体としては，地震力を主に耐震壁で負担する構造となっており，柱，はり，間仕切壁等が耐震壁の変形に追従すること，また，全体に剛性の高い構造となっており複数の耐震壁間の相対変形が小さく床スラブの変形が抑えられるため，各層の耐震壁の最大せん断ひずみが許容限界を満足していれば，建物・構築物に要求される機能は維持される。また，Ⅴ-3-別添 2-6「コントロール建屋の強度計算書」の別紙「年超過確率 10^{-2} 相当地震動に対するコントロール建屋の地震応答計算書」にて補助壁を耐震要素とした地震応答解析を行っているため，評価対象部位には補助壁を含む。

＊2：コントロール建屋の一部を構成している 1 階及び 2 階に位置する中央制御室遮蔽及び中央制御室バウンダリに関する部分を対象とする。

＊3：許容限界は終局強度に対し妥当な安全余裕を有したものとして設定することとし，さらなる安全余裕を考慮して短期許容応力度とする。

＊4：地震時に生じる応力に対して許容応力度設計とし，地震時及び地震後においても気密性を維持できる設計とする。

＊5：事故時に換気性能とあいまって居住性を維持できる気密性を有する設計とし，地震時においてもその機能を維持できる設計とする。耐震壁の気密性に対する許容限界の適用性は，Ⅴ-2-8-4-3「中央制御室遮蔽の耐震性についての計算書　別紙　中央制御室の気密

性に関する計算書」に示す。

5.　強度評価条件及び強度評価方法

5.1　強度評価条件

コントロール建屋の強度評価を行う場合，以下の条件に従うものとする。

(1)　降下火砕物等の堆積による鉛直荷重を短期荷重として評価する。

(2)　降下火砕物等の堆積による鉛直荷重は，F_{vk}＝6063N/m^2，F_{vs}＝8542N/m^{2}とする。

(3)　地震荷重は，「4.　荷重及び荷重の組合せ並びに許容限界」の荷重条件を踏まえたコントロール建屋の質点系モデルに対して，年超過確率10^{-2}相当地震動を入力して算出する。

5.2　強度評価方法

(1)　屋根スラブの応力計算

応力解析モデルを用いて，屋根スラブに作用する固定荷重，積載荷重及び自然現象の荷重により屋根スラブに発生する応力を求める。

(2)　耐震壁の応答計算

「4.　荷重及び荷重の組合せ並びに許容限界」の荷重条件を踏まえたコントロール建屋の質点系モデルによる地震応答解析により耐震壁に発生するせん断ひずみを求める。

6. 適用規格

Ⅴ-1-1-3-4-1「火山への配慮に関する基本方針」においては，降下火砕物の影響を考慮する施設の設計に係る適用規格を示している。

これらのうち，コントロール建屋の強度評価に用いる規格，基準等を以下に示す。

・建築基準法・同施行令
・新潟県建築基準法施行細則（昭和 35 年 12 月 30 日新潟県規則第 82 号）
・原子力発電所耐震設計技術指針　ＪＥＡＧ　４６０１-1987（日本電気協会）
・原子力発電所耐震設計技術指針　ＪＥＡＧ　４６０１-1991　追補版（日本電気協会）
・鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説　－許容応力度設計法－（日本建築学会，1999 改定）
・原子力施設鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説（日本建築学会，2005 制定）
・原子力発電所耐震設計技術指針　重要度分類・許容応力編　ＪＥＡＧ　４６０１・補-1984（日本電気協会）

Ⅴ-3-別添 2-1-5　廃棄物処理建屋の強度計算の方針

目　　次

1.　概要 ····· 1
2.　強度評価の基本方針 ····· 2
2.1　評価対象施設 ····· 2
3.　構造強度設計 ····· 3
3.1　構造強度の設計方針 ····· 3
3.2　機能維持の方針 ····· 3
4.　荷重及び荷重の組合せ並びに許容限界 ····· 6
4.1　荷重及び荷重の組合せ ····· 6
4.2　許容限界 ····· 11
5.　強度評価条件及び強度評価方法 ····· 13
5.1　強度評価条件 ····· 13
5.2　強度評価方法 ····· 13
6.　適用規格 ····· 14

1. 概要

本資料は，「実用発電用原子炉及びその附属施設の技術基準に関する規則」（以下「技術基準規則」という。）第7条及びその「実用発電用原子炉及びその附属施設の技術基準に関する規則の解釈」（以下「解釈」という。）に適合し，技術基準規則第54条及びその解釈に規定される「重大事故等対処設備」を踏まえた重大事故等対処設備に配慮する設計とするため，Ⅴ-1-1-3「発電用原子炉施設の自然現象等による損傷の防止に関する説明書」のうちⅤ-1-1-3-4-3「降下火砕物の影響を考慮する施設の設計方針」（以下「Ⅴ-1-1-3-4-3「降下火砕物の影響を考慮する施設の設計方針」」という。）の「4.1　構造物への荷重を考慮する施設」で設定している廃棄物処理建屋が，降下火砕物に対して構造健全性を維持することを確認するための強度評価方針について説明するものである。

強度評価は，Ⅴ-1-1-3「発電用原子炉施設の自然現象等による損傷の防止に関する説明書」のうちⅤ-1-1-3-4-1「火山への配慮に関する基本方針」（以下「Ⅴ-1-1-3-4-1「火山への配慮に関する基本方針」」という。）に示す適用規格を用いて実施する。

降下火砕物の影響を考慮する施設のうち，廃棄物処理建屋の具体的な計算の方法及び結果は，Ⅴ-3-別添2-7「廃棄物処理建屋の強度計算書」に示す。

2.　強度評価の基本方針

強度評価は，「2.1　評価対象施設」に示す評価対象施設を対象として，「4.1　荷重及び荷重の組合せ」で示す降下火砕物による荷重と組み合わすべき他の荷重による組合せ荷重により発生する応力等が，「4.2　許容限界」で示す許容限界を超えないことを，「5.　強度評価条件及び強度評価方法」で示す評価方法及び考え方を使用し，「6.　適用規格」で示す適用規格を用いて確認する。

2.1　評価対象施設

本資料における評価対象施設は，Ⅴ-1-1-3-4-3「降下火砕物の影響を考慮する施設の設計方針」の「4.　要求機能及び性能目標」で設定している構造物への荷重を考慮する施設のうち，廃棄物処理建屋を強度評価の対象施設とする。

3.　構造強度設計

Ⅴ-1-1-3-4-1「火山への配慮に関する基本方針」で設定している降下火砕物特性に対し，「3.1 構造強度の設計方針」で設定している構造物への荷重を考慮する施設が，構造強度設計上の性能目標を達成するように，Ⅴ-1-1-3-4-3「降下火砕物の影響を考慮する施設の設計方針」の「5.　機能設計」で設定している廃棄物処理建屋が有する機能を踏まえて，構造強度の設計方針を設定する。

また，想定する荷重及び荷重の組合せを設定し，それらの荷重に対し，廃棄物処理建屋が内包する防護すべき施設に波及的影響を及ぼさないよう機能維持の方針を設定する。

3.1　構造強度の設計方針

廃棄物処理建屋は，Ⅴ-1-1-3-4-3「降下火砕物の影響を考慮する施設の設計方針」の「4.　要求機能及び性能目標」の「4.1(3)　性能目標」で設定している構造強度設計上の性能目標を踏まえ，想定する降下火砕物，地震及び積雪を考慮した荷重に対し，降下火砕物堆積時の機能維持を考慮して，鉄筋コンクリート造の屋根スラブを，屋根トラス，鉄骨フレーム，鉄筋コンクリート造の耐震壁等で支持し，支持性能を有する基礎スラブにより支持する構造とする。降下火砕物及び積雪（以下「降下火砕物等」という。）による荷重を短期荷重とするために，降下火砕物の降灰から 30 日を目途に降下火砕物を適切に除去すること，また降灰時には除雪も併せて実施することを保安規定に定める。

3.2　機能維持の方針

Ⅴ-1-1-3-4-3「降下火砕物の影響を考慮する施設の設計方針」の「4.　要求機能及び性能目標」で設定している構造強度設計上の性能目標を達成するために，「3.1　構造強度の設計方針」に示す構造を踏まえ，Ⅴ-1-1-3-4-1「火山への配慮に関する基本方針」の「2.1.3(2)　荷重の組合せ及び許容限界」で設定している荷重条件を適切に考慮して，構造設計及びそれを踏まえた評価方針を設定する。

(1)　構造設計

廃棄物処理建屋は，屋根スラブを屋根トラス，鉄骨フレーム，耐震壁等で支持し，支持性能を有する基礎スラブにより支持する構造とする。屋根スラブ，屋根トラス，鉄骨フレーム，耐震壁等は適切な強度を有する構造とする。

降下火砕物等の堆積による鉛直荷重に対しては，降下火砕物等が堆積する屋根スラブに作用する構造とする。

廃棄物処理建屋の設置位置を図 3－1 に，構造計画を表 3－1 に示す。

(2)　評価方針

廃棄物処理建屋は，「(1)　構造設計」を踏まえ，以下の評価方針とする。

想定する降下火砕物，地震及び積雪を考慮した荷重に対し，廃棄物処理建屋の屋根スラブ，屋根トラス，耐震壁等が，「4.2　許容限界」で示す許容限界を超えないことを確認する。

降下火砕物，地震及び積雪を考慮した荷重に対する強度評価を，Ⅴ-3-別添 2-7「廃棄物処理建屋の強度計算書」に示す。

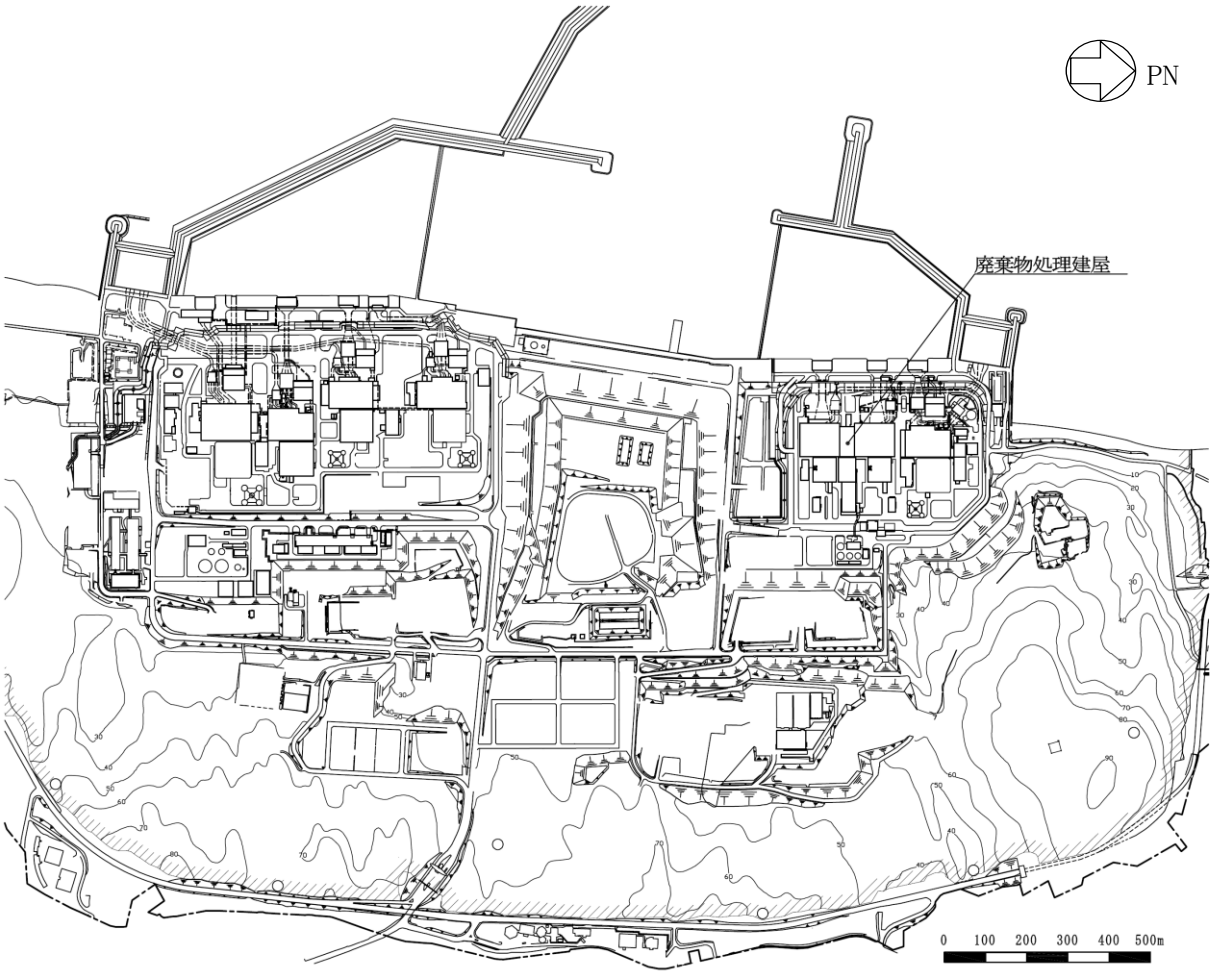
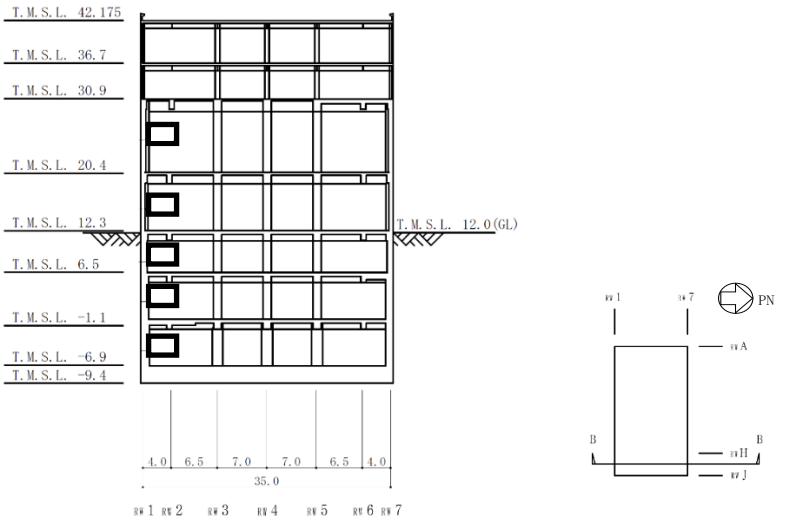
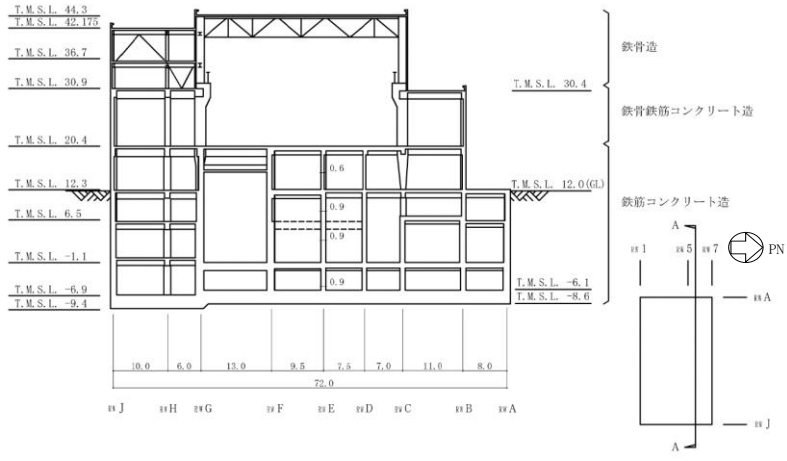


図 3－1　廃棄物処理建屋の設置位置

表 3－1　構造計画

計画の概要		説明図
主体構造	支持構造	
鉄筋コンクリート造の主体構造及び鉄骨造の屋根トラスで構成する。	荷重は建屋の外殻を構成する屋根，耐震壁等に作用し，耐震壁等を介し，基礎スラブへ伝達する構造とする。	 （単位：m） （NS 方向断面）  （単位：m） （EW 方向断面）

4.　荷重及び荷重の組合せ並びに許容限界

強度評価に用いる荷重の種類，荷重の組合せ及び荷重の算定方法を「4.1　荷重及び荷重の組合せ」に，許容限界を「4.2　許容限界」に示す。

4.1　荷重及び荷重の組合せ

強度評価にて考慮する荷重及び荷重の組合せは，Ⅴ-1-1-3-4-1「火山への配慮に関する基本方針」の「2.1.3(2)　荷重の組合せ及び許容限界」を踏まえ，以下のとおり設定する。

(1)　荷重の種類

a.　常時作用する荷重（F_d）

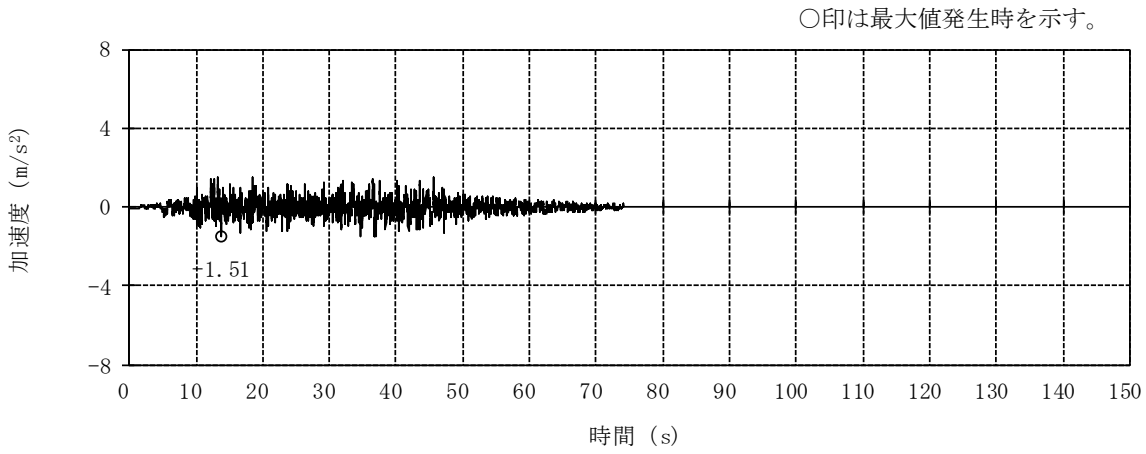
常時作用する荷重は，Ⅴ-1-1-3-4-1「火山への配慮に関する基本方針」の「2.1.3(2)a.　荷重の種類」で設定している常時作用する荷重に従って，持続的に生じる荷重である固定荷重及び積載荷重とする。

b.　降下火砕物による荷重（F_a）

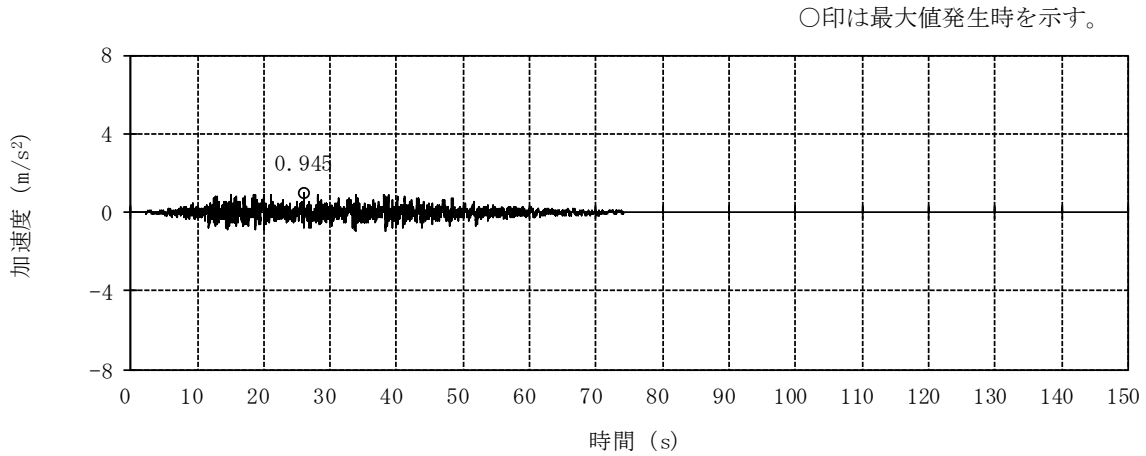
降下火砕物による荷重は，Ⅴ-1-1-3「発電用原子炉施設の自然現象等による損傷の防止に関する説明書」のうちⅤ-1-1-3-1-1「発電用原子炉施設に対する自然現象等による損傷の防止に関する基本方針」（以下「Ⅴ-1-1-3-1-1「発電用原子炉施設に対する自然現象等による損傷の防止に関する基本方針」」という。）の「4.1　自然現象の組合せについて」で設定している自然現象の組合せに従って，主荷重として扱うこととし，Ⅴ-1-1-3-4-1「火山への配慮に関する基本方針」の「2.1.2　設計に用いる降下火砕物特性」に示す降下火砕物の特性及び「2.1.3(2)a.　荷重の種類」に示す降下火砕物による荷重を踏まえて，湿潤密度 1.5g/cm^3 の降下火砕物が 35cm 堆積した場合の荷重として堆積量 1cm ごとに 147.1N/m^2 の降下火砕物による荷重が作用することを考慮し設定する。

c.　地震荷重（F_k）

地震荷重は，Ⅴ-1-1-3-1-1「発電用原子炉施設に対する自然現象等による損傷の防止に関する基本方針」の「4.1　自然現象の組合せについて」で設定している自然現象の組合せに従って，従荷重として扱うこととし，Ⅴ-1-1-3-1-1「発電用原子炉施設に対する自然現象等による損傷の防止に関する基本方針」の「4.1　自然現象の組合せについて」に示す組み合わせる地震を踏まえて，年超過確率 10^{-2} 相当の地震動を主荷重に組み合わせる地震荷重とする。年超過確率 10^{-2} 相当地震動は，Ⅴ-2「耐震性に関する説明書」のうちⅤ-2-1-2「基準地震動Ｓｓ及び弾性設計用地震動Ｓｄの策定概要」の「7.4　基準地震動Ｓｓの超過確率参照」に示す地震ハザード評価に基づき模擬地震波を設定する。設定した模擬地震波の加速度時刻歴波形を図 4－1 に示す。



(a)　水平方向



(b)　鉛直方向

図 4－1　加速度時刻歴波形（年超過確率 10^{-2} 相当地震動）

d. 積雪荷重（F_s，F_{sb}）

積雪荷重は，V-1-1-3-1-1「発電用原子炉施設に対する自然現象等による損傷の防止に関する基本方針」の「4.1　自然現象の組合せについて」で設定している自然現象の組合せに従って，従荷重として扱うこととし，V-1-1-3-1-1「発電用原子炉施設に対する自然現象等による損傷の防止に関する基本方針」の「4.1　自然現象の組合せについて」に示す組み合わせる積雪深を踏まえて，柏崎市における1日当たりの積雪量の年超過確率10^{-2}規模の値84.3cmが堆積した場合の荷重を主荷重に組み合わせる積雪荷重（F_s）とする。更に，従荷重として扱う積雪荷重とは別に，ベース負荷として日最深積雪量の平均値に当たる積雪量31.1cmによる荷重を常時考慮する積雪荷重（F_{sb}）として考慮する。積雪荷重については，新潟県建築基準法施行細則により，積雪量1cmごとに29.4N/m^{2}の積雪荷重が作用することを考慮し設定する。

(2) 荷重の組合せ

a. 降下火砕物による荷重，地震荷重及び積雪荷重の組合せ

降下火砕物による荷重，地震荷重及び積雪荷重については，V-1-1-3-1-1「発電用原子炉施設に対する自然現象等による損傷の防止に関する基本方針」の「4.1　自然現象の組合せについて」を踏まえて，それらの組合せを考慮し，自然現象の荷重として扱う。自然現象の荷重は短期荷重として扱う。

b. 荷重の組合せ

荷重の組合せについては，自然現象の荷重及び常時作用する荷重を組み合わせる。

上記を踏まえ，強度評価における荷重の組合せの設定については，建屋の設置状況及び構造を考慮し設定する。廃棄物処理建屋における荷重の組合せの考え方を表4－1に示す。

表4－1　荷重の組合せ

考慮する荷重の組合せ	荷　重					
	常時作用する荷重（F_d）		主荷重	従荷重		ベース負荷
	固定荷重	積載荷重	降下火砕物による荷重（F_a）	地震荷重（F_k）	積雪荷重（F_s）	常時考慮する積雪荷重（F_{sb}）
ケース１	○	○	○	○	—	○
ケース２	○	○	○	—	○	○

注：「○」は考慮する荷重を示す。

(3) 荷重の算定方法

降下火砕物による荷重，地震荷重及び積雪荷重の算出式及び算出方法を以下に示す。

a. 記号の定義

荷重の算出に用いる記号を表 4－2 に示す。

表 4－2 荷重の算出に用いる記号

記号	単位	定義
F_a	N/m^2	湿潤状態の降下火砕物による荷重
F_s	N/m^2	従荷重として組み合わせる積雪荷重
F_{sb}	N/m^2	ベース負荷として組み合わせる常時考慮する積雪荷重
F_{Vk}	N/m^2	従荷重として地震荷重を組み合わせるときの降下火砕物等の堆積による鉛直荷重
F_{Vs}	N/m^2	従荷重として積雪荷重を組み合わせるときの降下火砕物等の堆積による鉛直荷重
f'_s	$N/(m^2 \cdot cm)$	建築基準法施行令に基づき設定する積雪の単位荷重
g	m/s^2	重力加速度
H_a	cm	降下火砕物の層厚
H_s	cm	従荷重として考慮する積雪深
H_{sb}	cm	ベース負荷として考慮する積雪深
ρ	kg/m^3	降下火砕物の湿潤密度

b. 降下火砕物による荷重及び積雪荷重

湿潤状態の降下火砕物による荷重は，次式のとおり算出する。

$$F_a = \rho \cdot g \cdot H_a \cdot 10^{-2}$$

積雪荷重は，次式のとおり算出する。

$$F_s = f'_s \cdot H_s \quad , \quad F_{sb} = f'_s \cdot H_{sb}$$

湿潤状態の降下火砕物に積雪を踏まえた鉛直荷重は，次式のとおり算出する。

$$F_{Vk} = F_a + F_{sb} \quad , \quad F_{Vs} = F_a + F_s + F_{sb}$$

表 4－3 に入力条件を示す。

表 4－3　入力条件

ρ (kg/m^3)	g (m/s^2)	H_a (cm)	f'_s N/(m^2・cm)	H_s (cm)	H_{sb} (cm)
1500	9.80665	35	29.4	84.3	31.1

以上を踏まえ，降下火砕物等の堆積による鉛直荷重は，

F_{Vk}＝6063N/m^2，F_{Vs}＝8542N/m^{2}とする。

c.　地震荷重

「4.　荷重及び荷重の組合せ並びに許容限界」の荷重条件を踏まえた廃棄物処理建屋の質点系モデルに対して，年超過確率 10^{-2} 相当地震動を入力して地震荷重を算出する。

4.2　許容限界

許容限界は，Ⅴ-1-1-3-4-3「降下火砕物の影響を考慮する施設の設計方針」の「4.　要求機能及び性能目標」で設定している構造強度設計上の性能目標及び「3.2　機能維持の方針」に示す評価方針を踏まえて，評価対象部位ごとに設定する。

「4.1　荷重及び荷重の組合せ」で設定している荷重及び荷重の組合せを踏まえた，評価対象部位ごとの許容限界を表 4－4 に示す。

構造強度評価においては，降下火砕物，地震及び積雪を考慮した荷重に対し，評価対象部位ごとに求められる機能が担保できる許容限界を設定する。

(1)　屋根スラブ

屋根スラブ（デッキ構造スラブ用デッキプレート）は，内包する防護すべき施設に波及的影響を及ぼさないことを性能目標としており，「各種合成構造設計指針・同解説　（日本建築学会，2010 改定)」(以下「合成構造指針」という。)に基づく弾性限強度を許容限界として設定する。

(2)　屋根トラス

屋根トラスは，内包する防護すべき施設に波及的影響を及ぼさないことを性能目標としており，「鋼構造設計規準－許容応力度設計法－（日本建築学会，2005 改定)」(以下「S 規準」という。)に基づく弾性限強度を許容限界として設定する。

(3)　鉄骨フレーム

鉄骨フレームは，内包する防護すべき施設に波及的影響を及ぼさないことを性能目標としており，「震災建築物の被災度区分判定基準および復旧技術指針 ((財) 日本建築防災協会)」を参考に層間変形角 1/30 を鉄骨フレームの許容限界として設定する。

(4)　耐震壁

耐震壁は，内包する防護すべき施設に波及的影響を及ぼさないことを性能目標としており，「原子力発電所耐震設計技術指針　ＪＥＡＧ　４６０１－1987 (日本電気協会)」に基づき最大せん断ひずみ 4.0×10^{-3} を耐震壁の許容限界として設定する。

表 4－4　許容限界

要求機能	構造強度設計上の性能目標	部位		機能維持のための考え方	許容限界（評価基準値）
―	内包する防護すべき施設に波及的影響を及ぼさないこと	屋根	屋根スラブ	内包する防護すべき施設に波及的影響を及ぼさないために落下しないことを確認	「合成構造指針」に基づく弾性限強度*2
			屋根トラス（上弦材，下弦材，斜材，束材）		「S 規準」に基づく弾性限強度*3
		鉄骨フレーム		最大層間変形角が波及的影響を及ぼさないための許容限界を超えないことを確認	層間変形角 1/30*4
		耐震壁*1		最大せん断ひずみが波及的影響を及ぼさないための許容限界を超えないことを確認	せん断ひずみ 4.0×10^{-3}

注記＊1：建屋全体としては，地震力を主に耐震壁で負担する構造となっており，柱，はり，間仕切壁等が耐震壁の変形に追従すること，また，全体に剛性の高い構造となっており複数の耐震壁間の相対変形が小さく床スラブの変形が抑えられるため，各層の耐震壁の最大せん断ひずみが許容限界を満足していれば，建物・構築物に要求される機能は維持される。また，Ⅴ-3-別添2-7「廃棄物処理建屋の強度計算書」の別紙「年超過確率10^{-2}相当地震動に対する廃棄物処理建屋の地震応答計算書」にて補助壁を耐震要素とした地震応答解析を行っているため，評価対象部位には補助壁を含む。

＊2：弾性限強度として「合成構造指針」のＦ値に「2015年版　建築物の構造関係技術基準解説書（国土交通省国土技術政策総合研究所・国立研究開発法人建築研究所）」（以下「技術基準解説書」という。）に基づき1.1倍の割増しを考慮する。

＊3：弾性限強度として「S規準」のＦ値に「技術基準解説書」に基づき1.1倍の割増しを考慮する。

＊4：「震災建築物の被災度区分判定基準および復旧技術指針（(財) 日本建築防災協会)」を参考に許容限界を設定している。なお，被災度区分判定基準においては，柱の残留傾斜角が1/30を超えた場合に大破と判定しているが，保守的に最大層間変形角を用いて評価を行う。

5.　強度評価条件及び強度評価方法

5.1　強度評価条件

廃棄物処理建屋の強度評価を行う場合，以下の条件に従うものとする。

(1)　降下火砕物等の堆積による鉛直荷重を短期荷重として評価する。

(2)　降下火砕物等の堆積による鉛直荷重は，F_{vk}＝6063N/m^2，F_{vs}＝8542N/m^{2}とする。

(3)　地震荷重は，「4.　荷重及び荷重の組合せ並びに許容限界」の荷重条件を踏まえた廃棄物処理建屋の質点系モデルに対して，年超過確率10^{-2}相当地震動を入力して算出する。

5.2　強度評価方法

(1)　屋根スラブの応力計算

2 スパンの連続ばりとした評価モデルを用いて，屋根スラブに作用する固定荷重，積載荷重及び自然現象の荷重により屋根スラブに発生する応力を求める。

(2)　屋根トラスの応力計算

2 次元フレームモデルによる弾性応力解析により，屋根トラスに発生する応力を求める。

(3)　鉄骨フレームの応答計算

「4.　荷重及び荷重の組合せ並びに許容限界」の荷重条件を踏まえた廃棄物処理建屋の質点系モデルによる地震応答解析により鉄骨フレームに生じる層間変形角を求める。

(4)　耐震壁の応答計算

「4.　荷重及び荷重の組合せ並びに許容限界」の荷重条件を踏まえた廃棄物処理建屋の質点系モデルによる地震応答解析により耐震壁に発生するせん断ひずみを求める。

6. 適用規格

Ⅴ-1-1-3-4-1「火山への配慮に関する基本方針」においては，降下火砕物の影響を考慮する施設の設計に係る適用規格を示している。

これらのうち，廃棄物処理建屋の強度評価に用いる規格・基準等を以下に示す。

・建築基準法・同施行令
・新潟県建築基準法施行細則（昭和 35 年 12 月 30 日新潟県規則第 82 号）
・原子力発電所耐震設計技術指針　ＪＥＡＧ　４６０１-1987（日本電気協会）
・原子力発電所耐震設計技術指針　ＪＥＡＧ　４６０１-1991　追補版（日本電気協会）
・鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説　－許容応力度設計法－（日本建築学会，1999 改定）
・原子力施設鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説（日本建築学会，2005 制定）
・鋼構造設計規準　－許容応力度設計法－（日本建築学会，2005 改定）
・原子力発電所耐震設計技術指針　重要度分類・許容応力編　ＪＥＡＧ　４６０１・補-1984（日本電気協会）
・各種合成構造設計指針・同解説　（日本建築学会，2010 改定）
・2015 年版　建築物の構造関係技術基準解説書（国土交通省国土技術政策総合研究所・国立研究開発法人建築研究所）

Ⅴ-3-別添 2-2　防護対策施設の強度計算の方針

防護対策施設の強度計算の方針は，以下の資料により構成されている。

Ⅴ-3-別添 2-2-1　非常用ディーゼル発電設備燃料移送ポンプ防護板の強度計算の方針

Ⅴ-3-別添 2-2-2　非常用ディーゼル発電設備燃料移送配管防護板の強度計算の方針

Ⅴ-3-別添 2-2-1　非常用ディーゼル発電設備燃料移送ポンプ防護板の強度計算の方針

目　　次

1. 概要 …… 1
2. 強度評価の基本方針 …… 2
2.1 評価対象施設 …… 2
3. 構造強度設計 …… 3
3.1 構造強度の設計方針 …… 3
3.2 機能維持の方針 …… 3
4. 荷重及び荷重の組合せ並びに許容限界 …… 7
4.1 荷重及び荷重の組合せ …… 7
4.2 許容限界 …… 11
5. 強度評価方法 …… 13
5.1 評価条件 …… 13
5.2 評価対象部位 …… 13
5.3 強度評価方法 …… 14
6. 適用規格 …… 23

1. 概要

本資料は，「実用発電用原子炉及びその附属施設の技術基準に関する規則」（以下「技術基準規則」という。）第7条及びその「実用発電用原子炉及びその附属施設の技術基準に関する規則の解釈」（以下「解釈」という。）に適合し，技術基準規則第54条及びその解釈に規定される「重大事故等対処設備」を踏まえた重大事故等対処設備に配慮する設計とするため，Ⅴ-1-1-3「発電用原子炉施設の自然現象等による損傷の防止に関する説明書」のうちⅤ-1-1-3-4-3「降下火砕物の影響を考慮する施設の設計方針」（以下「Ⅴ-1-1-3-4-3「降下火砕物の影響を考慮する施設の設計方針」」という。）の「4.1　構造物への荷重を考慮する施設」にて設定している非常用ディーゼル発電設備燃料移送ポンプ防護板が，降下火砕物に対して構造健全性を維持することを確認するための強度評価方針について説明するものである。

強度評価は，Ⅴ-1-1-3「発電用原子炉施設の自然現象等による損傷の防止に関する説明書」のうちⅤ-1-1-3-4-1「火山への配慮に関する基本方針」（以下「Ⅴ-1-1-3-4-1「火山への配慮に関する基本方針」」という。）に示す適用規格を用いて実施する。

降下火砕物の影響を考慮する施設のうち，非常用ディーゼル発電設備燃料移送ポンプ防護板の具体的な計算の方法及び結果は，Ⅴ-3-別添2-8「非常用ディーゼル発電設備燃料移送ポンプ防護板の強度計算書」に示す。

2.　強度評価の基本方針

強度評価は，「2.1　評価対象施設」に示す評価対象施設を対象として，「4.1　荷重及び荷重の組合せ」で示す降下火砕物による荷重と組み合わすべき他の荷重による組合せ荷重により発生する応力等が，「4.2　許容限界」で示す許容限界内にあることを，「5.　強度評価方法」で示す評価方法及び考え方を使用し，「6.　適用規格」で示す適用規格を用いて確認する。

2.1　評価対象施設

本資料における評価対象施設は，Ⅴ-1-1-3-4-3「降下火砕物の影響を考慮する施設の設計方針」の「4.　要求機能及び性能目標」にて設定している構造物への荷重を考慮する施設のうち，非常用ディーゼル発電設備燃料移送ポンプ防護板を強度評価の対象施設とする。

3.　構造強度設計

Ⅴ-1-1-3-4-1「火山への配慮に関する基本方針」で設定している降下火砕物特性に対し，「3.1 構造強度の設計方針」で設定している構造物への荷重を考慮する施設が，構造強度設計上の性能目標を達成するよう，Ⅴ-1-1-3-4-3「降下火砕物の影響を考慮する施設の設計方針」の「5.　機能設計」で設定している非常用ディーゼル発電設備燃料移送ポンプ防護板が有する機能を踏まえて，構造強度の設計方針を設定する。

また，想定する荷重及び荷重の組合せを設定し，それらの荷重に対し，非常用ディーゼル発電設備燃料移送ポンプ防護板の構造強度を保持するように構造設計と評価方針を設定する。

3.1　構造強度の設計方針

非常用ディーゼル発電設備燃料移送ポンプ防護板は，Ⅴ-1-1-3-4-3「降下火砕物の影響を考慮する施設の設計方針」の「4.　要求機能及び性能目標」の「4.1(3)　性能目標」で設定している構造強度設計上の性能目標を踏まえ，想定する降下火砕物，地震及び積雪を考慮した荷重に対し，降下火砕物堆積時の機能維持を考慮して，架構を軽油タンクのコンクリート基礎に柱脚で固定し，非常用ディーゼル発電設備燃料移送ポンプ防護板の主要な構造部材が構造健全性を維持し，外部事象防護対象施設に波及的影響を与えないために，非常用ディーゼル発電設備燃料移送ポンプ防護板を構成する部材自体の転倒及び脱落を生じない設計とする。

3.2　機能維持の方針

Ⅴ-1-1-3-4-3「降下火砕物の影響を考慮する施設の設計方針」の「4.　要求機能及び性能目標」で設定している構造強度設計上の性能目標を達成するために，「3.1　構造強度の設計方針」に示す構造を踏まえ，Ⅴ-1-1-3-4-1「火山への配慮に関する基本方針」の「2.1.3(2)　荷重の組合せ及び許容限界」で設定している荷重条件を適切に考慮して，構造設計及びそれを踏まえた評価方針を設定する。

(1)　構造設計

非常用ディーゼル発電設備燃料移送ポンプ防護板は，非常用ディーゼル発電設備燃料移送ポンプに降下火砕物が堆積することを防止する防護鋼板，防護鋼板を支持する架構及び架構をコンクリート基礎に固定する柱脚から構成される。

想定する降下火砕物及び積雪（以下「降下火砕物等」という。）の堆積による鉛直荷重に対しては，降下火砕物が堆積する防護鋼板に作用し，架構に伝達する構造とする。また，地震荷重に対しては，架構を介して柱脚に作用する構造とする。

非常用ディーゼル発電設備燃料移送ポンプ防護板の構造計画を表3－1に示す。

(2)　評価方針

非常用ディーゼル発電設備燃料移送ポンプ防護板は，「(1)　構造設計」を踏まえ，以下の評価方針とする。

想定する降下火砕物，地震及び積雪を考慮した荷重に対し，荷重の作用する部位及び荷重が伝達する部位を踏まえて，非常用ディーゼル発電設備燃料移送ポンプ防護板を構成する防護鋼板，架構及び柱脚が，「4.2　許容限界」で示す許容限界を超えないことを確認する。評価方法としては，等分布荷重による評価と3次元静的線形応力解析による評価を行う。

降下火砕物，地震及び積雪を考慮した荷重に対する強度評価を，Ⅴ-3-別添2-8「非常用ディーゼル発電設備燃料移送ポンプ防護板の強度計算書」に示す。

表 3－1　非常用ディーゼル発電設備燃料移送ポンプ防護板の構造計画（1/2）

施設名称（系統名）	計画の概要		説明図
	主体構造	支持構造	
【位置】非常用ディーゼル発電設備燃料移送ポンプ防護板は，屋外の軽油タンクエリアに設置する設計とする。			
非常用ディーゼル発電設備燃料移送ポンプ防護板（A・C）	防護鋼板，架構及び柱脚により構成する。	コンクリート基礎に柱脚で固定する。	

表 3－1　非常用ディーゼル発電設備燃料移送ポンプ防護板の構造計画（2/2）

施設名称（系統名）	計画の概要		説明図
	主体構造	支持構造	
【位置】非常用ディーゼル発電設備燃料移送ポンプ防護板は，屋外の軽油タンクエリアに設置する設計とする。			
非常用ディーゼル発電設備燃料移送ポンプ防護板(B)	防護鋼板，架構及び柱脚により構成する。	コンクリート基礎に柱脚で固定する。	

4. 荷重及び荷重の組合せ並びに許容限界

強度評価に用いる荷重及び荷重の組合せを「4.1 荷重及び荷重の組合せ」に，許容限界を「4.2 許容限界」に示す。

4.1 荷重及び荷重の組合せ

強度評価にて考慮する荷重及び荷重の組合せは，Ⅴ-1-1-3-4-1「火山への配慮に関する基本方針」の「2.1.3(2) 荷重の組合せ及び許容限界」を踏まえ，以下のとおり設定する。

(1) 荷重の種類

a. 常時作用する荷重（F_d）

常時作用する荷重は，Ⅴ-1-1-3-4-1「火山への配慮に関する基本方針」の「2.1.3(2)a. 荷重の種類」で設定している常時作用する荷重に従って，持続的に生じる荷重である固定荷重及び積載荷重とする。

b. 降下火砕物による荷重（F_a）

降下火砕物による荷重は，Ⅴ-1-1-3「発電用原子炉施設の自然現象等による損傷の防止に関する説明書」のうちⅤ-1-1-3-1-1「発電用原子炉施設に対する自然現象等による損傷の防止に関する基本方針」（以下「Ⅴ-1-1-3-1-1「発電用原子炉施設に対する自然現象等による損傷の防止に関する基本方針」」という。）の「4.1 自然現象の組合せについて」で設定している自然現象の組合せに従って，主荷重として扱うこととし，Ⅴ-1-1-3-4-1「火山への配慮に関する基本方針」の「2.1.2 設計に用いる降下火砕物特性」に示す降下火砕物の特性及び「2.1.3(2)a. 荷重の種類」に示す降下火砕物による荷重を踏まえて，湿潤密度 1.5g/cm^3 の降下火砕物が 35cm 堆積した場合の荷重として堆積量 1cm ごとに 147.1N/m^2 の降下火砕物による荷重が作用することを考慮し設定する。

c. 地震荷重（F_k）

地震荷重は，Ⅴ-1-1-3-1-1「発電用原子炉施設に対する自然現象等による損傷の防止に関する基本方針」の「4.1 自然現象の組合せについて」で設定している自然現象の組合せに従って，従荷重として扱うこととし，Ⅴ-1-1-3-1-1「発電用原子炉施設に対する自然現象等による損傷の防止に関する基本方針」の「4.1 自然現象の組合せについて」に示す組み合わせる地震を踏まえて，年超過確率 10^{-2} 相当の地震動を主荷重に組み合わせる地震荷重とする。年超過確率 10^{-2} 相当地震動は，Ⅴ-2「耐震性に関する説明書」のうちⅤ-2-1-2「基準地震動Ｓｓ及び弾性設計用地震動Ｓｄの策定概要」の「7.4 基準地震動Ｓｓの超過確率参照」に基づき設定する。

d. 積雪荷重（F_s，F_{sb}）

積雪荷重は，V-1-1-3-1-1「発電用原子炉施設に対する自然現象等による損傷の防止に関する基本方針」の「4.1　自然現象の組合せについて」で設定している自然現象の組合せに従って，従荷重として扱うこととし，V-1-1-3-1-1「発電用原子炉施設に対する自然現象等による損傷の防止に関する基本方針」の「4.1　自然現象の組合せについて」に示す組み合わせる積雪深を踏まえて，柏崎市における1日当たりの積雪量の年超過確率10^{-2}規模の値84.3cmが堆積した場合の荷重を主荷重に組み合わせる積雪荷重（F_s）とする。更に，従荷重として扱う積雪荷重とは別に，ベース負荷として日最深積雪量の平均値に当たる積雪量31.1cmによる荷重を常時考慮する積雪荷重（F_{sb}）として考慮する。積雪荷重については，新潟県建築基準法施行細則により，積雪量1cmごとに29.4N/m^{2}の積雪荷重が作用することを考慮し設定する。

(2) 荷重の組合せ

a. 降下火砕物による荷重，地震荷重及び積雪荷重の組合せ

降下火砕物による荷重，地震荷重及び積雪荷重については，V-1-1-3-1-1「発電用原子炉施設に対する自然現象等による損傷の防止に関する基本方針」の「4.1　自然現象の組合せについて」を踏まえて，それらの組合せを考慮し，自然現象の荷重として扱う。自然現象の荷重は短期荷重として扱う。

b. 荷重の組合せ

荷重の組合せについては，自然現象の荷重及び常時作用する荷重を組み合わせる。

なお，常時作用する荷重，地震荷重及び積雪荷重については，組み合わせることで降下火砕物による荷重の抗力となる場合には，評価結果が保守的となるよう荷重の算出において考慮しないこととする。

上記を踏まえ，非常用ディーゼル発電設備燃料移送ポンプ防護板の強度評価における荷重の組合せの設定については，施設の設置状況及び構造等を考慮し設定する。非常用ディーゼル発電設備燃料移送ポンプ防護板における荷重の組合せの考え方を表4－1に示す。

表 4－1　荷重の組合せ

考慮する荷重の組合せ	荷　重					
	常時作用する荷重（F_d）		主荷重	従荷重		ベース負荷
	固定荷重	積載荷重	降下火砕物による荷重（F_a）	地震荷重（F_k）	積雪荷重（F_s）	常時考慮する積雪荷重（F_{sb}）
ケース 1	○	○	○	○	―	○
ケース 2	○	○	○	―	○	○

注：○は考慮する荷重を示す。

(3)　荷重の算定方法

「4.1(1)　荷重の種類」で設定している荷重のうち，「4.1(2)a.　降下火砕物による荷重，地震荷重及び積雪荷重の組合せ」で設定している自然現象の荷重の鉛直荷重及び水平荷重の算出方法及び算出式を以下に示す。

a.　記号の定義

荷重の算出に用いる記号を表 4－2 に示す。

表 4－2　荷重の算出に用いる記号

記号	単位	定義
C_H	―	水平方向設計震度
C_V	―	鉛直方向設計震度
F_a	N/m^2	湿潤状態の降下火砕物による荷重
F_s	N/m^2	従荷重として組み合わせる積雪荷重
F_{sb}	N/m^2	ベース負荷として組み合わせる常時考慮する積雪荷重
F_{Vk}	N/m^2	従荷重として地震荷重を組み合わせるときの降下火砕物等の堆積による鉛直荷重
F_{Vs}	N/m^2	従荷重として積雪荷重を組み合わせるときの降下火砕物等の堆積による鉛直荷重
f'_s	$N/(m^2 \cdot cm)$	建築基準法施行令に基づき設定する積雪の単位荷重
g	m/s^2	重力加速度
H_a	cm	降下火砕物の層厚
H_s	cm	従荷重として考慮する積雪深
H_{sb}	cm	ベース負荷として考慮する積雪深
ρ	kg/m^3	降下火砕物の湿潤密度

b.　鉛直荷重

鉛直荷重については，降下火砕物，地震及び積雪を考慮する。

(a)　降下火砕物等の堆積による鉛直荷重

湿潤状態の降下火砕物による荷重は，次式のとおり算出する。

$F_a = \rho \cdot g \cdot H_a \cdot 10^{-2}$

積雪荷重は，次式のとおり算出する。

$F_s = f'_s \cdot H_s$ ，$F_{sb} = f'_s \cdot H_{sb}$

湿潤状態の降下火砕物に積雪を踏まえた鉛直荷重は，次式のとおり算出する。

$F_{Vk} = F_a + F_{sb}$ ，$F_{Vs} = F_a + F_s + F_{sb}$

表 4－3 に入力条件を示す。

表 4－3　入力条件

ρ (kg/m^3)	g (m/s^2)	H_a (cm)	f'_s (N/(m^2・cm))	H_s (cm)	H_{sb} (cm)
1500	9.80665	35	29.4	84.3	31.1

以上を踏まえ，降下火砕物及び積雪の堆積による鉛直荷重は，
F_{Vk}＝6063N/m^2，F_{Vs}＝8542N/m^{2}とする。

(b)　地震による鉛直荷重

「4.　荷重及び荷重の組合せ並びに許容限界」の荷重条件を踏まえた軽油タンク基礎の 2 次元 FEM モデルに対して，年超過確率 10^{-2} 相当地震動を入力して算出した軽油タンク基礎版上の加速度応答スペクトルと架構の固有周期より保守的に設定した設計震度（C_V）により設定する。

c.　水平荷重

(a)　地震による水平荷重

地震による鉛直荷重と同様に，保守的に設定した設計震度（C_H）により設定する。

4.2　許容限界

許容限界は，V-1-1-3-4-3「降下火砕物の影響を考慮する施設の設計方針」の「4.　要求機能及び性能目標」で設定している構造強度設計上の性能目標及び「3.2　機能維持の方針」に示す評価方針を踏まえて，評価対象部位ごとに設定する。

「4.1　荷重及び荷重の組合せ」で設定している荷重及び荷重の組合せを含めた，評価対象部位ごとの許容限界を表 4－4 に示す。

(1)　防護鋼板，架構及び柱脚

構造強度評価においては，降下火砕物等の堆積による鉛直荷重，地震荷重及びその他の荷重に対し，非常用ディーゼル発電設備燃料移送ポンプ防護板を構成する防護鋼板，架構及び柱脚が構造健全性を維持することを性能目標としていることから，「鋼構造設計規準　―許容応力度設計法―（日本建築学会，2005 改定)」(以下「S 規準」という。)に基づく短期許容応力度を許容限界として設定する。

表 4－4　許容限界

施設名称	荷重の組合せ	評価対象部位	機能損傷モード		許容限界
			応力等の状態	限界状態	
非常用ディーゼル発電設備燃料移送ポンプ防護板	$F_d + F_{Vk} + F_k$	防護鋼板	組合せ	部材が弾性域に留まらず塑性域に入る状態	「S 規準」に基づく短期許容応力度以下とする
		架構	引張，圧縮，曲げ，せん断，組合せ		
		柱脚	曲げ，引張，せん断，組合せ		
	$F_d + F_{Vs}$	防護鋼板	組合せ		
		架構	引張，圧縮，曲げ，せん断，組合せ		
		柱脚	曲げ		

F_d ：常時作用する荷重

F_{Vk}：従荷重として地震荷重を組み合わせるときの降下火砕物等の堆積による鉛直荷重

F_k ：従荷重として組み合わせる地震荷重

F_{Vs}：従荷重として積雪荷重を組み合わせるときの降下火砕物等の堆積による鉛直荷重

5. 強度評価方法

防護鋼板に対しては等分布荷重による評価，架構及び柱脚に対しては3次元静的線形応力解析による評価を行う。

降下火砕物等の堆積による鉛直荷重，地震による荷重が作用する場合に強度評価を行う施設の強度評価方法として，非常用ディーゼル発電設備燃料移送ポンプ防護板の強度評価方法を以下に示す。

5.1 評価条件

非常用ディーゼル発電設備燃料移送ポンプ防護板の強度評価を行う場合，以下の条件に従うものとする。

(1) 防護鋼板は，等分布荷重時の長方形板（四辺単純支持）における発生応力を算出し評価を行う。

(2) 架構及び柱脚は，3次元静的線形応力解析により構成部材における発生応力を算出し評価を行う。

(3) 降下火砕物等の堆積による鉛直荷重については，防護鋼板の水平投影面積に対し降下火砕物等の層厚より上載質量を算出し，入力荷重として設定する。

(4) 地震荷重は，軽油タンク基礎の2次元FEMモデルに対して，年超過確率10^{-2}相当地震動を入力して算出した軽油タンク基礎版上の加速度応答スペクトルと架構の固有周期より保守的に設定した静的震度により設定する。

(5) 地震荷重は，水平方向及び鉛直方向から個別に作用するものとし，作用する荷重の算出において組み合わせるものとする。

5.2 評価対象部位

評価対象部位及び評価内容を表5－1に示す。

表5－1 評価対象部位及び評価内容

評価対象部位		応力等の状態
防護鋼板		組合せ
架構	はり	圧縮，曲げ，せん断，組合せ
	柱	圧縮，曲げ，せん断，組合せ
	ブレース	引張，圧縮
柱脚	ベースプレート	曲げ
	基礎ボルト	引張，せん断，組合せ

5.3　強度評価方法

(1)　記号の定義

非常用ディーゼル発電設備燃料移送ポンプ防護板の強度評価に用いる記号を表 5－2 に示す。

表 5－2　非常用ディーゼル発電設備燃料移送ポンプ防護板の強度評価に用いる記号（1/2）

記号	単位	定義
A	mm^2	単位面積当たりの断面積
A_g	mm^2	部材の断面積
A_w	mm^2	部材のウェブ断面積
A_F	mm^2	部材のフランジ断面積
F	N/mm^2	鋼材の基準強度
a_s	mm^2	基礎ボルトの断面積
f_b	N/mm^2	短期許容曲げ応力度
$f_{bx(y)}$	N/mm^2	X(Y)方向の短期許容曲げ応力度
$f_{c(t)}$	N/mm^2	短期許容圧縮（引張）応力度
f_{ts}	N/mm^2	基礎ボルトの短期許容引張応力度
f_s	N/mm^2	短期許容せん断応力度
$L_{x(y)}$	m	防護鋼板の短辺（長辺）の長さ
M	N･mm	曲げモーメント
$M_{1(2)}$	N･mm	図 5－1 に基づく Mx（My）の値
$M_{x(y)}$	N･mm	X(Y)方向の曲げモーメント
N	N	軸力
p	N/m^2	等分布荷重
Q	N	せん断力
$Q_{x(y)}$	N	X(Y)方向のせん断力
Q_{DS}	N	基礎ボルト 1 本に負担させる設計用せん断力
Q_{ac}	kN	基礎ボルト 1 本あたりの短期許容せん断力
t	mm	部材の厚さ
T_{DS}	N	基礎ボルト 1 本に負担させる引張力
Z	mm^3	断面係数
$Z_{x(y)}$	mm^3	X(Y)方向の断面係数

表 5－2　非常用ディーゼル発電設備燃料移送ポンプ防護板の強度評価に用いる記号（2/2）

記号	単位	定義
σ_{b}	N/mm^2	曲げ応力度
$\sigma_{bx(y)}$	N/mm^2	X(Y)方向の曲げ応力度
$\sigma_{c(t)}$	N/mm^2	圧縮（引張）応力度
σ_{ts}	N/mm^2	基礎ボルトの設計用引張応力度
$\sigma_{x(y)}$	N/mm^2	X(Y)方向に作用する曲げ応力度
τ	N/mm^2	せん断応力度
$\tau_{1(2)}$	N/mm^2	X(Y)方向のせん断応力度
τ_{ts}	N/mm^2	基礎ボルトの設計用せん断応力度

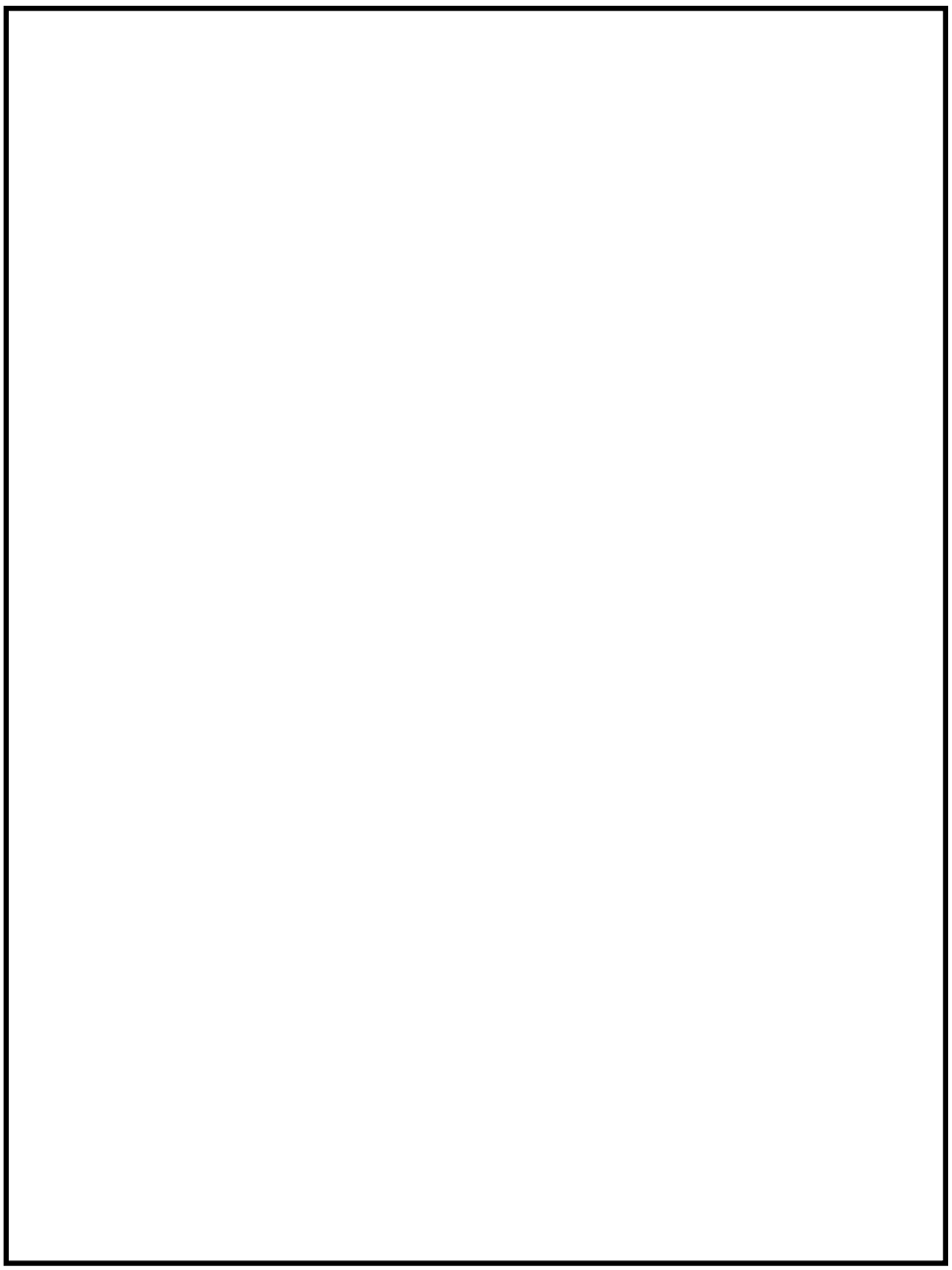
(2) 応力の計算方法

a. 防護鋼板の応力

降下火砕物及び積雪が堆積する防護鋼板は，等分布荷重が作用する長方形板として応力を算出する。

(a) 等分布荷重の計算モデル

等分布荷重による評価を行う防護鋼板の強度評価は，長方形板（四辺単純支持）モデルとする。応力計算においては「建築構造学大系 11 巻，平板構造（彰国社，1970)」における等分布荷重時四辺単純支持スラブの曲げモーメントとたわみの図表を用いる。等分布荷重による評価に用いるモデル図を図 5－1 に示す。



（建築構造学大系 11 巻，平板構造（彰国社，1970）より引用）

図 5－1　等分布荷重による評価に用いる計算モデル図（長方形板（四辺単純支持）モデル）

(b)　組合せによる応力度

イ．　曲げ応力度

$$\sigma_x = \frac{M_x}{Z_x}$$

$$\sigma_y = \frac{M_y}{Z_y}$$

$$M_x = M_1 \cdot p \cdot L_x^2$$

$$M_y = M_2 \cdot p \cdot L_y^2$$

ロ．　曲げ＋せん断

$$\tau = \frac{Q_y}{A}$$

b. 架構の応力

架構ははり，柱，ブレースで構成されており，3 次元静的線形応力解析を用いて各構成部材に発生する応力を算出する。なお，応力算出においては水平 2 方向の地震力を考慮する。水平 2 方向の地震力を組み合わせる際は，簡便で保守的な手法である「絶対値の和」を用いた評価とする。

(a) はりに生じる応力度

イ. 引張応力度又は圧縮応力度

$$\sigma_t = \frac{N}{A_g}, \quad \sigma_c = \frac{N}{A_g}$$

ロ. せん断応力度

$$\tau = \frac{Q}{A_W}$$

ハ. 曲げ応力度

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

(b) 柱に生じる応力度

イ. 引張応力度又は圧縮応力度

$$\sigma_t = \frac{N}{A_g}, \quad \sigma_c = \frac{N}{A_g}$$

ロ. せん断応力度

$$\tau_1 = \frac{Q_x}{A_w}, \quad \tau_2 = \frac{Q_y}{A_F}$$

ハ. 曲げ応力度

$$\sigma_{bx} = \frac{M}{Z_x}, \quad \sigma_{by} = \frac{M}{Z_y}$$

(c) ブレースに生じる応力度

イ. 引張応力度

$$\sigma_t = \frac{N}{A_g}$$

ロ．　圧縮応力度

$$\sigma_c = \frac{N}{A_g}$$

c.　柱脚の応力

柱脚はベースプレート及び基礎ボルトで構成されており，架構の応力算出に用いた 3 次元静的線形応力解析結果における柱脚部の支点反力，及び基礎ボルトと柱軸芯間の距離から計算される曲げモーメントを用いて，各構成部材に発生する応力を算出する。

(a)　ベースプレートに生じる応力度

イ．　曲げ応力度

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

(b)　基礎ボルトに生じる応力度

イ．　せん断応力度

$$\tau_{ts} = \frac{Q_{DS}}{a_s}$$

ロ．　引張応力度

$$\sigma_{ts} = \frac{T_{DS}}{a_s}$$

(3)　強度評価方法

a.　防護鋼板の応力評価

「(2)a.　防護鋼板の応力」で定めた組合せ応力度が，表 5－3 に示す評価条件を満たすこと。

表 5－3　防護鋼板の評価条件

評価部位	応力	単位	評価条件
防護鋼板	組合せ	N/mm^2	$\sqrt{\sigma_x^2 + \sigma_y^2 + 3\tau^2} \leqq f_t$

b.　架構の応力評価

「(2)b.　架構の応力」で求めたはり，柱及びブレースに生じる応力度及び検定比が，表 5－4 に示す評価条件を満たすこと。

表 5－4　架構の評価条件

評価部位	応力	単位	評価条件
はり	曲げ	N/mm^2	$\sigma_b \leqq f_b$
	圧縮	N/mm^2	$\sigma_c \leqq f_c$
	せん断	N/mm^2	$\tau \leqq f_s$
	組合せ （曲げ＋軸力）	－	$\frac{\sigma_b}{f_b}+\frac{\sigma_{c(t)}}{f_{c(t)}} \leqq 1.0$
	組合せ （曲げ＋せん断 ＋軸力）	N/mm^2	$\sqrt{\left(\sigma_b+\sigma_t\right)^2+3\tau^2} \leqq f_t$
柱	曲げ	N/mm^2	$\sigma_b \leqq f_b$
	引張/圧縮	N/mm^2	$\sigma_c \leqq f_c$（圧縮時） $\sigma_t \leqq f_t$（引張時）
	せん断	N/mm^2	$\tau_{1(2)} \leqq f_s$
	組合せ （曲げ＋軸力）	—	$\frac{\sigma_{bx}}{f_{bx}}+\frac{\sigma_{by}}{{}_sf_{by}}+\frac{\sigma_{c(t)}}{f_{c(t)}} \leqq 1.0$
	組合せ （曲げ＋せん断 ＋軸力）	N/mm^2	$\max\left\{\begin{array}{l}\sqrt{\left(\sigma_{bx}+\sigma_c\right)^2+3\tau_1^2}\ , \\ \sqrt{\left(\sigma_{by}+\sigma_c\right)^2+3\tau_2^2}\end{array}\right\} \leqq f_t$
ブレース	引張/圧縮	N/mm^2	$\sigma_c \leqq f_c$（圧縮時） $\sigma_t \leqq f_t$（引張時）

c. 柱脚の応力評価

「(2)c. 柱脚の応力」で求めたベースプレート及び基礎ボルトの応力度が，表5－5に示す評価条件を満たすこと。

表5－5 柱脚の評価条件

評価部位	応力	単位	評価条件
ベースプレート	曲げ	N/mm^2	$\sigma_b \leqq f_b$
基礎ボルト	引張	N/mm^2	$\sigma_{ts} \leqq f_{ts}$
	せん断応力度	N/mm^2	$\tau_{ts} \leqq f_{ts}/\sqrt{3}$
	せん断力	kN	$Q_{DS} \leqq Q_{ac}$
	組合せ（引張応力度）	N/mm^2	$\sigma_{ts} \leqq 1.2 \cdot f_{ts} - \sqrt{3} \cdot \tau_{ts}$
	組合せ（せん断力）	kN	$Q_{DS} \leqq (1.2 - \sigma_{ts}/f_{ts}) \cdot Q_{ac}$

6. 適用規格

Ⅴ-1-1-3-4-1「火山への配慮に関する基本方針」においては，降下火砕物の影響を考慮する施設の設計に係る適用規格を示している。

これらのうち，非常用ディーゼル発電設備燃料移送ポンプ防護板の強度評価に用いる規格，規準等を以下に示す。

・建築基準法及び同施行令
・新潟県建築基準法施行細則（昭和 35 年 12 月 30 日新潟県規則第 82 号）
・鋼構造設計規準　－許容応力度設計法－（日本建築学会，2005 年改定）
・2015 年版　建築物の構造関係技術基準解説書（国土交通省国土技術政策総合研究所・国立研究開発法人建築研究所）
・挿入型鉄筋定着工法「Post-Head-Anchor 工法」（ＢＣＪ評定-SS0030-03）（日本建築センター）
・鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説（日本建築学会，1999 年）
・各種合成構造設計指針・同解説（日本建築学会，2010 年）

Ⅴ-3-別添 2-2-2　非常用ディーゼル発電設備燃料移送配管防護板の強度計算の方針

目　　次

1.　概要 …… 1
2.　強度評価の基本方針 …… 2
2.1　評価対象施設 …… 2
3.　構造強度設計 …… 3
3.1　構造強度の設計方針 …… 3
3.2　機能維持の方針 …… 3
4.　荷重及び荷重の組合せ並びに許容限界 …… 8
4.1　荷重及び荷重の組合せ …… 8
4.2　許容限界 …… 12
5.　強度評価方法 …… 14
5.1　評価条件 …… 14
5.2　評価対象部位 …… 14
5.3　強度評価方法 …… 15
6.　適用規格 …… 22

1. 概要

本資料は，「実用発電用原子炉及びその附属施設の技術基準に関する規則」（以下「技術基準規則」という。）第 7 条及びその「実用発電用原子炉及びその附属施設の技術基準に関する規則の解釈」（以下「解釈」という。）に適合し，技術基準規則第 54 条及びその解釈に規定される「重大事故等対処設備」を踏まえた重大事故等対処設備に配慮する設計とするため，Ⅴ-1-1-3「発電用原子炉施設の自然現象等による損傷の防止に関する説明書」のうちⅤ-1-1-3-4-3「降下火砕物の影響を考慮する施設の設計方針」（以下「Ⅴ-1-1-3-4-3「降下火砕物の影響を考慮する施設の設計方針」」という。）の「4.1　構造物への荷重を考慮する施設」にて設定している非常用ディーゼル発電設備燃料移送配管防護板が，降下火砕物に対して構造健全性を維持することを確認するための強度評価方針について説明するものである。

強度評価は，Ⅴ-1-1-3「発電用原子炉施設の自然現象等による損傷の防止に関する説明書」のうちⅤ-1-1-3-4-1「火山への配慮に関する基本方針」（以下「Ⅴ-1-1-3-4-1「火山への配慮に関する基本方針」」という。）に示す適用規格を用いて実施する。

降下火砕物の影響を考慮する施設のうち，非常用ディーゼル発電設備燃料移送配管防護板の具体的な計算の方法及び結果は，Ⅴ-3-別添 2-9「非常用ディーゼル発電設備燃料移送配管防護板の強度計算書」に示す。

2. 強度評価の基本方針

強度評価は，「2.1　評価対象施設」に示す評価対象施設を対象として，「4.1　荷重及び荷重の組合せ」で示す降下火砕物による荷重と組み合わすべき他の荷重による組合せ荷重により発生する応力等が，「4.2　許容限界」で示す許容限界内にあることを，「5.　強度評価方法」で示す評価方法及び考え方を使用し，「6.　適用規格」で示す適用規格を用いて確認する。

2.1　評価対象施設

本資料における評価対象施設は，Ⅴ-1-1-3-4-3「降下火砕物の影響を考慮する施設の設計方針」の「4.　要求機能及び性能目標」にて設定している構造物への荷重を考慮する施設のうち，非常用ディーゼル発電設備燃料移送配管防護板を強度評価の対象施設とする。

3.　構造強度設計

Ⅴ-1-1-3-4-1「火山への配慮に関する基本方針」で設定している降下火砕物特性に対し，「3.1 構造強度の設計方針」で設定している構造物への荷重を考慮する施設が，構造強度設計上の性能目標を達成するように，Ⅴ-1-1-3-4-3「降下火砕物の影響を考慮する施設の設計方針」の「5.　機能設計」で設定している非常用ディーゼル発電設備燃料移送配管防護板が有する機能を踏まえて，構造強度の設計方針を設定する。

また，想定する荷重及び荷重の組合せを設定し，それらの荷重に対し，非常用ディーゼル発電設備燃料移送配管防護板の構造強度を保持するように構造設計と評価方針を設定する。

3.1　構造強度の設計方針

非常用ディーゼル発電設備燃料移送配管防護板は，Ⅴ-1-1-3-4-3「降下火砕物の影響を考慮する施設の設計方針」の「4.　要求機能及び性能目標」の「4.1(3)　性能目標」で設定している構造強度設計上の性能目標を踏まえ，想定する降下火砕物，地震及び積雪を考慮した荷重に対し，降下火砕物堆積時の機能維持を考慮して，架構を軽油タンクのコンクリート基礎に基礎ボルトで固定し，非常用ディーゼル発電設備燃料移送配管防護板の主要な構造部材が構造健全性を維持し，外部事象防護対象施設に波及的影響を与えないために，非常用ディーゼル発電設備燃料移送配管防護板を構成する部材自体の転倒及び脱落を生じない設計とする。

3.2　機能維持の方針

Ⅴ-1-1-3-4-3「降下火砕物の影響を考慮する施設の設計方針」の「4.　要求機能及び性能目標」で設定している構造強度設計上の性能目標を達成するために，「3.1　構造強度の設計方針」に示す構造を踏まえ，Ⅴ-1-1-3-4-1「火山への配慮に関する基本方針」の「2.1.3(2)　荷重の組合せ及び許容限界」で設定している荷重条件を適切に考慮して，構造設計及びそれを踏まえた評価方針を設定する。

(1)　構造設計

非常用ディーゼル発電設備燃料移送配管防護板は，非常用ディーゼル発電設備燃料移送配管に降下火砕物が堆積することを防止する防護鋼板，防護鋼板を支持する架構及び架構をコンクリート基礎に固定する基礎ボルトから構成される。

想定する降下火砕物及び積雪（以下「降下火砕物等」という。）の堆積による鉛直荷重に対しては，降下火砕物等が堆積する防護鋼板に作用し，架構に伝達する構造とする。また，地震荷重に対しては，架構を介して基礎ボルトに伝達する構造とする。

非常用ディーゼル発電設備燃料移送配管防護板の構造計画を表3－1に示す。

(2)　評価方針

非常用ディーゼル発電設備燃料移送配管防護板は，「(1)　構造設計」を踏まえ，以下の評価方針とする。

想定する降下火砕物，地震及び積雪を考慮した荷重に対し，荷重の作用する部位及び荷重が伝達する部位を踏まえて，非常用ディーゼル発電設備燃料移送配管防護板を構成する防護鋼板，架構及び基礎ボルトが，「4.2　許容限界」で設定している許容限界を超えないことを確認する。評価方法としては，FEM を用いた解析により算出した応力を基に評価を行う。

降下火砕物，地震及び積雪を考慮した荷重に対する強度評価を，Ⅴ-3-別添 2-9「非常用ディーゼル発電設備燃料移送配管防護板の強度計算書」に示す。

表 3－1　非常用ディーゼル発電設備燃料移送配管防護板の構造計画（1/3）

施設名称（系統名）	計画の概要		説明図
	主体構造	支持構造	
【位置】非常用ディーゼル発電設備燃料移送配管防護板は，屋外の軽油タンクエリアに設置する設計とする。			
非常用ディーゼル発電設備燃料移送配管防護板（A・C）	防護鋼板，架構及び基礎ボルトにより構成する。	コンクリート基礎に基礎ボルトで固定する。	

表 3－1　非常用ディーゼル発電設備燃料移送配管防護板の構造計画（2/3）

施設名称（系統名）	計画の概要		説明図
	主体構造	支持構造	
【位置】非常用ディーゼル発電設備燃料移送配管防護板は，屋外の軽油タンクエリアに設置する設計とする。			
非常用ディーゼル発電設備燃料移送配管防護板(B)	防護鋼板,架構及び基礎ボルトにより構成する。	コンクリート基礎に基礎ボルトで固定する。	

表 3－1　非常用ディーゼル発電設備燃料移送配管防護板の構造計画（3/3）

施設名称（系統名）	計画の概要		説明図
	主体構造	支持構造	
【位置】非常用ディーゼル発電設備燃料移送配管防護板は，屋外の軽油タンクエリアに設置する設計とする。			
非常用ディーゼル発電設備燃料移送配管防護板（ドレンノズル）	防護鋼板，架構及び基礎ボルトにより構成する。	コンクリート基礎に基礎ボルトで固定する。	

4. 荷重及び荷重の組合せ並びに許容限界

強度評価に用いる荷重及び荷重の組合せを「4.1 荷重及び荷重の組合せ」に，許容限界を「4.2 許容限界」に示す。

4.1 荷重及び荷重の組合せ

強度評価にて考慮する荷重及び荷重の組合せは，Ⅴ-1-1-3-4-1「火山への配慮に関する基本方針」の「2.1.3(2) 荷重の組合せ及び許容限界」を踏まえ，以下のとおり設定する。

(1) 荷重の種類

a. 常時作用する荷重（F_d）

常時作用する荷重は，Ⅴ-1-1-3-4-1「火山への配慮に関する基本方針」の「2.1.3(2)a. 荷重の種類」で設定している常時作用する荷重に従って，持続的に生じる荷重である自重及び積載荷重とする。

b. 降下火砕物による荷重（F_a）

降下火砕物による荷重は，Ⅴ-1-1-3「発電用原子炉施設の自然現象等による損傷の防止に関する説明書」のうちⅤ-1-1-3-1-1「発電用原子炉施設に対する自然現象等による損傷の防止に関する基本方針」（以下「Ⅴ-1-1-3-1-1「発電用原子炉施設に対する自然現象等による損傷の防止に関する基本方針」」という。）の「4.1 自然現象の組合せについて」で設定している自然現象の組合せに従って，主荷重として扱うこととし，Ⅴ-1-1-3-4-1「火山への配慮に関する基本方針」の「2.1.2 設計に用いる降下火砕物特性」に示す降下火砕物の特性及び「2.1.3(2)a. 荷重の種類」に示す降下火砕物による荷重を踏まえて，湿潤密度 1.5g/cm^3 の降下火砕物が 35cm 堆積した場合の荷重として堆積量 1cm ごとに 147.1N/m^2 の降下火砕物による荷重が作用することを考慮し設定する。

c. 地震荷重（F_k）

地震荷重は，Ⅴ-1-1-3-1-1「発電用原子炉施設に対する自然現象等による損傷の防止に関する基本方針」の「4.1 自然現象の組合せについて」で設定している自然現象の組合せに従って，従荷重として扱うこととし，Ⅴ-1-1-3-1-1「発電用原子炉施設に対する自然現象等による損傷の防止に関する基本方針」の「4.1 自然現象の組合せについて」に示す組み合わせる地震を踏まえて，年超過確率 10^{-2} 相当の地震動を主荷重に組み合わせる地震荷重として考慮することとするが，その大きさは，年超過確率 10^{-2} 相当地震動を上回る地震動として，Ⅴ-2「耐震性に関する説明書」のうちⅤ-2-1-2「基準地震動Ｓｓ及び弾性設計用地震動Ｓｄの策定概要」に示す弾性設計用地震動Ｓｄによる地震力を地震荷重として設定する。

K7 ① Ⅴ-3-別添 2-2-2 R1

d. 積雪荷重（F_s，F_{sb}）

積雪荷重は，V-1-1-3-1-1「発電用原子炉施設に対する自然現象等による損傷の防止に関する基本方針」の「4.1　自然現象の組合せについて」で設定している自然現象の組合せに従って，従荷重として扱うこととし，V-1-1-3-1-1「発電用原子炉施設に対する自然現象等による損傷の防止に関する基本方針」の「4.1　自然現象の組合せについて」に示す組み合わせる積雪深を踏まえて，柏崎市における1日当たりの積雪量の年超過確率10^{-2}規模の値84.3cmが堆積した場合の荷重を主荷重に組み合わせる積雪荷重（F_s）とする。更に，従荷重として扱う積雪荷重とは別に，ベース負荷として日最深積雪量の平均値に当たる積雪量31.1cmによる荷重を常時考慮する積雪荷重（F_{sb}）として考慮する。積雪荷重については，新潟県建築基準法施行細則により，積雪量1cmごとに29.4N/m^{2}の積雪荷重が作用することを考慮し設定する。

(2) 荷重の組合せ

a. 降下火砕物による荷重，地震荷重及び積雪荷重の組合せ

降下火砕物による荷重，地震荷重及び積雪荷重については，V-1-1-3-1-1「発電用原子炉施設に対する自然現象等による損傷の防止に関する基本方針」の「4.1　自然現象の組合せについて」を踏まえて，それらの組合せを考慮し，自然現象の荷重として扱う。自然現象の荷重は短期荷重として扱う。

b. 荷重の組合せ

荷重の組合せについては，自然現象の荷重及び常時作用する荷重を組み合わせる。

なお，常時作用する荷重，地震荷重及び積雪荷重については，組み合わせることで降下火砕物による荷重の抗力となる場合には，評価結果が保守的となるよう荷重の算出において考慮しないこととする。

上記を踏まえ，非常用ディーゼル発電設備燃料移送配管防護板の強度評価における荷重の組合せの設定については，施設の設置状況及び構造等を考慮し設定する。非常用ディーゼル発電設備燃料移送配管防護板における荷重の組合せの考え方を表4－1に示す。

表 4－1　荷重の組合せ

考慮する荷重の組合せ	荷重					
	常時作用する荷重（F_d）		主荷重	従荷重		ベース負荷
	自重	積載荷重	降下火砕物による荷重（F_a）	地震荷重（F_k）	積雪荷重（F_s）	常時考慮する積雪荷重（F_{sb}）
ケース 1	○	○	○	○	―	○
ケース 2	○	○	○	―	○	○

注：○は考慮する荷重を示す。

(3)　荷重の算定方法

「4.1(1)　荷重の種類」で設定している荷重のうち，「4.1(2)a.　降下火砕物による荷重，地震荷重及び積雪荷重の組合せ」で設定している自然現象の荷重の鉛直荷重及び水平荷重の算出式及び算出方法を以下に示す。

a.　記号の定義

荷重の算出に用いる記号を表 4－2 に示す。

表 4－2　荷重の算出に用いる記号

記号	単位	定義
C_H	―	水平方向設計震度
C_V	―	鉛直方向設計震度
F_a	N/m^2	湿潤状態の降下火砕物による荷重
F_s	N/m^2	従荷重として組み合わせる積雪荷重
F_{sb}	N/m^2	ベース負荷として組み合わせる常時考慮する積雪荷重
F_{Vk}	N/m^2	従荷重として地震荷重を組み合わせるときの降下火砕物等の堆積による鉛直荷重
F_{Vs}	N/m^2	従荷重として積雪荷重を組み合わせるときの降下火砕物等の堆積による鉛直荷重
f'_s	$N/(m^2 \cdot cm)$	建築基準法施行令に基づき設定する積雪の単位荷重
g	m/s^2	重力加速度
H_a	cm	降下火砕物の層厚
H_s	cm	従荷重として考慮する積雪深
H_{sb}	cm	ベース負荷として考慮する積雪深
ρ	kg/m^3	降下火砕物の湿潤密度

b.　鉛直荷重

鉛直荷重については，降下火砕物，地震及び積雪を考慮する。

(a)　降下火砕物等の堆積による鉛直荷重

湿潤状態の降下火砕物による荷重は，次式のとおり算出する。

$F_a = \rho \cdot g \cdot H_a \cdot 10^{-2}$

積雪荷重は，次式のとおり算出する。

$F_s = f'_s \cdot H_s$，$F_{sb} = f'_s \cdot H_{sb}$

湿潤状態の降下火砕物に積雪を踏まえた鉛直荷重は，次式のとおり算出する。

$F_{Vk} = F_a + F_{sb}$，$F_{Vs} = F_a + F_s + F_{sb}$

表 4－3 に入力条件を示す。

表 4－3　入力条件

ρ (kg/m^3)	g (m/s^2)	H_a (cm)	f'_s (N/(m^2・cm))	H_s (cm)	H_{sb} (cm)
1500	9.80665	35	29.4	84.3	31.1

以上を踏まえ，降下火砕物等の堆積による鉛直荷重は，

F_{Vk}＝6063N/m^2，F_{Vs}＝8542N/m^{2}とする。

(b)　地震による鉛直荷重

鉛直方向設計震度C_Vによって発生する鉛直荷重を算出する。

c.　水平荷重

水平荷重については，地震を考慮する。

(a)　地震による水平荷重

水平方向設計震度C_Hによって発生する水平荷重を算出する。

4.2　許容限界

許容限界は，Ⅴ-1-1-3-4-3「降下火砕物の影響を考慮する施設の設計方針」の「4.　要求機能及び性能目標」で設定している構造強度設計上の性能目標及び「3.2　機能維持の方針」に示す評価方針を踏まえて，評価対象部位ごとに設定する。

「4.1　荷重及び荷重の組合せ」で設定している荷重及び荷重の組合せを含めた，評価対象部位ごとの許容限界を表 4－4 に示す。

(1)　防護鋼板，架構及び基礎ボルト

構造強度評価においては，降下火砕物等の堆積による鉛直荷重，地震荷重及びその他の荷重に対し，非常用ディーゼル発電設備燃料移送配管防護板を構成する防護鋼板，架構及び基礎ボルトが，許容限界を超えないことを解析により確認する評価方針としていることを踏まえ，防護鋼板及び架構に対しては，原子力発電所耐震設計技術指針　ＪＥＡＧ　４６０１－1987（日本電気協会）（以下「ＪＥＡＧ４６０１」という。）に準じて許容応力状態Ⅳ$_A$Ｓの許容応力を許容限界として設定する。基礎ボルトに対しては，「各種合成構造設計指針・同解説（日本建築学会　2010 年改定）」に基づき算出した許容荷重を許容限界として設定する。

表 4－4　許容限界

施設名称	荷重の組合せ	評価対象部位	機能損傷モード		許容限界
			応力等の状態	限界状態	
非常用ディーゼル発電設備燃料移送配管防護板	$F_d+F_{Vk}+F_k$	防護鋼板	組合せ	部材が弾性域に留まらず塑性域に入る状態	ＪＥＡＧ４６０１に準じて許容応力状態Ⅳ$_A$Ｓの許容応力以下とする*
		架構	引張，圧縮 せん断，曲げ 組合せ		
		基礎ボルト	引張，せん断 組合せ		各種合成構造設計指針・同解説に準じて短期許容荷重以下とする
	F_d+F_{Vs}	防護鋼板	組合せ		ＪＥＡＧ４６０１に準じて許容応力状態Ⅳ$_A$Ｓの許容応力以下とする*
		架構	引張，圧縮 せん断，曲げ 組合せ		
		基礎ボルト	引張，せん断 組合せ		各種合成構造設計指針・同解説に準じて短期許容荷重以下とする

F_d　：常時作用する荷重

F_{Vk}：従荷重として地震荷重を組み合わせるときの降下火砕物等の堆積による鉛直荷重

F_k　：従荷重として組み合わせる地震荷重

F_{Vs}：従荷重として積雪荷重を組み合わせるときの降下火砕物等の堆積による鉛直荷重

注記＊：ＪＥＡＧ４６０１を基に，表 4－5　その他支持構造物の許容限界を準用する。

表 4－5　その他支持構造物の許容限界

許容応力状態	許容限界*1，*2（ボルト以外）				許容限界*1，*2（ボルト等）	
	一次応力				一次応力	
	引張	せん断	圧縮	曲げ	引張	せん断
Ⅳ$_A$Ｓ	$1.5f_t$ *	$1.5f_s$ *	$1.5f_c$ *	$1.5f_b$ *	$1.5f_t$ *	$1.5f_s$ *

注記＊1：応力の組合せが考えられる場合には，組合せ応力に対しても評価を行う。

＊2：当該の応力が生じない場合，規格基準で省略可能とされている場合及び他の応力で代表可能である場合は評価を省略する。

5. 強度評価方法

評価手法は，以下に示す解析法により，適用性に留意の上，規格及び基準類や既往の文献において適用が妥当とされる手法に基づき実施することを基本とする。

・FEM を用いた解析法

具体的な評価においては，ＪＥＡＧ４６０１及び各種合成構造設計指針・同解説を準用する。

降下火砕物等の堆積による鉛直荷重，地震による荷重が作用する場合に強度評価を行う施設の強度評価方法として，非常用ディーゼル発電設備燃料移送配管防護板の強度評価方法を以下に示す。

5.1 評価条件

非常用ディーゼル発電設備燃料移送配管防護板の強度評価を行う場合，以下の条件に従うものとする。

(1) 防護鋼板，架構及び基礎ボルトは，FEM 解析を用いて構成部材に対する発生荷重及び発生モーメントを算定し評価を行う。

(2) 計算に用いる寸法は，公称値を使用する。

(3) 降下火砕物等の堆積による鉛直荷重については，防護鋼板の水平投影面積に対し降下火砕物等の層厚より上載質量を算出し，入力荷重として設定する。

(4) 地震荷重は，年超過確率 10^{-2} 相当の地震動を主荷重に組み合わせる地震荷重として考慮することとするが，その大きさは，年超過確率 10^{-2} 相当地震動を上回る地震動として，弾性設計用地震動Ｓｄによる地震力を地震荷重として設定する。

(5) 地震荷重は，水平方向及び鉛直方向から個別に作用するものとし，作用する荷重の算出において組み合わせるものとする。

5.2 評価対象部位

評価対象部位及び評価内容を表 5－1 に示す。

表 5－1 評価対象部位及び評価内容

評価対象部位	応力等の状態
防護鋼板	組合せ
架構	引張，圧縮，せん断，曲げ，組合せ
基礎ボルト	引張，せん断，組合せ

5.3　強度評価方法

(1)　記号の定義

非常用ディーゼル発電設備燃料移送配管防護板の強度評価に用いる記号を表5－2に示す。

表5－2　非常用ディーゼル発電設備燃料移送配管防護板の強度評価に用いる記号（1/3）

記号	単位	定義
A	mm^2	架構の断面積
A_{qc}	mm^2	せん断力に対するコーン状破壊面の有効投影面積
A_s	mm^2	鋼板の単位長さ当たりの断面積
A_{sy}	mm^2	架構のせん断断面積（ｙ軸）
A_{sz}	mm^2	架構のせん断断面積（ｚ軸）
$_{sc}a$	mm^2	基礎ボルトの断面積
C_H	―	弾性設計用地震動Ｓｄによる水平方向設計震度
C_V	―	弾性設計用地震動Ｓｄによる鉛直方向設計震度
d	mm	基礎ボルトの径
E	MPa	縦弾性係数
F	MPa	ＪＳＭＥ　SSB-3121.1(1)に定める値
F＊	MPa	ＪＳＭＥ　SSB-3121.3又はSSB-3133に定める値
F_{sx}	N	防護鋼板の膜力（ｘ軸）
F_{sy}	N	防護鋼板の膜力（ｙ軸）
F_{sxy}	N	防護鋼板のせん断力
f_b＊	MPa	架構の許容曲げ応力
f_c＊	MPa	架構の許容圧縮応力
f_s＊	MPa	架構の許容せん断応力
f_t＊	MPa	架構又は防護鋼板の許容引張応力
i	mm	断面二次半径
L_{ce}	mm	基礎ボルトの強度算定用埋込み長さ
L_e	mm	基礎ボルトの有効埋込み長さ
ℓ_k	mm	座屈長さ

表 5－2　非常用ディーゼル発電設備燃料移送配管防護板の強度評価に用いる記号（2/3）

記号	単位	定義
M_y	N･mm	架構の曲げモーメント（ｙ軸）
M_z	N･mm	架構の曲げモーメント（ｚ軸）
M_{sx}	N･mm	防護鋼板の曲げモーメント（ｘ軸）
M_{sy}	N･mm	防護鋼板の曲げモーメント（ｙ軸）
M_{sxy}	N･mm	防護鋼板のねじりモーメント
m	kg	解析モデル各節点の付加質量の合計
N_c	N	架構の軸力（圧縮）
N_t	N	架構の軸力（引張）
n	―	架構と壁及び床の取付部1箇所当たりの基礎ボルトの本数
n_f	―	評価上引張力を受けるとして期待する基礎ボルトの本数
p	N	ベースプレート1枚当たりの基礎ボルトの引張力
p_a	N	ベースプレート1枚当たりの基礎ボルトの許容引張力
p_{a1}	N	基礎ボルトの降伏により決まる場合の基礎ボルト1本当たりの許容引張応力
p_{a3}	N	基礎ボルトの付着力により決まる場合の基礎ボルト1本当たりの許容引張応力
Q_y	N	架構のせん断力（ｙ軸）
Q_z	N	架構のせん断力（ｚ軸）
q	N	ベースプレート1枚当たりの基礎ボルトのせん断力
q_a	N	ベースプレート1枚当たりの基礎ボルトの許容せん断力
q_{a1}	N	基礎ボルトのせん断強度により決まる場合の基礎ボルト1本当たりの許容せん断力
q_{a2}	N	定着した躯体の支圧強度により決まる場合の基礎ボルト1本当たりの許容せん断力
q_{a3}	N	定着した躯体のコーン状破壊により決まる場合の基礎ボルト1本当たりの許容せん断力
R_x	N	ベースプレート部の反力（ｘ軸）
R_y	N	ベースプレート部の反力（ｙ軸）
R_z	N	ベースプレート部の反力（ｚ軸）
S	MPa	ＪＳＭＥ付録材料図表　Part5　表 5 に定める許容引張応力
S_u	MPa	ＪＳＭＥ付録材料図表　Part5　表 9 に定める設計引張強さ
S_y	MPa	ＪＳＭＥ付録材料図表　Part5　表 8 に定める設計降伏点

表 5－2　非常用ディーゼル発電設備燃料移送配管防護板の強度評価に用いる記号（3/3）

記号	単位	定義
S_y（RT）	MPa	ＪＳＭＥ付録材料図表　Part5　表8に定める材料の 40℃における設計降伏点
X，Y，Z	―	絶対（節点）座標軸
x，y，z	―	局所（要素）座標軸
Z_b	mm^3	鋼板の断面係数
Z_y	mm^3	架構の断面係数（y 軸）
Z_z	mm^3	架構の断面係数（z 軸）
Z_t	mm^3	鋼板のねじり断面係数
Λ	―	架構の限界細長比
λ	―	架構の有効細長比
ν'	―	座屈に対する安全率
π	―	円周率
σ	MPa	防護鋼板の組合せ応力
σ_x，σ_y	MPa	互いに直交する垂直応力
${}_c\sigma_{qa}$	MPa	コンクリートの支圧強度
${}_c\sigma_t$	MPa	コーン状破壊に対するコンクリートの引張強度
${}_s\sigma_{pa}$	MPa	基礎ボルトの引張強度
${}_s\sigma_{qa}$	MPa	基礎ボルトのせん断強度
σ_{by}	MPa	架構に生じる曲げ応力（y 軸）
σ_{bz}	MPa	架構に生じる曲げ応力（z 軸）
σ_c	MPa	架構に生じる圧縮応力
σ_t	MPa	架構に生じる引張応力
τ	MPa	防護鋼板に生じるせん断応力
τ_a	MPa	へりあき及び基礎ボルトのピッチを考慮した基礎ボルトの引張力に対する付着力
τ_y	MPa	架構に生じるせん断応力（y 軸）
τ_z	MPa	架構に生じるせん断応力（z 軸）
ϕ_1	―	低減係数　長期：2/3　短期：1.0
ϕ_2	―	低減係数　長期：1/3　短期：2/3
ϕ_3	―	低減係数　長期：1/3　短期：2/3

(2) 応力の計算方法

a. 防護鋼板の応力

防護鋼板の応力は，解析による計算で得られる各要素での膜力F_{sx}，F_{sy}，せん断力F_{sxy}，曲げモーメントM_{sx}，M_{sy}及びねじりモーメントM_{sxy}により組合せ応力を次のように求める。

(a) 組合せ応力

$$\sigma=\sqrt{\sigma_x^2+\sigma_y^2-\sigma_x\sigma_y+3\tau^2}$$

ここで，

$$\sigma_x=\frac{F_{sx}}{A_S}\pm\frac{M_{sx}}{Z_b},\quad \sigma_y=\frac{F_{sy}}{A_S}\pm\frac{M_{sy}}{Z_b}$$

$$\tau=\frac{F_{sxy}}{A_S}\pm\frac{M_{sxy}}{Z_t}$$

b. 架構の応力

架構の応力は，解析による計算で得られる各要素端での軸力N_t，N_c，せん断力Q_y，Q_z及び曲げモーメントM_y，M_zにより各応力を次のように求める。

(a) 引張応力又は圧縮応力

$$\sigma_t=\frac{N_t}{A},\quad \sigma_c=\frac{N_c}{A}$$

(b) せん断応力

$$\tau_y=\frac{Q_y}{A_{sy}},\quad \tau_z=\frac{Q_z}{A_{sz}}$$

(c) 曲げ応力

$$\sigma_{by}=\frac{M_y}{Z_y},\quad \sigma_{bz}=\frac{M_z}{Z_z}$$

(d) 組合せ応力

イ. 圧縮＋曲げ

$$\max\left(\frac{\sigma_c}{1.5f_c^*}+\frac{\sigma_{bz}+\sigma_{by}}{1.5f_b^*}\quad,\quad\frac{\sigma_{bz}+\sigma_{by}-\sigma_c}{1.5f_t^*}\right)$$

ロ．　引張＋曲げ

$$\max\left(\frac{\sigma_t+\sigma_{bz}+\sigma_{by}}{1.5f_t^*}\ ,\ \frac{\sigma_{bz}+\sigma_{by}-\sigma_t}{1.5f_b^*}\right)$$

ハ．　曲げ＋せん断

$$\max\left(\frac{\sqrt{\left(\sigma_c+\sigma_{bz}+\sigma_{by}\right)^2+3\tau_z^2}}{1.5f_t^*}\ ,\ \frac{\sqrt{\left(\sigma_c+\sigma_{bz}+\sigma_{by}\right)^2+3\tau_y^2}}{1.5f_t^*}\right)$$

引張軸力の場合はσ_cをσ_tとする。

c．　基礎ボルトの荷重

基礎ボルトの荷重は，解析による計算で得られるベースプレート部の各要素端の反力R_x，R_y及びR_zにより各荷重を次のように求める。

(a)　引張荷重

$$p=R_x$$

(b)　せん断荷重

$$q=\sqrt{R_y^2+R_z^2}$$

(3) 強度評価方法

a. 防護鋼板の応力評価

「(2)a. 防護鋼板の応力」で定めた組合せ応力が許容引張応力 $1.5f_t$ * 以下であること。

	許容応力状態Ⅳ$_A$S
許容引張応力 $1.5f_t$ *	$\dfrac{F^*}{1.5}\cdot 1.5$

b. 架構の応力評価

「(2)b. 架構の応力」で求めた各応力が下表で定めた許容応力以下であること。ただし，組合せ応力は 1 以下であること。

	許容応力状態Ⅳ$_A$S
許容引張応力 $1.5f_t$ *	$\dfrac{F^*}{1.5}\cdot 1.5$
許容圧縮応力 $1.5f_c$ *	$\left\{1-0.4\cdot\left(\dfrac{\lambda}{\Lambda}\right)^2\right\}\cdot\dfrac{F^*}{\nu'}\cdot 1.5$
許容せん断応力 $1.5f_s$ *	$\dfrac{F^*}{1.5\cdot\sqrt{3}}\cdot 1.5$
許容曲げ応力 $1.5f_b$ *	$\dfrac{F^*}{1.5}\cdot 1.5$

ただし，

$$\lambda=\frac{\ell_k}{i}$$

$$\Lambda=\sqrt{\frac{\pi^2\cdot E}{0.6\cdot F^*}}$$

$$\nu'=1.5+\frac{2}{3}\cdot\left(\frac{\lambda}{\Lambda}\right)^2$$

c. 基礎ボルトの評価

「(2)c. 基礎ボルトの荷重」で求めた基礎ボルトの引張荷重ｐ及びせん断荷重ｑが許容値以下であること。また，引張応力比とせん断応力比の二乗和が１以下であること。

	短期荷重
許容引張力 p_a	$\min[p_{a1}, p_{a3}] \cdot n_f$
許容せん断力 q_a	$\min[q_{a1}, q_{a2}, q_{a3}] \cdot n$
組合せ	$\left(\frac{p}{p_a}\right)^2 + \left(\frac{q}{q_a}\right)^2 \leqq 1$

ただし，

$p_{a1} = \phi_1 \cdot {}_s\sigma_{pa} \cdot {}_{sc}a$

$p_{a3} = \phi_3 \cdot \tau_a \cdot \pi \cdot d \cdot L_{ce}$

$q_{a1} = \phi_1 \cdot {}_s\sigma_{qa} \cdot {}_{sc}a$

$q_{a2} = \phi_2 \cdot {}_c\sigma_{qa} \cdot {}_{sc}a$

$q_{a3} = \phi_2 \cdot {}_c\sigma_t \cdot A_{qc}$

短期許容せん断力を確保するための基礎ボルトの有効埋め込み長さL_eは以下の式を満たすように算定するものとする。

$$L_e \geqq \frac{{}_s\sigma_{pa} \cdot d}{4 \cdot \tau_a}$$

6. 適用規格

Ⅴ-1-1-3-4-1「火山への配慮に関する基本方針」においては，降下火砕物の影響を考慮する施設の設計に係る適用規格を示している。

これらのうち，非常用ディーゼル発電設備燃料移送配管防護板の強度評価に用いる規格，基準等を以下に示す。

・建築基準法及び同施行令
・新潟県建築基準法施行細則（昭和 35 年 12 月 30 日新潟県規則第 82 号）
・発電用原子力設備規格　設計・建設規格ＪＳＭＥ　Ｓ　ＮＣ１-2005/2007（日本機械学会）
・原子力発電所耐震設計技術指針　重要度分類・許容応力編　ＪＥＡＧ　４６０１・補-1984（日本電気協会）
・原子力発電所耐震設計技術指針　ＪＥＡＧ　４６０１-1987（日本電気協会）
・原子力発電所耐震設計技術指針　ＪＥＡＧ　４６０１-1991　追補版（日本電気協会）
・各種合成構造設計指針・同解説（日本建築学会，2010 年改定）
・鋼構造設計規準－許容応力度設計法－（日本建築学会，2005 改定）

Ⅴ-3-別添 2-3　軽油タンクの強度計算書

目　　次

1.　概要 ····· 1
2.　基本方針 ····· 2
2.1　位置 ····· 2
2.2　構造概要 ····· 3
2.3　評価方針 ····· 4
2.4　適用規格 ····· 6
3.　強度評価方法 ····· 7
3.1　記号の定義 ····· 7
3.2　評価対象部位 ····· 10
3.3　荷重及び荷重の組合せ ····· 11
3.4　許容限界 ····· 12
3.5　評価方法 ····· 14
4.　評価条件 ····· 23
5.　強度評価結果 ····· 24
5.1　1質点系モデルによる計算結果 ····· 24
5.2　FEM解析による計算結果 ····· 24

1. 概要

本資料は，V-3-別添 2-1-1「軽油タンクの強度計算の方針」に示すとおり，軽油タンクが降下火砕物等の堆積時においても，非常用ディーゼル発電機へ 7 日間の燃料供給が継続できるよう燃料を保有する機能の維持を考慮して，主要な構造部材が構造健全性を維持することを確認するものである。

2.　基本方針

軽油タンクは，V-3-別添 2-1-1「軽油タンクの強度計算の方針」の「3.2　機能維持の方針」に示す構造計画を踏まえ，軽油タンクの「2.1　位置」，「2.2　構造概要」，「2.3　評価方針」及び「2.4 適用規格」を示す。

2.1　位置

軽油タンクは，V-3-別添 2-1-1「軽油タンクの強度計算の方針」の「3.2　機能維持の方針」に示すとおり，屋外の軽油タンクエリアに設置する。軽油タンクエリアの位置図を図 2－1 に示す。

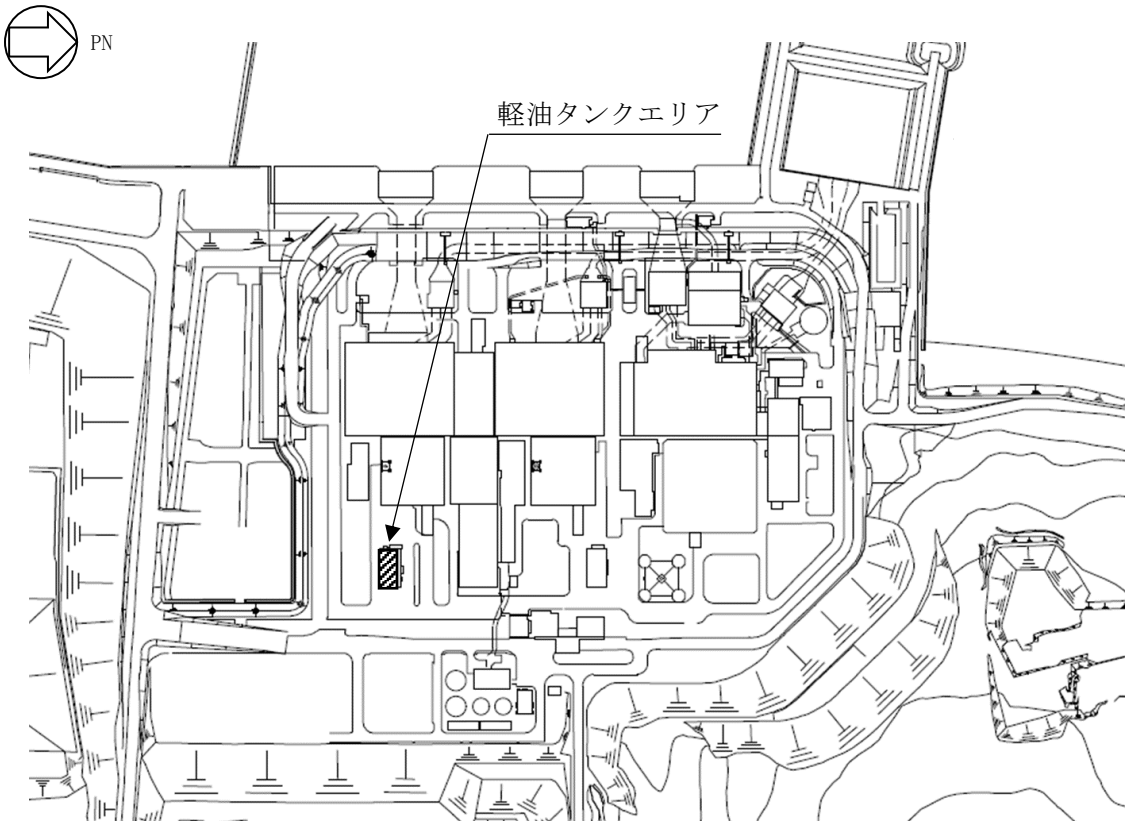


図 2－1　軽油タンクエリアの位置図

2.2　構造概要

軽油タンクは，V-3-別添 2-1-1「軽油タンクの強度計算の方針」の「3.2　機能維持の方針」に示す構造計画を踏まえて，構造を設定する。

軽油タンクは，円筒形の胴板と屋根板より構成され，基礎ボルトにより基礎コンクリートに固定された平底たて置円筒形容器である。タンクは外気と繋がっているため，タンク内圧は大気圧となっている。軽油タンクの概要図を図 2－2 に示す。

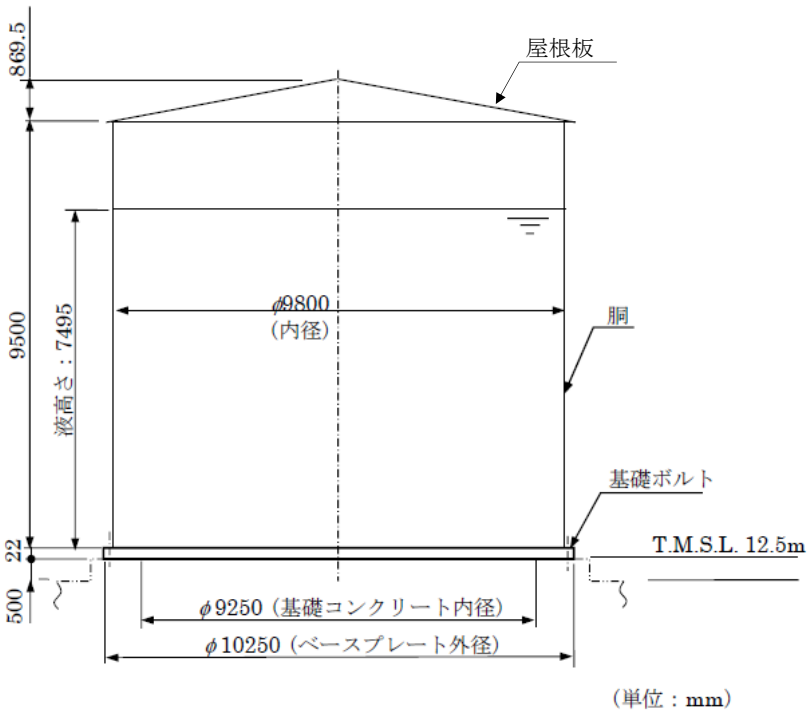


図 2－2　軽油タンクの概要図

2.3　評価方針

軽油タンクの強度評価は，Ⅴ-3-別添 2-1-1「軽油タンクの強度計算の方針」の「4.　荷重及び荷重の組合せ並びに許容限界」にて設定している，荷重及び荷重の組合せ並びに許容限界を踏まえて，軽油タンクの評価対象部位に作用する応力が，許容限界に収まることを「3.　強度評価方法」に示す方法により，「4.　評価条件」に示す評価条件を用いて計算し，「5.　強度評価結果」にて確認する。

軽油タンクの強度評価フローを図 2－3 に示す。軽油タンクの強度評価においては，その構造を踏まえ，降下火砕物等の堆積による鉛直荷重とこれに組み合わせる荷重（以下「設計荷重」という。）の作用方向及び伝達過程を考慮し，評価対象部位を選定する。

降下火砕物等の堆積による鉛直荷重については，建築基準法施行令第 86 条に基づき，屋根の水平投影面積に対し降下火砕物等の層厚より上載質量を算出し，屋根板表面積で除することにより入力荷重を算出し等分布荷重として保守的に設定する。強度評価においては，屋根板及び屋根板に接続する胴板（上部）に対して，FEM による応力解析を用いる。また，胴板（下部）及び基礎ボルトに対して，「原子力発電所耐震設計技術指針　重要度分類・許容応力編　ＪＥＡＧ４６０１・補-1984」（日本電気協会）及び「原子力発電所耐震設計技術指針　ＪＥＡＧ　４６０１-1987」（日本電気協会）（以下「ＪＥＡＧ４６０１」という。）の平底たて置円筒形容器の評価方法を準用し，Ⅴ-3-別添 2-1-1「軽油タンクの強度計算の方針」の「5.　強度評価方法」に示す平底たて置円筒形容器の評価式を用いる。軽油タンクの許容限界は，Ⅴ-3-別添 2-1-1「軽油タンクの強度計算の方針」の「4.2　許容限界」に示す許容限界である，ＪＥＡＧ　４６０１の許容応力状態$\mathrm{III}_{\mathrm{A}}\mathrm{S}$とする。

「発電用原子力設備規格　設計・建設規格　ＪＳＭＥ　Ｓ　ＮＣ１-2005/2007」（日本機械学会）（以下「ＪＳＭＥ」という。）付録材料図表 part5，6 の表にて許容応力を計算する際は，機器本体については最高使用温度，ボルトについては周囲環境温度に応じた値をとるものとするが，温度がＪＳＭＥ付録材料図表記載の中間の値の場合は，比例法を用いて計算する。

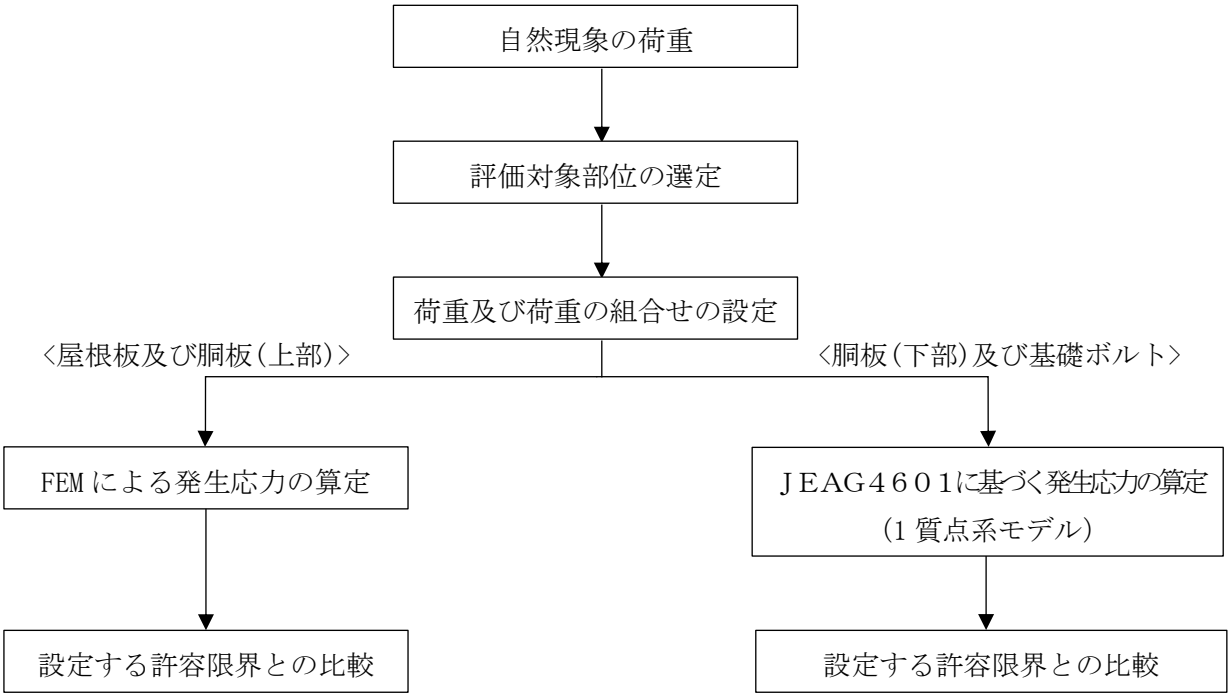

自然現象の荷重
評価対象部位の選定
荷重及び荷重の組合せの設定
〈屋根板及び胴板(上部)〉
〈胴板(下部)及び基礎ボルト〉
FEM による発生応力の算定
ＪＥＡＧ４６０１に基づく発生応力の算定
(1 質点系モデル)
設定する許容限界との比較
設定する許容限界との比較

図 2－3　強度評価フロー

2.4　適用規格

適用する規格，基準等を以下に示す。

・建築基準法及び同施行令

・新潟県建築基準法施行細則（昭和 35 年 12 月 30 日新潟県規則第 82 号）

・発電用原子力設備規格　設計・建設規格　ＪＳＭＥ　Ｓ　ＮＣ１-2005/2007（日本機械学会）

・原子力発電所耐震設計技術指針　重要度分類・許容応力編　ＪＥＡＧ　４６０１・補-1984（日本電気協会）

・原子力発電所耐震設計技術指針　ＪＥＡＧ　４６０１-1987（日本電気協会）

・鋼構造設計規準－許容応力度設計法－（日本建築学会，2005 改定）

3.　強度評価方法

3.1　記号の定義

軽油タンクの強度評価に用いる記号を表3－1に示す。

表3－1　軽油タンクの強度評価に用いる記号（1/3）

記号	単位	定義
A_b	mm^2	基礎ボルト呼び径断面積
C_c	—	基礎ボルト計算における係数
C_H	—	弾性設計用地震動Ｓｄによる水平方向設計震度
C_t	—	基礎ボルト計算における係数
C_V	—	弾性設計用地震動Ｓｄによる鉛直方向設計震度
D_c	mm	基礎ボルト中心円直径
D_i	mm	胴内径
D_{bi}	mm	ベースプレート内径
D_{bo}	mm	ベースプレート外径
E	MPa	縦弾性係数
e	—	基礎ボルト計算における係数
F	MPa	ＪＳＭＥ　SSB-3121.1(1)により規定される値
F_c	N	基礎に作用する圧縮力
F_d	N	常時作用する荷重
F_t	N	基礎ボルトに作用する引張力
F_k	N	地震荷重
F_{Vk}	N	従荷重として地震荷重を組み合わせるときの降下火砕物等の堆積による鉛直荷重
F_{Vs}	N	従荷重として積雪荷重を組み合わせるときの降下火砕物等の堆積による鉛直荷重
f_b	MPa	曲げモーメントにより生じる座屈応力
f_c	MPa	軸圧縮荷重により生じる座屈応力
f_s	MPa	ＪＳＭＥ　SSB-3131 により規定される供用状態Ａ及びＢでの基礎ボルトの許容せん断応力
f_t	MPa	ＪＳＭＥ　SSB-3131 により規定される供用状態Ａ及びＢでの基礎ボルトの許容引張応力
f_{ts}	MPa	引張力とせん断力を同時に受ける基礎ボルトの許容引張応力
g	m/s^2	重力加速度
H	m	全高
H_h	mm	液面高さ
k	—	基礎ボルト計算における中立軸の荷重係数

表 3－1　軽油タンクの強度評価に用いる記号（2/3）

記号	単位	定義
ℓ_g	mm	基礎から容器重心までの距離
ℓ_1，ℓ_2	mm	基礎ボルト計算における中立軸から荷重作用点までの距離
M_s	N･mm	転倒モーメント
m_0	kg	容器の有効運転質量
m_e	kg	空質量
m_s	kg	降下火砕物等の堆積による質量
n	―	基礎ボルト本数
R_B	mm	胴平均半径
S_0	MPa	屋根板又は胴板の一次一般膜応力の許容値
S_1	MPa	屋根板又は胴板の一次膜応力＋一次曲げ応力の許容値
S_y	MPa	ＪＳＭＥ付録材料図表 part5 の表にて規定される設計降伏点
S_u	MPa	ＪＳＭＥ付録材料図表 part5 の表にて規定される設計引張強さ
s	―	基礎ボルトと基礎の縦弾性係数比
t	mm	胴板厚
t_1	mm	基礎ボルト面積相当板幅
t_2	mm	圧縮側基礎相当幅
z	―	基礎ボルト計算における係数
α_1	―	安全率
α_2	rad	基礎ボルト計算における中立軸を定める角度
η	―	R_B/t
η_1	―	1200×g/F
η_2	―	8000×g/F
η_3	―	9600×g/F
ν	―	ポアソン比
π	―	円周率
ρ	―	軽油の比重
σ_0	MPa	胴に生じる組合せ一次一般膜応力
σ_1	MPa	胴に生じる組合せ一次応力
σ_{0c}	MPa	胴に生じる組合せ一次一般膜応力（圧縮）
σ_{0t}	MPa	胴に生じる組合せ一次一般膜応力（引張）
σ_b	MPa	基礎ボルトに生じる引張応力
σ_c	MPa	基礎に生じる圧縮応力
σ_{xc}	MPa	胴に生じる軸方向応力の和（圧縮）
σ_{xt}	MPa	胴に生じる軸方向応力の和（引張）

表 3－1　軽油タンクの強度評価に用いる記号（3/3）

記号	単位	定義
σ_{x2}	MPa	自重（空質量）及び降下火砕物等の堆積による荷重により胴に生じる軸方向応力
σ_{x3}	MPa	鉛直方向地震力及び降下火砕物等の堆積による荷重により胴に生じる軸方向応力
σ_{x4}	MPa	水平方向地震力及び降下火砕物等の堆積による荷重により胴に生じる軸方向応力
σ_{xbs}	MPa	曲げモーメントにより生じる圧縮応力
σ_{xcs}	MPa	軸圧縮荷重により生じる圧縮応力
$\sigma_{\phi c}$	MPa	胴に生じる周方向応力の和（圧縮）
$\sigma_{\phi t}$	MPa	胴に生じる周方向応力の和（引張）
$\sigma_{\phi 1}$	MPa	静水頭により胴に生じる周方向応力
$\sigma_{\phi 2}$	MPa	鉛直方向地震力により胴に生じる周方向応力
τ	MPa	水平方向地震力により胴に生じるせん断応力
τ_b	MPa	基礎ボルトに生じるせん断応力
ϕ_b	MPa	座屈応力f_bを算出する際の関数
ϕ_c	MPa	座屈応力f_cを算出する際の関数

3.2　評価対象部位

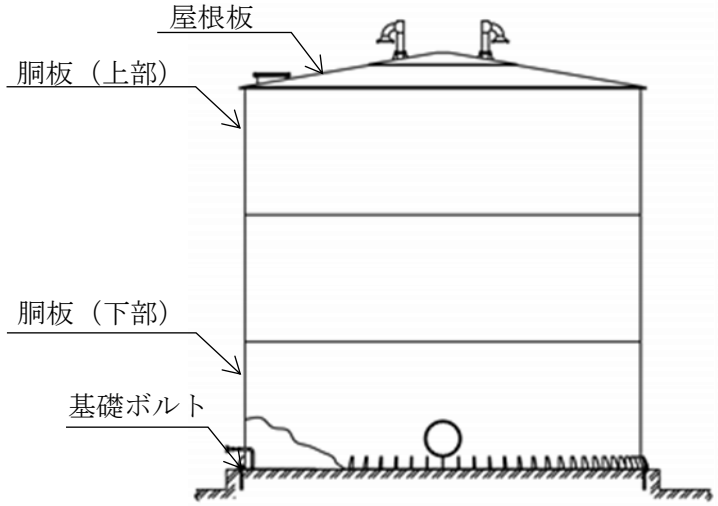
軽油タンクの評価対象部位は，V-3-別添 2-1-1「軽油タンクの強度計算の方針」の「4.2　許容限界」にて示している評価対象部位に従って，屋根板，胴板（上部），胴板（下部）及び基礎ボルトとする。

評価対象部位は，「2.2　構造概要」にて設定している構造に基づき，設計荷重の作用方向及び伝達過程を考慮し設定する。

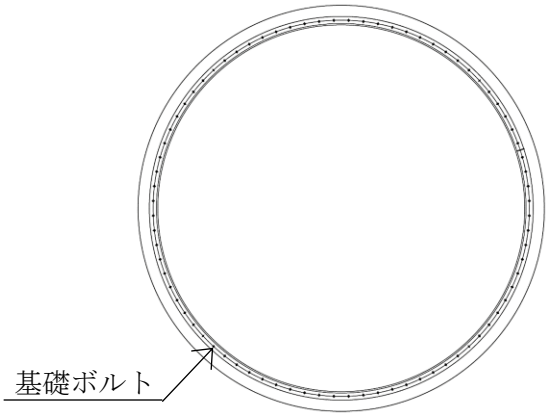
降下火砕物等の堆積による鉛直荷重は，降下火砕物が堆積する屋根板及び屋根板に接続する胴板（上部）に作用する。また，地震荷重は，胴板を介して胴板（下部）及び基礎ボルトに作用する。

このことから，屋根板，胴板（上部），胴板（下部）及び基礎ボルトを評価対象部位として設定している。

軽油タンクの強度評価における評価対象部位を，図 3－1 に示す。



正面図



基礎図

図 3－1　軽油タンクの評価対象部位

3.3　荷重及び荷重の組合せ

強度評価に用いる荷重及び荷重の組合せは，V-3-別添 2-1-1「軽油タンクの強度計算の方針」の「4.1　荷重及び荷重の組合せ」に示している荷重及び荷重の組合せを用いる。

(1)　荷重の設定

軽油タンクの強度評価に用いる荷重を以下に示す。

a.　常時作用する荷重（F_d）

常時作用する荷重は，自重及び水頭圧を考慮する。

b.　降下火砕物等の堆積による鉛直荷重（F_{vk}，F_{vs}）

降下火砕物等の堆積による単位面積当たりの鉛直荷重は，F_{vk}＝6063N/m^2，F_{vs}＝8542N/m^{2}とする。建築基準法施行令第 86 条では，屋根部の勾配が 60 度以下の場合においては，その勾配に応じた屋根形状係数を乗じた数値とし，その勾配が 60 度を超える場合においては，零とすることができるとの記載があるが，保守的に屋根形状係数を 1 とする。

c.　地震荷重（F_k）

地震荷重は，弾性設計用地震動Ｓｄによる地震力を考慮することを踏まえて，V-2「耐震性に関する説明書」のうちV-2-1-14「計算書作成の方法　添付資料-5　平底たて置円筒形容器の耐震性についての計算書作成の基本方針」に記載の計算方法に基づき得られた固有周期に対応した設計震度（C_H＝0.89，C_V＝0.65）によって発生する水平荷重及び鉛直荷重を算出する。

(2)　荷重の組合せ

強度評価に用いる荷重の組合せは，軽油タンクの評価対象部位ごとに設定する。

軽油タンクの屋根板及び胴板（上部）については，水頭圧は作用しないため考慮しない。そのため，軽油タンクの屋根板及び胴板（上部）には，自重及び降下火砕物等の堆積による鉛直荷重が作用する。

軽油タンクの胴板（下部）及び基礎ボルトには，水頭圧，自重，降下火砕物等の堆積による鉛直荷重及び地震荷重が作用する。

軽油タンクの評価にて考慮する荷重の組合せを表 3－2 に示す。

表 3－2　荷重の組合せ

施設名称	評価対象部位	荷重
軽油タンク	屋根板	①自重 ②降下火砕物等の堆積による鉛直荷重
	胴板（上部）	①自重 ②降下火砕物等の堆積による鉛直荷重
	胴板（下部）	①自重，水頭圧 ②降下火砕物等の堆積による鉛直荷重 ③地震荷重
	基礎ボルト	①自重，水頭圧 ②降下火砕物等の堆積による鉛直荷重 ③地震荷重

3.4　許容限界

軽油タンクの許容限界値は，Ⅴ-3-別添 2-1-1「軽油タンクの強度計算の方針」の「4.2　許容限界」にて設定している許容限界に従って，「3.2　評価対象部位」にて設定している評価対象部位ごとに，機能損傷モードを考慮し，ＪＥＡＧ４６０１に基づき許容応力状態ⅢＡＳの許容応力を用いる。

軽油タンクの許容限界は，ＪＥＡＧ４６０１を準用し，屋根板及び胴板については「クラス２，３容器」，基礎ボルトについては「クラス２，３支持構造物」の許容限界を適用する。また，座屈については評価式を満足することを確認する。設計荷重に対して，当該施設に要求される安全機能を維持できるように弾性設計とするため，許容応力状態ⅢＡＳから算出した以下の許容応力を許容限界とする。ＪＥＡＧ４６０１に従い，ＪＳＭＥ付録材料図表 Part5,6 の表にて許容応力を評価する際は，評価対象部位の周囲環境温度に応じた値をとるものとするが，温度がＪＳＭＥ付録材料図表記載の中間の値の場合は，比例法を用いて評価する。ただし，ＪＳＭＥ付録材料図表 Part5,6 で比例法を用いる場合の端数処理は，小数点第 1 位以下を切り捨てた値を用いるものとする。

軽油タンクの許容限界について，屋根板及び胴板（上部）の許容限界を表 3－3，胴板（下部）の許容限界を表 3－4，基礎ボルトの許容限界を表 3－5 に示す。

表 3－3　屋根板及び胴板（上部）の許容限界

状態	温度条件（℃）	許容限界	
		一次一般膜	一次膜＋一次曲げ
許容応力状態Ⅲ$_A$S	66*1	Min$[S_y, 0.6S_u]$	左欄の 1.5 倍の値

注記＊1 ：最高使用温度

表 3－4　胴板（下部）の許容限界

状態	温度条件（℃）	許容限界		
		一次一般膜	組合せ一次	座屈
許容応力状態Ⅲ$_A$S	66*1	Min$[S_y, 0.6S_u]$	左欄に同じ	$\frac{\alpha_1 \cdot \sigma_{xcs}}{f_c} + \frac{\alpha_1 \cdot \sigma_{xbs}}{f_b} \leqq 1$

注記＊1 ：最高使用温度

表 3－5　基礎ボルトの許容限界

状態	温度条件（℃）	許容限界	
		一次応力	
		引張	せん断
許容応力状態Ⅲ$_A$S	40*1	$1.5f_t$	$1.5f_s$

注記＊1 ：周囲環境温度

引張力とせん断力を同時に受ける基礎ボルトの許容引張応力f_{ts}は以下のとおり。

$f_{ts} = \mathrm{Min}\{1.4(1.5f_t) - 1.6\tau_b, 1.5f_t\}$

3.5　評価方法

1 質点系モデルによる評価と FEM 解析による評価を行う。

(1)　1 質点系モデルによる評価

1 質点系モデルによる強度評価は，V-3-別添 2-1-1「軽油タンクの強度計算の方針」の「5. 強度評価方法」にて設定している平底たて置円筒容器の評価式を用いる。

a.　計算モデル

降下火砕物等の堆積による鉛直荷重，水頭圧及び自重（鉛直荷重）並びに地震荷重（水平及び鉛直荷重）により作用する水平力及びモーメントに対し，厳しい部位である胴板（下部）及び基礎ボルトの構造健全性を 1 質点系モデルとして評価を行う。軽油タンクの 1 質点系モデルによる計算に用いるモデル図を図 3－2 に示す。

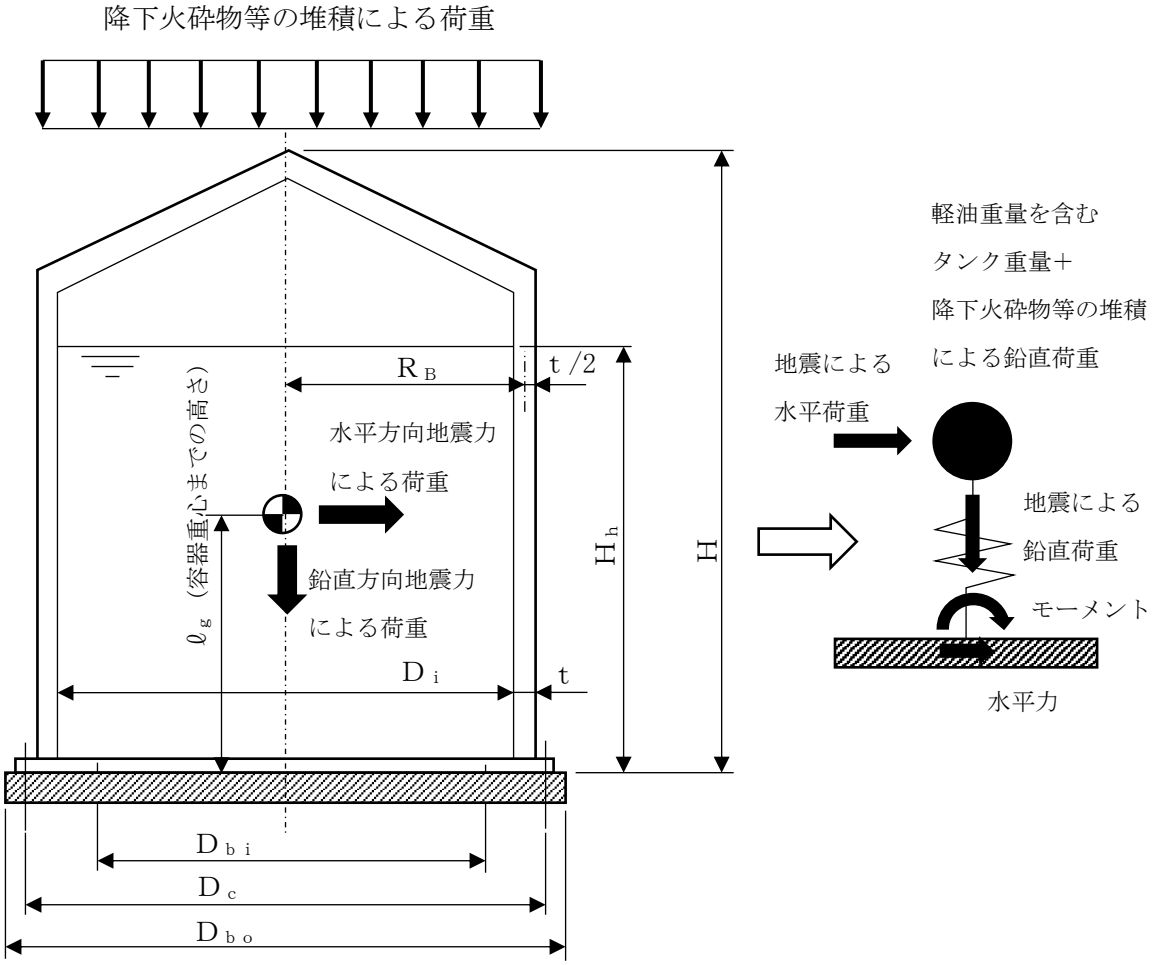


図 3－2　1 質点系モデルによる計算モデル図

b.　1質点系モデルによる評価における計算方法

内包油量は胴板及び基礎ボルトの各評価対象部位に対して応力が大きくなるように設定する。具体的には，胴板（下部）及び基礎ボルト計算時は保守的な評価となるように満油量にて計算する。

(a)　胴に生じる応力

イ．　静水頭及び鉛直方向地震力により胴に生じる周方向応力

静水頭により胴に生じる周方向応力

$$\sigma_{\phi 1}=\frac{10^{-6}\cdot g\cdot \rho\cdot H_h\cdot D_i}{2t}$$

鉛直方向地震力により胴に生じる周方向応力

$$\sigma_{\phi 2}=\frac{10^{-6}\cdot g\cdot \rho\cdot H_h\cdot D_i\cdot C_V}{2t}$$

ロ．　胴の自重（空質量），鉛直方向地震力及び降下火砕物等の堆積による荷重により胴に生じる軸方向応力

自重（空質量）及び降下火砕物等の堆積による荷重により胴に生じる軸方向応力

$$\sigma_{x2}=\frac{\left(m_e+m_s\right)\cdot g}{\pi\left(D_i+t\right)\cdot t}$$

鉛直方向地震力及び降下火砕物等の堆積による荷重により胴に生じる軸方向応力

$$\sigma_{x3}=\frac{C_V\cdot\left(m_e+m_s\right)\cdot g}{\pi\left(D_i+t\right)\cdot t}$$

ハ．　水平方向地震力により生じる応力

水平方向地震力及び降下火砕物等の堆積による荷重により胴に生じる軸方向応力

$$\sigma_{x4}=\frac{4M_s}{\pi\left(D_i+t\right)^2\cdot t}$$

ここで，

$$M_s=C_H\cdot\left(m_0+m_s\right)\cdot g\cdot \ell_g$$

水平方向地震力により胴に生じるせん断応力

$$\tau=\frac{2C_H\cdot\left(m_0+m_s\right)\cdot g}{\pi\left(D_i+t\right)\cdot t}$$

ニ.　胴に生じる組合せ一次一般膜応力及び組合せ一次応力

（イ）　組合せ引張応力

胴に生じる周方向応力の和（引張）

$$\sigma_{\phi t}=\sigma_{\phi 1}+\sigma_{\phi 2}$$

胴に生じる軸方向応力の和（引張）

$$\sigma_{xt}=-\sigma_{x2}+\sqrt{\sigma_{x3}^{2}+\sigma_{x4}^{2}}$$

胴に生じる組合せ一次一般膜応力（引張）

$$\sigma_{0t}=\frac{1}{2}\left\{\left(\sigma_{xt}+\sigma_{\phi t}\right)+\sqrt{\left(\sigma_{xt}-\sigma_{\phi t}\right)^{2}+4\tau^{2}}\right\}$$

（ロ）　組合せ圧縮応力

胴に生じる周方向応力の和（圧縮）

$$\sigma_{\phi c}=-\sigma_{\phi 1}-\sigma_{\phi 2}$$

胴に生じる軸方向応力の和（圧縮）

$$\sigma_{xc}=\sigma_{x2}+\sqrt{\sigma_{x3}^{2}+\sigma_{x4}^{2}}$$

胴に生じる組合せ一次一般膜応力（圧縮）

$$\sigma_{0c}=\frac{1}{2}\left\{\left(\sigma_{xc}+\sigma_{\phi c}\right)+\sqrt{\left(\sigma_{xc}-\sigma_{\phi c}\right)^{2}+4\tau^{2}}\right\}$$

（ハ）　組合せ応力

胴に生じる組合せ一次一般膜応力

$$\sigma_{0}=\mathrm{Max}\left[\sigma_{0t},\sigma_{0c}\right]$$

組合せ一次応力は組合せ一次一般膜応力と同じになる。

ホ.　軸圧縮荷重及び曲げモーメントにより生じる圧縮応力

軸圧縮荷重により生じる圧縮応力

$$\sigma_{xcs}=\sigma_{x2}+\sigma_{x3}$$

曲げモーメントにより生じる圧縮応力

$$\sigma_{xbs}=\sigma_{x4}$$

(b)　胴の座屈評価

イ.　軸圧縮荷重により生じる座屈応力

$$f_{c}=\begin{cases}\mathrm{F} & \left(\eta\leqq\eta_{1}\right)\\ \mathrm{F}\left[1-\dfrac{1}{6800\times g}\left\{\mathrm{F}-\phi_{c}\left(\eta_{2}\right)\right\}\left(\eta-\eta_{1}\right)\right] & \left(\eta_{1}<\eta<\eta_{2}\right)\\ \phi_{c}\left(\eta\right) & \left(\eta_{2}\leqq\eta\leqq 800\right)\end{cases}$$

ここで,

$$\phi_c(\eta) = 0.6\frac{E}{\eta}\left[1-0.901\left\{1-\exp\left(-\frac{1}{16}\sqrt{\eta}\right)\right\}\right]$$

ロ. 曲げモーメントにより生じる座屈応力

$$f_b = \begin{cases} F & (\eta \leqq \eta_1) \\ F\left[1-\dfrac{1}{8400\times g}\left\{F-\phi_b(\eta_3)\right\}(\eta-\eta_1)\right] & (\eta_1 < \eta < \eta_3) \\ \phi_b(\eta) & (\eta_3 \leqq \eta \leqq 800) \end{cases}$$

ここで,

$$\phi_b(\eta) = 0.6\frac{E}{\eta}\left[1-0.731\left\{1-\exp\left(-\frac{1}{16}\sqrt{\eta}\right)\right\}\right]$$

ハ. 安全率α_1

安全率は，各荷重の組合せに対して

$$\alpha_1 = \begin{cases} 1.0 & (\eta \leqq \eta_1) \\ 1.0+\dfrac{F}{13600\times g}(\eta-\eta_1) & (\eta_1 < \eta < \eta_2) \\ 1.5 & (\eta_2 \leqq \eta) \end{cases}$$

ここで,

$$\eta = \frac{R_B}{t}, \quad \eta_1 = \frac{1200\times g}{F}, \quad \eta_2 = \frac{8000\times g}{F}, \quad \eta_3 = \frac{9600\times g}{F}$$

ニ. 座屈評価

以下の式により評価を行う。

$$\frac{\alpha_1 \cdot \sigma_{xcs}}{f_c} + \frac{\alpha_1 \cdot \sigma_{xbs}}{f_b} \leqq 1$$

(c) 基礎ボルト評価

イ. 基礎ボルトに生じるせん断応力

$$\tau_b = \frac{C_H \cdot (m_0 + m_s) \cdot g}{n \cdot A_b}$$

ロ．　基礎ボルトに生じる引張応力

基礎ボルトに引張力が発生しないのは，α_2がπに等しくなったときであり，α_2をπに近づけた場合の値ｅ＝0.75 及びｚ＝0.25 を，F_tを求める式に代入し，得られるF_tの値によって引張力の有無を次のように判断する。

・$F_t \leqq 0$ ならば，引張力は作用しない。

・$F_t > 0$ ならば，引張力は作用しているので以降の計算を行う。

転倒モーメントM_sが作用した場合に生じる基礎ボルトの引張荷重と基礎部の圧縮荷重については，荷重と変位量の釣合い条件を考慮することにより求める。基礎の荷重説明図を図 3－3 に示す。

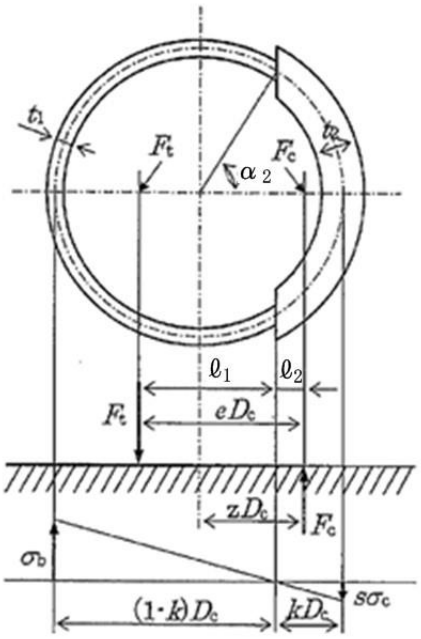


図 3－3　基礎の荷重説明図（ＪＥＡＧ４６０１より抜粋）

（イ）　σ_b，σ_cを仮定して係数ｋを求める。

$$k = \frac{1}{1 + \dfrac{\sigma_b}{s \cdot \sigma_c}}$$

（ロ）　α_2を求める。

$$\alpha_2 = \cos^{-1}(1-2k)$$

（ハ）　各定数ｅ，ｚ，C_t及びC_cを求める。

$$e = \frac{1}{2}\left\{\frac{(\pi-\alpha_2)\cdot\cos^2\alpha_2 + \frac{1}{2}(\pi-\alpha_2) + \frac{3}{2}\sin\alpha_2\cdot\cos\alpha_2}{(\pi-\alpha_2)\cos\alpha_2 + \sin\alpha_2}\right\}$$

$$+\frac{1}{2}\left(\frac{\frac{1}{2}\alpha_2-\frac{3}{2}\sin\alpha_2\cdot\cos\alpha_2+\alpha_2\cdot\cos^2\alpha_2}{\sin\alpha_2-\alpha_2\cdot\cos\alpha_2}\right)$$

$$z=\frac{1}{2}\left\{\cos\alpha_2+\left(\frac{\frac{1}{2}\alpha_2-\frac{3}{2}\sin\alpha_2\cdot\cos\alpha_2+\alpha_2\cdot\cos^2\alpha_2}{\sin\alpha_2-\alpha_2\cdot\cos\alpha_2}\right)\right\}$$

$$C_t=\frac{2\left\{\left(\pi-\alpha_2\right)\cdot\cos\alpha_2+\sin\alpha_2\right\}}{1+\cos\alpha_2}$$

$$C_c=\frac{2\left(\sin\alpha_2-\alpha_2\cos\alpha_2\right)}{1-\cos\alpha_2}$$

（ニ） 各定数を用いてF_t，F_cを求める。

$$F_t=\frac{1}{e\cdot D_c}\sqrt{M_s^{\,2}+\left(C_V\cdot\left(m_0+m_s\right)\cdot g\cdot z\cdot D_c\right)^2}-\frac{z}{e}\left(m_0+m_s\right)\cdot g$$

$$F_c=\frac{1}{e\cdot D_c}\sqrt{M_s^{\,2}+\left(C_V\cdot\left(m_0+m_s\right)\cdot g\cdot\left(z-e\right)\cdot D_c\right)^2}+\left(1-\frac{z}{e}\right)\left(m_0+m_s\right)\cdot g$$

（ホ） σ_b，σ_cを求め，（イ）にて仮定した値を十分に近似していることを確認する。

$$\sigma_b=\frac{2F_t}{t_1\cdot D_c\cdot C_t}$$

$$\sigma_c=\frac{2F_c}{\left(t_2+s\cdot t_1\right)\cdot D_c\cdot C_c}$$

ここで，

$$t_1=\frac{n\cdot A_b}{\pi\cdot D_c}$$

$$t_2=\frac{1}{2}\left(D_{bo}-D_{bi}\right)-t_1$$

(2) FEM解析による評価

屋根板及び胴板（上部）はFEM解析にて評価を行う。

FEM解析に使用する解析コードは「ＭＳＣ　ＮＡＳＴＲＡＮ」である。

なお，評価に用いる解析コードＭＳＣ　ＮＡＳＴＲＡＮの検証及び妥当性確認等の概要については，別紙「計算機プログラム（解析コード）の概要」に示す。

a. 荷重条件

軽油タンクの荷重条件を表3－6に示す。

表3－6　軽油タンクの荷重条件

荷重条件	入力荷重 (N/m^2)
従荷重として積雪荷重を組み合わせるときの降下火砕物等の堆積による鉛直荷重F_{Vs}	8542

b. 計算モデル及び諸元

拘束部位はタンク基部であることから，タンク胴板（上部）に構造上有意な応力増加はないため，屋根部に作用する鉛直荷重に対し厳しい部位である屋根板及び胴板（上部）について，屋根板，コンプレッションリング，屋根板補強リング及び胴板の板部材を板要素で，ラフタ及び補強材を梁要素でモデル化して評価を行う。軽油タンクのFEM解析に用いるモデル図を図3－4に，諸元を表3－7に示す。

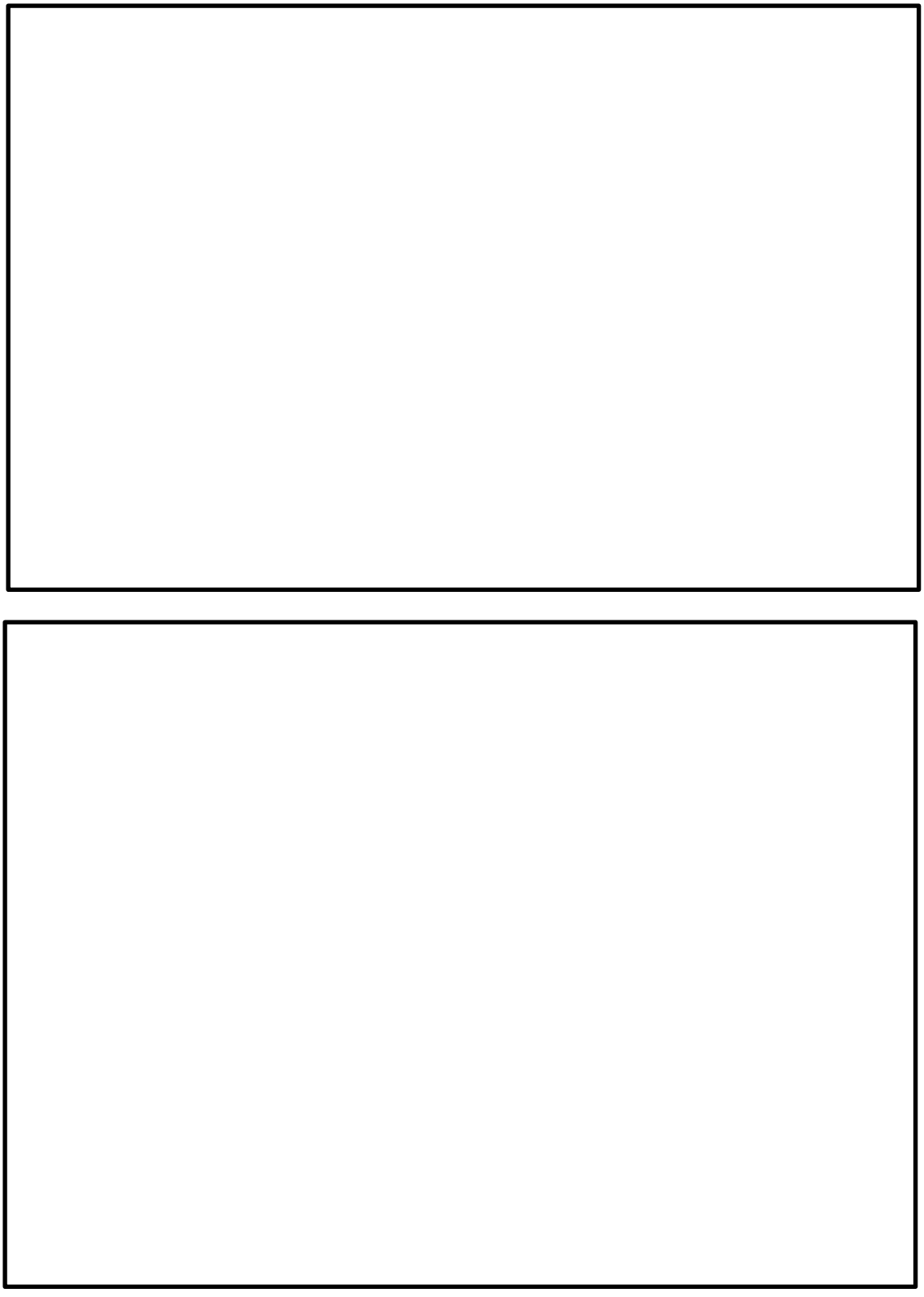


図 3－4　FEM 解析に用いるモデル図

表 3－7　軽油タンクの諸元

部材	材料	最高使用温度 (℃)	縦弾性係数 E (MPa)	ポアソン比 ν (—)
屋根板，胴板 補強リング， コンプレッション リング	[redacted]	66	[redacted]	[redacted]
ラフタ， 補強材	[redacted]	66	[redacted]	[redacted]

4. 評価条件

「3. 強度評価方法」に用いる評価条件を表 4－1 及び表 4－2 示す。

表 4－1 許容応力評価に用いる条件

材料	温度 (℃)	S_y (MPa)	S_u (MPa)	F (MPa)	$1.5f_t$ (MPa)	$1.5f_s$ (MPa)
[redacted] (屋根板，胴板)	66	[redacted]	[redacted]	[redacted]	—	—
[redacted] (基礎ボルト)	40	[redacted]	[redacted]	[redacted]	[redacted]	[redacted]

表 4－2 軽油タンクの入力条件

据付場所 及び床面高さ (m) *1	構造概要	最高使用圧力 (MPa)	温度*2 (℃)	ρ (—)	g (m/s²)
屋外 T.M.S.L.12.5	平底 たて置き円筒形	大気圧	①66 ②40	0.86	9.80665

固有周期 (水平／鉛直) (s)	C_H (—)	C_V (—)	H (mm)	m_0 (kg)
[redacted]	0.89	0.65	10391.5	[redacted]

m_e (kg)	m_s*3 (kg)	D_i (mm)	t (mm)	ℓ_g (mm)
[redacted]	③50100 ④70500	9800	[redacted]	4616

H_h (mm)	R_B (mm)	E (MPa)	s (—)	n (—)
7495	4918	[redacted]	9	[redacted]

D_c (mm)	D_{bo} (mm)	D_{bi} (mm)	ボルト サイズ	A_b (mm²)
10050	10250	9250	[redacted]	[redacted]

注記＊1 ：基準床レベルを示す。

＊2 ：①は屋根板及び胴板評価時，②は基礎ボルト評価時の値

＊3 ：③は胴板（下部）及び基礎ボルト評価時，④は屋根板及び胴板（上部）評価時の値

5. 強度評価結果

5.1 1質点系モデルによる計算結果

降下火砕物等の堆積時の強度評価結果を表5－1に示す。

胴板（下部），基礎ボルトに発生する応力は許容応力以下であり，また，座屈の評価の条件式を満足している。

表5－1 軽油タンクの1質点系モデルによる評価結果

評価部位	材料	応力	発生応力 (MPa)	許容応力 (MPa)
胴板（下部）	[redacted]	一次一般膜	$\sigma_0 =$ 23	$S_0 =$ [redacted]
		組合せ一次	$\sigma_1 =$ 23	
		圧縮と曲げの組合せ（座屈の評価）	$\frac{\alpha_1 \cdot \sigma_{xcs}}{f_c} + \frac{\alpha_1 \cdot \sigma_{xbs}}{f_b} \leqq 1$	
			0.08	
基礎ボルト	[redacted]	引張	$\sigma_b =$ 14	$1.5f_t =$ [redacted]
		せん断	$\tau_b =$ 35	$1.5f_s =$
		組合せ	$\sigma_b =$ 14	$f_{ts} =$

5.2 FEM解析による計算結果

降下火砕物等の堆積時の強度評価結果を表5－2に示す。

屋根板，胴板（上部）に発生する応力は許容応力以下である。

表5－2 軽油タンクのFEM解析による評価結果

評価部位	材料	応力	発生応力 (MPa)	許容応力 (MPa)
屋根板	[redacted]	一次一般膜	$\sigma =$ 64	$S_0 =$ [redacted]
		一次膜＋一次曲げ	$\sigma =$ 105	$S_1 =$
胴板（上部）	[redacted]	一次一般膜	$\sigma =$ 16	$S_0 =$
		一次膜＋一次曲げ	$\sigma =$ 30	$S_1 =$

Ⅴ-3-別添 2-4　原子炉建屋の強度計算書

目　　次

1.　概要 ····· 1
2.　基本方針 ····· 2
2.1　位置 ····· 2
2.2　構造概要 ····· 3
2.3　評価方針 ····· 8
2.4　適用規格 ····· 10
3.　強度評価方法及び評価条件 ····· 11
3.1　評価対象部位 ····· 11
3.2　荷重及び荷重の組合せ ····· 11
3.2.1　荷重 ····· 11
3.2.2　荷重の組合せ ····· 18
3.3　許容限界 ····· 19
3.4　解析モデル及び諸元 ····· 23
3.4.1　モデル化の基本方針 ····· 23
3.4.2　解析諸元 ····· 28
3.5　評価方法 ····· 29
3.5.1　屋根スラブの評価方法 ····· 29
3.5.2　屋根トラスの評価方法 ····· 33
3.5.3　耐震壁の評価方法 ····· 35
4.　強度評価結果 ····· 36
4.1　屋根スラブの評価結果 ····· 36
4.2　屋根トラスの評価結果 ····· 42
4.3　耐震壁の評価結果 ····· 59
5.　引用文献 ····· 60

別紙　年超過確率 10^{-2} 相当地震動に対する原子炉建屋の地震応答計算書

1. 概要

本資料は，Ⅴ-3-別添 2-1-2「原子炉建屋の強度計算の方針」に示すとおり，原子炉建屋が降下火砕物及び積雪の堆積時においても，内包する防護すべき施設に降下火砕物を堆積させない機能，放射線の遮蔽機能（以下「遮蔽性」という。）及び放射性物質の閉じ込め機能（以下「気密性」という。）の維持を考慮して，建屋全体及び建屋の主要な構造部材が構造健全性を維持することを確認するものである。

2.　基本方針

原子炉建屋は，Ⅴ-3-別添 2-1-2「原子炉建屋の強度計算の方針」の「3.2　機能維持の方針」に示す構造計画を踏まえ，本資料では，「2.1　位置」，「2.2　構造概要」，「2.3 評価方針」及び「2.4　適用規格」を示す。

2.1　位置

原子炉建屋は，Ⅴ-3-別添 2-1-2「原子炉建屋の強度計算の方針」の「3.2　機能維持の方針」に示す位置に設置する。原子炉建屋の配置を図 2－1 に示す。

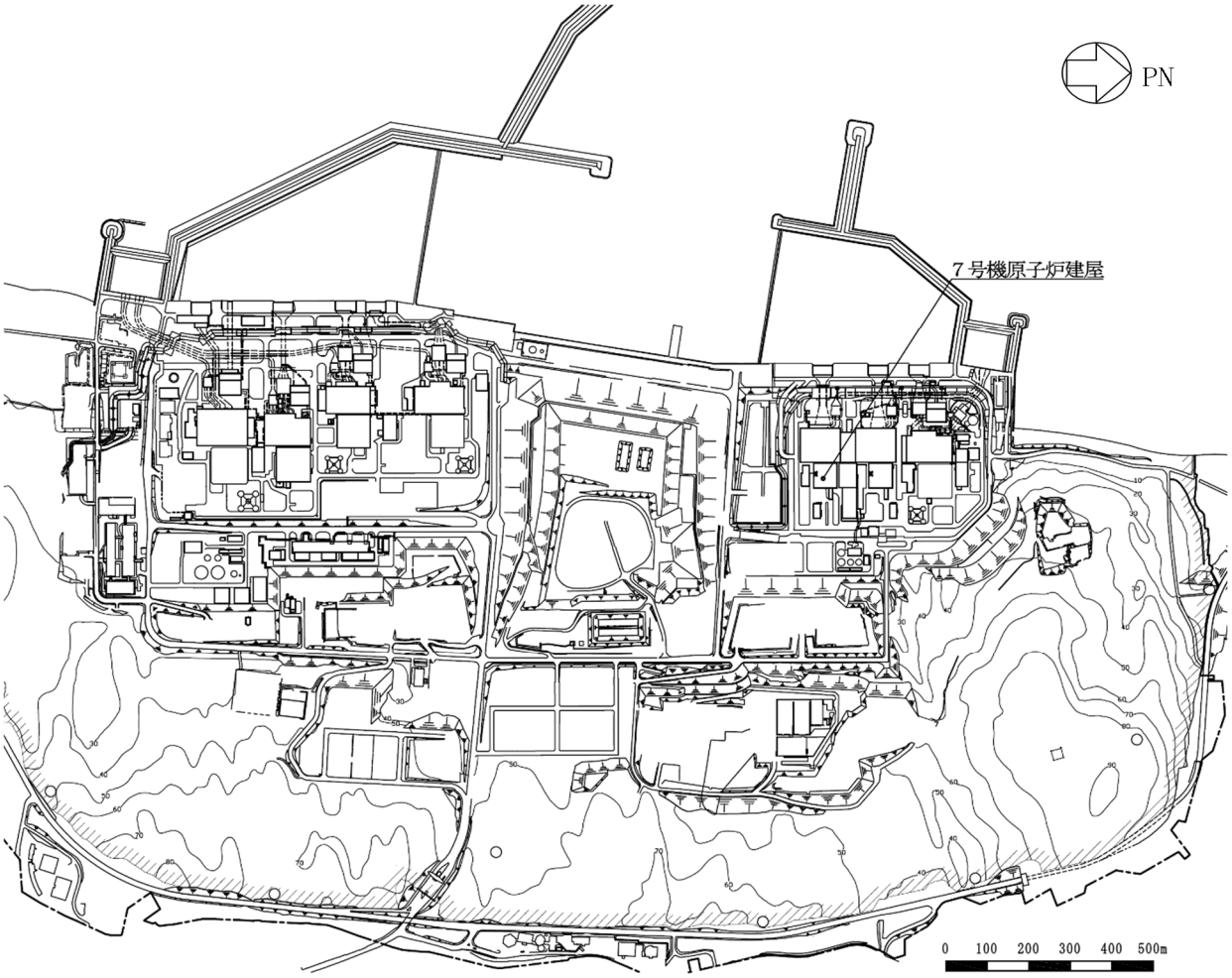


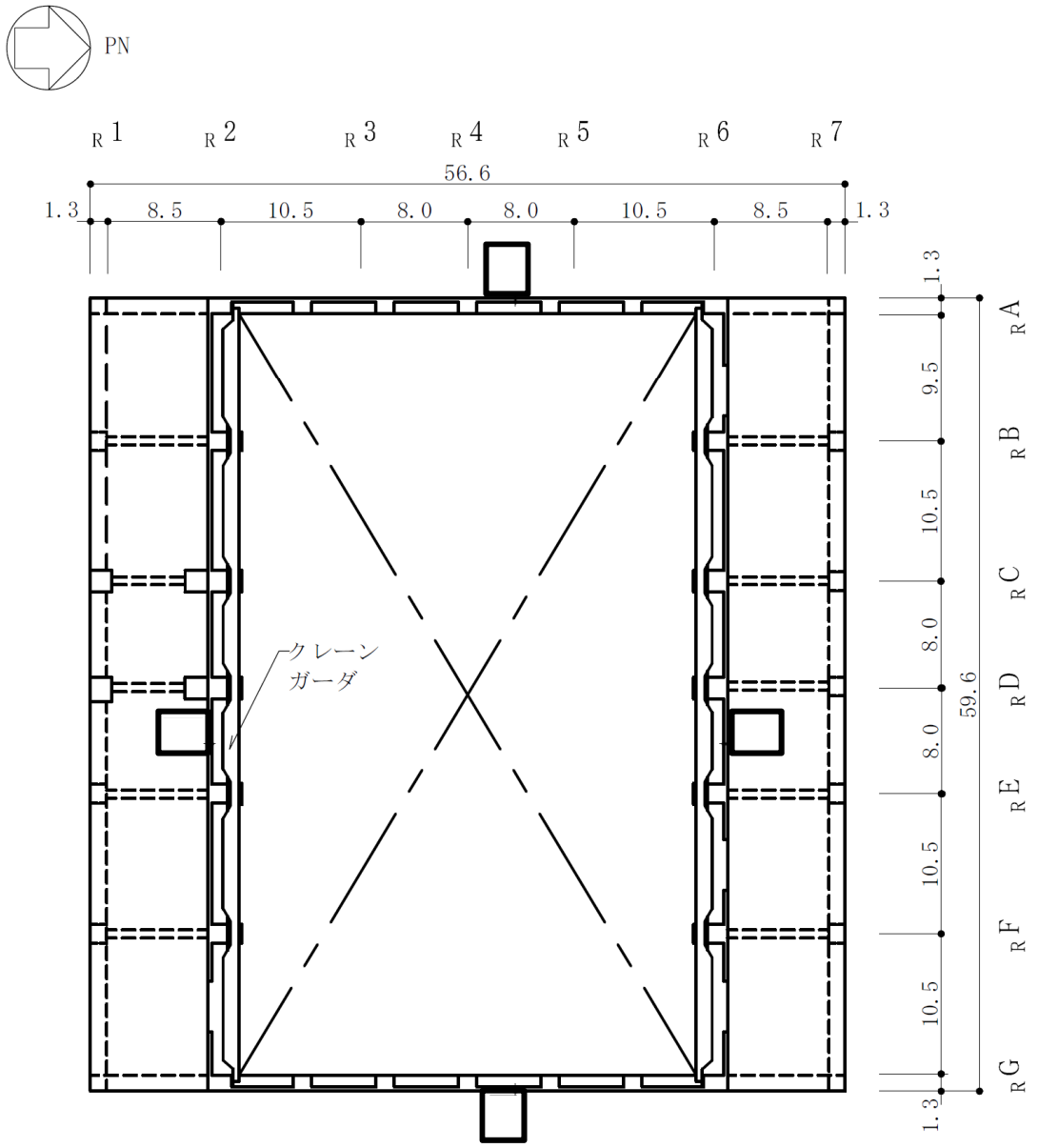
図 2－1　原子炉建屋の配置図

2.2　構造概要

原子炉建屋は，Ⅴ-3-別添 2-1-2「原子炉建屋の強度計算の方針」の「3.2　機能維持の方針」に示す構造計画を踏まえて，構造を設定する。

原子炉建屋は，平面が 56.6m（NS 方向）×59.6m（EW 方向）の鉄筋コンクリート造を主体とした建物で，屋根部分が鉄骨造（トラス構造）の地上 4 階，地下 3 階建ての建物である。屋根スラブを支える屋根トラスの平面形状は 39.0m（NS 方向）×59.6m（EW 方向）の長方形であり，4 階面（T.M.S.L.31.7m）からの高さは 18.0m である。

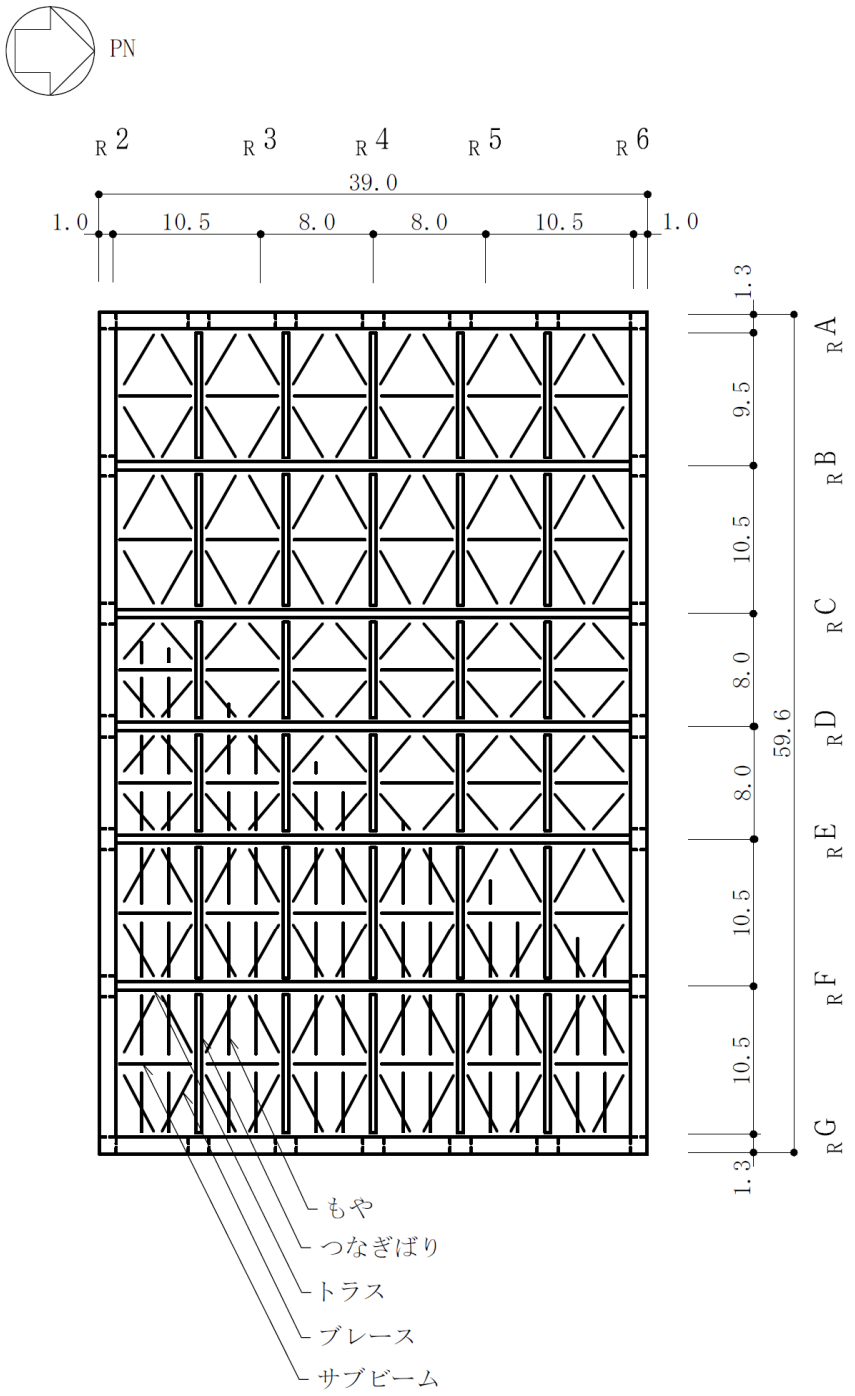
原子炉建屋の屋根面の概略平面図を図 2－2 に，概略断面図を図 2－3 に示す。



（単位：m）

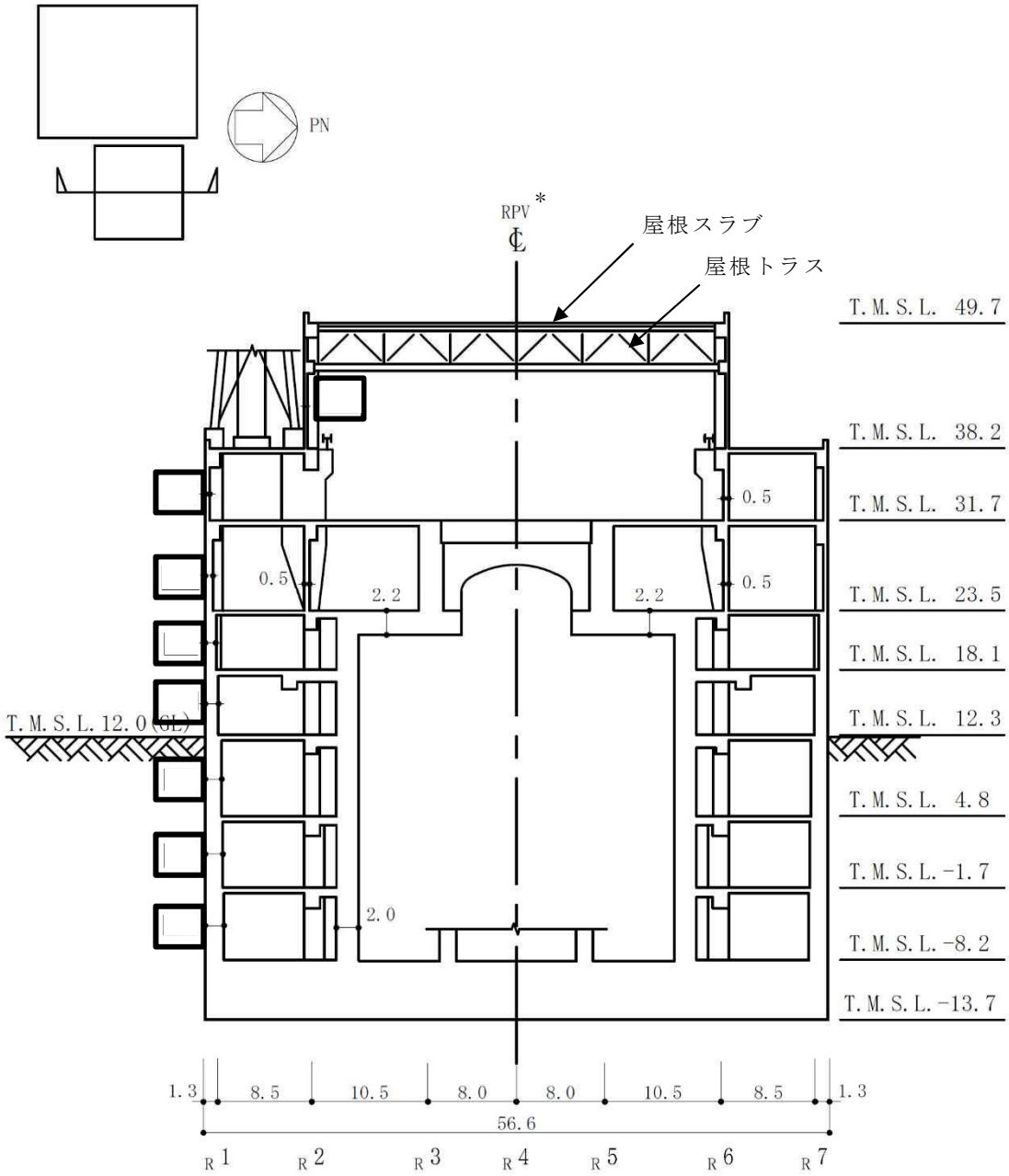
注：東京湾平均海面（以下「T.M.S.L.」という。）

図 2－2　原子炉建屋の概略平面図（CRF，T.M.S.L.38.2m）（1/2）



（単位：m）

図2－2　原子炉建屋の概略平面図（RF，T.M.S.L.49.7m）（2/2）



（単位：m）

注記＊：原子炉圧力容器（以下「RPV」という。）

図 2－3　原子炉建屋の概略断面図（NS 方向）（1/2）

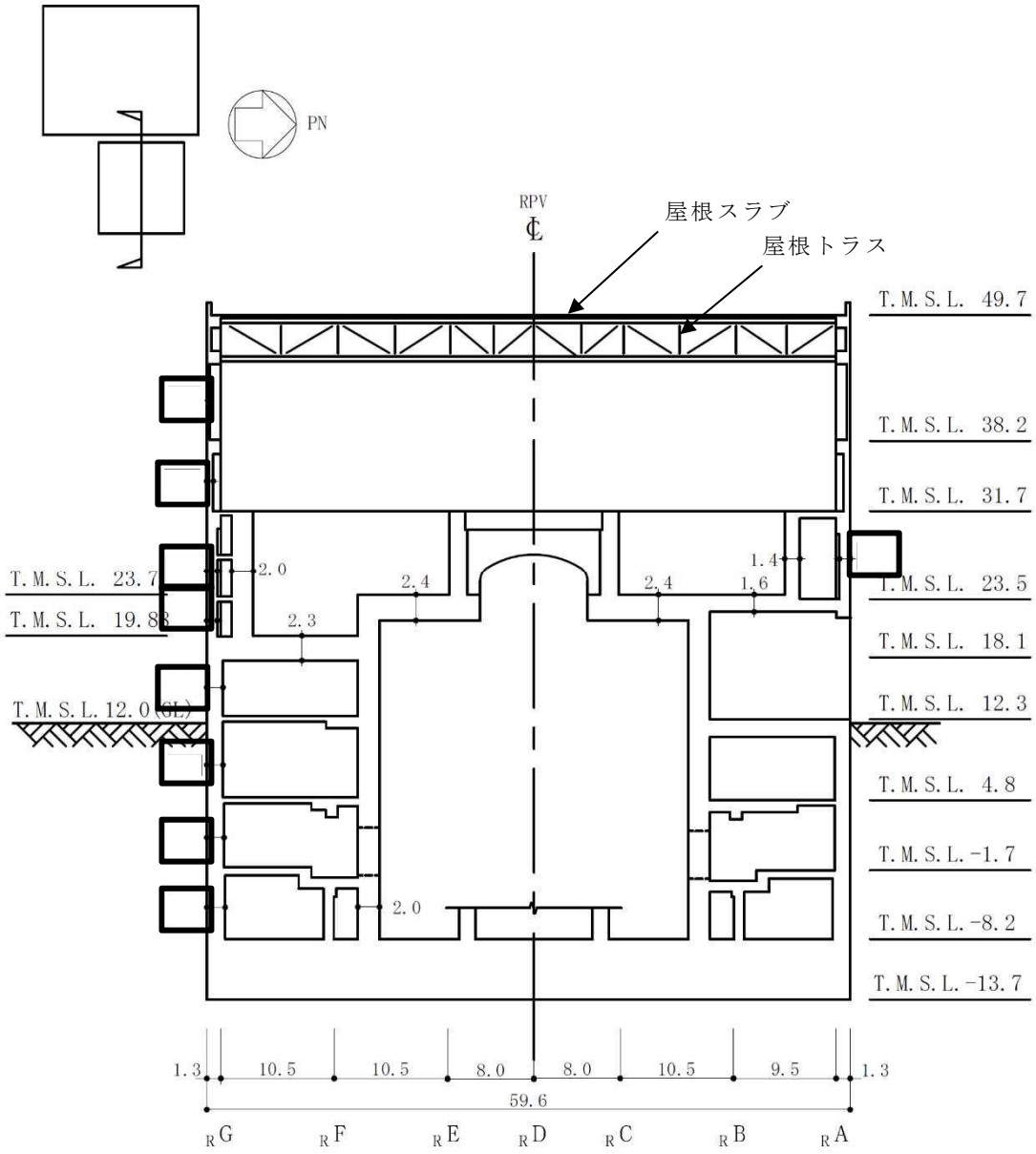


図2－3　原子炉建屋の概略断面図（EW方向）(2/2)

2.3　評価方針

原子炉建屋の強度評価は，Ⅴ-3-別添 2-1-2「原子炉建屋の強度計算の方針」のうち「4.　荷重及び荷重の組合せ並びに許容限界」にて設定している荷重，荷重の組合せ及び許容限界を踏まえて，建屋の評価対象部位に発生する応力等が許容限界に収まることを「3.　強度評価方法及び評価条件」に示す方法及び評価条件を用いて計算し，「4.　強度評価結果」にて確認する。強度評価フローを図 2－4 に示す。

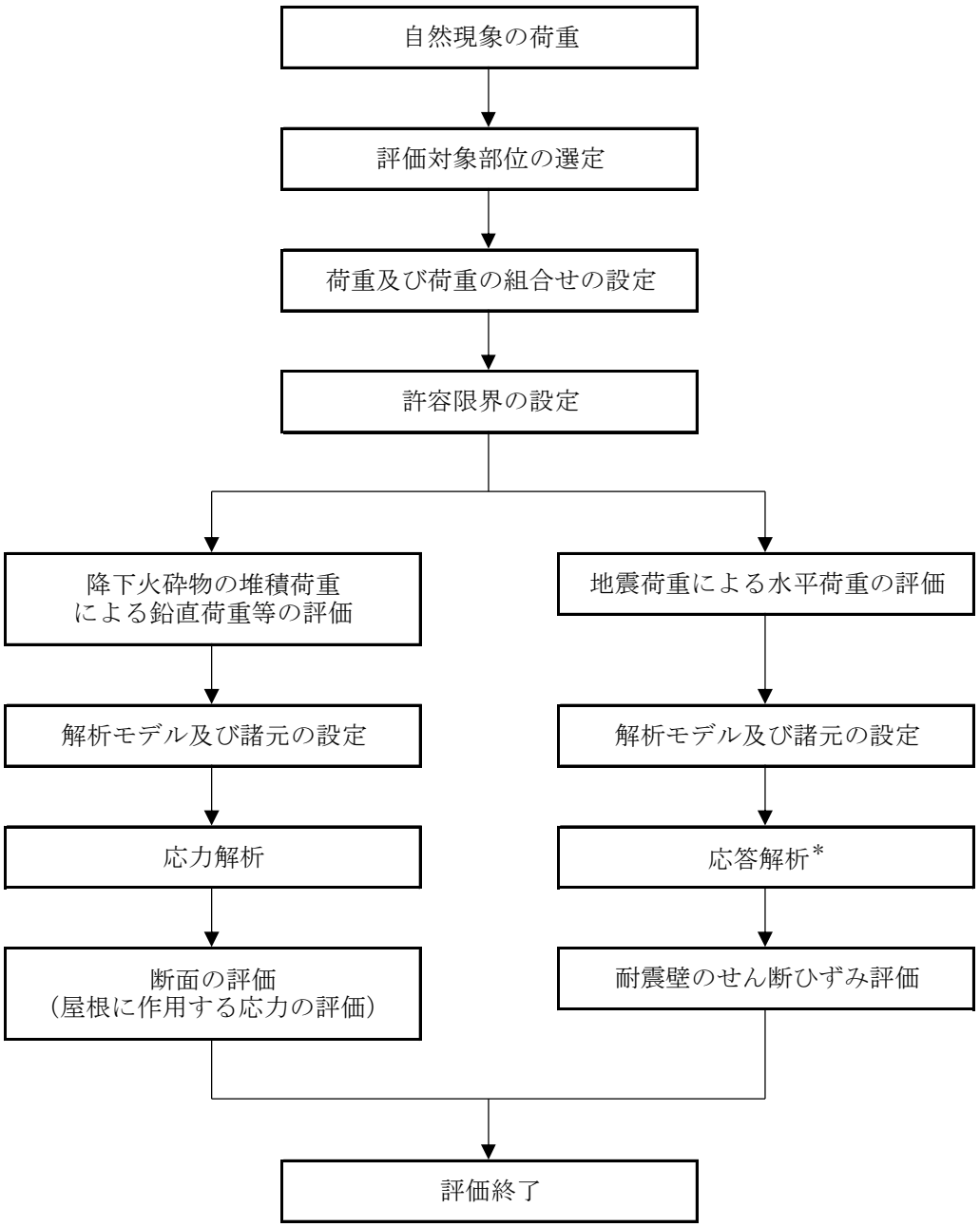
原子炉建屋の強度評価においては，その構造を踏まえて降下火砕物堆積による鉛直荷重及びこれに組み合わせる荷重（以下「設計荷重」という。）の作用方向及び伝達過程を考慮し，評価対象部位を選定する。

降下火砕物堆積による鉛直荷重及び設計荷重に対しては，鉛直荷重に抵抗する評価対象部位として屋根スラブ及び屋根トラスを，水平荷重に抵抗する評価対象部位として耐震壁を選定した。

設計荷重は，Ⅴ-3-別添 2-1-2「原子炉建屋の強度計算の方針」の「4.1　荷重及び荷重の組合せ」に従い設定する。

屋根及び耐震壁に作用する荷重は，Ⅴ-3-別添 2-1-2「原子炉建屋の強度計算の方針」のうち「5.　強度評価条件及び強度評価方法」に従い，原子炉建屋の質点系モデル及び 3 次元 FEM モデルを用いて評価する。

許容限界は，Ⅴ-3-別添 2-1-2「原子炉建屋の強度計算の方針」の「4.2　許容限界」に従い設定する。



注記＊：別紙　「年超過確率 10^{-2} 相当地震動に対する原子炉建屋の地震応答計算書」に示す。

図 2－4　強度評価フロー

2.4 適用規格

原子炉建屋の強度評価に用いる規格・基準等を以下に示す。

- 建築基準法・同施行令
- 新潟県建築基準法施行細則（昭和 35 年 12 月 30 日新潟県規則第 82 号）
- 原子力発電所耐震設計技術指針　ＪＥＡＧ　４６０１-1987（日本電気協会）
- 原子力発電所耐震設計技術指針　ＪＥＡＧ　４６０１-1991　追補版（日本電気協会）
- 鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説　－許容応力度設計法－（日本建築学会，1999 改定）
- 原子力施設鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説（日本建築学会，2005 制定）（以下「RC-N 規準」という。）
- 鋼構造設計規準　－許容応力度設計法－（日本建築学会，2005 改定）（以下「S 規準」という。）
- 原子力発電所耐震設計技術指針　重要度分類・許容応力編　ＪＥＡＧ　４６０１・補-1984（日本電気協会）
- 2015 年版　建築物の構造関係技術基準解説書（国土交通省国土技術政策総合研究所・国立研究開発法人建築研究所）（以下「技術基準解説書」という。）

3.　強度評価方法及び評価条件

3.1　評価対象部位

原子炉建屋の評価対象部位は，Ⅴ-3-別添 2-1-2「原子炉建屋の強度計算の方針」のうち「4.2　許容限界」にて示している評価対象部位に従って，屋根スラブ，屋根トラス及び耐震壁とする。

3.2　荷重及び荷重の組合せ

強度評価に用いる荷重及び荷重の組合せは，Ⅴ-3-別添 2-1-2「原子炉建屋の強度計算の方針」の「4.1　荷重及び荷重の組合せ」に示している荷重及び荷重の組合せを用いる。

3.2.1　荷重

(1)　屋根スラブ

a.　鉛直荷重

表 3－1 及び表 3－2 に鉛直荷重の一覧を示す。屋根スラブに考慮する鉛直荷重は，常時作用する荷重（F_d），降下火砕物による荷重（F_a）及び積雪荷重（F_s，F_{sb}）を考慮する。常時作用する荷重は，固定荷重（G）及び積載荷重（P）とし，平成 3 年 8 月 23 日付け 3 資庁第 6675 号にて許可された工事計画の添付資料「Ⅳ-2-7-1　原子炉建屋の耐震性についての計算書」(以下「既工認」という。）に基づき設定する。ただし，T.M.S.L.49.7m の屋根スラブを支持する屋根トラスは裕度向上を目的として，耐震強化工事を実施しており，その重量も反映する。降下火砕物による荷重は，湿潤密度 1.5g/cm^3 の降下火砕物が 35cm 堆積した場合の荷重として考慮する。積雪荷重は積雪量 1cm ごとに 29.4N/m^2 とし，柏崎市における 1 日当たりの積雪量の年超過確率 10^{-2} 規模の値 84.3cm が堆積した場合の荷重を主荷重である降下火砕物による荷重に組み合わせる積雪荷重（F_s）とする。また，ベース負荷として日最深積雪量の平均値に当たる 31.1cm による荷重を常時考慮する積雪荷重（F_{sb}）として考慮する。なお，原子炉建屋内は負圧となっており，屋根スラブに鉛直下向きの圧力荷重が作用しているが，鉛直荷重と比較して 6.28×10^{-2}kN/m^2 と非常に軽微なため考慮しない。

b.　地震荷重

屋根スラブに考慮する地震荷重（F_k）は，T.M.S.L.49.7m のスラブについては，後述する「3.4　解析モデル及び諸元」に示す年超過確率 10^{-2} 相当地震動に対する 3 次元 FEM モデルの鉛直方向最大応答加速度より，T.M.S.L.38.2m のスラブについては，別紙「年超過確率 10^{-2} 相当地震動に対する原子炉建屋の地震応答計算書」に示す質点系モデルの鉛直方向最大応答加速度より算定した鉛直震度として考慮する。

表 3－1　鉛直荷重一覧（屋根スラブ　T.M.S.L.49.7m，スラブ厚さ t ＝ [redacted] mm）

常時作用する荷重（F_d）	固定荷重（G）	2.648　kN/m^2
	積載荷重（P）	0.5884　kN/m^2
降下火砕物による荷重（F_a）		5.148　kN/m^2
積雪荷重	年超過確率 10^{-2}（F_s）	2.478　kN/m^2
	常時考慮する積雪荷重（F_{sb}）	0.9143　kN/m^2

表 3－2　鉛直荷重一覧（屋根スラブ　T.M.S.L.38.2m，スラブ厚さ t ＝ [redacted] mm）

常時作用する荷重（F_d）	固定荷重（G）	14.71　kN/m^2
	積載荷重（P）	0.8826　kN/m^2
降下火砕物による荷重（F_a）		5.148　kN/m^2
積雪荷重	年超過確率 10^{-2}（F_s）	2.478　kN/m^2
	常時考慮する積雪荷重（F_{sb}）	0.9143　kN/m^2

(2) 屋根トラス

a. 鉛直荷重

表 3－3 に鉛直荷重の一覧を示す。屋根トラスに考慮する鉛直荷重は，常時作用する荷重（F_d），降下火砕物による荷重（F_a）及び積雪荷重（F_s，F_{sb}）を考慮する。常時作用する荷重は，固定荷重（G）及び積載荷重（P）とし，「既工認」に基づき設定する。ただし，屋根トラスは裕度向上を目的として，耐震強化工事を実施しており，その重量も反映する。また，クレーン荷重は積雪荷重又は地震荷重と組み合わせることから入力する位置は待機位置とする。

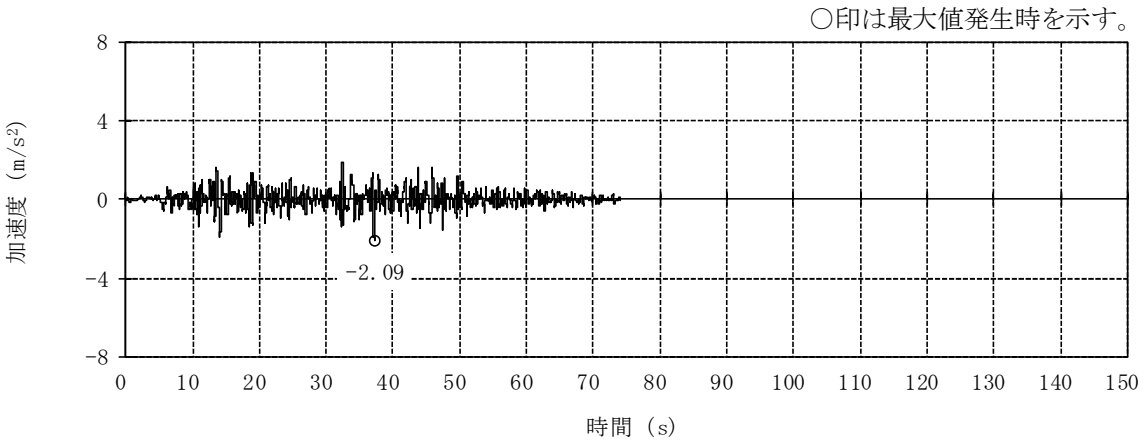
降下火砕物による荷重は，湿潤密度 1.5g/cm^3 の降下火砕物が 35cm 堆積した場合の荷重として考慮する。積雪荷重は積雪量 1cm ごとに 29.4N/m^2 とし，柏崎市における 1 日当たりの積雪量の年超過確率 10^{-2} 規模の値 84.3cm が堆積した場合の荷重を主荷重である降下火砕物による荷重に組み合わせる積雪荷重（F_s）とする。また，ベース負荷として日最深積雪量の平均値に当たる 31.1cm による荷重を常時考慮する積雪荷重（F_{sb}）として考慮する。

表 3－3 鉛直荷重一覧（屋根トラス）

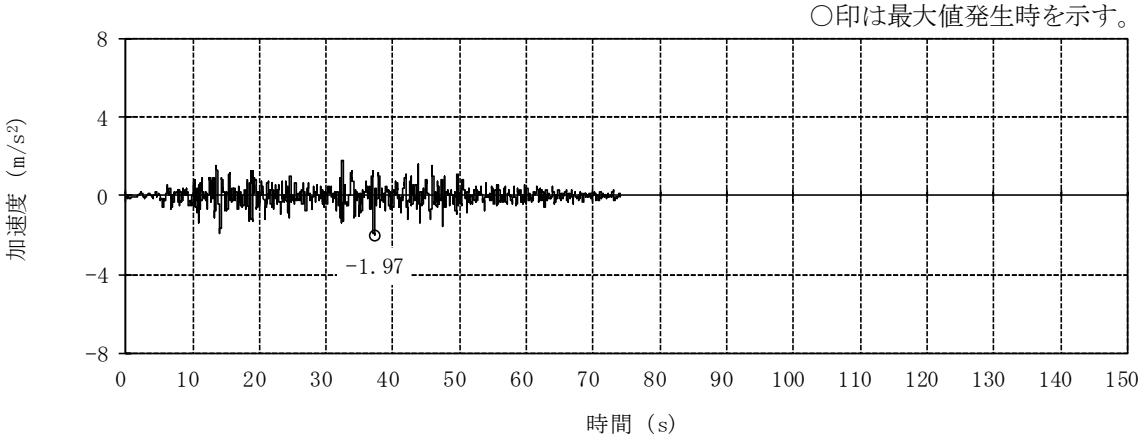
常時作用する荷重（F_d）	固定荷重（G）	屋根スラブ	2.648 kN/m^2
		トラス鋼材	76.98 kN/m^3
		クレーン荷重	2648 kN
	積載荷重（P）		0.5884 kN/m^2
降下火砕物による荷重（F_a）			5.148 kN/m^2
積雪荷重	年超過確率 10^{-2}（F_s）		2.478 kN/m^2
	常時考慮する積雪荷重（F_{sb}）		0.9143 kN/m^2

b. 地震荷重

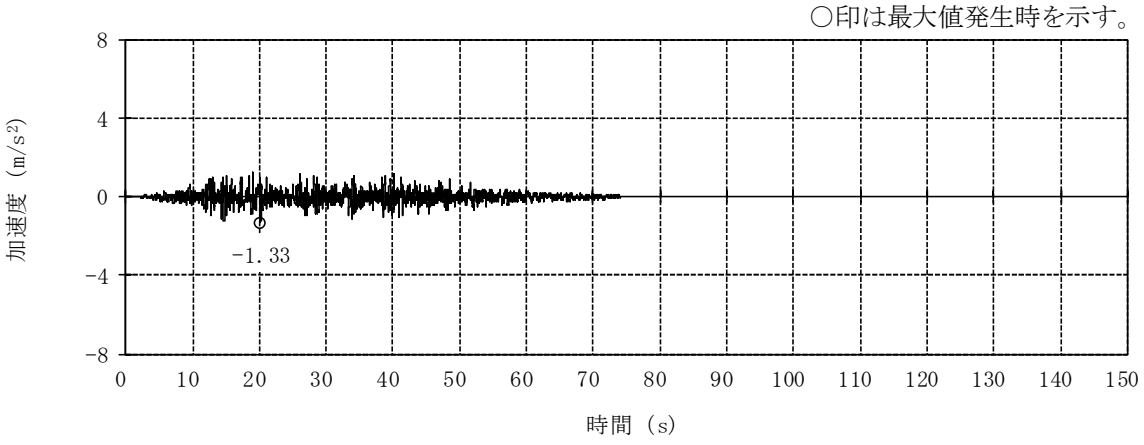
屋根トラスに考慮する地震荷重（F_k）は，別紙「年超過確率 10^{-2} 相当地震動に対する原子炉建屋の地震応答計算書」に示す地震応答解析から得られる燃料取替床レベル（4F，T.M.S.L.31.7m）の水平及び鉛直方向の時刻歴応答加速度を入力することで考慮する。水平 2 成分，鉛直成分及び回転 2 成分の加速度時刻歴波形を図 3－1 及び図 3－2 に示す。



(a)　NS 方向（水平）

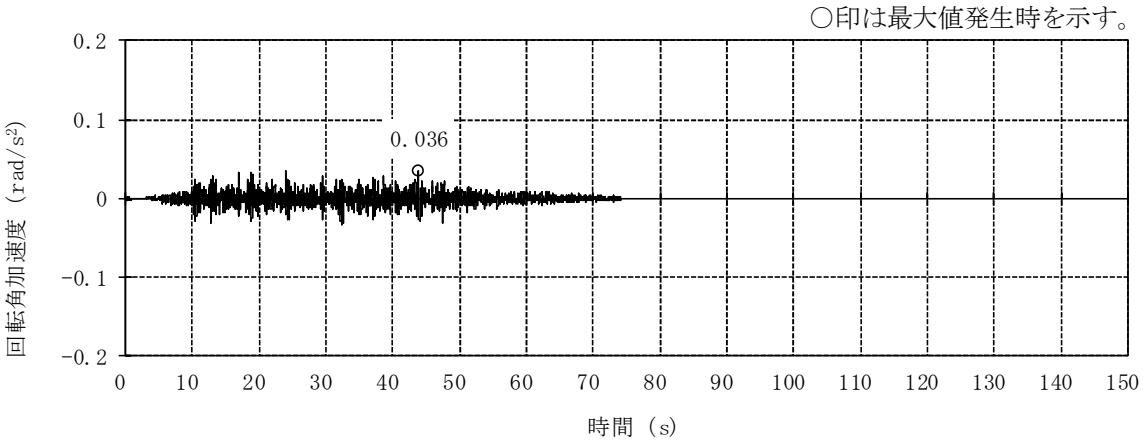


(b)　EW 方向（水平）

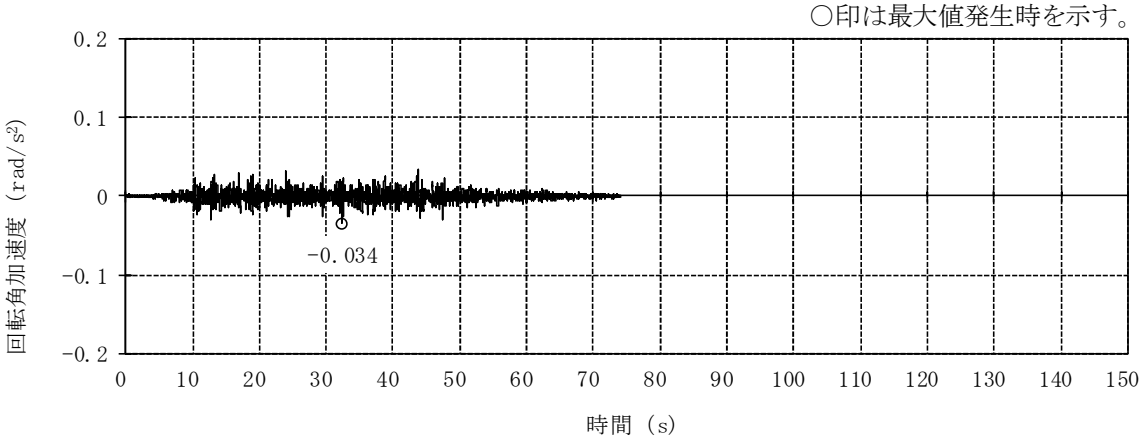


(c)　鉛直方向

図 3－1　燃料取替床レベル（4F，T.M.S.L.31.7m）の加速度時刻歴波形
（年超過確率 10^{-2} 相当地震動，水平，鉛直成分）



(a)　NS 方向（回転）



(b)　EW 方向（回転）

図 3－2　燃料取替床レベル（4F，T.M.S.L.31.7m）の加速度時刻歴波形
（年超過確率 10^{-2} 相当地震動，回転成分）

(3) 耐震壁

耐震壁の評価に考慮する荷重は，別紙「年超過確率 10^{-2} 相当地震動に対する原子炉建屋の地震応答計算書」に示す。

3.2.2　荷重の組合せ

荷重の組合せを表 3－4 に示す。

ケース 1 は従荷重として地震荷重を組み合わせ，鉛直荷重と水平荷重を用いて評価するため屋根スラブ，屋根トラス及び耐震壁を評価対象とする。ケース 2 は従荷重として積雪荷重を組み合わせ，鉛直荷重のみを用いて評価するため屋根スラブ及び屋根トラスを評価対象とする。

表 3－4　荷重の組合せ

考慮する荷重の組合せ	荷　重					
	常時作用する荷重（F_d）		主荷重	従荷重		ベース負荷
	固定荷重	積載荷重	降下火砕物による荷重（F_a）	地震荷重（F_k）	積雪荷重（F_s）	常時考慮する積雪荷重（F_{sb}）
ケース 1	○	○	○	○	－	○
ケース 2	○	○	○	－	○	○

注：「○」は考慮する荷重を示す。

3.3　許容限界

原子炉建屋の許容限界はⅤ-3-別添 2-1-2「原子炉建屋の強度計算の方針」の「4.2 許容限界」にて設定している許容限界に従って，「3.1　評価対象部位」にて設定している建屋の評価対象部位ごとに設定する。

屋根スラブ，屋根トラス及び耐震壁の許容限界を表 3－5 に，鋼材の弾性限強度を表 3－6，コンクリート及び鉄筋の短期許容応力度を表 3－7 及び表 3－8 に示す。

表 3－5　許容限界

要求機能	構造強度設計上の性能目標	部位			機能維持のための考え方	許容限界（評価基準値）
—	構造健全性を維持すること	屋根	屋根スラブ		部材に生じる応力が構造強度を確保するための許容限界を超えないことを確認	「RC-N 規準」に基づく終局強度
			屋根トラス	主トラス（上弦材，下弦材，斜材，束材） つなぎばり（上弦材，下弦材） 上弦面水平ブレース		「S 規準」に基づく弾性限強度*2
				つなぎばり（斜材，束材） 下弦面水平ブレース	応答による繰返し回数が許容限界に対して十分な裕度を有することを確認	最大ひずみ度に対する破断寿命（繰返し回数）
		耐震壁*1			最大せん断ひずみが構造強度を確保するための許容限界を超えないことを確認	せん断ひずみ 2.0×10^{-3}
遮蔽性	遮蔽体の損傷により遮蔽性能を損なわないこと	屋根スラブ			部材に生じる応力が遮蔽性を維持するための許容限界を超えないことを確認	「RC-N 規準」に基づく短期許容応力度*3
		耐震壁*1（二次遮蔽壁及び補助遮蔽）			最大せん断ひずみが遮蔽性を維持するための許容限界を超えないことを確認	せん断ひずみ 2.0×10^{-3}
気密性	換気性能とあいまって気密性能を維持すること	屋根スラブ			部材に生じる応力が気密性を維持するための許容限界を超えないことを確認	「RC-N 規準」に基づく短期許容応力度*4
		耐震壁*1（原子炉建屋原子炉区域（二次格納施設））			最大せん断ひずみが気密性を維持するための許容限界を超えないことを確認	せん断ひずみ 2.0×10^{-3} *5

注記＊1：建屋全体としては，地震力を主に耐震壁で負担する構造となっており，柱，はり，間仕切壁等が耐震壁の変形に追従すること，また，全体に剛性の高い構造となっており複数の耐震壁間の相対変形が小さく床スラブの変形が抑えられるため，各層の耐震壁の最大せん断ひずみが許容限界を満足していれば，建物・構築物に要求される機能は維持される。また，Ⅴ-3-別添 2-4「原子炉建屋の強

度計算書」の別紙「年超過確率 10^{-2} 相当地震動に対する原子炉建屋の地震応答計算書」にて補助壁を耐震要素とした地震応答解析を行っているため，評価対象部位には補助壁を含む。

＊2 ：弾性限強度として「S 規準」のＦ値に「技術基準解説書」に基づき 1.1 倍の割り増しを考慮する。

＊3 ：許容限界は終局強度に対し妥当な安全余裕を有したものとして設定することとし，さらなる安全余裕を考慮して短期許容応力度とする。

＊4 ：地震時に生じる応力に対して許容応力度設計とし，地震時及び地震後においても気密性を維持できる設計とする。

＊5 ：事故時に換気性能とあいまって気密性を有する設計とし，地震時においてもその機能を維持できる設計とする。耐震壁の気密性に対する許容限界の適用性は，Ⅴ-2「耐震性に関する説明書」のうちⅤ-2-9-3-1「原子炉建屋原子炉区域（二次格納施設）の耐震性についての計算書　別紙 2　原子炉建屋原子炉区域（二次格納施設）の気密性に関する計算書」に示す。

表 3－6　鋼材の弾性限強度

（単位：N/mm^2）

材　料	板　厚	F値	弾性限強度		
			圧縮* 引張	曲げ*	せん断
SS41（SS400相当） SM41A（SM400A相当）	t≦40mm	235	258	258	135
SM50A（SM490A相当）	t≦40mm	325	357	357	187

注記＊：「技術基準解説書」に基づきF値を1.1倍の割り増しを考慮する。ただし，圧縮及び曲げの終局強度に対しては上限値であり，座屈長さ等を勘案して設定する。

表 3－7　コンクリートの短期許容応力度

（単位：N/mm^2）

位置	設計基準強度 Ｆｃ	圧縮	せん断
T.M.S.L.49.7m	22.1	14.7	0.94
T.M.S.L.38.2m	32.3	21.5	1.21

表 3－8　鉄筋の短期許容応力度

（単位：N/mm^2）

種別	引張及び 圧縮	せん断
SD35 （SD345相当）	345	345

3.4　解析モデル及び諸元

3.4.1　モデル化の基本方針

(1)　屋根スラブ

T.M.S.L.49.7m の屋根スラブは，1 方向スラブとしてモデル化する。スパンがほぼ均等なスラブが連続しており，その外端がスラブに比べて十分剛性の大きい鉄筋コンクリート造の壁と連続し，内端がスタッドを介してもやに接合されていることから，両端固定ばりとして評価する。T.M.S.L.38.2m の屋根スラブについても，同様に 1 方向スラブとしてモデル化し，両端固定ばりとして評価する。

(2)　屋根トラス

a.　基本方針

応力解析は，3 次元 FEM モデルを用いた弾塑性応力解析とする。解析には，「ＤＹＮＡ２Ｅ」を用いる。解析コードの検証及び妥当性確認の概要については，Ⅴ-3「強度に関する説明書　別紙　計算機プログラム（解析コード）の概要」に示す。

応力解析モデルは，燃料取替床レベル（4F，T.M.S.L.31.7m）より上部の鉄骨鉄筋コンクリート造の柱，はり，壁，鉄骨造の主トラス，つなぎばり，上下弦面水平ブレース及びサブビームをはり要素，トラス要素及びシェル要素により立体的にモデル化した 3 次元 FEM モデルとする。解析モデルを図 3－3 に，部材リストを表 3－9 に示す。

b.　使用要素

解析モデルに使用する要素は，各鉄骨部材は，軸，曲げ変形を考慮したはり要素（主トラスの上下弦材及びサブビーム）と軸変形のみを考慮したトラス要素（上下弦面水平ブレース，主トラスの斜材及び束材）とする。また，耐震壁及び外周はりは各々シェル要素及び軸，曲げ変形を考慮したはり要素としてモデル化し，耐震壁の開口部についても考慮する。解析モデルの節点数は 415，要素数は 1244 である。

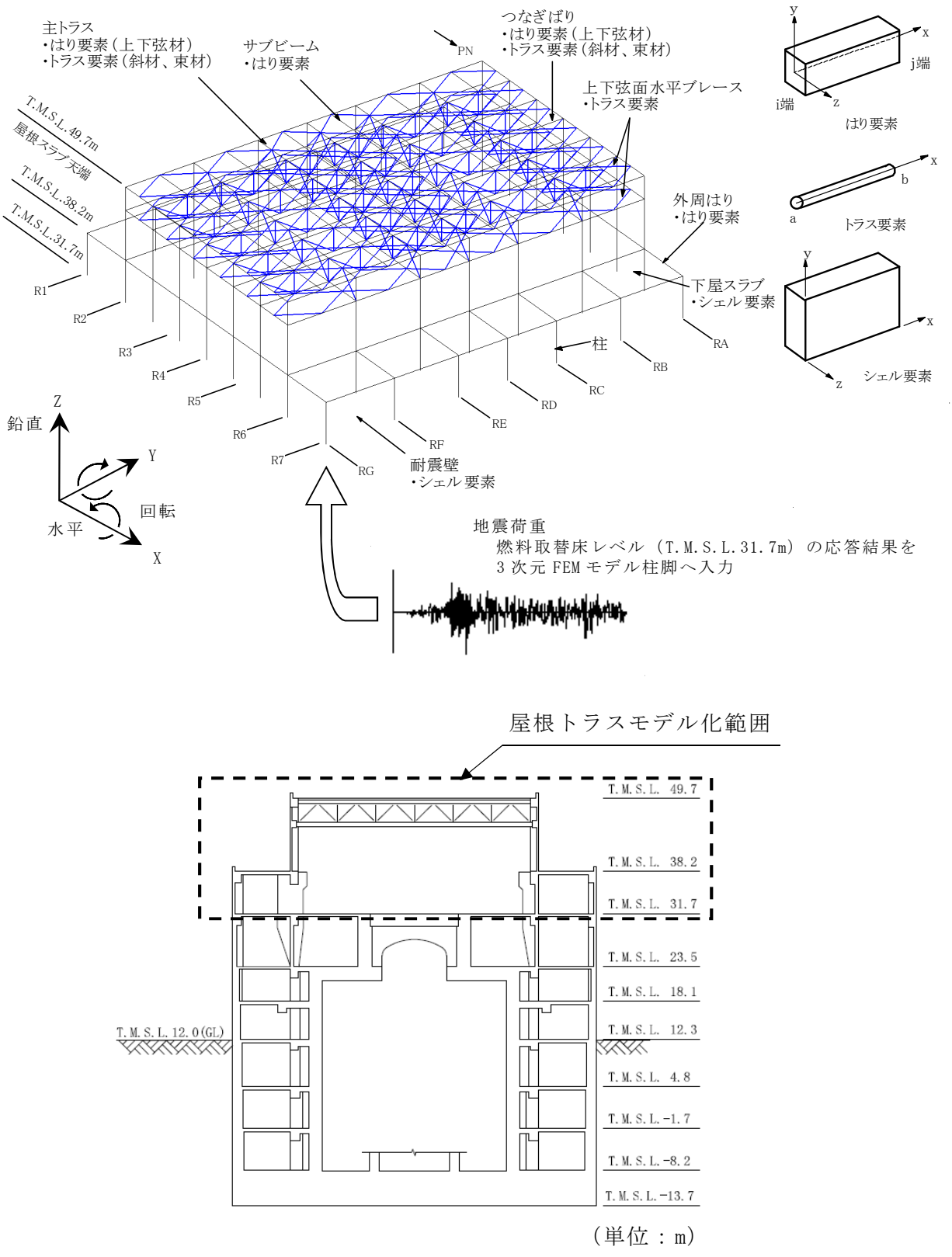
c.　境界条件

柱脚の条件は固定とする。

地震荷重を入力する際には，原子炉建屋全体の地震応答解析から得られる燃料取替床レベル（4F，T.M.S.L.31.7m）の応答結果を，燃料取替床位置を固定として水平方向と鉛直方向の同時入力とする（水平 2 成分，鉛直成分及び回転 2 成分）。

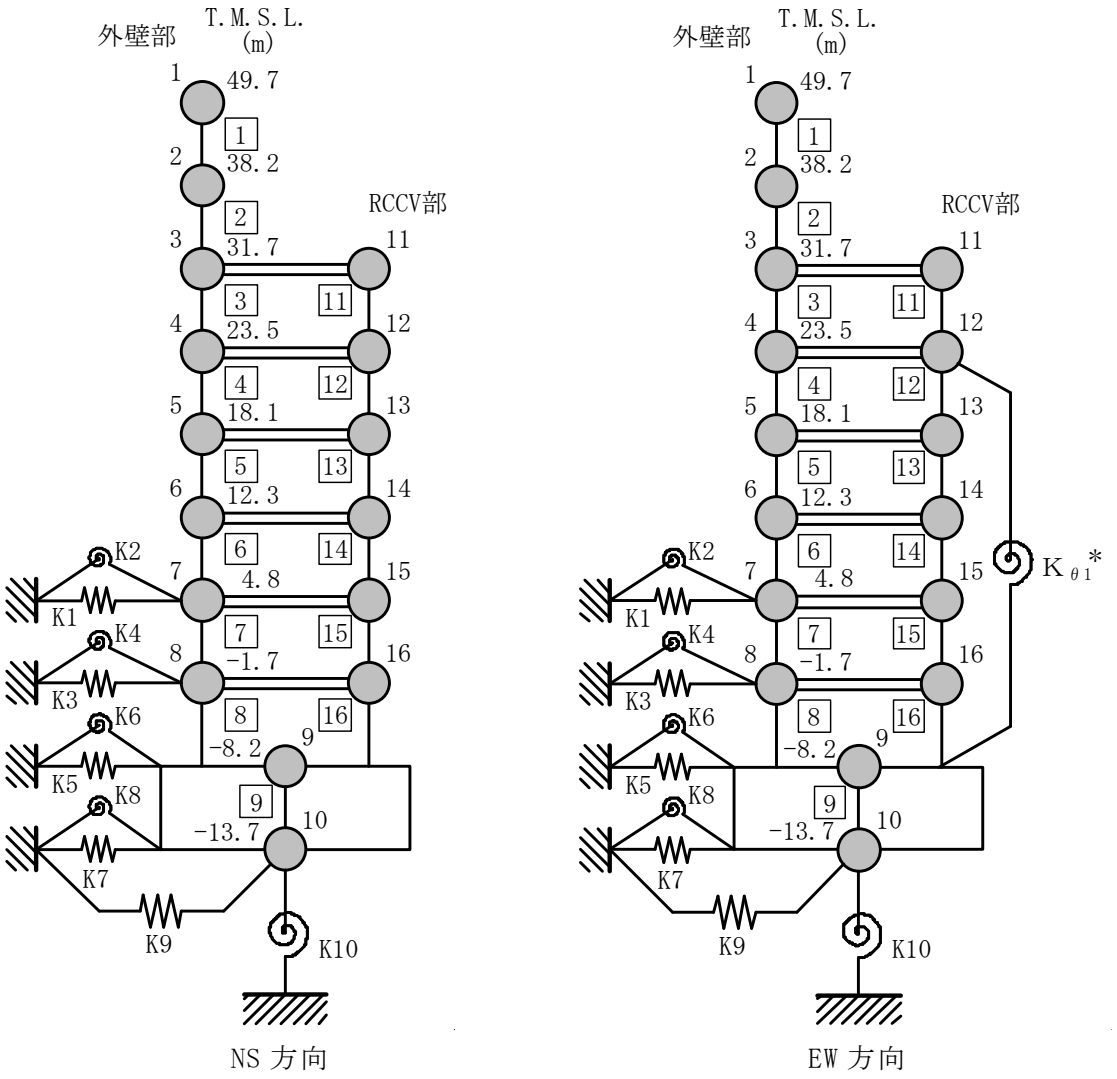
(3) 耐震壁

耐震壁は，別紙「年超過確率 10^{-2} 相当地震動に対する原子炉建屋の地震応答計算書」に示す地震応答解析モデルを用いて評価する。地震応答解析モデルを図 3－4 に示す。


主トラス
・はり要素（上下弦材）
・トラス要素（斜材、束材）
サブビーム
・はり要素
つなぎばり
・はり要素（上下弦材）
・トラス要素（斜材、束材）
PN
上下弦面水平ブレース
・トラス要素
外周はり
・はり要素
下屋スラブ
・シェル要素
柱
耐震壁
・シェル要素
T.M.S.L.49.7m
屋根スラブ天端
T.M.S.L.38.2m
T.M.S.L.31.7m
R1
R2
R3
R4
R5
R6
R7
RA
RB
RC
RD
RE
RF
RG
Z
鉛直
Y
回転
水平
X
地震荷重
燃料取替床レベル（T.M.S.L.31.7m）の応答結果を
3次元FEMモデル柱脚へ入力
y
x
z
i端
j端
はり要素
a
b
トラス要素
シェル要素

屋根トラスモデル化範囲
T.M.S.L. 49.7
T.M.S.L. 38.2
T.M.S.L. 31.7
T.M.S.L. 23.5
T.M.S.L. 18.1
T.M.S.L. 12.3
T.M.S.L. 12.0(GL)
T.M.S.L. 4.8
T.M.S.L.-1.7
T.M.S.L.-8.2
T.M.S.L.-13.7
（単位：m）

図 3－3　解析モデル図



注記＊：RCCV 回転ばね

図 3－4　地震応答解析モデル（水平方向）

表 3－9　部材リスト

部位		使用部材	材質	断面積 ($\times 10^2 mm^2$)	断面二次 モーメント ($\times 10^4 mm^4$)
主トラス	上弦材	H－428×407×20×35	SM50A (SM490A相当)	360.7	119000
	下弦材	H－400×408×21×21	SM50A (SM490A相当)	250.7	70900
	斜材	H－400×400×13×21 H－350×350×12×19 H－244×252×11×11	SM50A (SM490A相当)	218.7 173.9 82.00	—
	束材	2[s－200×90×8×13.5	SS41 (SS400相当)	77.30	—
つなぎ ばり	上弦材	H－394×398×11×18	SS41 (SS400相当)	186.8	56100
	下弦材	H－200×200×8×12	SS41 (SS400相当)	63.53	4720
	斜材	2Ls－90×90×10 2Ls－130×130×9	SS41 (SS400相当)	34.00 45.48	—
	束材	2[s－200×80×7.5×11	SS41 (SS400相当)	62.60	—
水平 ブレース	上弦面	2[s－400×130×14×22 ＋2PLs－22×116 2[s－400×130×14×22 2[s－300×100×8×12	SS41 (SS400相当)	267.2 216.2 93.80	—
	下弦面	CT－150×300×10×15 CT－175×350×12×19	SS41 (SS400相当)	59.90 87.00	—

3.4.2　解析諸元

使用材料の物性値を表 3－10 に示す。

表 3－10　使用材料の物性値

使用材料	ヤング係数 E (N/mm^2)	せん断弾性係数 G (N/mm^2)	減衰定数 h (%)
鉄筋 コンクリート	28800	12000	5
鉄骨	205000	79000	2

3.5　評価方法

3.5.1　屋根スラブの評価方法

(1)　応力解析方法

a.　荷重ケース

降下火砕物堆積時の応力は，単独荷重による応力を組み合わせて求める。

単独荷重の記号を以下に示す。また，鉛直震度算定のための最大鉛直加速度は，別紙「年超過確率 10^{-2} 相当地震動に対する原子炉建屋の地震応答計算書」に示す地震応答解析結果に基づき算定する。ただし，T.M.S.L.49.7m の屋根スラブについては，屋根トラスの立体的な挙動を考慮できる 3 次元 FEM モデルにより得られた屋根面の応答加速度のうち，最大の応答加速度を採用する。最大鉛直加速度及び鉛直震度を表 3－11 に示す。

F_d　：常時作用する荷重

F_a　：降下火砕物による荷重

F_k　：地震荷重（鉛直方向）

F_s　：積雪荷重（地震時以外）

F_{sb}　：積雪荷重（常時）

表 3－11　最大鉛直加速度及び鉛直震度

T.M.S.L. (m)	階	最大鉛直 加速度 (m/s^2)	鉛直震度
49.7	RF	9.62	0.99
38.2	CRF	1.36	0.14

b. 荷重の組合せケース

荷重の組合せケースを表 3－12 に示す。

表 3－12　荷重の組合せケース（屋根スラブ）

組合せケース	荷重の組合せ
ケース 1	$F_d + F_a + F_k + F_{sb}$
ケース 2	$F_d + F_a + F_s + F_{sb}$

c. 応力算出方法

等分布荷重を受ける両端固定ばりの曲げモーメント及びせん断力は下式より求める。

（端部曲げモーメント）

$$M = \frac{1}{12} w \cdot \ell^2$$

ここで，w　：等分布荷重(N/m)

ℓ　：スパン(m)

（端部せん断力）

$$Q = \frac{1}{2} w \cdot \ell$$

(2)　断面の評価方法

断面の評価は以下の方法で行う。

屋根スラブについては，曲げモーメントによる鉄筋の引張応力度及び面外せん断力を算定し，各許容限界を超えないことを確認する。

a.　曲げモーメントに対する断面の評価方法

断面の評価は，「RC-N 規準」に基づき，次式をもとに計算した評価対象箇所に生じる曲げモーメントによる鉄筋の引張応力度が，短期許容応力度を超えないことを確認する。

$$\sigma_t = \frac{M}{a_t \cdot j}$$

ここで，σ_t ：鉄筋の引張応力度(N/mm^2)

M ：曲げモーメント(N･mm)

a_t ：引張鉄筋断面積(mm^2)

j ：断面の応力中心間距離で，断面の有効せいの 7/8 倍の値(mm)

b.　面外せん断力に対する断面の評価方法

断面の評価は，「RC-N 規準」に基づき，評価対象箇所に生じる面外せん断力が，次式をもとに計算した許容面外せん断力を超えないことを確認する。

$$Q_A = b \cdot j \cdot \{\alpha \cdot f_s + 0.5 \cdot {}_w f_t \cdot (p_w - 0.002)\}$$

ここで，Q_A　：許容面外せん断力(N)

b　：断面の幅(mm)

j　：断面の応力中心間距離で，断面の有効せいの 7/8 倍の値(mm)

α　：許容せん断力の割増し係数

（2 を超える場合は 2，1 未満の場合は 1 とする。）

$$\alpha = \frac{4}{M / (Q \cdot d) + 1}$$

ここで，M　：曲げモーメント(N･mm)

Q　：せん断力(N)

d　：断面の有効せい(mm)

f_s　：コンクリートの短期許容せん断応力度で，表 3－7 に示す値(N/mm^2)

${}_w f_t$　：せん断補強筋の短期許容引張応力度で，表 3－8 に示す値(N/mm^2)

p_w　：せん断補強筋比で，次式による。(0.002 以上とする。*)

$$p_w = \frac{a_w}{b \cdot x}$$

a_w　：せん断補強筋の断面積(mm^2)

x　：せん断補強筋の間隔(mm)

注記＊：せん断補強筋がない領域については，第 2 項を 0 とする。

3.5.2　屋根トラスの評価方法

(1)　応力解析方法

屋根トラスについては，3 次元 FEM モデルを用いた地震応答解析（ケース 1）及び静的応力解析（ケース 2）により得られた各部材の応力を評価する。

a.　荷重ケース

降下火砕物堆積時の応力は,次の荷重を3次元FEMモデルに入力して求める。荷重の記号を以下に示す。

F_d　：常時作用する荷重

F_a　：降下火砕物による荷重

F_k　：地震荷重（燃料取替床レベルの年超過確率 10^{-2} 地震時の水平及び鉛直方向の時刻歴応答加速度）

F_s　：積雪荷重（地震時以外）

F_{sb}　：積雪荷重（常時）

b.　荷重の組合せケース

荷重の組合せケースを表 3－13 に示す。

水平地震荷重と鉛直地震荷重は，加速度時刻歴波形を同時に入力して組み合わせる。

表 3－13　荷重の組合せケース（屋根トラス）

組合せケース	荷重の組合せ
ケース 1	$F_d + F_a + F_k + F_{sb}$
ケース 2	$F_d + F_a + F_s + F_{sb}$

c.　荷重の入力方法

屋根面の固定荷重及び積雪荷重は面荷重として,天井クレーンは待機位置（RB 通り）にあるものとし，その重量は対応する節点に集中荷重として入力する。

地震荷重は，図 3－1 及び図 3－2 に示した加速度時刻歴波形を 3 次元 FEM モデルの脚部に入力する。

(2) 断面の評価方法

断面の評価は以下の方法で行う。

3 次元 FEM モデルの地震応答解析及び静的応力解析により各部材に生じる応力が許容限界を超えないこと及び塑性化部材では破断しないことを確認する。

a. 主トラス，つなぎばり（上下弦材）及び上弦面水平ブレース

部材に生じる軸力及び曲げモーメントに対する断面検定について，下式を用いて行う。ただし，主トラスの斜材及び束材は軸応力度のみ評価する。なお，主トラス上下弦材の弱軸周りの曲げモーメントはつなぎばりが直交方向の変形を拘束しているため考慮しない。

(圧縮)

$$\frac{\sigma_c}{f_c} + \frac{\sigma_b}{f_b} \leqq 1.0$$

ここに，σ_c：部材の軸応力度(N/mm^2)

σ_b：部材の曲げ応力度(N/mm^2)

f_c：圧縮応力度に対する許容値*

f_b：曲げ応力度に対する許容値*

(引張)

$$\frac{\sigma_t}{f_t} + \frac{\sigma_b}{f_b} \leqq 1.0$$

ここに，σ_t：部材の軸応力度(N/mm^2)

σ_b：部材の曲げ応力度(N/mm^2)

f_t：引張応力度に対する許容値*

f_b：曲げ応力度に対する許容値*

注記＊：技術基準解説書に基づく鋼材の材料強度（F 値の 1.1 倍）による。

b. つなぎばり（斜材及び束材）及び下弦面水平ブレース

各部材の累積塑性変形倍率を整理した上で，累積塑性変形倍率が最も大きい部材について評価する。当該部材の軸ひずみの時刻歴を参照し，座屈及び降伏の繰返し回数が，当該部材の最大ひずみ度に対する破断寿命（繰返し回数）と比較し，十分な裕度を有していることを確認する。

3.5.3　耐震壁の評価方法

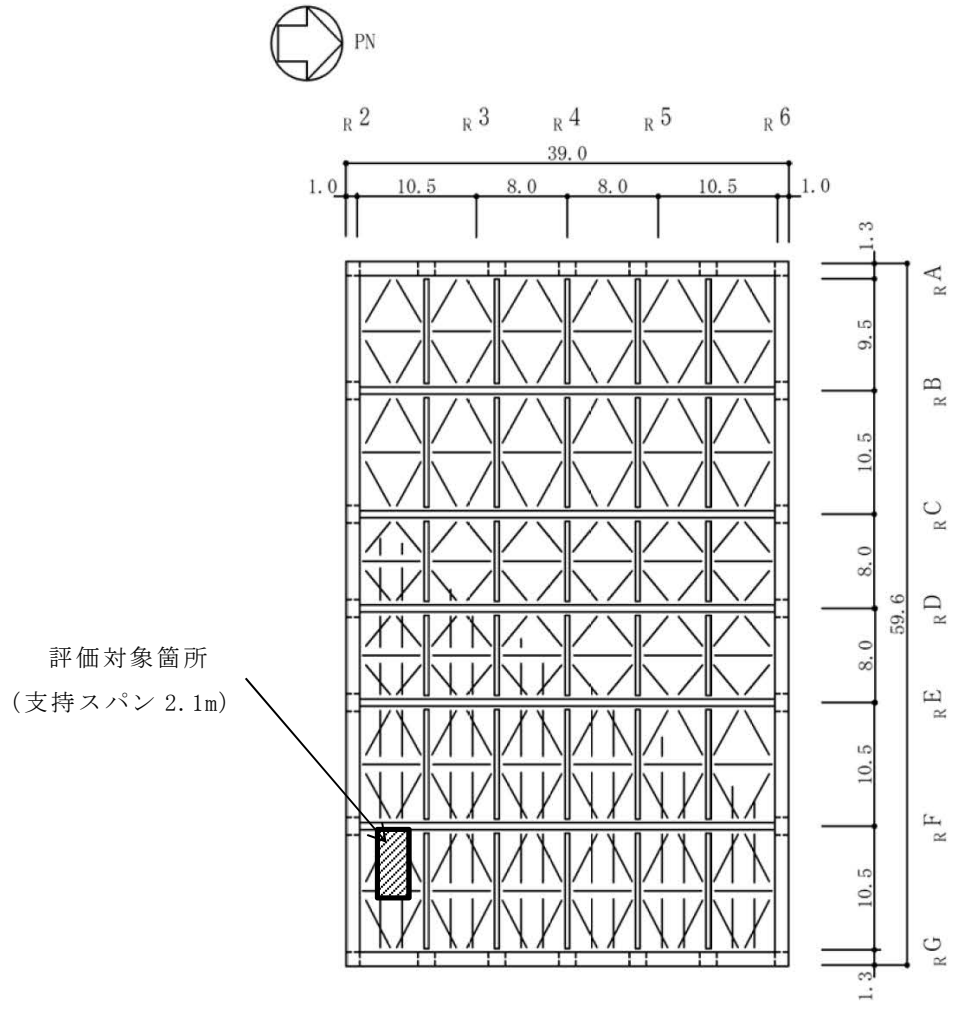
耐震壁は，別紙「年超過確率 10^{-2} 相当地震動に対する原子炉建屋の地震応答計算書」に示す耐震壁のせん断ひずみが許容限界を超えないことを確認する。

4. 強度評価結果

4.1 屋根スラブの評価結果

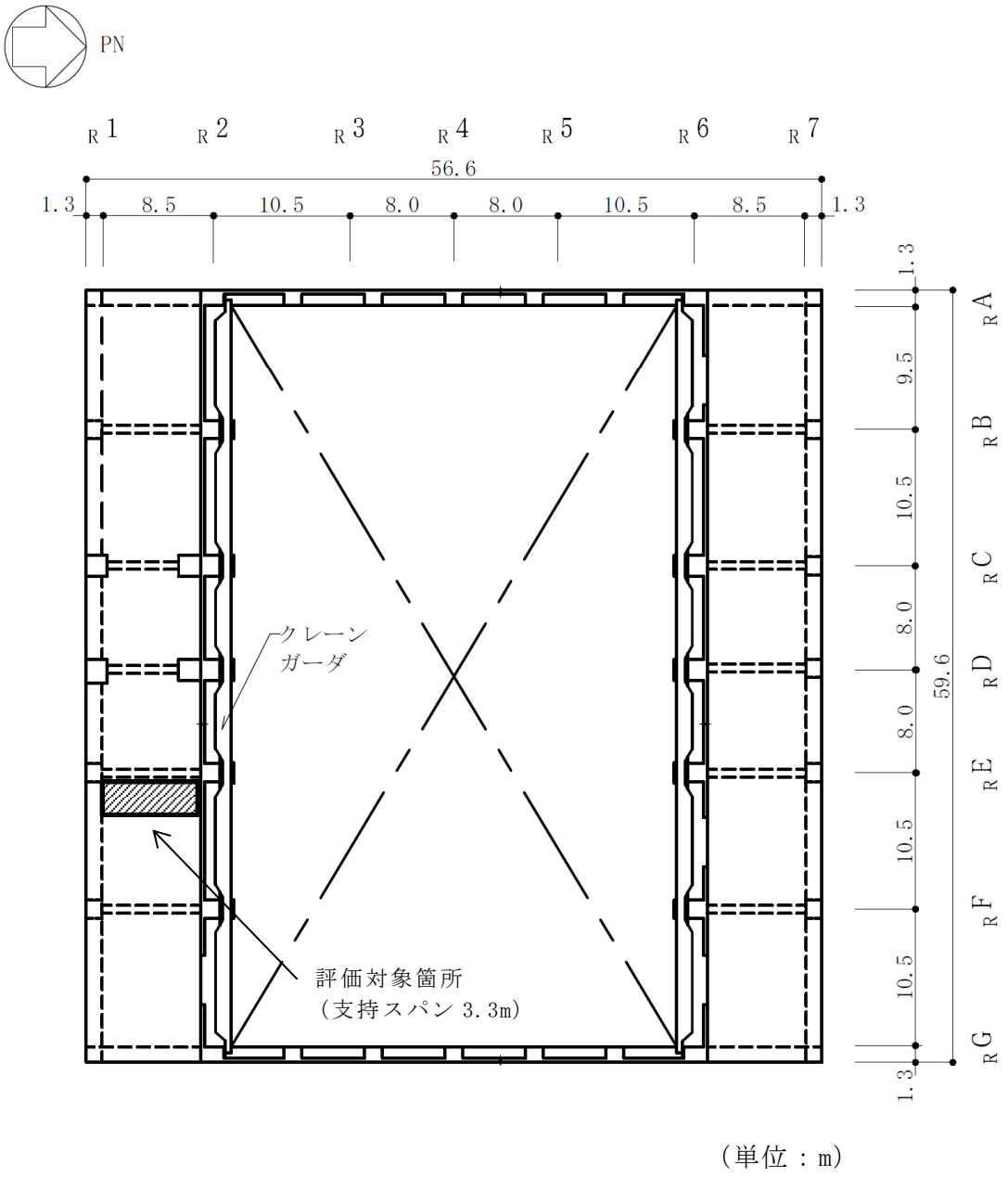
屋根スラブの評価対象箇所は T.M.S.L.49.7m 及び T.M.S.L.38.2m のそれぞれについて，各断面の検定値が最も大きい箇所とし，図 4－1 及び図 4－2 に示す。また，評価結果を表 4－1～表 4－4 に示す。

降下火砕物堆積による鉛直荷重等によって発生する曲げモーメントに対する鉄筋の引張応力度が許容限界を超えないこと及び発生する面外せん断力が許容限界を超えないことを確認した。



（単位：m）

図 4－1 評価対象箇所（屋根スラブ，T.M.S.L.49.7m）



（単位：m）

図 4－2　評価対象箇所（屋根スラブ，T.M.S.L.38.2m）

表 4－1　屋根スラブの評価結果（ケース 1，T.M.S.L.49.7m）

T.M.S.L.(m)		49.7
厚さ t (mm)		□
有効せい d (mm)		50
配　筋 (鉄筋断面積)		D13@100 ($1270mm^2/m$)
曲げモーメント	発生曲げモーメント M(kN･m/m)	6.884
	鉄筋の引張応力度 σ_t(N/mm^2)	123.9
	許容限界 (N/mm^2)	345
	検定値	0.36
面外せん断力	発生せん断力 Q(kN/m)	19.67
	せん断スパン比による 割増し係数　α	1.0
	許容限界 (kN/m)	41.12
	検定値	0.48

表 4－2　屋根スラブの評価結果（ケース 1，T.M.S.L.38.2m）

T.M.S.L.(m)		38.2
厚さ t (mm)		□
有効せい d (mm)		440
配　筋 (鉄筋断面積)		D22@200 (1935mm^2/m)
曲げモーメント	発生曲げモーメント M(kN･m/m)	24.47
	鉄筋の引張応力度 σ_t(N/mm^2)	32.85
	許容限界 (N/mm^2)	345
	検定値	0.10
面外せん断力	発生せん断力 Q(kN/m)	44.50
	せん断スパン比による 割増し係数　α	1.78
	許容限界 (kN/m)	828.2
	検定値	0.06

表 4－3　屋根スラブの評価結果（ケース 2，T.M.S.L.49.7m）

T.M.S.L.(m)		49.7
厚さ t (mm)		□
有効せい d (mm)		50
配　筋 (鉄筋断面積)		D13@100 (1270mm^2/m)
曲げモーメント	発生曲げモーメント M(kN･m/m)	4.397
	鉄筋の引張応力度 σ_t(N/mm^2)	79.10
	許容限界 (N/mm^2)	345
	検定値	0.23
面外せん断力	発生せん断力 Q(kN/m)	12.56
	せん断スパン比による 割増し係数　α	1.0
	許容限界 (kN/m)	41.12
	検定値	0.31

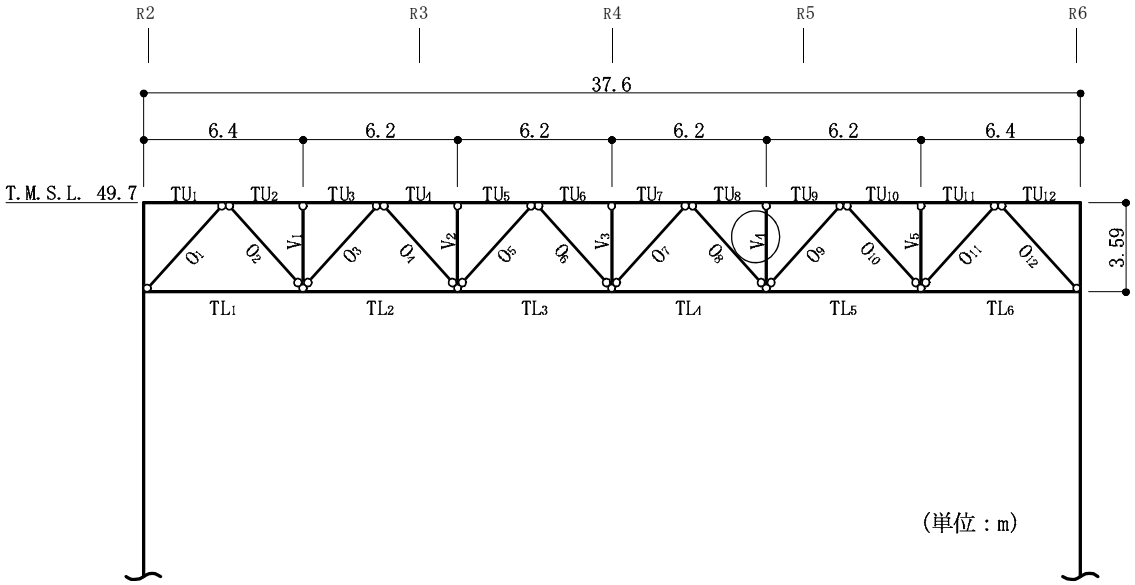
表 4－4　屋根スラブの評価結果（ケース 2，T.M.S.L.38.2m）

T.M.S.L.(m)		38.2
厚さ t (mm)		□
有効せい d (mm)		440
配　筋 (鉄筋断面積)		D22@200 (1935mm^2/m)
曲げモーメント	発生曲げモーメント M(kN･m/m)	23.76
	鉄筋の引張応力度 σ_t(N/mm^2)	31.89
	許容限界 (N/mm^2)	345
	検定値	0.10
面外せん断力	発生せん断力 Q(kN/m)	43.20
	せん断スパン比による 割増し係数　α	1.78
	許容限界 (kN/m)	828.1
	検定値	0.06

4.2　屋根トラスの評価結果

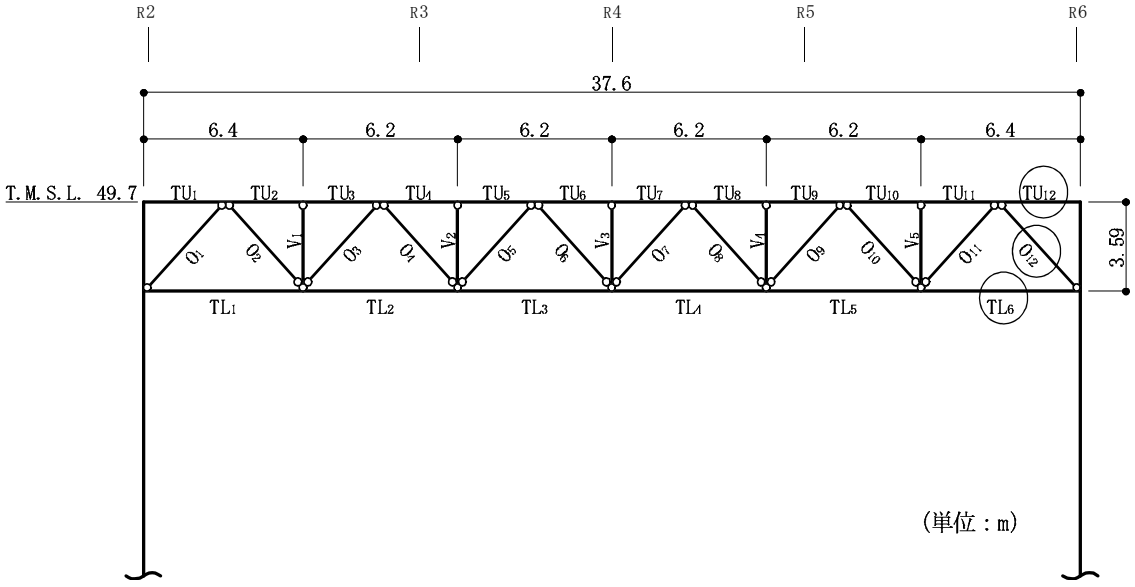
(1)　主トラス，つなぎばり（上下弦材）及び上弦面水平ブレース評価対象箇所は，各部材の検定値が最も大きい箇所とし，図 4－3～図 4－8 に示す。また，断面算定結果を表 4－5～表 4－10 に示す。

主トラス，つなぎばり（上下弦材）及び上弦面水平ブレースにおける発生応力度が許容限界を超えないことを確認した。



○：最大応力発生箇所を示す。

(a)　主トラス：RD通り



○：最大応力発生箇所を示す。

(b)　主トラス：RE 通り

図 4－3　評価対象箇所（ケース 1，主トラス）

表 4－5　断面算定結果（ケース 1，主トラス：RE 通り）(1/4)

部材（種類）		上弦材	
位置		TU_{12}	
ケース		ケース1	
鉄骨断面	部材	H－428×407×20×35	
	種別	SM50A（SM490A相当）	
応力状態		引張	圧縮
N(kN)		2570	0*
M(kN･m)		305	305
断面算定	σ_t (N/mm²)	94.0	—
	σ_c (N/mm²)	—	0.0
	σ_b (N/mm²)	54.7	54.7
	f_t (N/mm²)	357	—
	f_c (N/mm²)	—	342
	f_b (N/mm²)	357	357
	$\frac{\sigma_t}{f_t}+\frac{\sigma_b}{f_b}$	0.42（＜1.0）	—
	$\frac{\sigma_c}{f_c}+\frac{\sigma_b}{f_b}$	—	0.16（＜1.0）

注記＊：圧縮軸力が生じないため 0 とする。

表 4－5　断面算定結果（ケース 1，主トラス：RE 通り）(2/4)

部材（種類）		下弦材	
位置		TL_6	
ケース		ケース1	
鉄骨断面	部材	H－400×408×21×21	
	種別	SM50A（SM490A相当）	
応力状態		引張	圧縮
N(kN)		0*	2240
M(kN･m)		181	181
断面算定	σ_t (N/mm²)	0.0	—
	σ_c (N/mm²)	—	89.6
	σ_b (N/mm²)	51.3	51.3
	f_t (N/mm²)	357	—
	f_c (N/mm²)	—	313
	f_b (N/mm²)	357	357
	$\frac{\sigma_t}{f_t}+\frac{\sigma_b}{f_b}$	0.15（＜1.0）	—
	$\frac{\sigma_c}{f_c}+\frac{\sigma_b}{f_b}$	—	0.43（＜1.0）

注記＊：引張軸力が生じないため 0 とする。

表 4－5　断面算定結果（ケース 1，主トラス：RE 通り）(3/4)

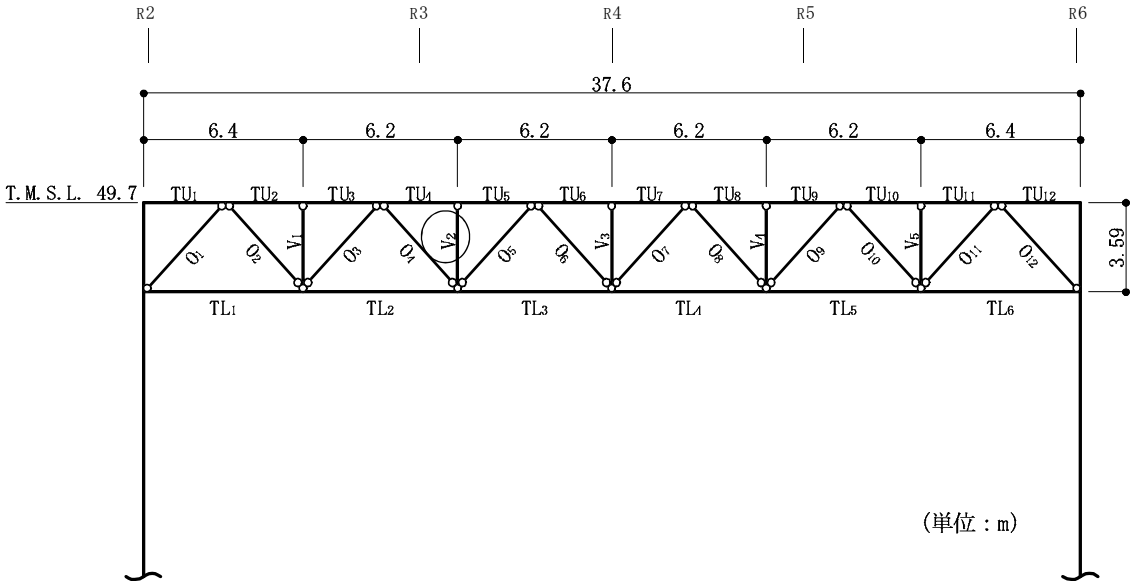
部材（種類）		斜材	
位置		O_{12}	
ケース		ケース1	
鉄骨断面	部材	H－400×400×13×21	
	種別	SM50A（SM490A相当）	
応力状態		引張	圧縮
N(kN)		0*	3280
断面算定	σ_t (N/mm²)	0	—
	σ_c (N/mm²)	—	150
	f_t (N/mm²)	357	—
	f_c (N/mm²)	—	342
	$\frac{\sigma_t}{f_t}$	0.00（＜1.0）	—
	$\frac{\sigma_c}{f_c}$	—	0.44（＜1.0）

注記＊：引張軸力が生じないため 0 とする。

表 4－5　断面算定結果（ケース 1，主トラス：RD 通り）(4/4)

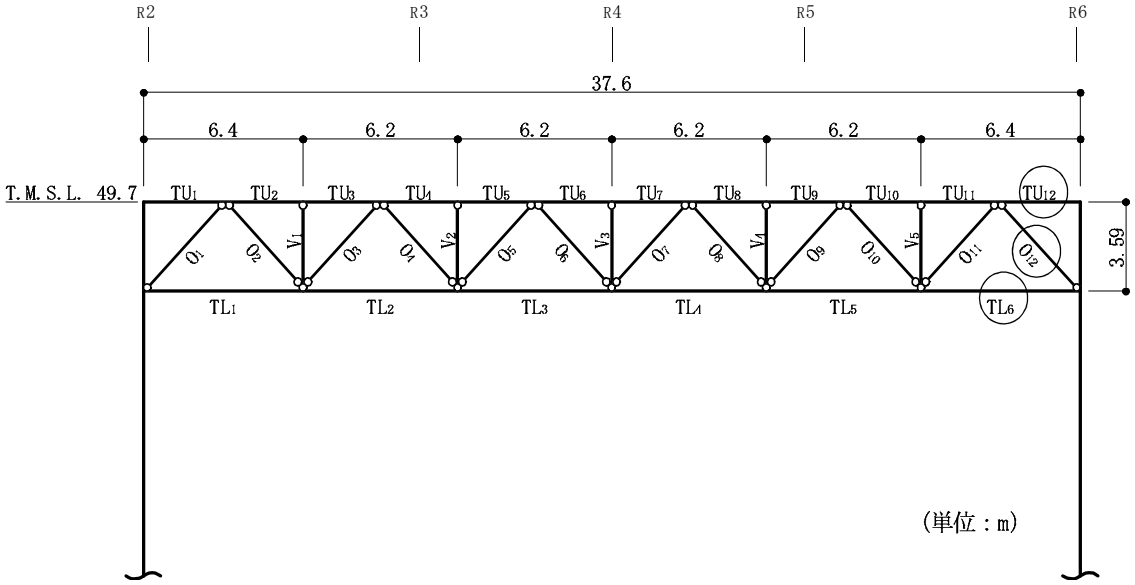
部材（種類）		束材	
位置		V_4	
ケース		ケース1	
鉄骨断面	部材	2[s－200×90×8×13.5	
	種別	SS41（SS400相当）	
応力状態		引張	圧縮
N(kN)		0*	444
断面算定	σ_t (N/mm²)	0	—
	σ_c (N/mm²)	—	57.4
	f_t (N/mm²)	258	—
	f_c (N/mm²)	—	206
	$\frac{\sigma_t}{f_t}$	0.00（＜1.0）	—
	$\frac{\sigma_c}{f_c}$	—	0.28（＜1.0）

注記＊：引張軸力が生じないため 0 とする。



○：最大応力発生箇所を示す。

(a)　主トラス：RD通り



○：最大応力発生箇所を示す。

(b)　主トラス：RE 通り

図 4－4　評価対象箇所（ケース 2，主トラス）

表 4－6　断面算定結果（ケース 2，主トラス：RE 通り）(1/4)

部材（種類）		上弦材	
位置		TU_{12}	
ケース		ケース2	
鉄骨断面	部材	H－428×407×20×35	
	種別	SM50A（SM490A相当）	
応力状態		引張	圧縮
N(kN)		1950	0*
M(kN･m)		239	239
断面算定	σ_t (N/mm²)	71.2	—
	σ_c (N/mm²)	—	0.0
	σ_b (N/mm²)	43.0	43.0
	f_t (N/mm²)	357	—
	f_c (N/mm²)	—	342
	f_b (N/mm²)	357	357
	$\frac{\sigma_t}{f_t}+\frac{\sigma_b}{f_b}$	0.32（＜1.0）	—
	$\frac{\sigma_c}{f_c}+\frac{\sigma_b}{f_b}$	—	0.13（＜1.0）

注記＊：圧縮軸力が生じないため 0 とする。

表 4－6　断面算定結果（ケース 2，主トラス：RE 通り）(2/4)

部材（種類）		下弦材	
位置		TL_6	
ケース		ケース2	
鉄骨断面	部材	H－400×408×21×21	
	種別	SM50A（SM490A相当）	
応力状態		引張	圧縮
N(kN)		0*	1570
M(kN･m)		140	140
断面算定	σ_t (N/mm²)	0.0	—
	σ_c (N/mm²)	—	62.8
	σ_b (N/mm²)	39.7	39.7
	f_t (N/mm²)	357	—
	f_c (N/mm²)	—	313
	f_b (N/mm²)	357	357
	$\frac{\sigma_t}{f_t}+\frac{\sigma_b}{f_b}$	0.12（＜1.0）	—
	$\frac{\sigma_c}{f_c}+\frac{\sigma_b}{f_b}$	—	0.32（＜1.0）

注記＊：引張軸力が生じないため 0 とする。

表 4－6　断面算定結果（ケース 2，主トラス：RE 通り）(3/4)

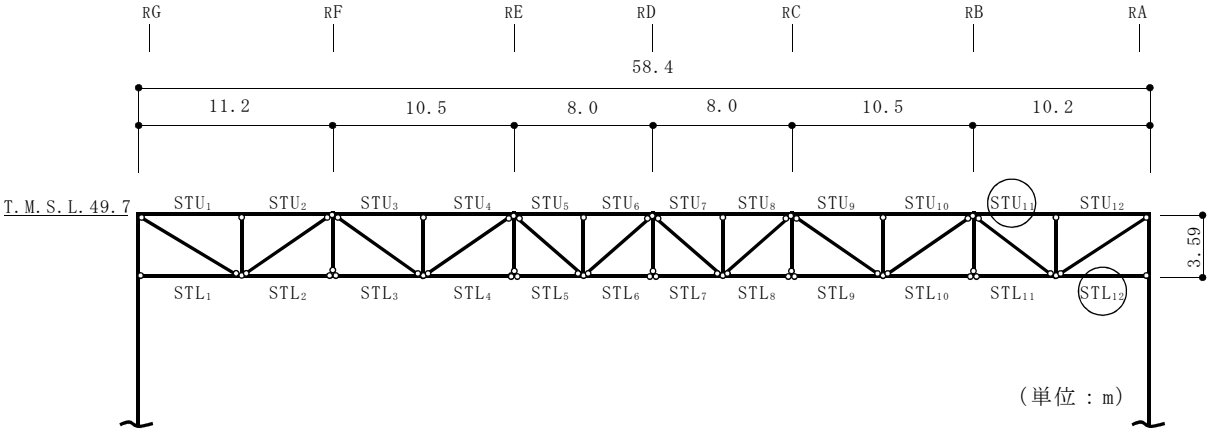
部材（種類）		斜材	
位置		O_{12}	
ケース		ケース2	
鉄骨断面	部材	H－400×400×13×21	
	種別	SM50A（SM490A相当）	
応力状態		引張	圧縮
N(kN)		0*	2570
断面算定	σ_t (N/mm²)	0	—
	σ_c (N/mm²)	—	118
	f_t (N/mm²)	357	—
	f_c (N/mm²)	—	342
	$\frac{\sigma_t}{f_t}$	0.00（＜1.0）	—
	$\frac{\sigma_c}{f_c}$	—	0.35（＜1.0）

注記＊：引張軸力が生じないため 0 とする。

表 4－6　断面算定結果（ケース 2，主トラス：RD 通り）(4/4)

部材（種類）		束材	
位置		V_2	
ケース		ケース2	
鉄骨断面	部材	2[s－200×90×8×13.5	
	種別	SS41（SS400相当）	
応力状態		引張	圧縮
N(kN)		0*	314
断面算定	σ_t (N/mm²)	0	—
	σ_c (N/mm²)	—	40.6
	f_t (N/mm²)	258	—
	f_c (N/mm²)	—	206
	$\frac{\sigma_t}{f_t}$	0.00（＜1.0）	—
	$\frac{\sigma_c}{f_c}$	—	0.20（＜1.0）

注記＊：引張軸力が生じないため 0 とする。



○：最大応力発生箇所を示す。

図 4－5　評価対象箇所（ケース 1，つなぎばり上下弦材：R4 通り）

表 4－7　断面算定結果（ケース 1，つなぎばり上下弦材：R4 通り）(1/2)

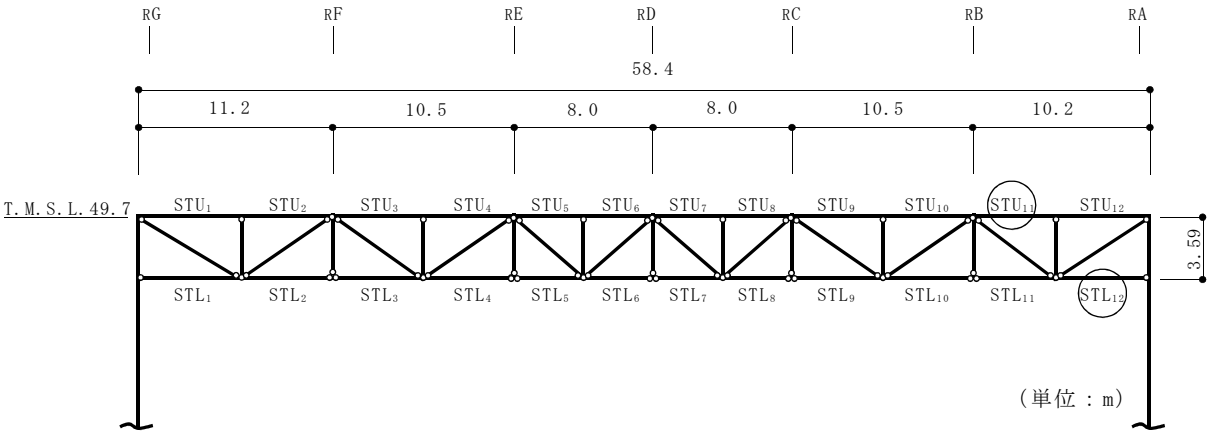
部材（種類）		上弦材	
位置		STU_{11}	
ケース		ケース1	
鉄骨断面	部材	H－394×398×11×18	
	種別	SS41（SS400相当）	
応力状態		引張	圧縮
N(kN)		393	0*
断面算定	σ_t (N/mm²)	21.0	—
	σ_c (N/mm²)	—	0.0
	f_t (N/mm²)	258	—
	f_c (N/mm²)	—	258
	$\frac{\sigma_t}{f_t}$	0.09（＜1.0）	—
	$\frac{\sigma_c}{f_c}$	—	0.00（＜1.0）

注記＊：圧縮軸力が生じないため 0 とする。

表 4－7　断面算定結果（ケース 1，つなぎばり上下弦材：R4 通り）(2/2)

部材（種類）		下弦材	
位置		STL_{12}	
ケース		ケース1	
鉄骨断面	部材	H－200×200×8×12	
	種別	SS41（SS400相当）	
応力状態		引張	圧縮
N(kN)		0*	427
断面算定	σ_t (N/mm²)	0.0	—
	σ_c (N/mm²)	—	67.2
	f_t (N/mm²)	258	—
	f_c (N/mm²)	—	192
	$\frac{\sigma_t}{f_t}$	0.00（＜1.0）	—
	$\frac{\sigma_c}{f_c}$	—	0.35（＜1.0）

注記＊：引張軸力が生じないため 0 とする。



○：最大応力発生箇所を示す。

図 4－6　評価対象箇所（ケース 2，つなぎばり上下弦材：R4 通り）

表 4－8　断面算定結果（ケース 2，つなぎばり上下弦材：R4 通り）(1/2)

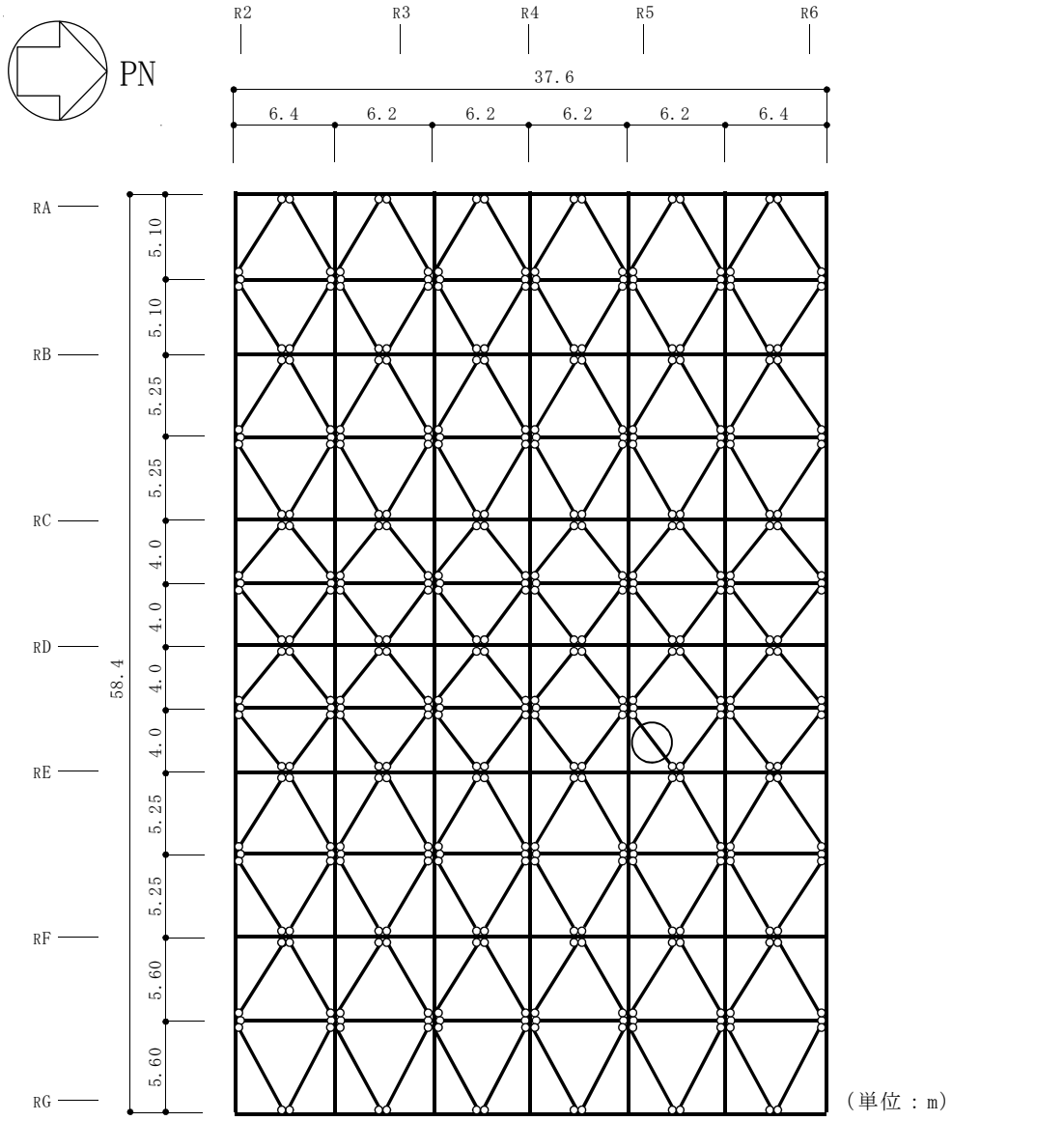
部材（種類）		上弦材	
位置		STU_{11}	
ケース		ケース2	
鉄骨断面	部材	H－394×398×11×18	
	種別	SS41（SS400相当）	
応力状態		引張	圧縮
N(kN)		327	0*
断面算定	σ_t (N/mm²)	17.5	—
	σ_c (N/mm²)	—	0.0
	f_t (N/mm²)	258	—
	f_c (N/mm²)	—	258
	$\frac{\sigma_t}{f_t}$	0.07（＜1.0）	—
	$\frac{\sigma_c}{f_c}$	—	0.00（＜1.0）

注記＊：圧縮軸力が生じないため 0 とする。

表 4－8　断面算定結果（ケース 2，つなぎばり上下弦材：R4 通り）(2/2)

部材（種類）		下弦材	
位置		STL_{12}	
ケース		ケース2	
鉄骨断面	部材	H－200×200×8×12	
	種別	SS41（SS400相当）	
応力状態		引張	圧縮
N(kN)		0*	366
断面算定	σ_t (N/mm²)	0.0	—
	σ_c (N/mm²)	—	57.6
	f_t (N/mm²)	258	—
	f_c (N/mm²)	—	192
	$\frac{\sigma_t}{f_t}$	0.00（＜1.0）	—
	$\frac{\sigma_c}{f_c}$	—	0.30（＜1.0）

注記＊：引張軸力が生じないため 0 とする。



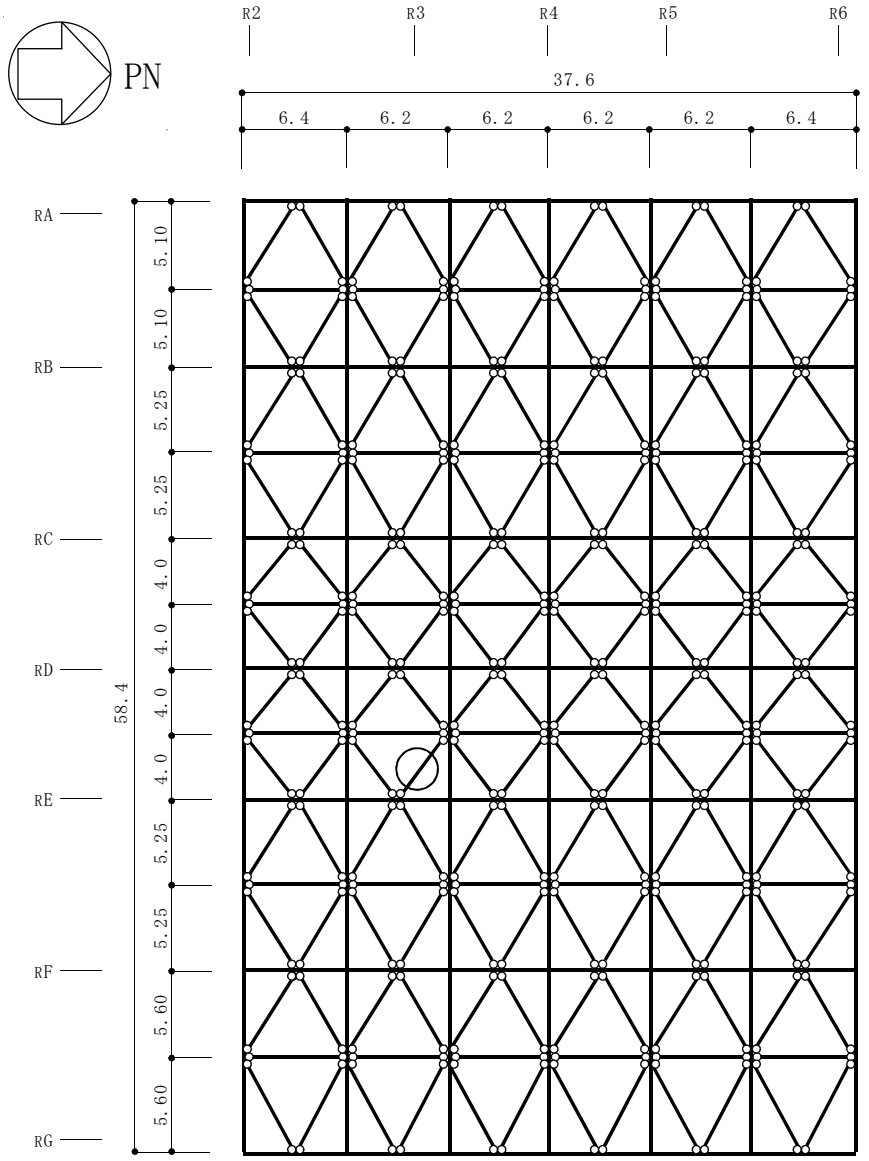
○：最大応力発生箇所を示す。

図 4－7　評価対象箇所（ケース 1，上弦面水平ブレース：T.M.S.L.49.7m）

表 4－9　断面算定結果（ケース 1，上弦面水平ブレース）

部材（種類）		上弦面水平ブレース	
位置		図4－7参照	
ケース		ケース1	
鉄骨断面	部材	2[s－300×100×8×12	
	種別	SS41（SS400相当）	
応力状態		引張	圧縮
N(kN)		0*	344
断面算定	σ_t (N/mm^2)	0.0	—
	σ_c (N/mm^2)	—	36.7
	f_t (N/mm^2)	258	—
	f_c (N/mm^2)	—	171
	$\frac{\sigma_t}{f_t}$	0.00（＜1.0）	—
	$\frac{\sigma_c}{f_c}$	—	0.22（＜1.0）

注記＊：引張軸力が生じないため 0 とする。



○：最大応力発生箇所を示す。

図 4－8　評価対象箇所（ケース 2，上弦面水平ブレース：T.M.S.L.49.7m）

表 4－10　断面算定結果（ケース 2，上弦面水平ブレース）

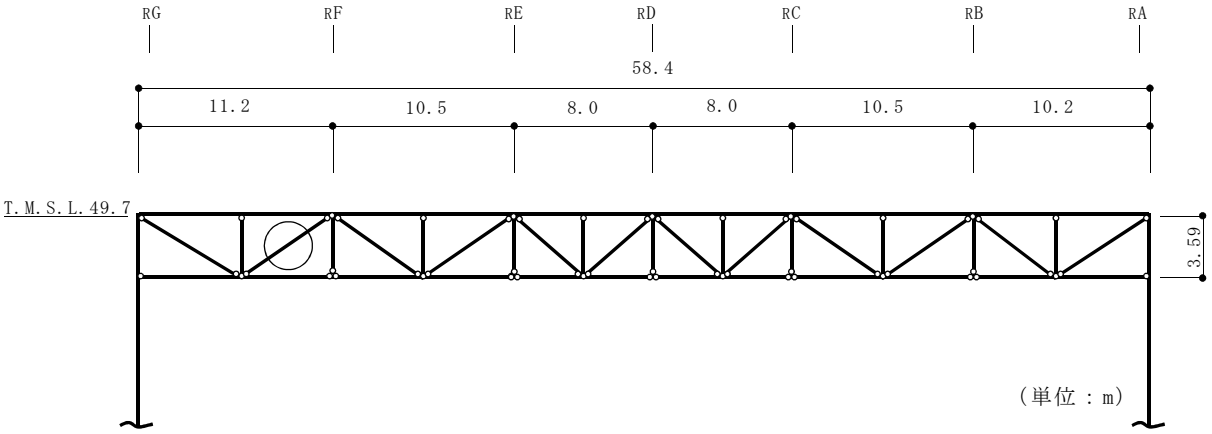
部材（種類）		上弦面水平ブレース	
位置		図4－8参照	
ケース		ケース2	
鉄骨断面	部材	2[s－300×100×8×12	
	種別	SS41（SS400相当）	
応力状態		引張	圧縮
N(kN)		0*	241
断面算定	σ_t (N/mm^2)	0.0	—
	σ_c (N/mm^2)	—	25.7
	f_t (N/mm^2)	258	—
	f_c (N/mm^2)	—	171
	$\frac{\sigma_t}{f_t}$	0.00（＜1.0）	—
	$\frac{\sigma_c}{f_c}$	—	0.16（＜1.0）

注記＊：引張軸力が生じないため 0 とする。

(2)　つなぎばり（斜材及び束材）及び下弦面水平ブレースの評価結果

評価対象箇所は,各部材の評価結果のうち,検定値が最も大きい箇所とするが,ケース 1 については，部材の一部が塑性化しているため累積塑性変形倍率が最も大きい部材とする。評価対象箇所を図 4－9 及び図 4－10 に，ケース 1 の破断評価結果を表 4－11 に，ケース 2 の断面算定結果を表 4－12 に示す。

つなぎばりにおける発生応力度が弾性限強度を超えないこと，また，弾性限強度を超えた場合には，中込ほか（引用文献(1)参照）による破断寿命と比較し，十分な裕度を有していることを確認した。なお，破断評価の対象となる部材の接合部については，保有耐力接合である。



○：累積塑性変形倍率が最も大きい箇所を示す。

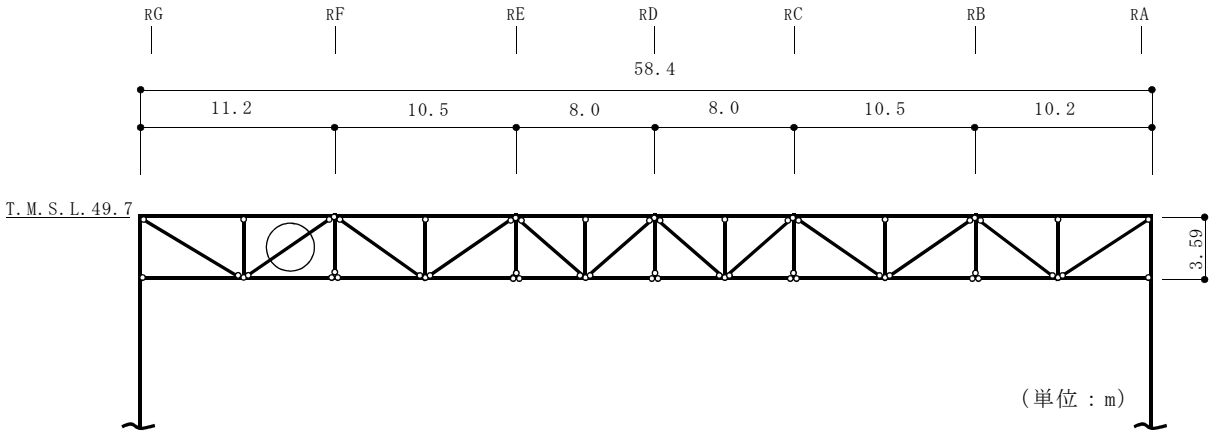
図 4－9　評価対象箇所（ケース 1，つなぎばり斜材：R4 通り）

表 4－11　破断評価結果（ケース 1）

部位 （使用部材）	部材	最大等価 軸ひずみ $\varepsilon_{max}(\times 10^{-3})$	累積塑性 変形倍率 η	応答による*1 繰返し回数 n_i	評価基準*2 （破断寿命） N_p	$\frac{n_i}{N_p}$
つなぎばり （2Ls－130×130×9） SS41（SS400相当）	斜材	0.729	0.367	210	1190000	0.0002

注記＊1：ピークカウント法を用い，対象部材の軸ひずみ時刻歴波形の最大及び最小を全てカウントする。

＊2：最大等価軸ひずみ（設定ひずみ振幅）に対応する鋼材の破断寿命を引用文献(1)より算定し，これを評価基準とする。



○：最大応力発生箇所を示す。

図 4－10　評価対象箇所（ケース 2，つなぎばり斜材：R4 通り）

表 4－12　断面算定結果（ケース 2，つなぎばり斜材）

部材（種類）		斜材	
位置		図4－10参照	
ケース		ケース2	
鉄骨断面	部材	2Ls－130×130×9	
	種別	SS41（SS400相当）	
応力状態		引張	圧縮
N(kN)		0*1	607
断面算定	σ_t (N/mm^2)	0	—
	σ_c (N/mm^2)	—	133
	f_t (N/mm^2)	258	—
	f_c (N/mm^2)	—	133
	$\frac{\sigma_t}{f_t}$	0.00（＜1.0）	—
	$\frac{\sigma_c}{f_c}$	—	1.00*2（＜1.0）

注記＊1：引張軸力が生じないため 0 とする。

＊2：数値の丸めにより 1.00 となるが，解析上は 0.997 となり 1.0 未満となる。

4.3　耐震壁の評価結果

「3.5　評価方法」に基づいた評価結果を表 4－13 に示す。なお，各方向において最大せん断ひずみが生じる部材のみを示す。

年超過確率 10^{-2} 相当地震動による水平荷重等によって，評価対象部位に生じるせん断ひずみが許容限界を超えないことを確認した。

表 4－13　耐震壁の評価結果

検討ケース	評価項目	方向	部材番号	せん断ひずみ（$\times 10^{-3}$）	許容限界（$\times 10^{-3}$）
ケース 1	せん断ひずみ	NS 方向	7	0.0675	2.0
		EW 方向	6	0.0572	2.0

5. 引用文献

(1) 中込ほか「繰返し力を受ける SM490 鋼の疲労性に関する研究」(日本建築学会構造系論文集, 第 469 号, 127-136, 1995 年 3 月)

別紙　年超過確率10^{-2}相当地震動に対する原子炉建屋の地震応答計算書

目　　次

1.　概要 ····· 別紙-1
2.　基本方針 ····· 別紙-1
2.1　位置 ····· 別紙-1
2.2　構造概要 ····· 別紙-2
2.3　解析方針 ····· 別紙-14
2.4　適用規格 ····· 別紙-16
3.　解析方法 ····· 別紙-17
3.1　検討用地震動 ····· 別紙-17
3.2　地震応答解析モデル ····· 別紙-20
3.2.1　水平方向モデル ····· 別紙-21
3.2.2　鉛直方向モデル ····· 別紙-22
3.3　解析方法 ····· 別紙-34
4.　解析結果 ····· 別紙-35
4.1　固有値解析結果 ····· 別紙-35
4.2　応答解析結果 ····· 別紙-35

1. 概要

本資料は，Ⅴ-3-別添2-1-2「原子炉建屋の強度計算の方針」の「4.1 荷重及び荷重の組合せ」に示す年超過確率10^{-2}相当地震動に対する原子炉建屋の地震応答解析について説明するものである。

2. 基本方針

2.1 位置

原子炉建屋の設置位置を図2－1に示す。

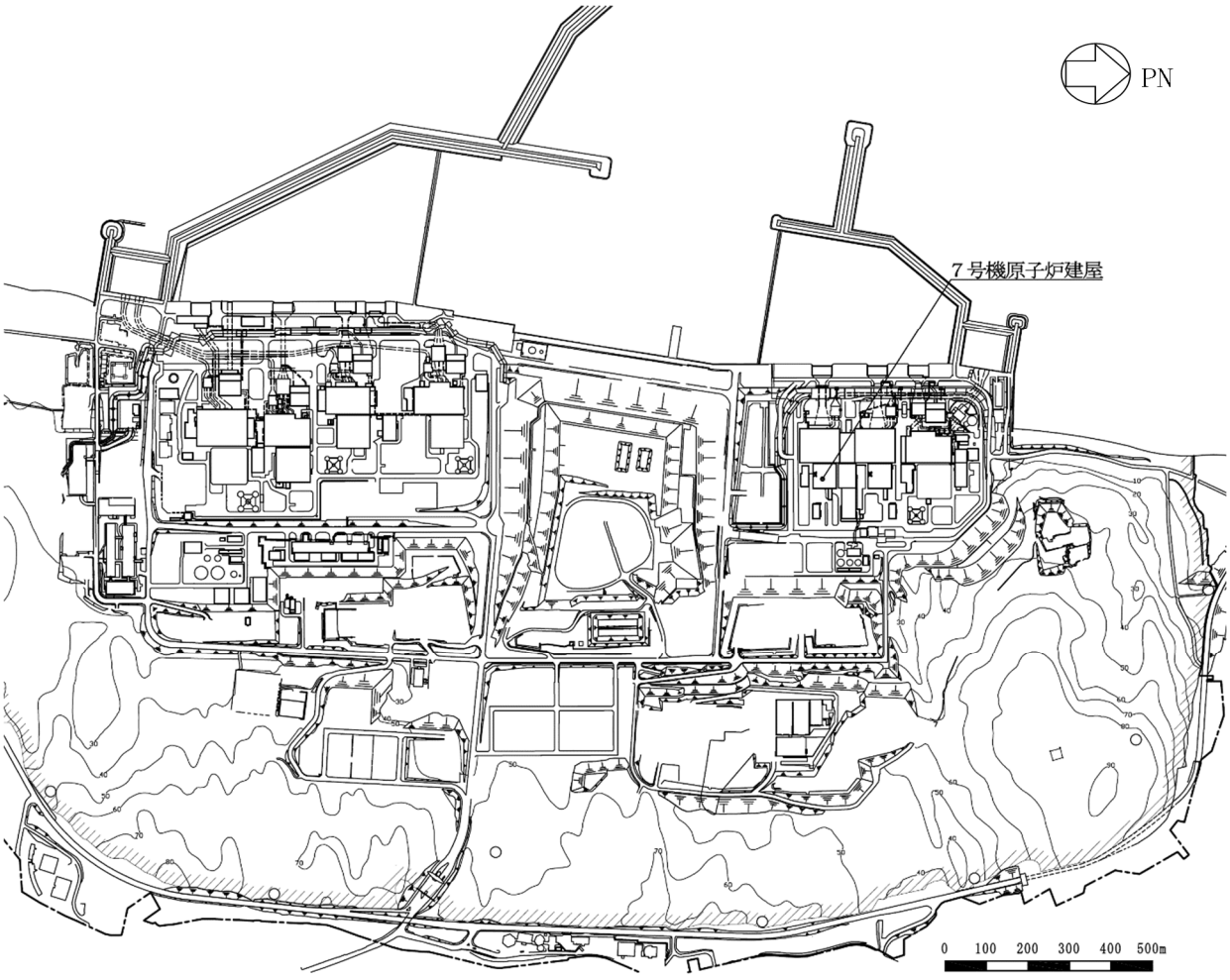


図2－1 原子炉建屋の設置位置

2.2　構造概要

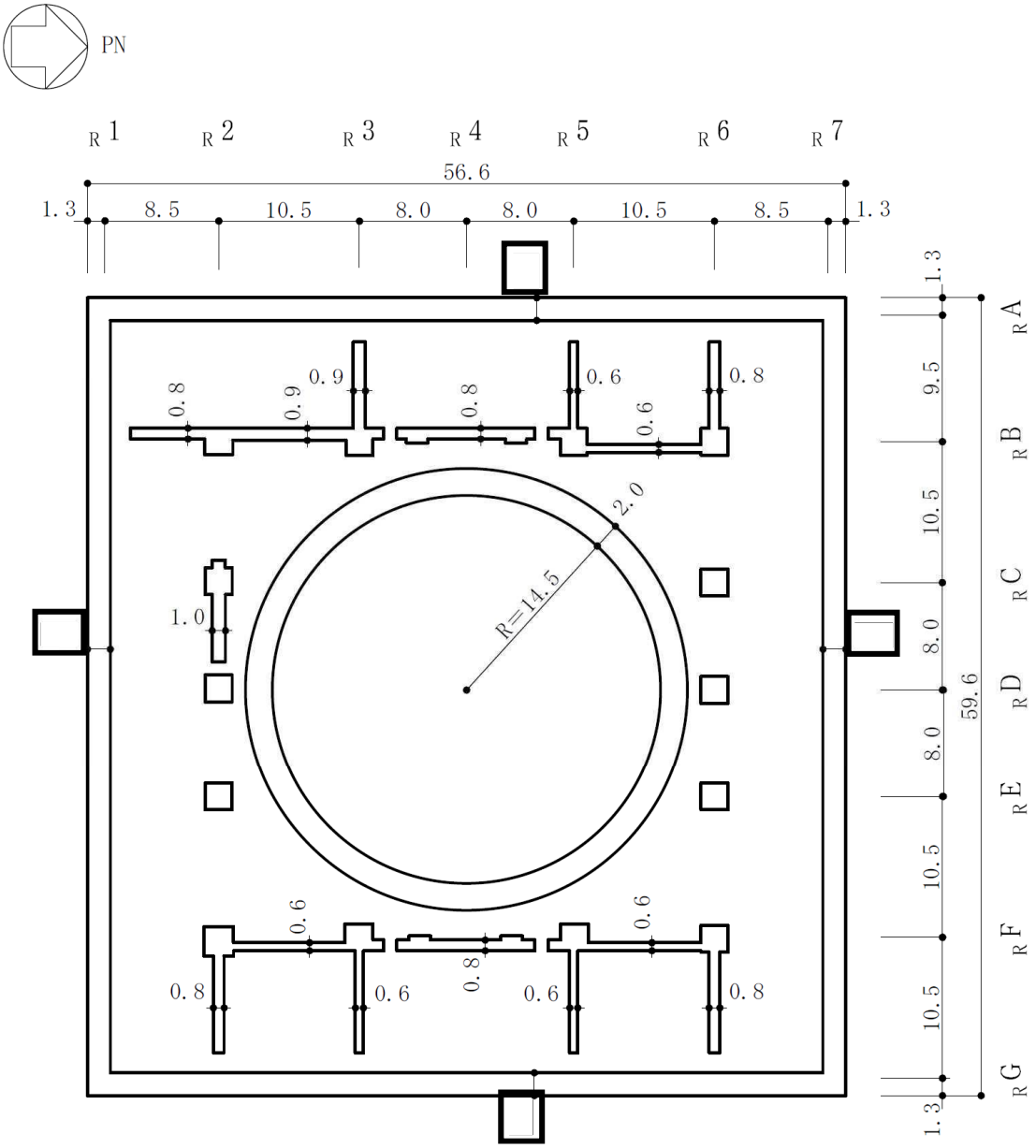
原子炉建屋は，地上4階，地下3階建ての鉄筋コンクリート造を主体とした建物で，屋根部分が鉄骨造（トラス構造）となっている。原子炉建屋の概略平面図及び概略断面図を図2－2及び図2－3に示す。

原子炉建屋の平面は，地下部分では56.6m（NS方向）×59.6m（EW方向），最上階は39.0m（NS方向）×59.6m（EW方向）である。基礎スラブ底面からの高さは63.4mであり，地上高さは37.7mである。なお，原子炉建屋の屋根部分には主排気筒が設置されている。また，原子炉建屋は隣接する他の建屋と構造的に分離している。

原子炉建屋の基礎は厚さ5.5mのべた基礎で，支持地盤である泥岩上にマンメイドロックを介して設置している。

原子炉建屋の中央部には原子炉圧力容器を収容している鉄筋コンクリート製原子炉格納容器（以下「RCCV」という。）がある。RCCVは円筒形で基礎スラブ上から立ち上がり，床スラブによって原子炉建屋と一体構造になっている。このRCCVの高さは底部上端からトップスラブ部下端まで29.5m，内径は29.0mであり，壁厚は2.0mである。

原子炉建屋の主な耐震壁は，RCCVと外壁である。主要な耐震壁は建屋の中心に対してほぼ対称に配置しており，開口部も少なく，建屋は全体として非常に剛性の高い構造となっている。



（単位：m）

注：東京湾平均海面（以下「T.M.S.L.」という。）

図2－2　原子炉建屋の概略平面図（B3F，T.M.S.L.-8.2m）（1/9）

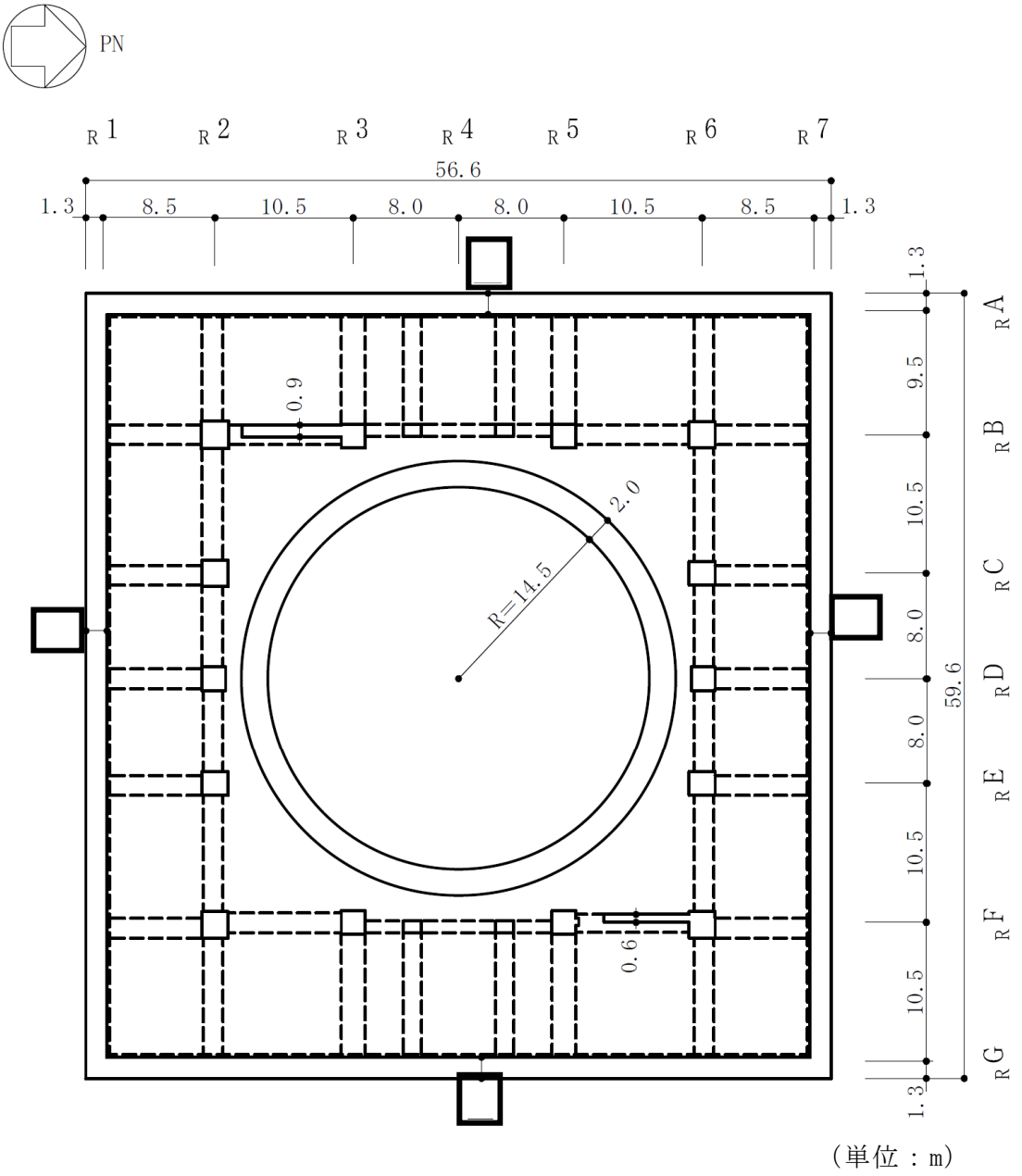


図2－2　原子炉建屋の概略平面図（B2F，T.M.S.L.-1.7m）（2/9）

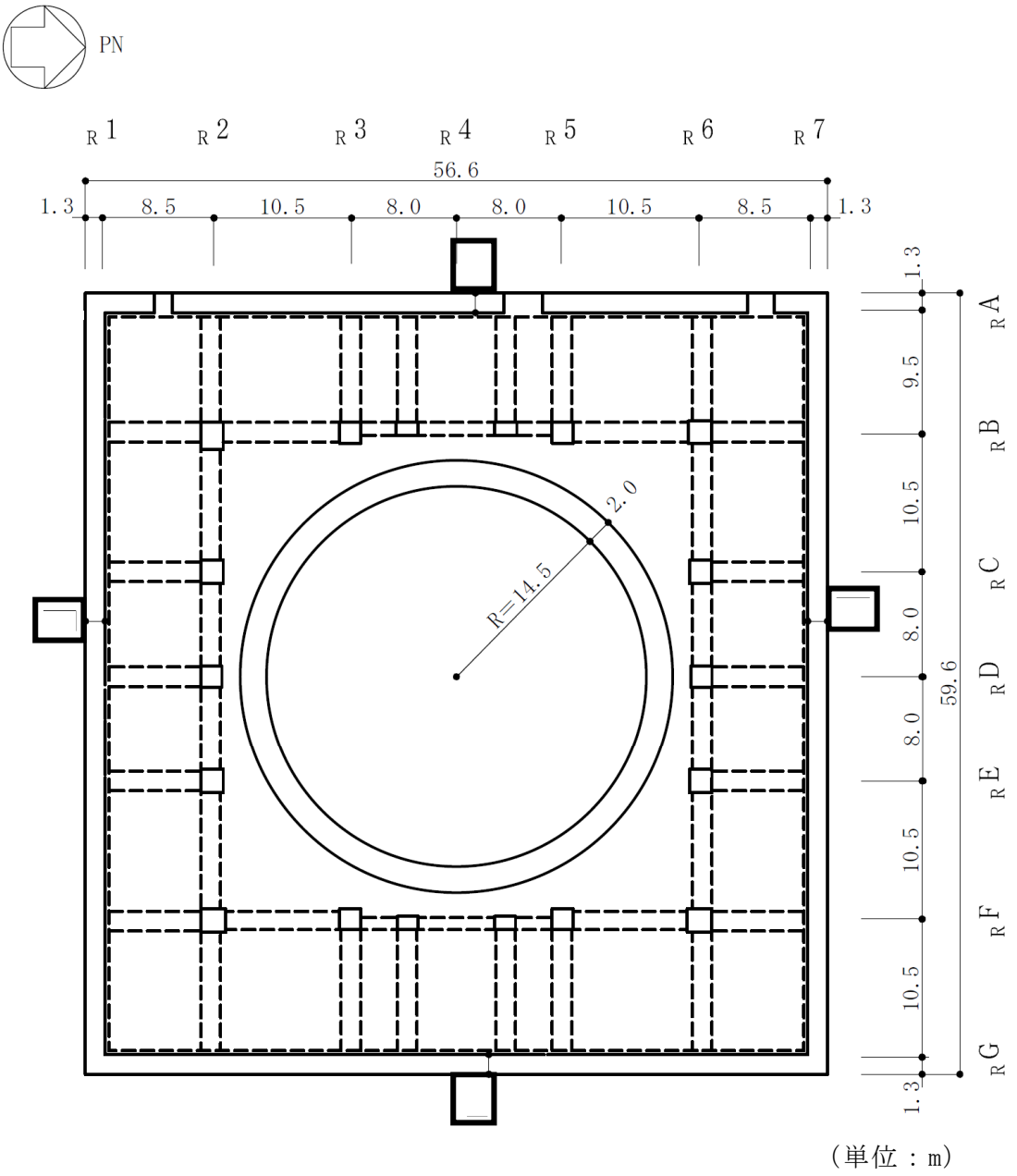


図2－2　原子炉建屋の概略平面図（B1F，T.M.S.L.4.8m）(3/9)

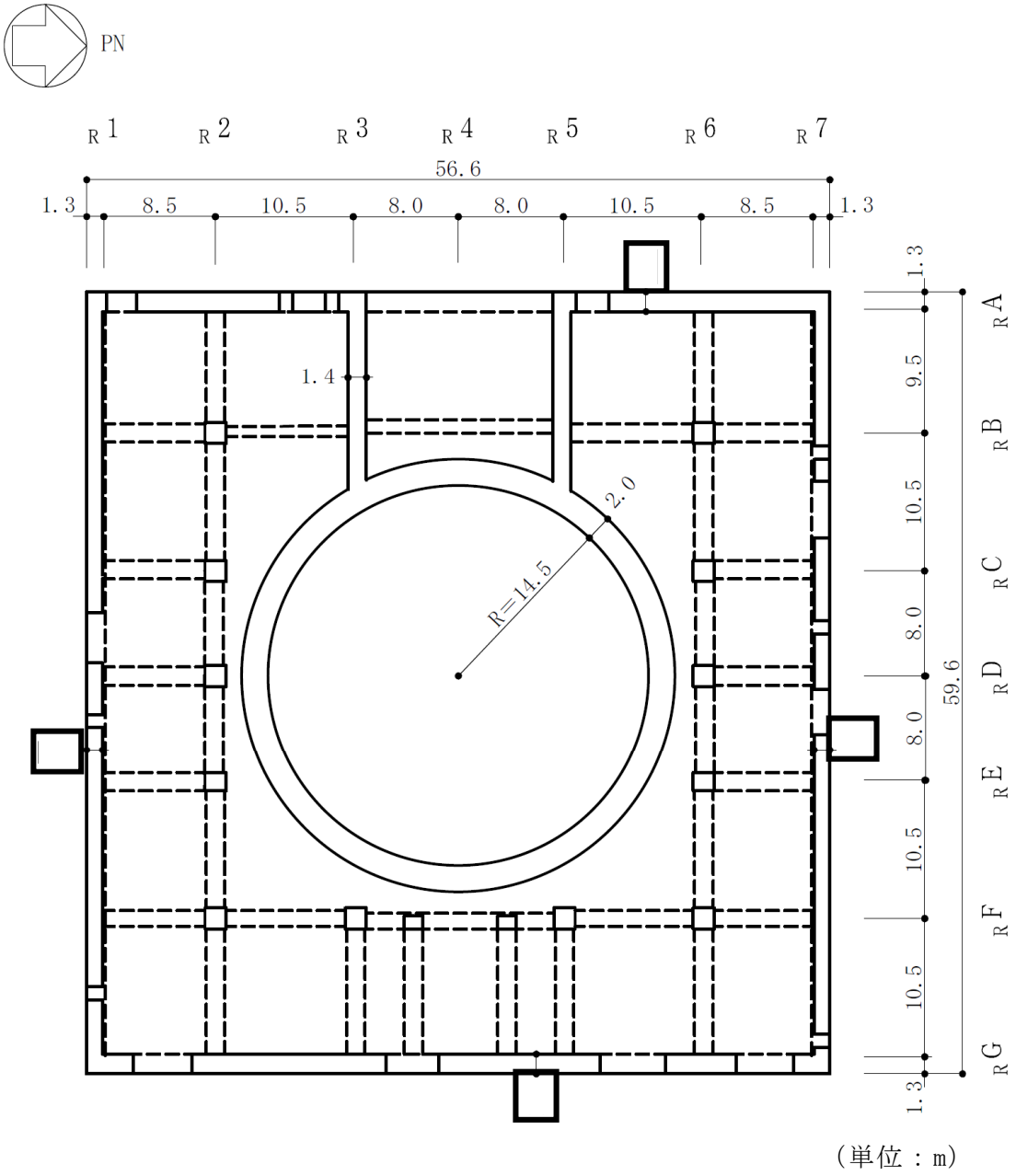
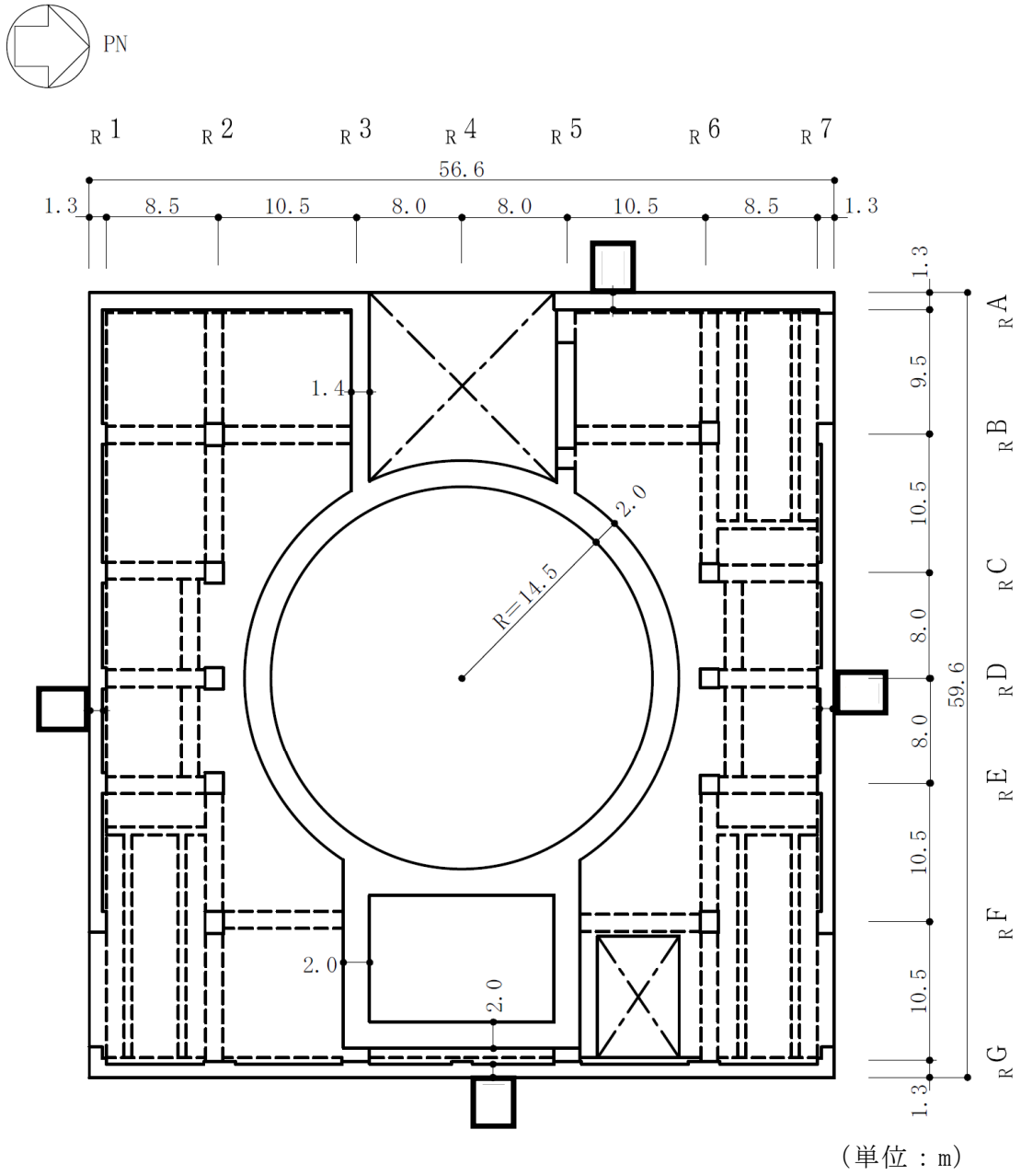
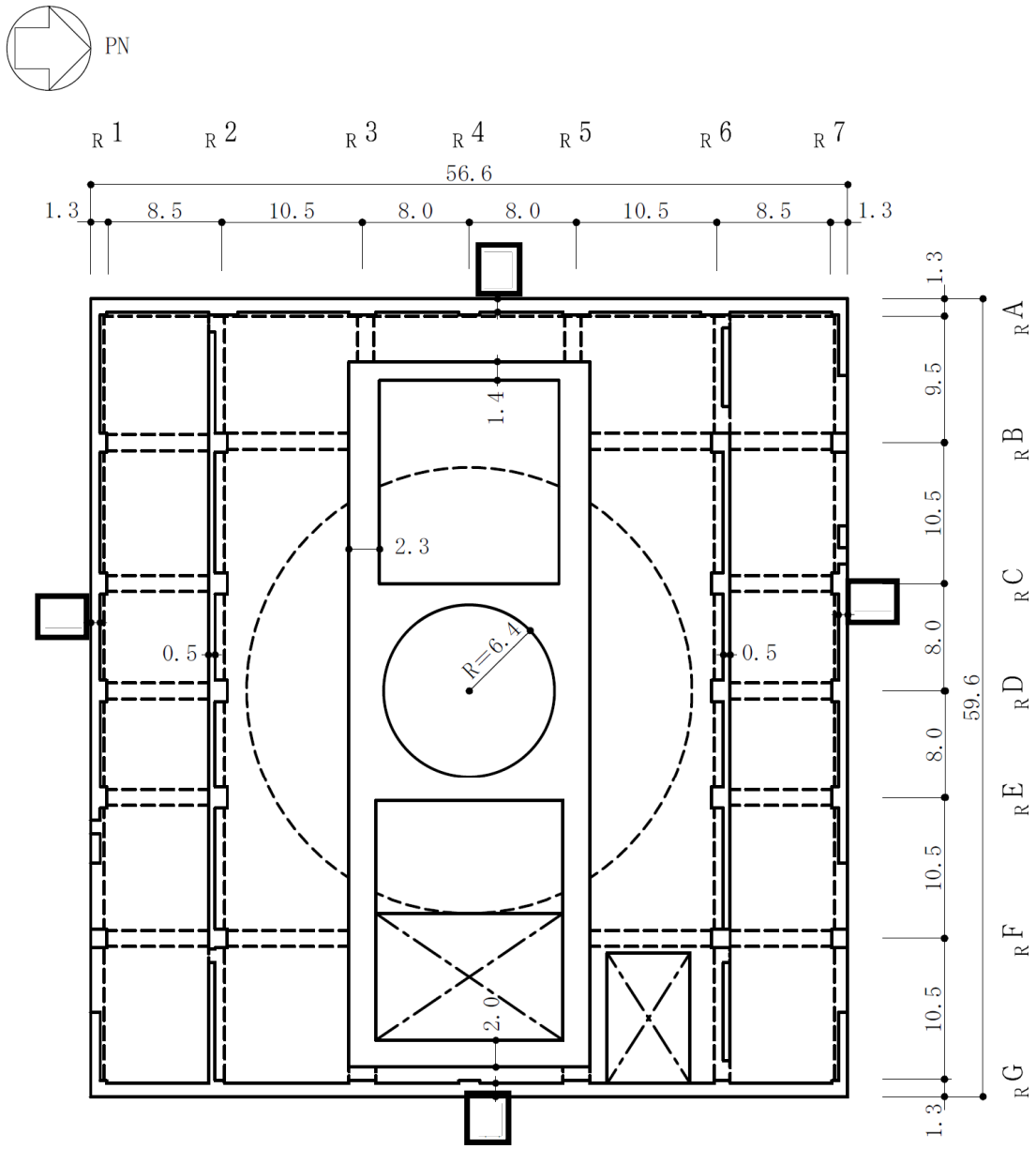


図2－2　原子炉建屋の概略平面図（1F，T.M.S.L.12.3m）（4/9）



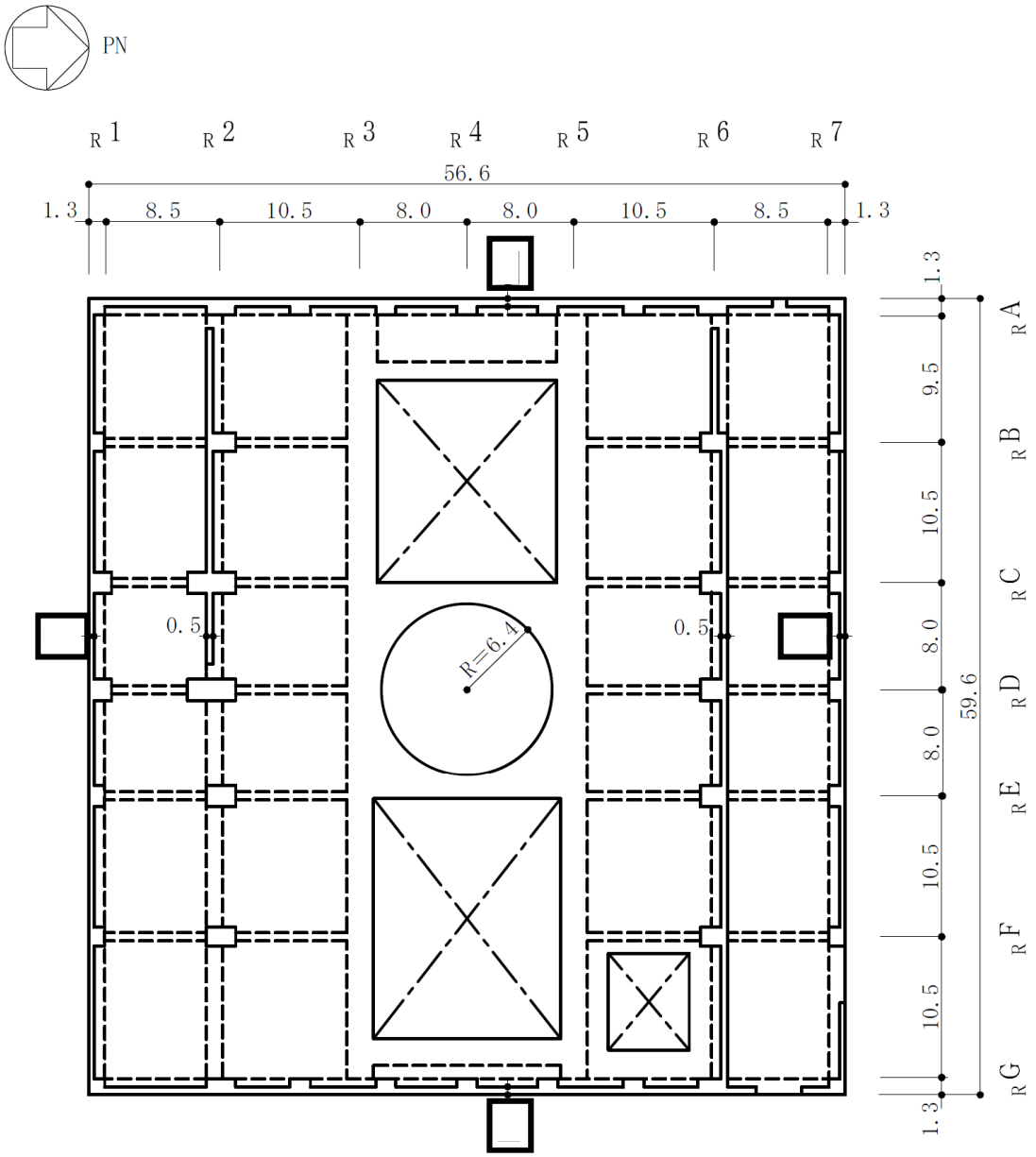
（単位：m）

図2－2　原子炉建屋の概略平面図（2F，T.M.S.L.18.1m）(5/9)



（単位：m）

図2－2　原子炉建屋の概略平面図（3F，T.M.S.L.23.5m）(6/9)



（単位：m）

図2－2　原子炉建屋の概略平面図（4F，T.M.S.L.31.7m）（7/9）

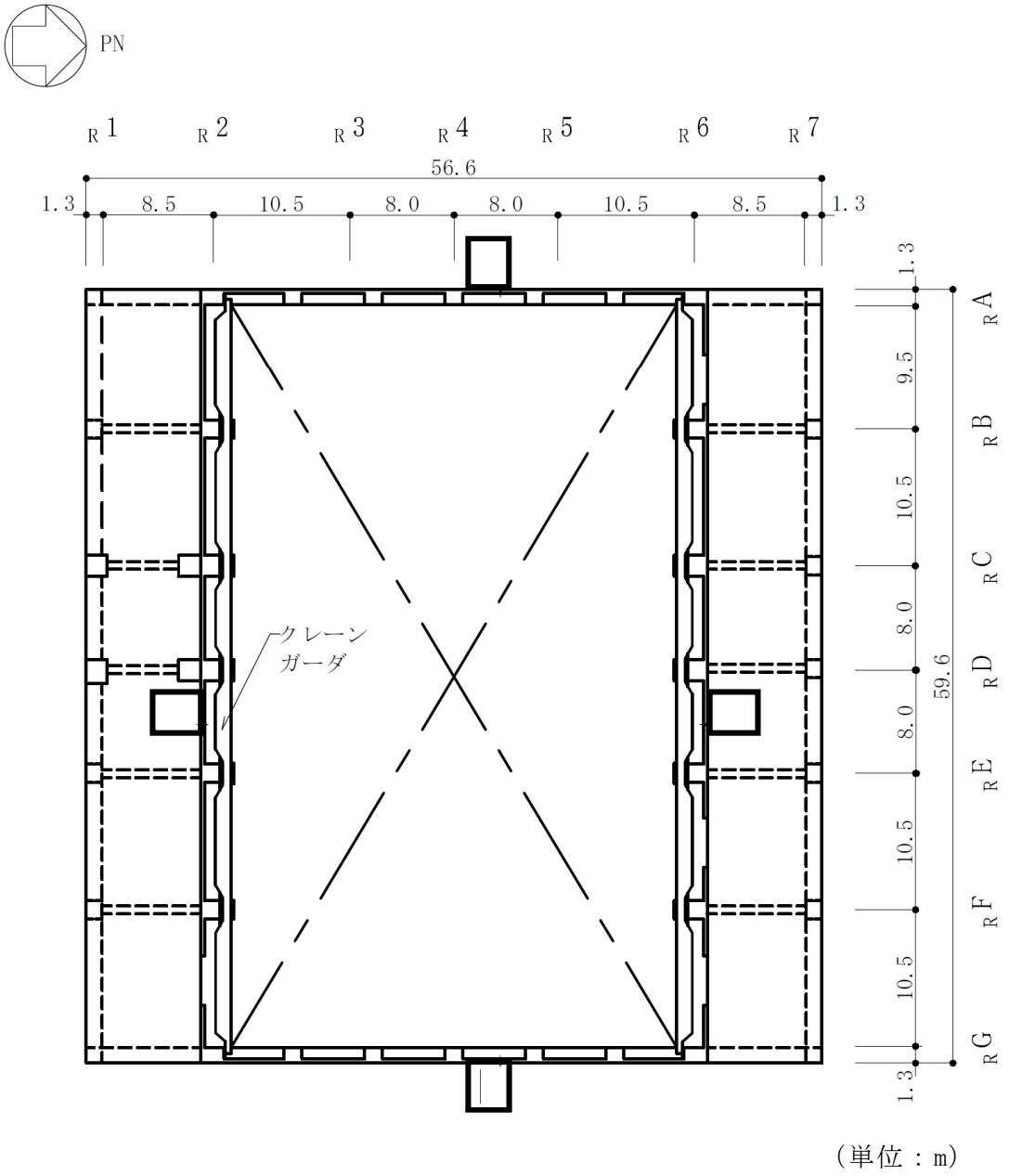
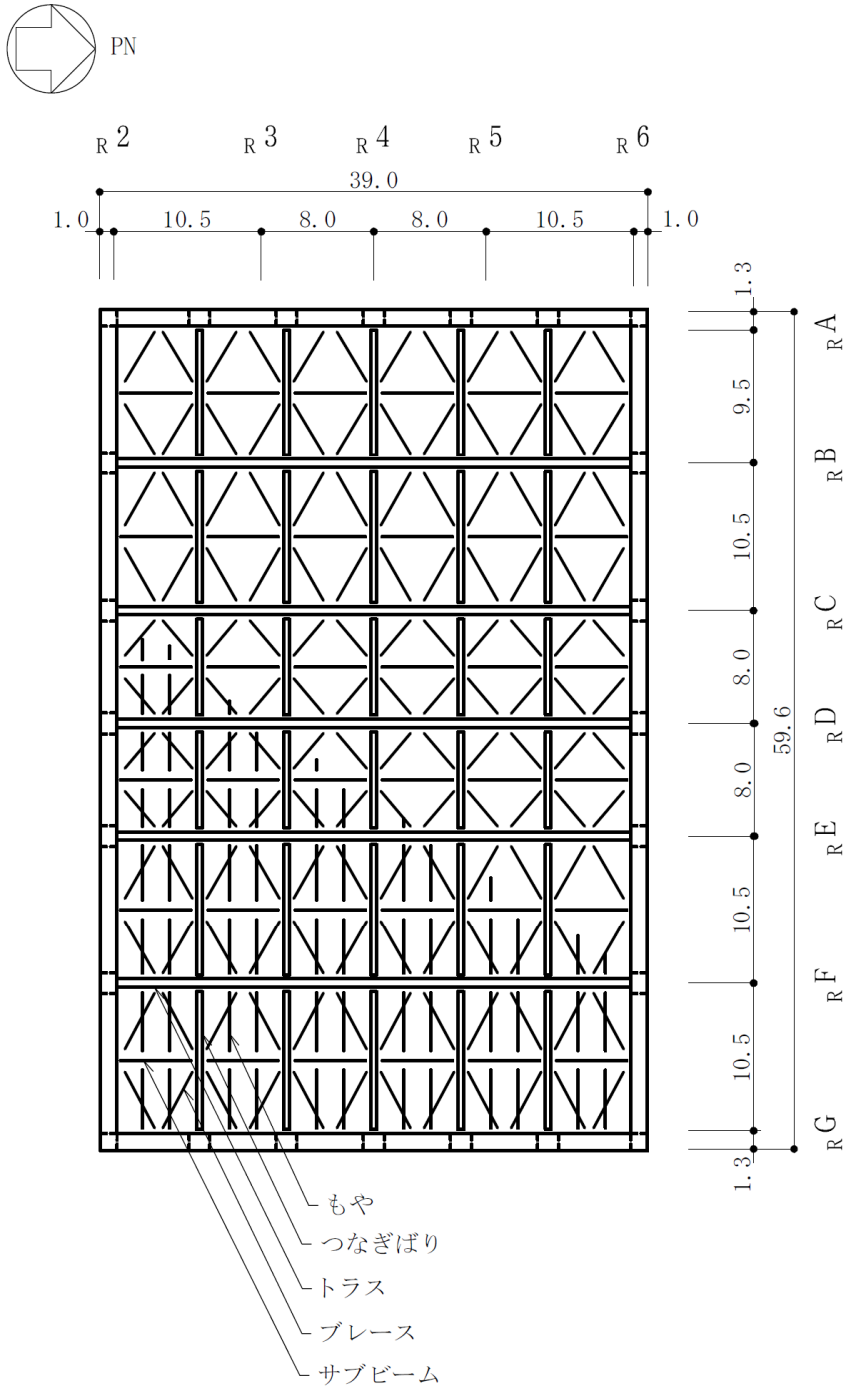
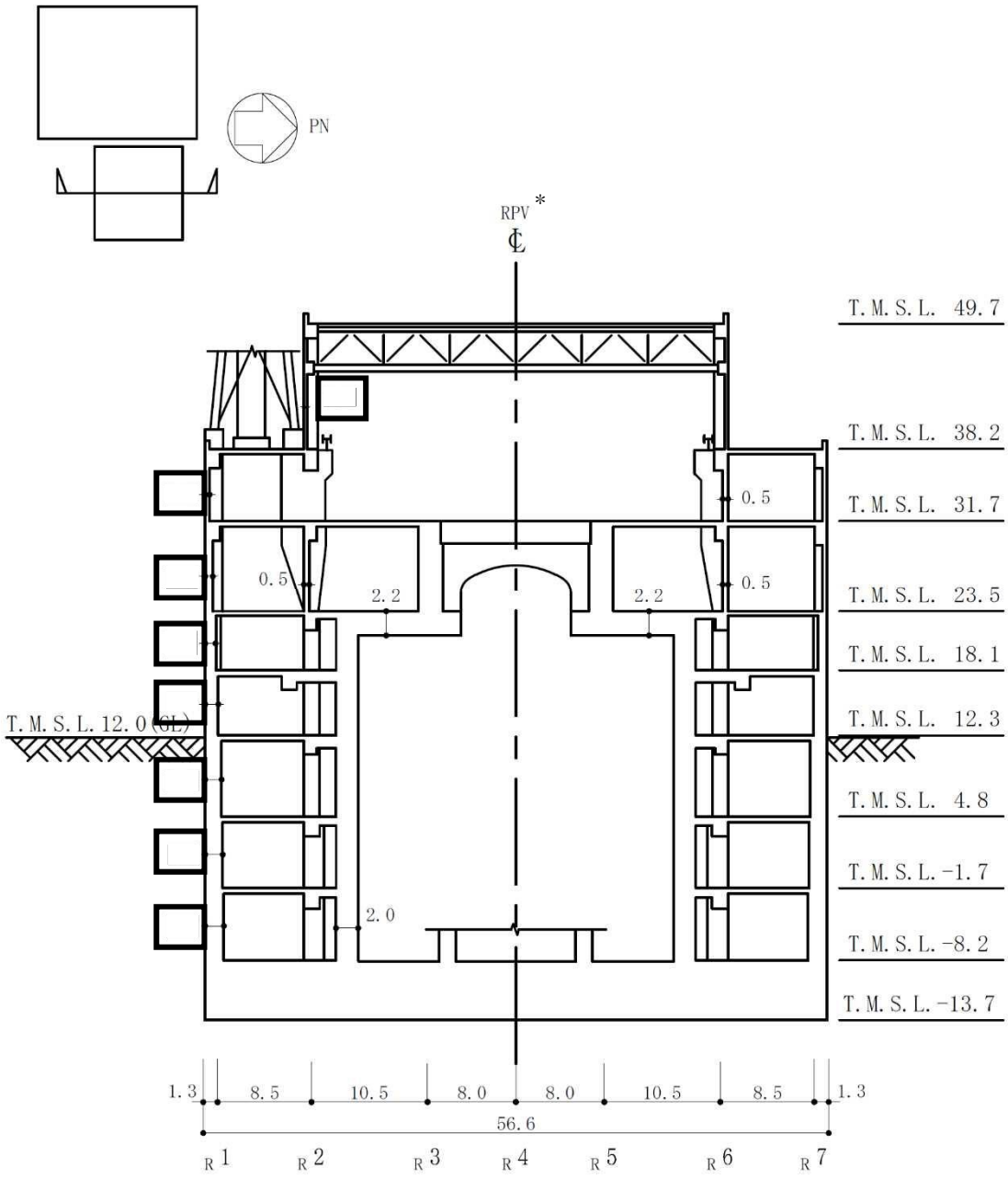


図2－2　原子炉建屋の概略平面図（CRF，T.M.S.L.38.2m）（8/9）



（単位：m）

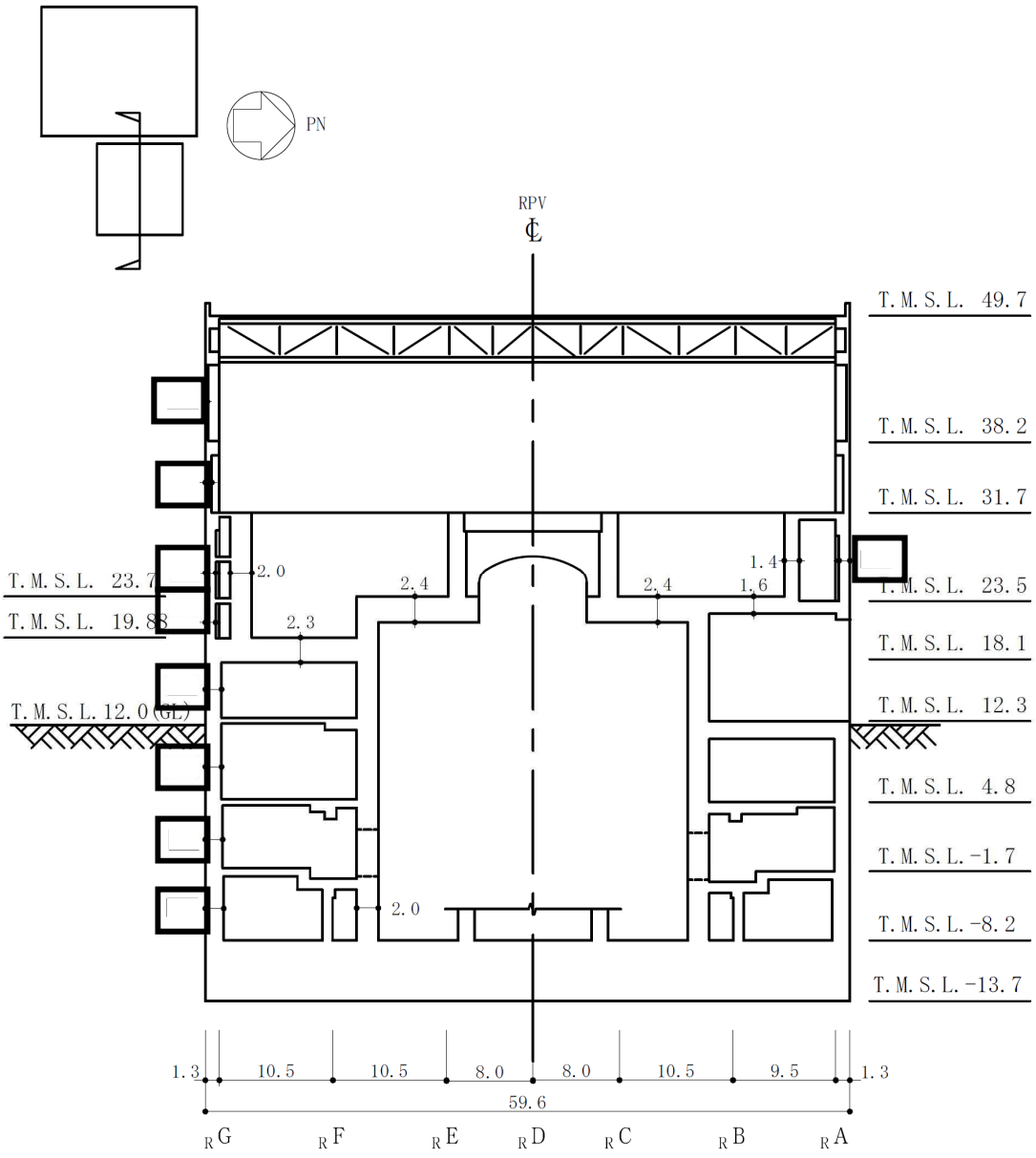
図2－2　原子炉建屋の概略平面図（RF，T.M.S.L.49.7m）（9/9）



（単位：m）

注記＊：原子炉圧力容器（以下「RPV」という。）

図2－3　原子炉建屋の概略断面図（NS方向）（1/2）



（単位：m）

図2－3　原子炉建屋の概略断面図（EW方向）（2/2）

2.3　解析方針

原子炉建屋の地震応答解析は，Ⅴ-2「耐震性に関する説明書」のうちⅤ-2-1-6「地震応答解析の基本方針」に基づいて行う。

図2－4に原子炉建屋の地震応答解析フローを示す。

地震応答解析は，「3.1　検討用地震動」及び「3.2　地震応答解析モデル」において設定した地震応答解析モデルを用いて実施することとし，「3.3　解析方法」に基づき，「4.　解析結果」において，加速度，変位，せん断ひずみ等を含む各種応答値を算出する。

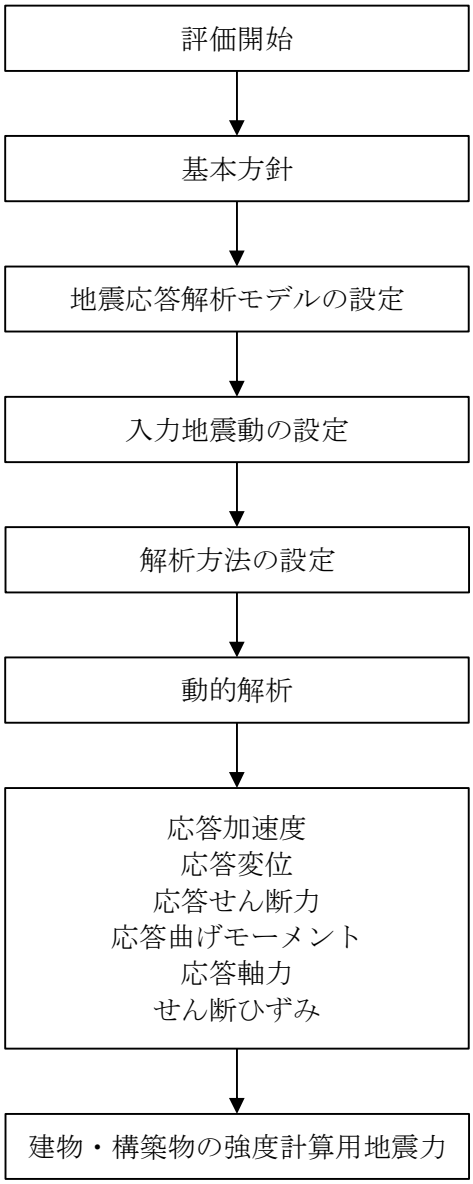


図2－4　原子炉建屋の地震応答解析フロー

2.4　適用規格

地震応答解析において適用する規格・基準等を以下に示す。

・建築基準法・同施行令

・鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説　－許容応力度設計法－（日本建築学会，1999改定）

・原子力施設鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説　（日本建築学会，2005制定）

・原子力発電所耐震設計技術指針　ＪＥＡＧ　４６０１-1987（日本電気協会）

・原子力発電所耐震設計技術指針　ＪＥＡＧ　４６０１-1991　追補版（日本電気協会）

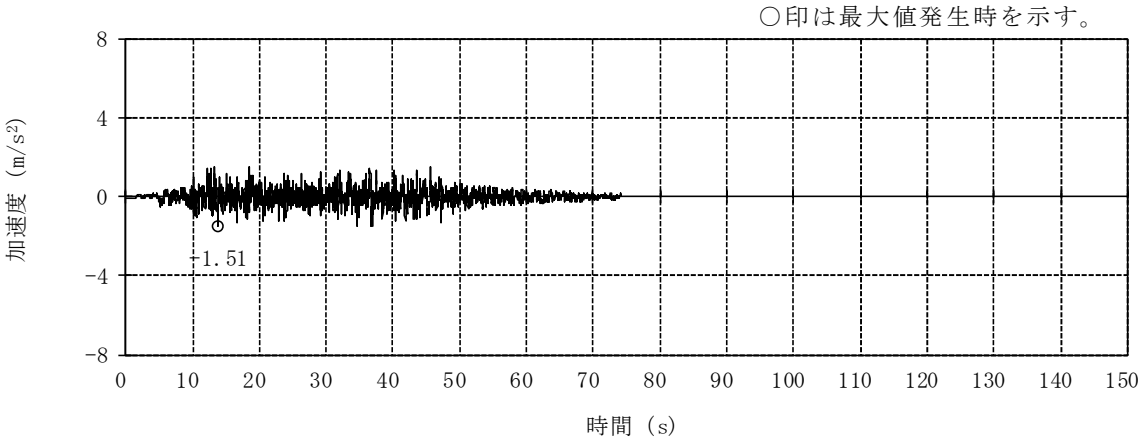
・鋼構造設計規準　－許容応力度設計法－（日本建築学会，2005改定）

3. 解析方法

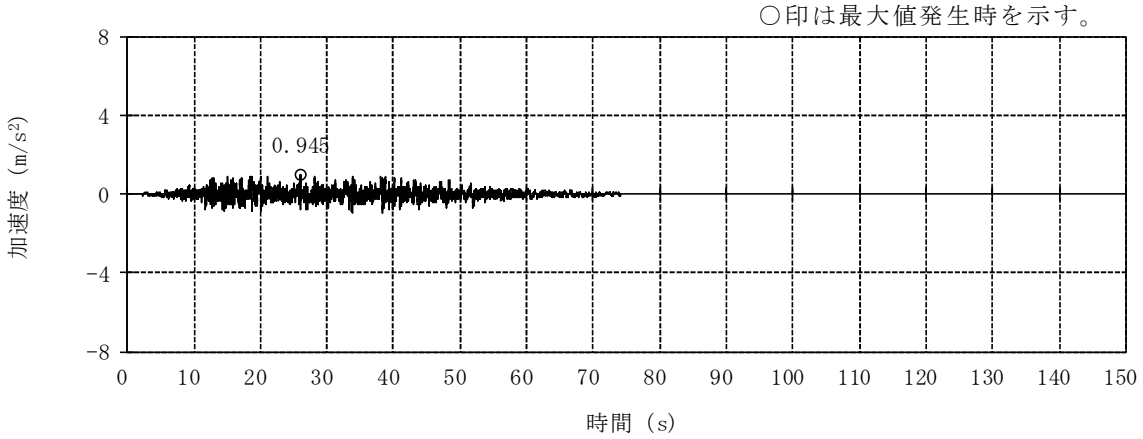
3.1 検討用地震動

原子炉建屋の地震応答解析モデルは，建屋と地盤の相互作用を評価した建屋－地盤連成モデルとする。この建屋－地盤連成モデルへの入力地震動は，Ⅴ-3-別添2-1-2「原子炉建屋の強度計算の方針」の「4.1 荷重及び荷重の組合せ」に示す解放基盤表面レベルに想定する年超過確率10^{-2}相当地震動を用いることとする。

年超過確率10^{-2}相当地震動の加速度時刻歴波形と加速度応答スペクトルを図3－1及び図3－2に示す。

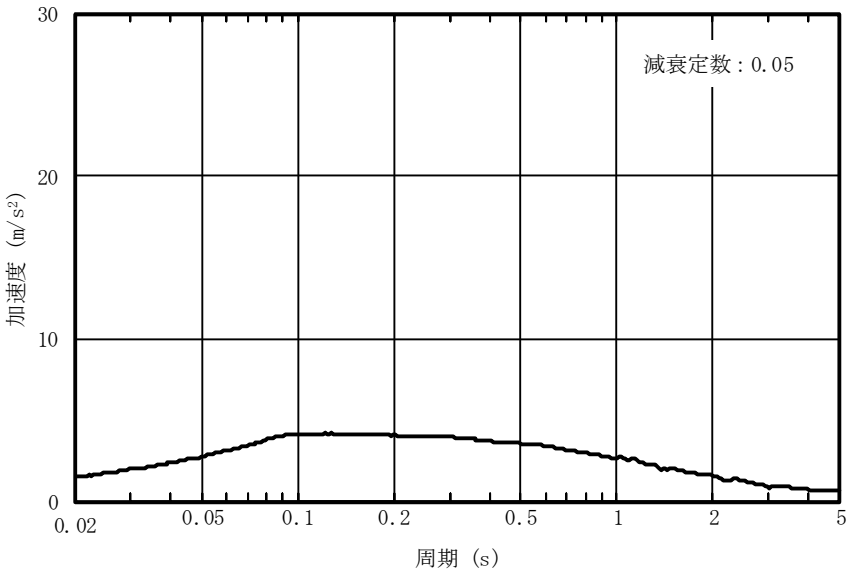


(a)　水平方向

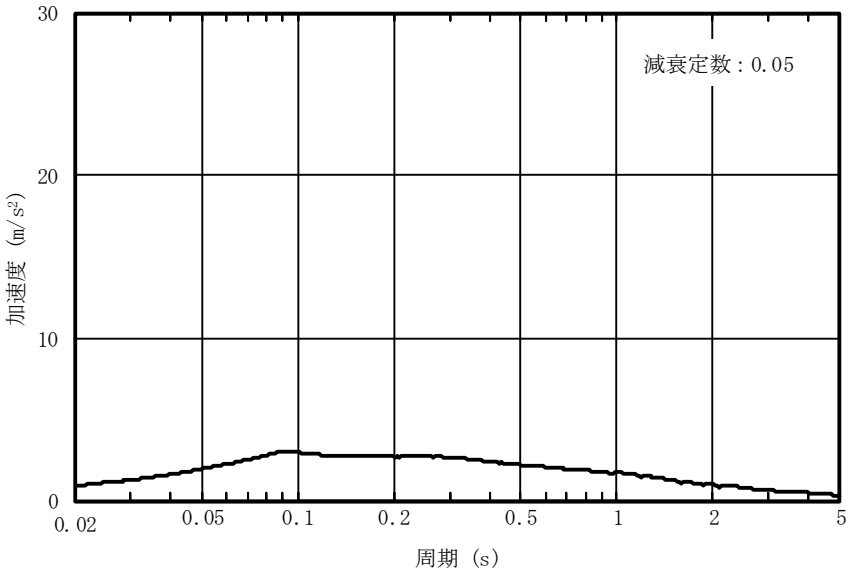


(b)　鉛直方向

図3－1　加速度時刻歴波形（年超過確率10^{-2}相当地震動）



（a） 水平方向



（b） 鉛直方向

図3－2 加速度応答スペクトル（年超過確率10^{-2}相当地震動）

3.2　地震応答解析モデル

地震応答解析モデルは，Ⅴ-2「耐震性に関する説明書」のうちⅤ-2-1-6「地震応答解析の基本方針」に基づき，水平方向及び鉛直方向それぞれについて設定する。

地震応答解析モデルの設定に用いた建物・構築物の物性値を表3－1に示す。

ここで，コンクリート剛性については，実現象に近い応答を模擬するという観点から，建設時コンクリートの91日強度データを基に設定した実強度を用いて算定する。

表3－1　建物・構築物の物性値

部位	使用材料	ヤング係数 E (N/mm^2)	せん断弾性係数 G (N/mm^2)	減衰定数 h (%)
建屋部	コンクリート＊： σ_C＝43.1(N/mm^2) （σ_C＝440kgf/cm^2） 鉄筋：SD35 （SD345相当）	2.88×10^4	1.20×10^4	5
基礎スラブ	コンクリート＊： σ_C＝39.2(N/mm^2) （σ_C＝400kgf/cm^2） 鉄筋：SD35 （SD345相当）	2.79×10^4	1.16×10^4	5
屋根トラス部	鉄骨：SS41（SS400相当）	2.05×10^5	0.79×10^5	2
	鉄骨：SM41A（SM400A相当）	2.05×10^5	0.79×10^5	2
	鉄骨：SM50A（SM490A相当）	2.05×10^5	0.79×10^5	2

注記＊：実強度に基づくコンクリート強度。

3.2.1　水平方向モデル

水平方向の地震応答解析モデルは，地盤との相互作用を考慮し，曲げ及びせん断剛性を考慮した質点系モデルとし，弾性時刻歴応答解析を行う。

建屋のモデル化はNS方向，EW方向それぞれについて行っているが，EW方向においては，使用済燃料貯蔵プール壁がRCCVの曲げ変形を拘束する影響を考慮して回転ばねを取り付けている。また，設計時には考慮していなかった補助壁を，実現象に近い応答を模擬するという観点から，耐震要素と位置づけ，地震応答解析モデルに取り込む。地震応答解析モデルを図3－3に，地震応答解析モデルの諸元を表3－2及び表3－3に示す。

地盤は，地盤調査に基づき水平成層地盤とし，基礎底面地盤ばねについては，「原子力発電所耐震設計技術指針　ＪＥＡＧ　４６０１-1991　追補版（日本電気協会)」（以下「ＪＥＡＧ　４６０１-1991　追補版」という。）により，成層補正を行ったのち，振動アドミッタンス理論に基づき求めたスウェイ及びロッキングの地盤ばねを，近似法により定数化して用いる。基礎底面地盤ばねの評価には解析コード「ＧＲＩＭＰ２」を用いる。

また，埋込み部分の建屋側面地盤ばねについては，建屋側面位置の地盤定数を用いて，「ＪＥＡＧ　４６０１-1991　追補版」により，Novakの方法に基づき求めた水平ばねを，基礎底面地盤ばねと同様に，近似法により定数化して用いる。また，設計時に考慮していなかった回転ばねを，水平ばねと同様に，定数化して用いる。なお，地盤表層部（新期砂層）については，地盤ばねは考慮しない。建屋側面の水平・回転ばねの評価には，解析コード「ＮＶＫ２６３」を用いる。

水平方向モデルへの入力地震動は，一次元波動論に基づき，解放基盤表面レベルに想定する年超過確率10^{-2}相当地震動に対する地盤の応答として評価する。また，基礎底面レベルにおけるせん断力（以下「切欠き力」という。）を入力地震動に付加することにより，地盤の切欠き効果を考慮する。図3－4に，地震応答解析モデルに入力する地震動の概念図を示す。入力地震動の算定には，解析コード「ＫＳＨＡＫＥ」を用いる。

年超過確率10^{-2}相当地震動に対する地盤定数を表3－4に示す。なお，地盤定数は地盤のひずみ依存特性を考慮して求めた等価地盤物性値を用いる。ひずみ依存特性については，Ⅴ-2「耐震性に関する説明書」のうちⅤ-2-1-3「地盤の支持性能に係る基本方針」に基づく。設定した地盤定数に基づき算定した基礎底面位置（T.M.S.L.-13.7m）における入力地震動の加速度応答スペクトルを図3－5に示す。地震応答解析に用いる地盤のばね定数と減衰係数を表3－5に示す。

なお，水平方向の解析に用いる解析コードの検証，妥当性確認等の概要については，別紙「計算機プログラム（解析コード）の概要」に示す。

3.2.2　鉛直方向モデル

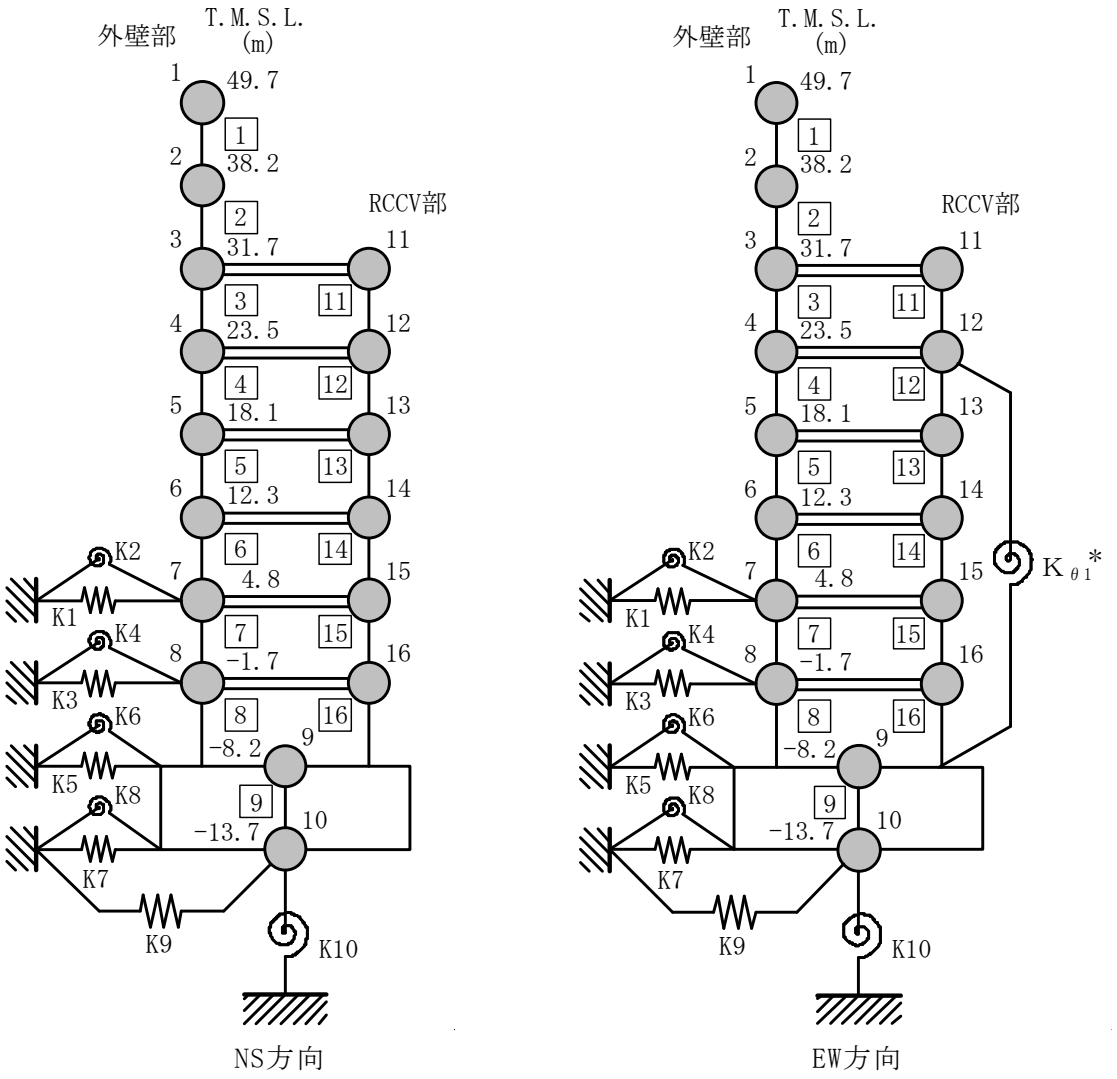
鉛直方向の地震応答解析モデルは，耐震壁の軸剛性及び屋根トラスの曲げせん断剛性を考慮した質点系モデルとし，弾性時刻歴応答解析を行う。水平方向モデルと同様に，補助壁を地震応答解析モデルに取り込む。鉛直方向の地震応答解析モデルを図3－6に，地震応答解析モデルの諸元を表3－6に示す。

地盤は，地盤調査に基づき水平成層地盤とし，基礎底面地盤ばねについては，スウェイ及びロッキングばね定数の評価法と同様，成層補正を行ったのち，振動アドミッタンス理論に基づき求めた鉛直ばねを近似法により定数化して用いる。基礎底面地盤ばねの評価には解析コード「ＧＲＩＭＰ２」を用いる。

鉛直方向モデルへの入力地震動は，一次元波動論に基づき，解放基盤表面レベルに想定する年超過確率10^{-2}相当地震動に対する地盤の応答として評価したものであり，基礎底面レベルに直接入力する。図3－7に，地震応答解析モデルに入力する地震動の概念図を示す。入力地震動の算定には，解析コード「ＫＳＨＡＫＥ」を用いる。

設定した地盤定数に基づき算定した基礎底面位置（T.M.S.L.-13.7m）における入力地震動の加速度応答スペクトルを図3－8に示す。なお，地盤定数は表3－4に示すとおりである。地震応答解析に用いる地盤のばね定数と減衰係数を表3－7に示す。

なお,鉛直方向の解析に用いる解析コードの検証，妥当性確認等の概要については，別紙「計算機プログラム（解析コード）の概要」に示す。



注記＊：RCCV回転ばね

図3－3　地震応答解析モデル（水平方向）

表3－2　地震応答解析モデル諸元（NS方向）

質点番号	質点重量 W (kN)	回転慣性重量 I_G ($\times10^5$kN･m^2)	部材番号	せん断断面積 A_s (m^2)	断面二次モーメント I (m^4)
1	51200	91.5			
			1	41.0	13700
2	85800	437.8			
			2	83.0	51100
3	84630	474.5			
			3	188.0	70600
4	84940	293.8			
			4	132.5	69000
5	55450	198.4			
			5	149.4	84700
6	81570	290.8			
			6	180.5	105000
7	80120	296.2			
			7	183.2	112800
8	81300	298.1			
			8	223.5	119000
9	342450	945.4			
			9	3373.4	900600
10	216040	581.5			
合計	1972940				

質点番号	質点重量 W (kN)	回転慣性重量 I_G ($\times10^5$kN･m^2)	部材番号	せん断断面積 A_s (m^2)	断面二次モーメント I (m^4)
11	91400	32.4	11	119.6	7200
12	155040	371.7	12	113.0	23300
13	102880	305.0	13	137.6	23500
14	199270	408.9	14	139.2	23400
15	124050	387.3	15	132.4	23600
16	136800	369.7	16	186.4	29600

①建屋部

ヤング係数Ｅ 2.88×10^4 (N/mm^2)
せん断弾性係数Ｇ 1.20×10^4 (N/mm^2)
ポアソン比 ν 0.20
減衰定数ｈ 5%

②基礎スラブ

ヤング係数Ｅ 2.79×10^4 (N/mm^2)
せん断弾性係数Ｇ 1.16×10^4 (N/mm^2)
ポアソン比 ν 0.20
減衰定数ｈ 5%
基礎形状 56.6m(NS方向)×59.6m(EW方向)
×5.5m（厚さ）

表3－3　地震応答解析モデル諸元（EW方向）

質点番号	質点重量 W (kN)	回転慣性重量 I_G ($\times10^5$kN･m^2)	部材番号	せん断断面積 A_s (m^2)	断面二次モーメント I (m^4)
1	51200	190.7			
			1	54.7	30000
2	85800	319.8			
			2	122.9	62600
3	89730	299.6			
			3	172.7	87900
4	67440	276.2			
			4	131.8	81900
5	50280	211.1			
			5	166.7	92800
6	79060	322.4			
			6	179.3	114600
7	76690	316.8			
			7	211.5	124000
8	79240	324.6			
			8	259.5	131000
9	342450	1039.5			
			9	3373.4	998600
10	216040	644.3			
合計	1972940				

質点番号	質点重量 W (kN)	回転慣性重量 I_G ($\times10^5$kN･m^2)	部材番号	せん断断面積 A_s (m^2)	断面二次モーメント I (m^4)
11	86300	267.7	11	219.0	6700
12	172540	474.6	12	222.8	23300
13	108040	340.3	13	207.4	23100
14	201780	453.1	14	152.1	23400
15	127490	432.5	15	180.1	21200
16	138860	409.9	16	164.4	23800

①建屋部

ヤング係数Ｅ 2.88×10^4 (N/mm^2)
せん断弾性係数Ｇ 1.20×10^4 (N/mm^2)
ポアソン比 ν 0.20
減衰定数ｈ 5%
回転ばね$K_{\theta 1}$ 1.97×10^{10} (kN･m/rad)

②基礎スラブ

ヤング係数Ｅ 2.79×10^4 (N/mm^2)
せん断弾性係数Ｇ 1.16×10^4 (N/mm^2)
ポアソン比 ν 0.20
減衰定数ｈ 5%
基礎形状 56.6m(NS方向)×59.6m(EW方向)
×5.5m（厚さ）

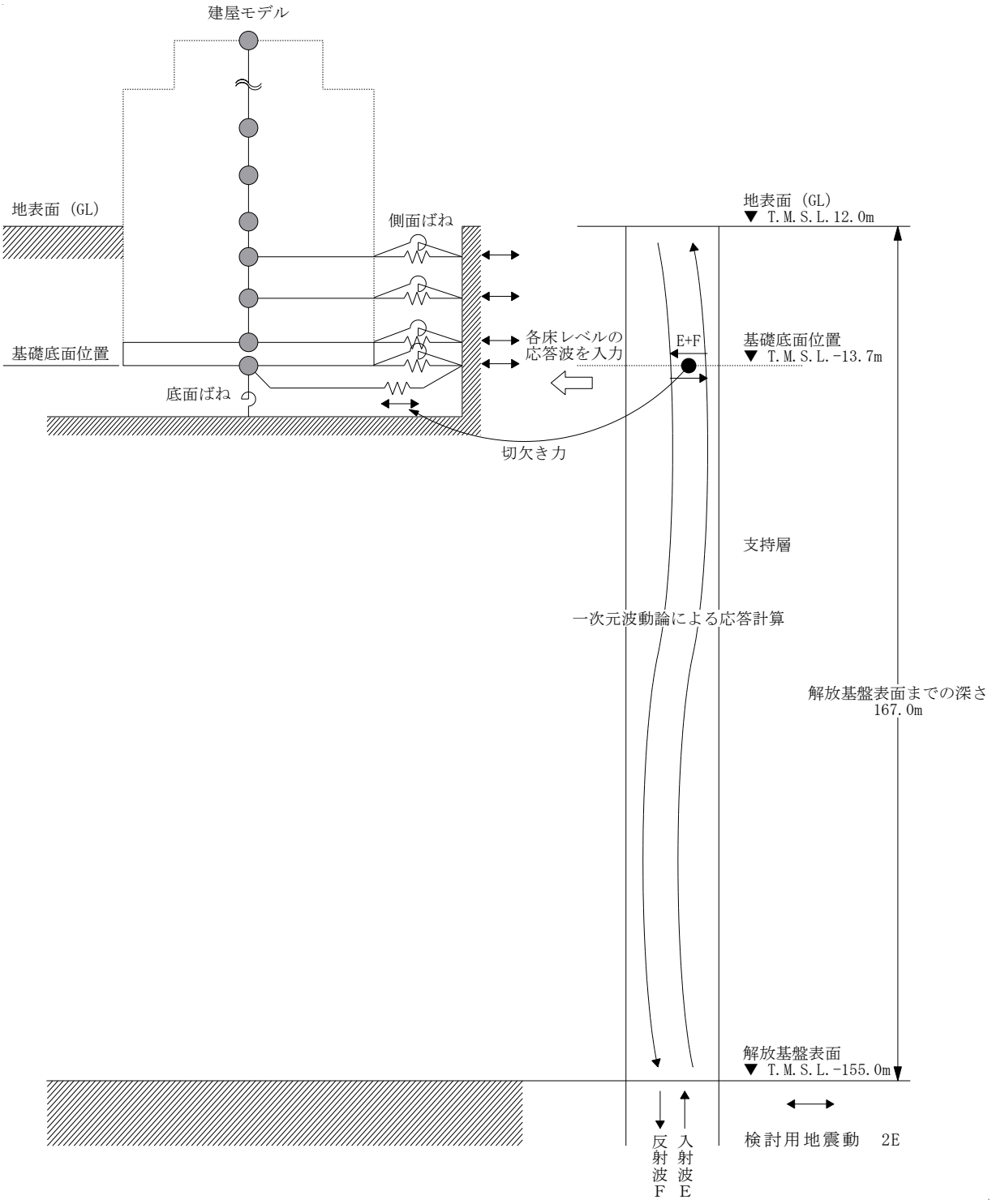


図3－4　地震応答解析モデルに入力する地震動の概念図（水平方向）

表3－4　地盤定数（年超過確率10^{-2}相当地震動）

標高 T.M.S.L. (m)	地層	せん断波速度 V_s (m/s)	単位体積重量 γ_t (kN/m^3)	ポアソン比 ν	せん断弾性係数 G ($\times 10^5$kN/m^2)	初期せん断弾性係数 G_0 ($\times 10^5$kN/m^2)	剛性低下率 G/G_0	減衰定数 h (%)
+12.0	新期砂層	150	16.1	0.347	0.247	0.369	0.67	8
+8.0		200	16.1	0.308	0.374	0.657	0.57	11
+4.0	古安田層	330	17.3	0.462	1.53	1.92	0.80	3
-6.0	西山層	490	17.0	0.451	4.07	4.16	0.98	3
-33.0		530	16.6	0.446	4.60	4.75	0.97	3
-90.0		590	17.3	0.432	6.01	6.14	0.98	3
-136.0		650	19.3	0.424	8.15	8.32	0.98	3
-155.0 ∞	椎谷層	720	19.9	0.416	10.5	10.5	1.00	－

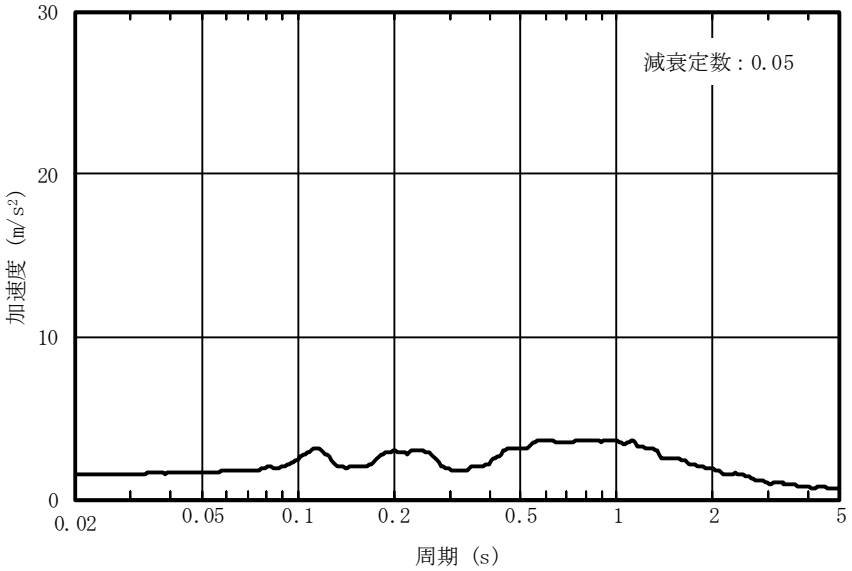


図3－5　入力地震動の加速度応答スペクトル
（年超過確率10^{-2}相当地震動，水平方向，T.M.S.L.-13.7m）

表3－5　地盤のばね定数と減衰係数（年超過確率10^{-2}相当地震動）

(a)　NS方向

ばね番号	質点番号	地盤ばね成分	ばね定数*1	減衰係数*2
K1	7	側面・並進	1.62×10^{6}	5.11×10^{5}
K2	7	側面・回転	1.26×10^{9}	1.26×10^{8}
K3	8	側面・並進	4.31×10^{6}	1.35×10^{6}
K4	8	側面・回転	3.34×10^{9}	3.34×10^{8}
K5	9	側面・並進	9.31×10^{6}	1.82×10^{6}
K6	9	側面・回転	7.33×10^{9}	4.17×10^{8}
K7	10	側面・並進	4.82×10^{6}	8.90×10^{5}
K8	10	側面・回転	3.77×10^{9}	2.02×10^{8}
K9	10	底面・並進	7.82×10^{7}	2.92×10^{6}
K10	10	底面・回転	7.62×10^{10}	6.16×10^{8}

注記＊1：K1,K3,K5,K7,K9はkN/m　K2,K4,K6,K8,K10はkN･m/rad

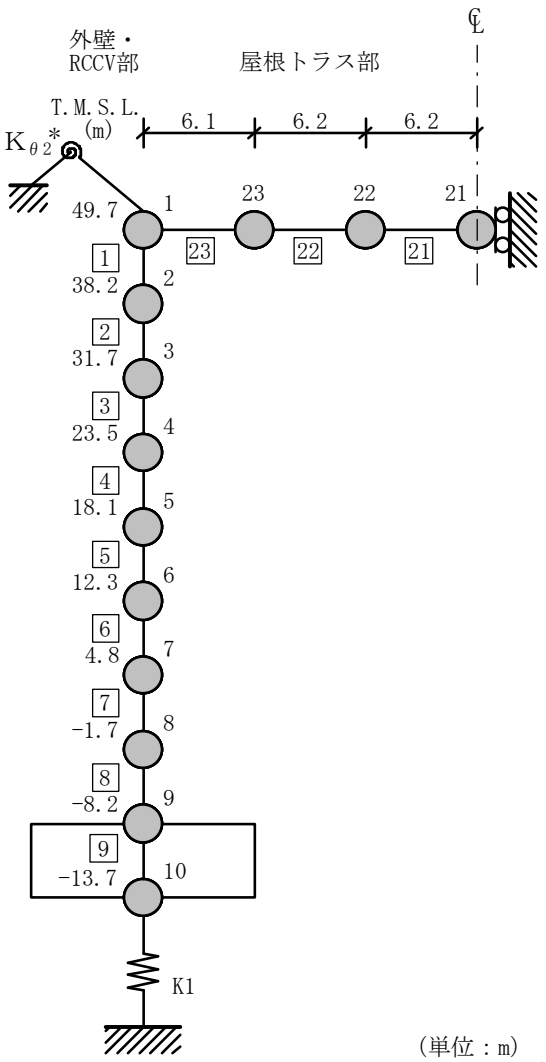
＊2：K1,K3,K5,K7,K9はkN･s/m　K2,K4,K6,K8,K10はkN･m･s/rad

(b)　EW方向

ばね番号	質点番号	地盤ばね成分	ばね定数*1	減衰係数*2
K1	7	側面・並進	1.62×10^{6}	5.12×10^{5}
K2	7	側面・回転	1.26×10^{9}	1.27×10^{8}
K3	8	側面・並進	4.31×10^{6}	1.36×10^{6}
K4	8	側面・回転	3.34×10^{9}	3.36×10^{8}
K5	9	側面・並進	9.31×10^{6}	1.82×10^{6}
K6	9	側面・回転	7.33×10^{9}	4.21×10^{8}
K7	10	側面・並進	4.82×10^{6}	8.89×10^{5}
K8	10	側面・回転	3.77×10^{9}	2.03×10^{8}
K9	10	底面・並進	7.78×10^{7}	2.90×10^{6}
K10	10	底面・回転	8.21×10^{10}	7.21×10^{8}

注記＊1：K1,K3,K5,K7,K9はkN/m　K2,K4,K6,K8,K10はkN･m/rad

＊2：K1,K3,K5,K7,K9はkN･s/m　K2,K4,K6,K8,K10はkN･m･s/rad



注記＊：屋根トラス端部回転拘束ばね

図3－6　地震応答解析モデル（鉛直方向）

表3－6　地震応答解析モデル諸元（鉛直方向）

外壁・RCCV部			
質点番号	質点重量 W (kN)	部材番号	軸断面積 A_N (m^2)
1	35040		
		1	89.0
2	85800		
		2	200.1
3	176030		
		3	581.5
4	239980		
		4	611.6
5	158320		
		5	674.3
6	280840		
		6	681.3
7	204170		
		7	719.6
8	218100		
		8	833.7
9	342450		
		9	3373.4
10	216040		
合計	1972940		

屋根トラス部				
質点番号	質点重量 W (kN)	部材番号	せん断断面積 A_s ($\times10^{-2}m^2$)	断面二次モーメント I (m^4)
1	－			
		23	21.25	2.000
23	6470			
		22	16.82	2.000
22	6470			
		21	7.94	2.000
21	3230			

屋根トラス端部回転拘束ばね $K_{\theta 2}$ 3.90×10^7 (kN･m/rad)

①コンクリート部　建屋
ヤング係数E 2.88×10^4 (N/mm^2)
せん断弾性係数G 1.20×10^4 (N/mm^2)
ポアソン比ν 0.20
減衰定数h 5%

②コンクリート部　基礎スラブ
ヤング係数E 2.79×10^4 (N/mm^2)
せん断弾性係数G 1.16×10^4 (N/mm^2)
ポアソン比ν 0.20
減衰定数h 5%
基礎形状 56.6m(NS方向)×59.6m(EW方向)
×5.5m（厚さ）

③鉄骨部
ヤング係数E 2.05×10^5 (N/mm^2)
せん断弾性係数G 7.90×10^4 (N/mm^2)
ポアソン比ν 0.30
減衰定数h 2%

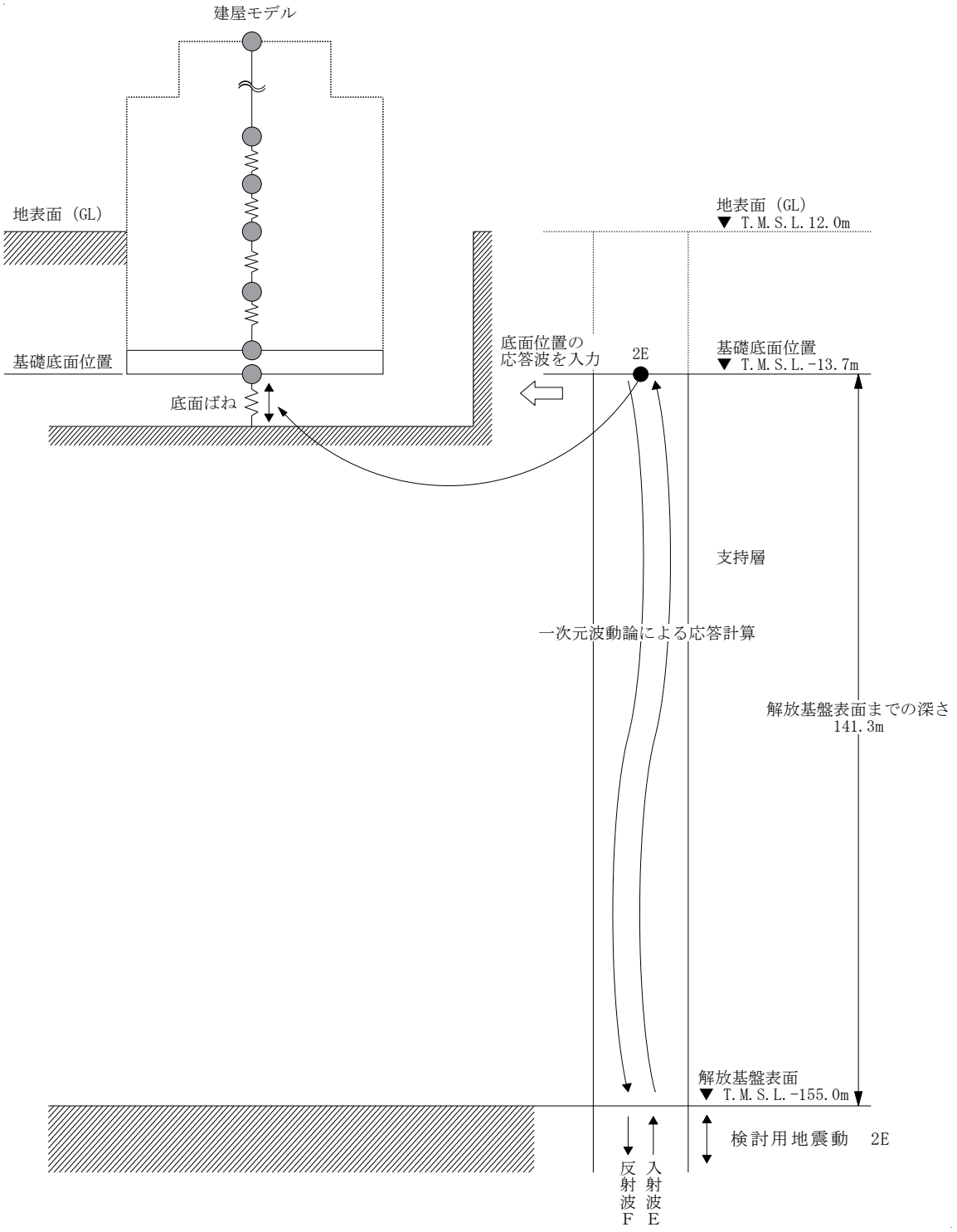


図3－7　地震応答解析モデルに入力する地震動の概念図（鉛直方向）

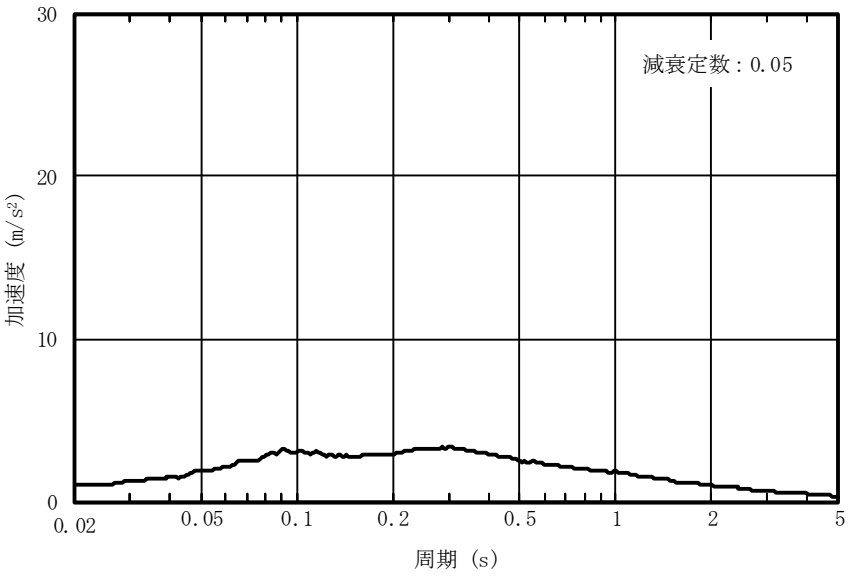


図3－8　入力地震動の加速度応答スペクトル
（年超過確率10^{-2}相当地震動，鉛直方向，T.M.S.L.-13.7m）

表3－7　地盤のばね定数と減衰係数（鉛直方向，年超過確率10^{-2}相当地震動）

ばね番号	質点番号	地盤ばね成分	ばね定数 (kN/m)	減衰係数 (kN・s/m)
K1	10	底面・鉛直	1.29×10^{8}	6.69×10^{6}

3.3　解析方法

原子炉建屋の地震応答解析は，Ⅴ-2「耐震性に関する説明書」のうちⅤ-2-1-6「地震応答解析の基本方針」に基づき，時刻歴応答解析により実施する。時刻歴応答解析には，解析コード「ＤＡＣ３Ｎ」を用いる。なお，解析に用いる解析コードの検証，妥当性確認等の概要については，Ⅴ-3「強度に関する説明書　別紙　計算機プログラム（解析コード）の概要」に示す。

4. 解析結果

4.1 固有値解析結果

固有値解析結果（固有周期及び固有振動数）を表4－1に示す。刺激関数図を図4－1に示す。

なお，刺激係数は，モードごとに固有ベクトルの最大値を1に規準化して得られる値を示す。

4.2 応答解析結果

地震応答解析結果を図4－2～図4－12及び表4－2，表4－3に示す。

表4－1　固有値解析結果

(a)　NS方向

次数	固有周期 (s)	固有振動数 (Hz)	刺激係数*	備考
1	0.428	2.34	1.589	建屋－地盤連成1次
2	0.188	5.33	-0.727	
3	0.095	10.57	0.118	
4	0.079	12.71	0.041	
5	0.078	12.87	0.068	

(b)　EW方向

次数	固有周期 (s)	固有振動数 (Hz)	刺激係数*	備考
1	0.417	2.40	1.548	建屋－地盤連成1次
2	0.186	5.38	-0.635	
3	0.085	11.73	0.031	
4	0.078	12.80	0.106	
5	0.072	13.86	-0.053	

(c)　鉛直方向

次数	固有周期 (s)	固有振動数 (Hz)	刺激係数*	備考
1	0.372	2.69	2.521	屋根トラス1次
2	0.254	3.94	-1.626	建屋－地盤連成1次
3	0.104	9.59	0.133	
4	0.069	14.41	-0.051	
5	0.047	21.08	-0.103	

注記＊：モードごとに固有ベクトルの最大値を1に規準化して得られる刺激係数を示す。

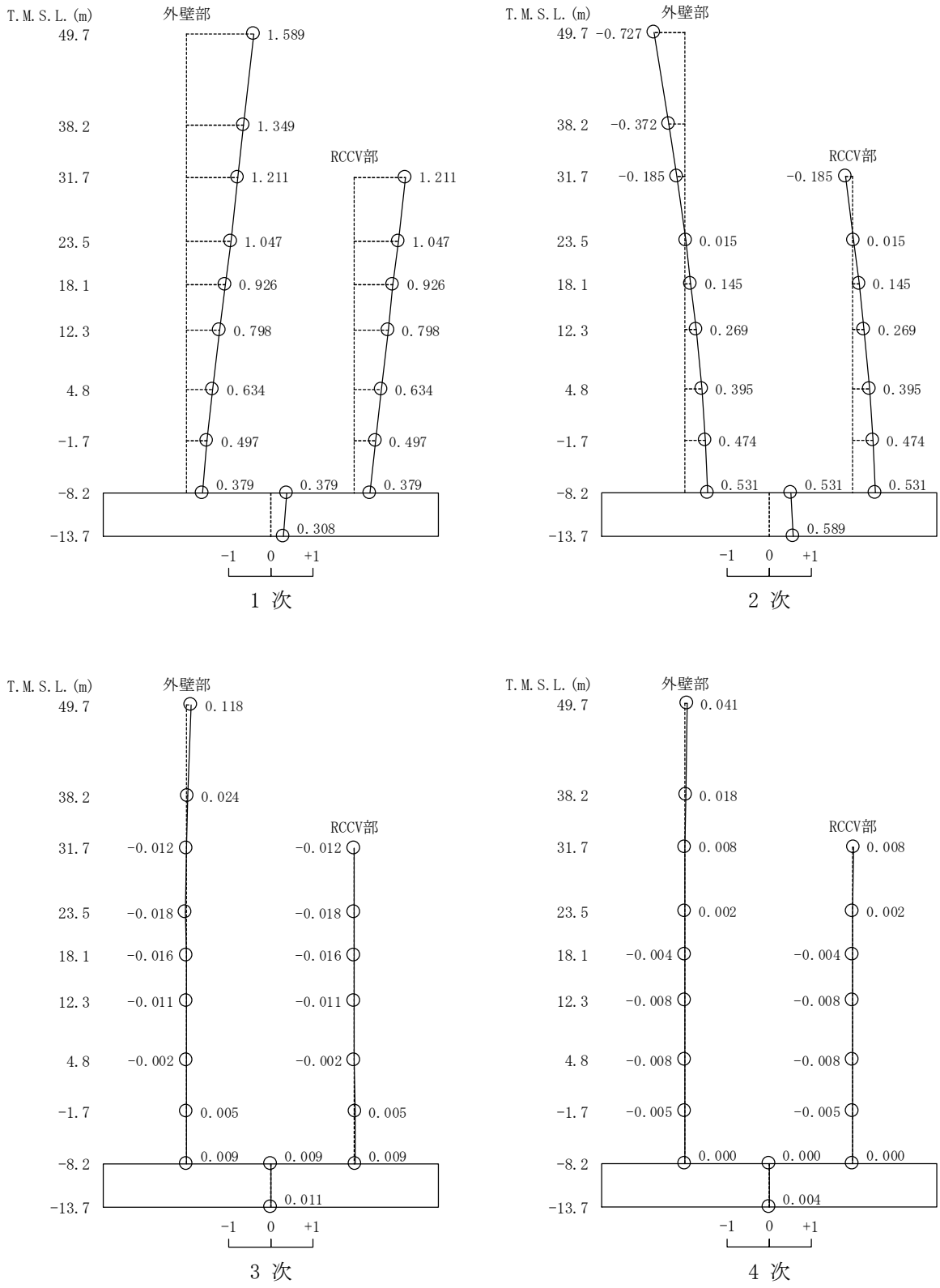


図4－1　刺激関数図（NS方向）（1/3）

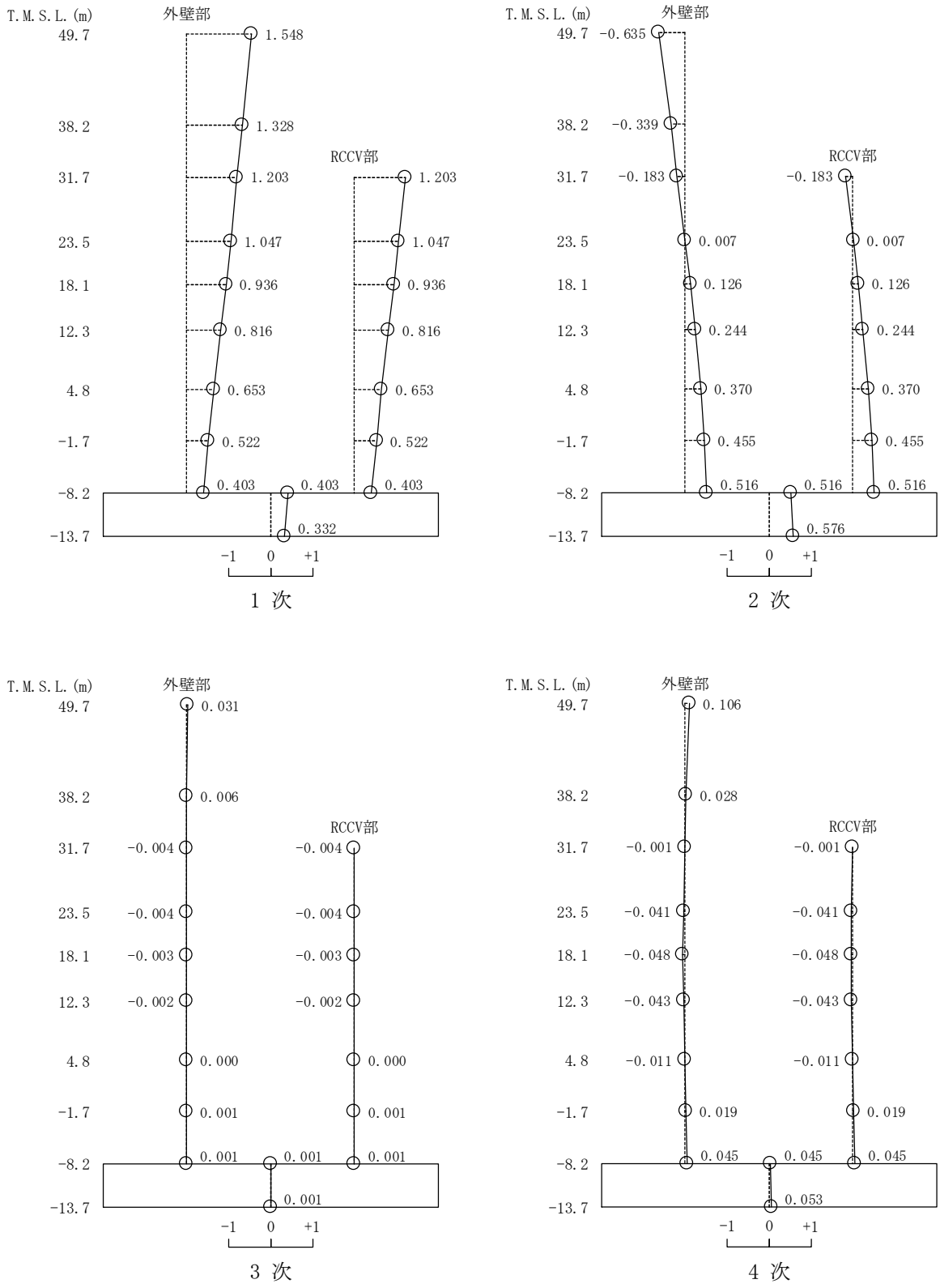
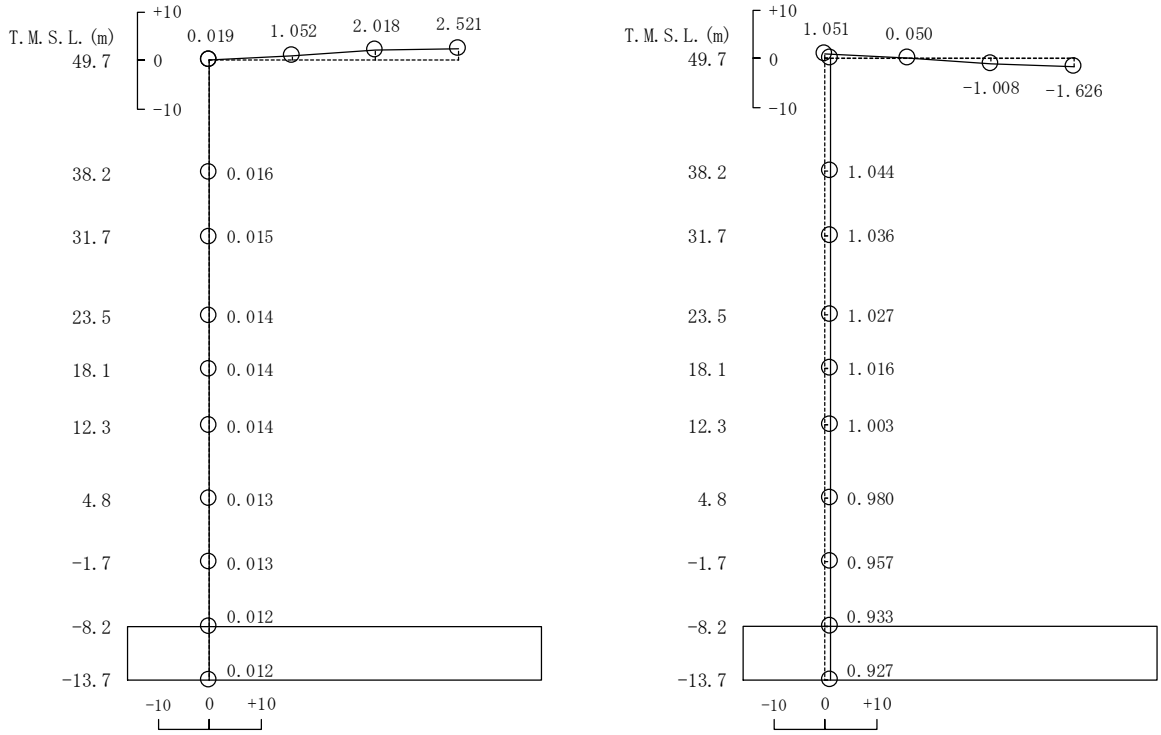


図4－1　刺激関数図（EW方向）（2/3）



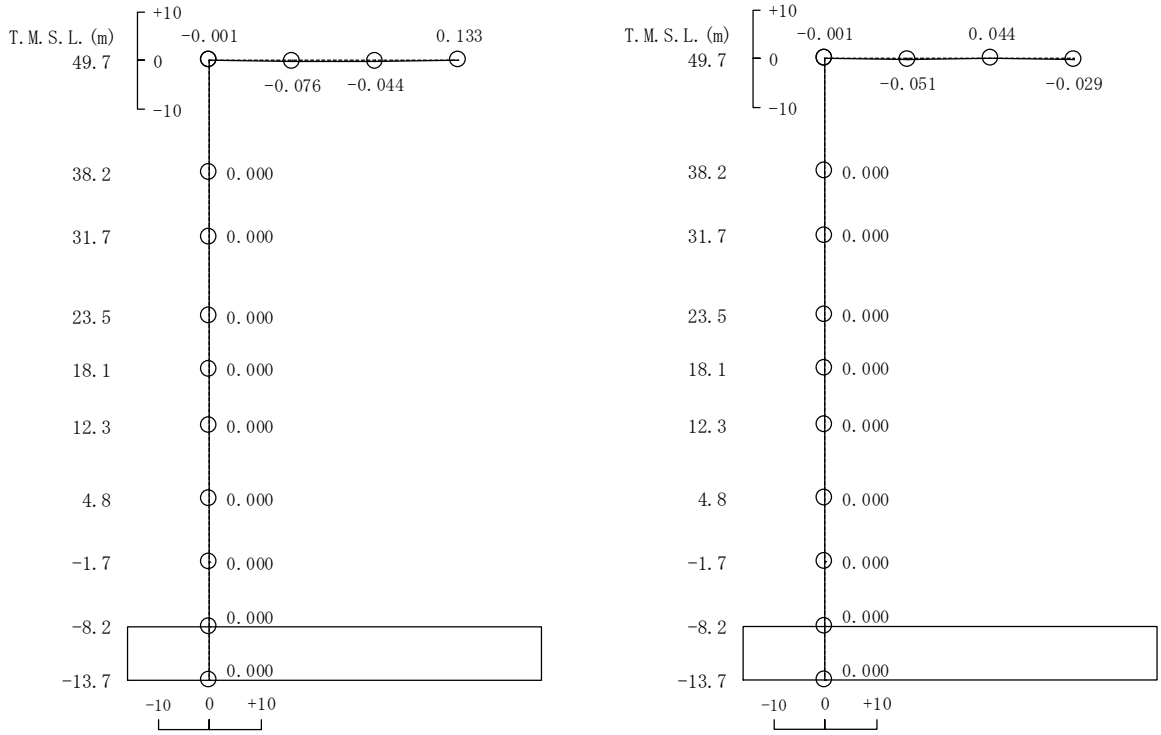


図4－1　刺激関数図（鉛直方向）（3/3）

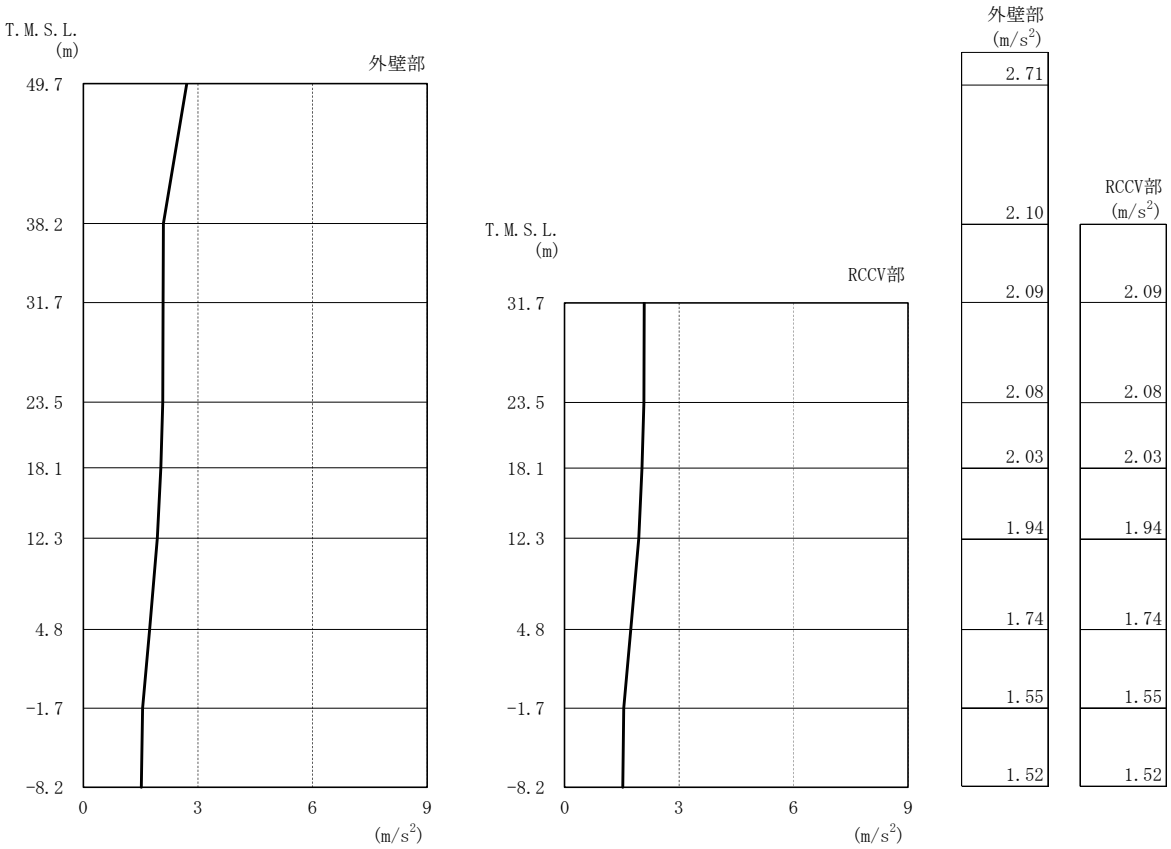


図4－2　最大応答加速度（NS方向）

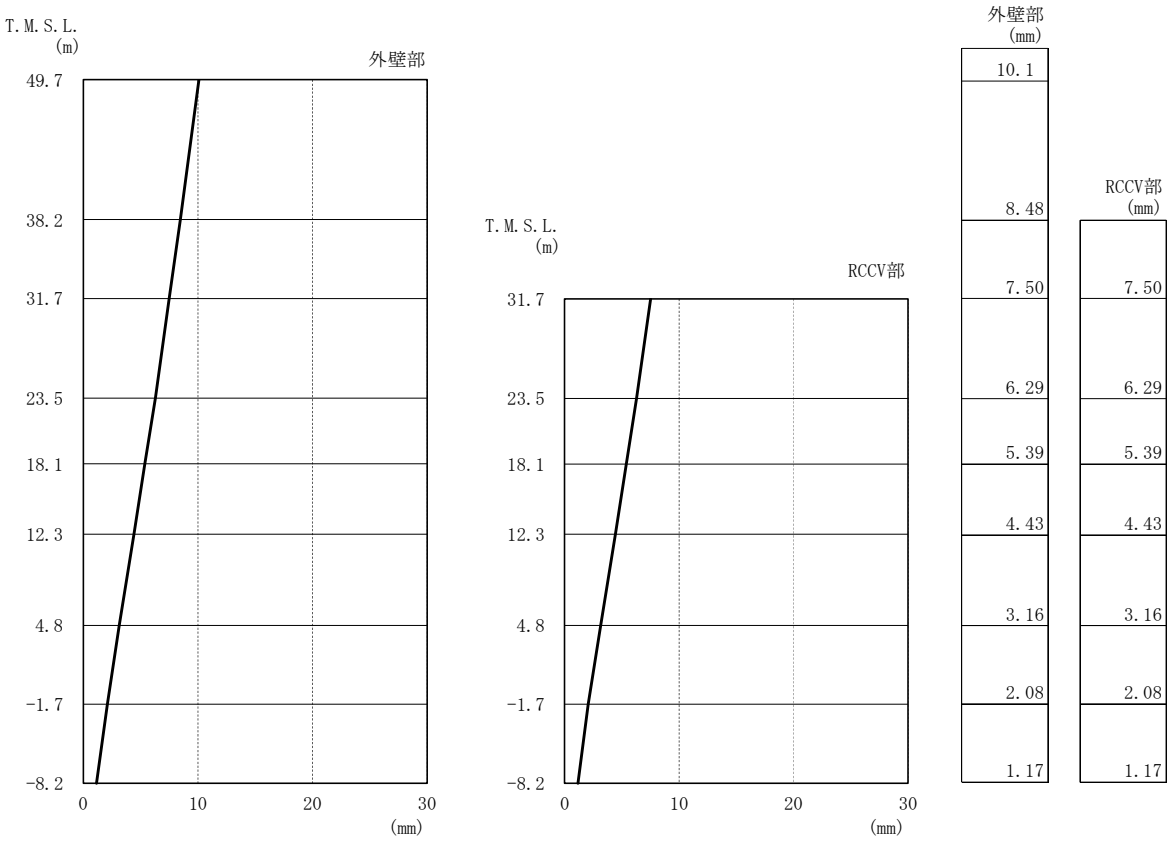


図4－3　最大応答変位（NS方向）

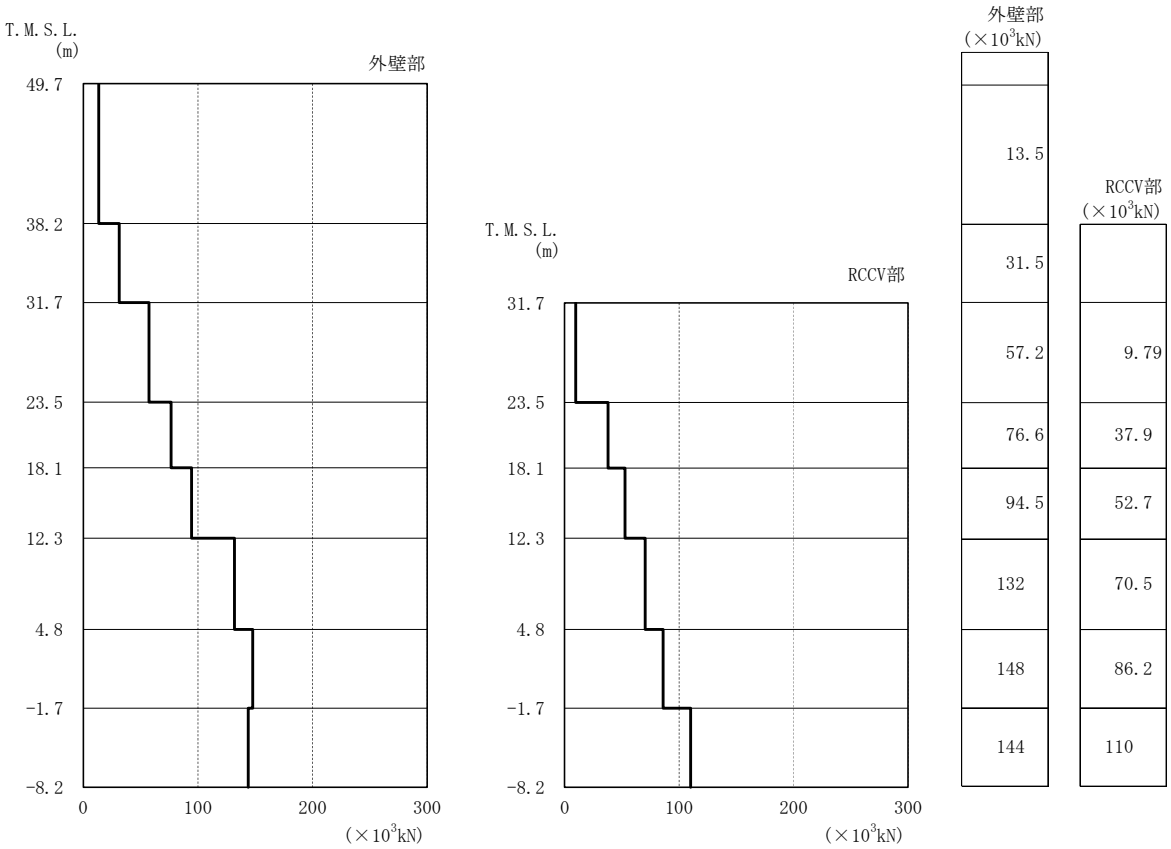


図4－4　最大応答せん断力（NS方向）

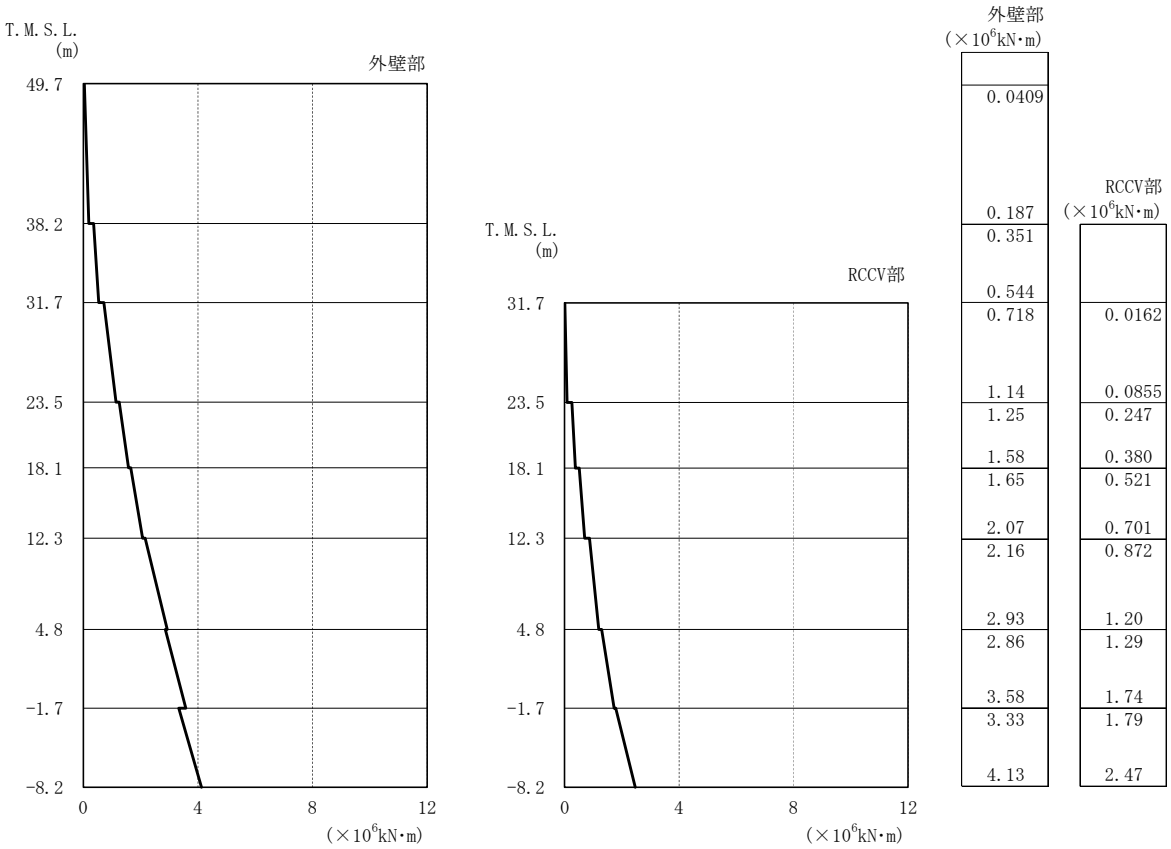


図4－5　最大応答曲げモーメント（NS方向）

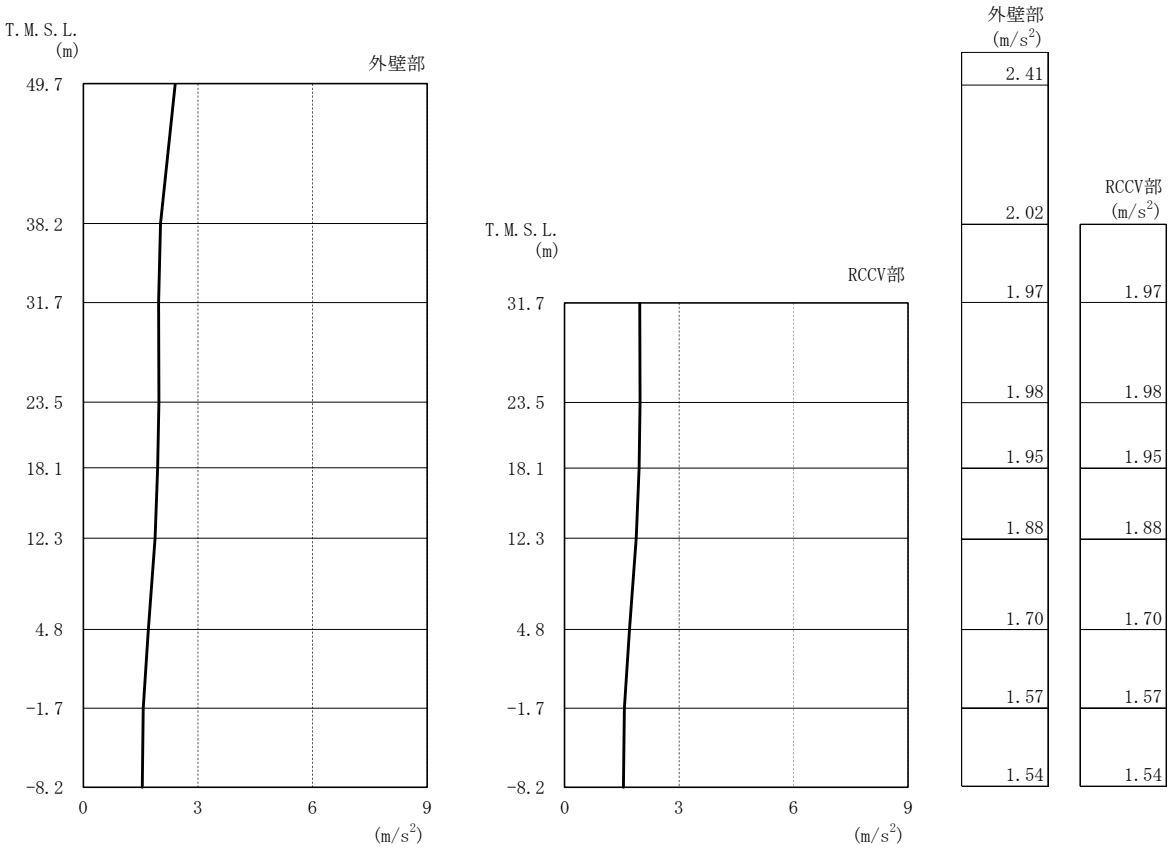


図4－6　最大応答加速度（EW方向）

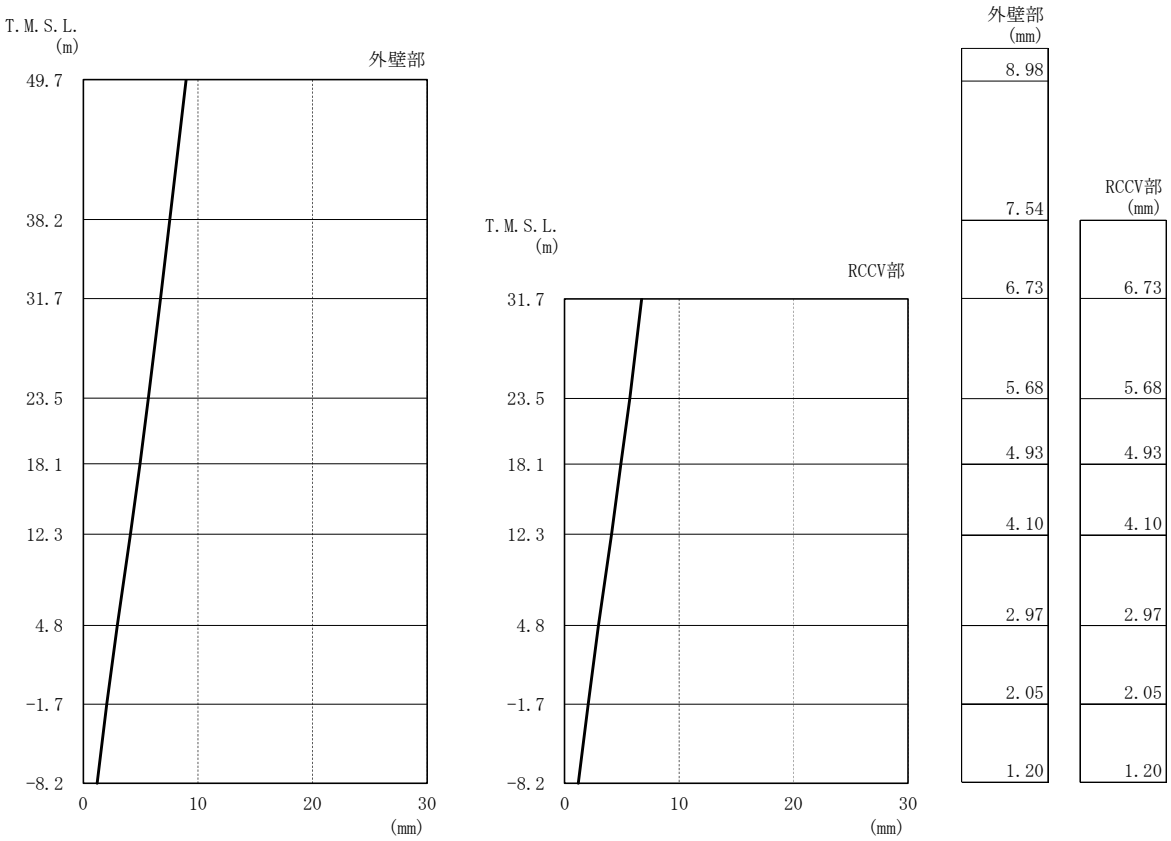


図4－7　最大応答変位（EW方向）

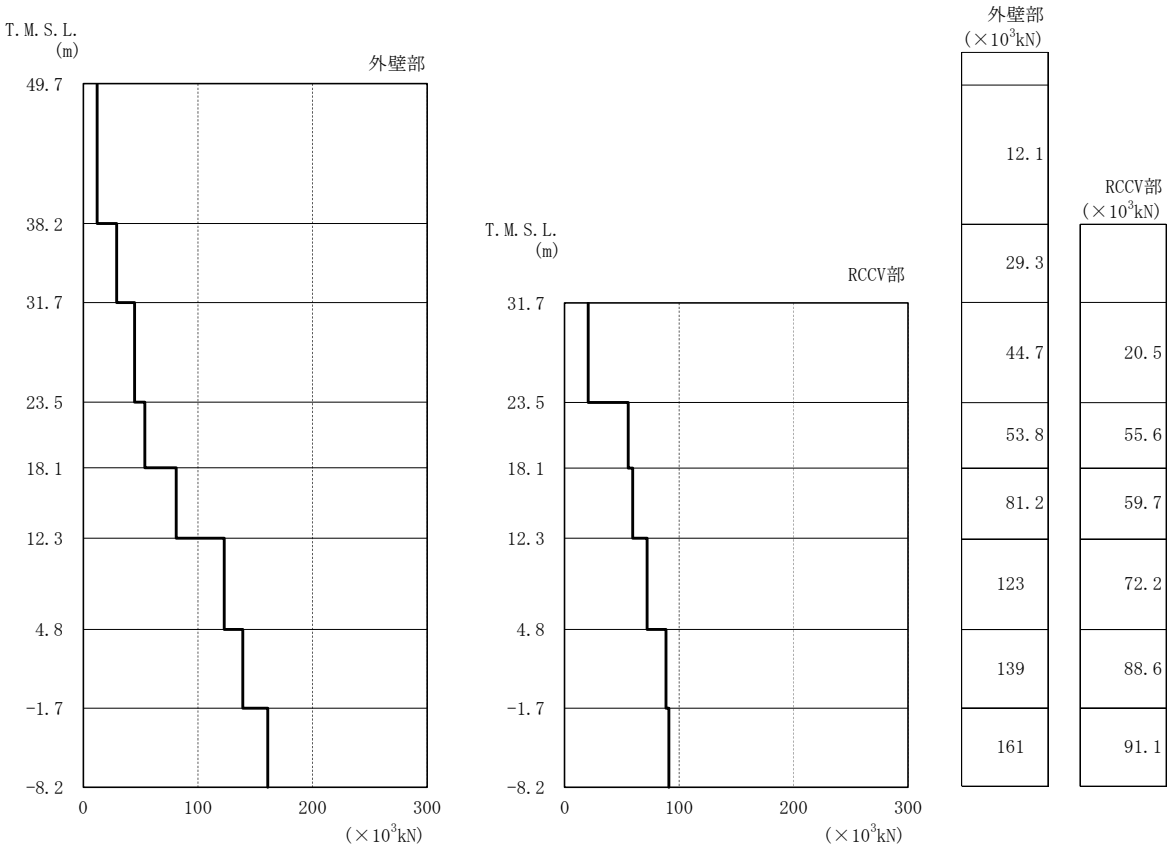


図4－8　最大応答せん断力（EW方向）

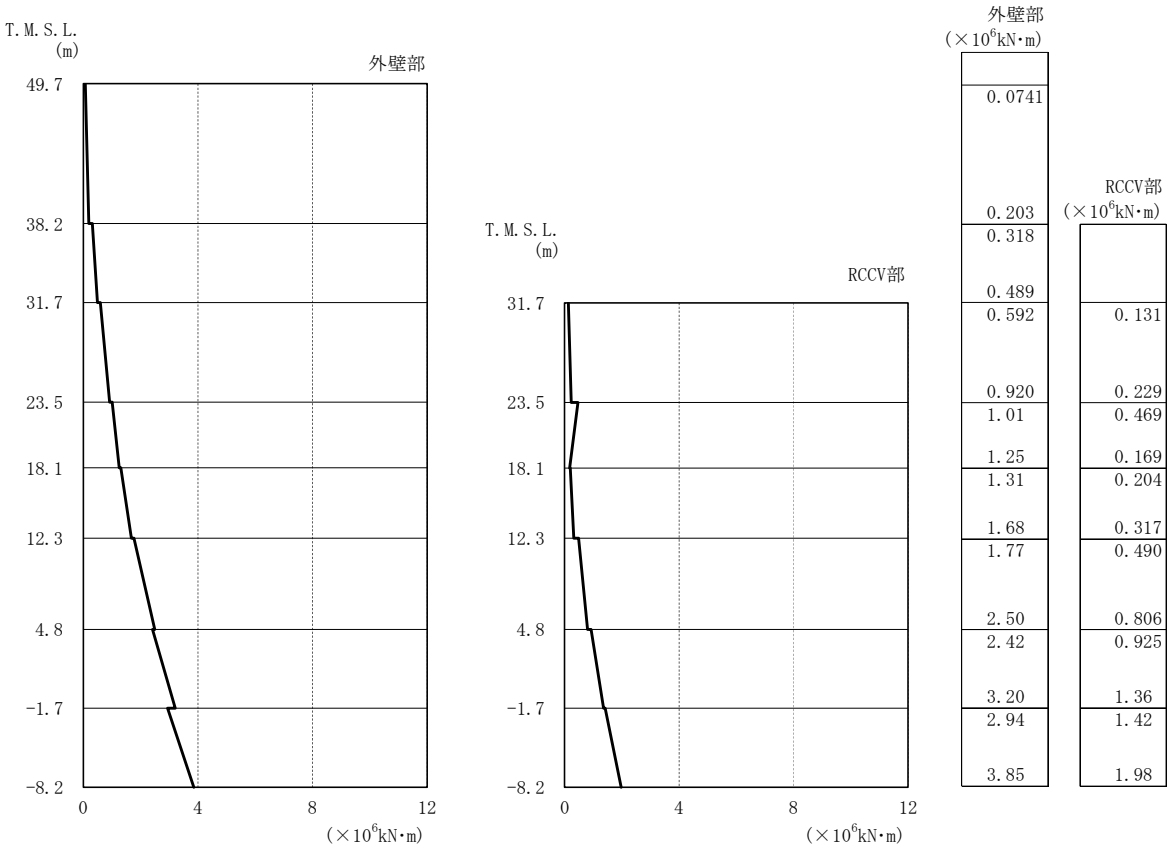


図4－9　最大応答曲げモーメント（EW方向）

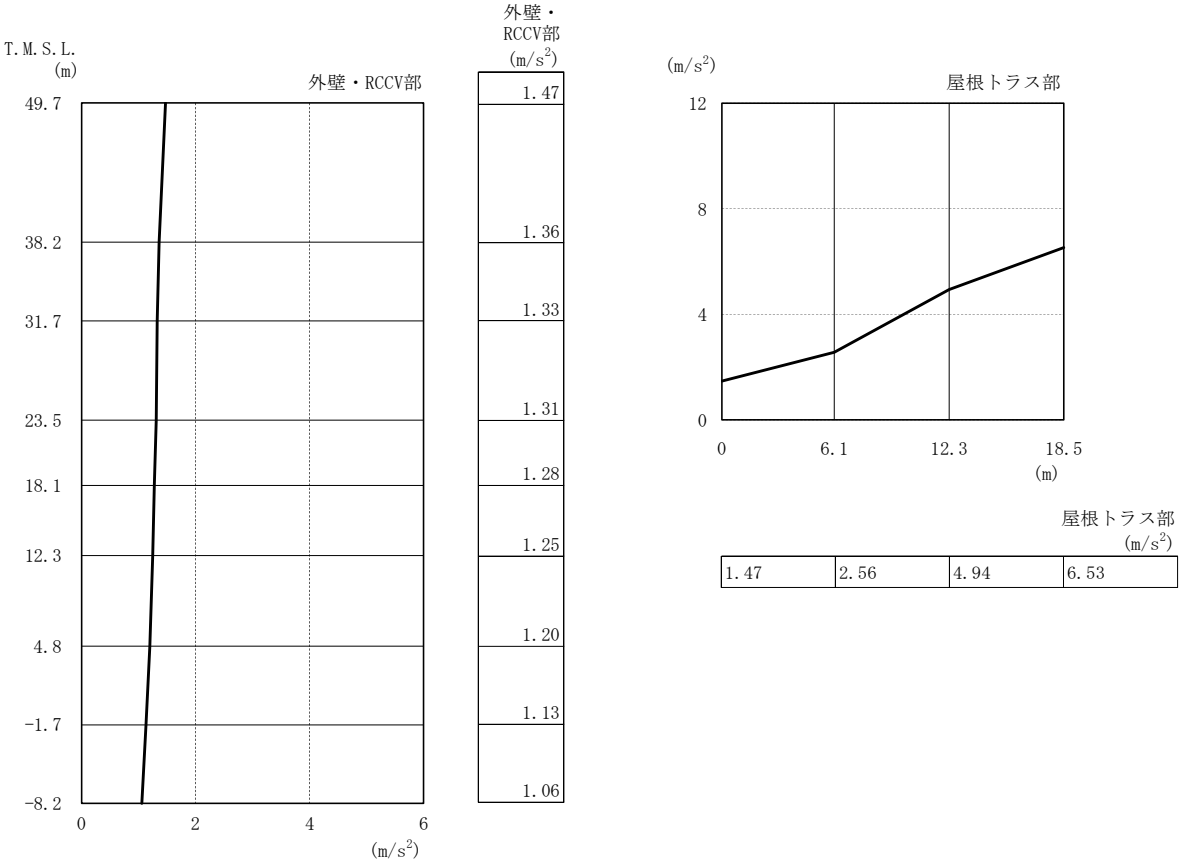
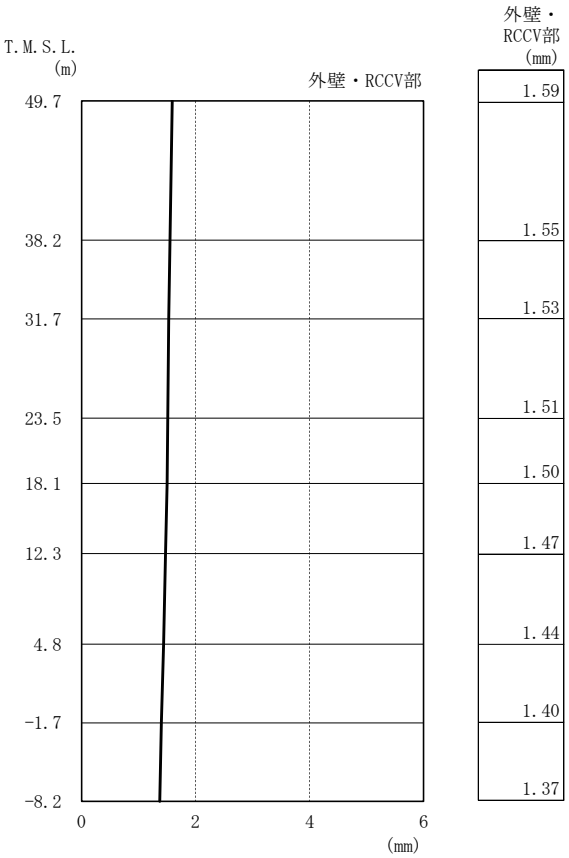
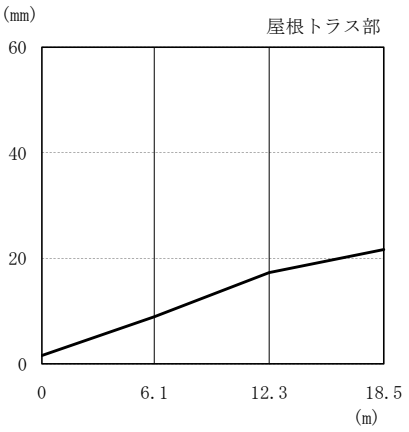


図4－10　最大応答加速度（鉛直方向）





屋根トラス部
(mm)

1.59	8.93	17.3	21.7

図4－11　最大応答変位（鉛直方向）

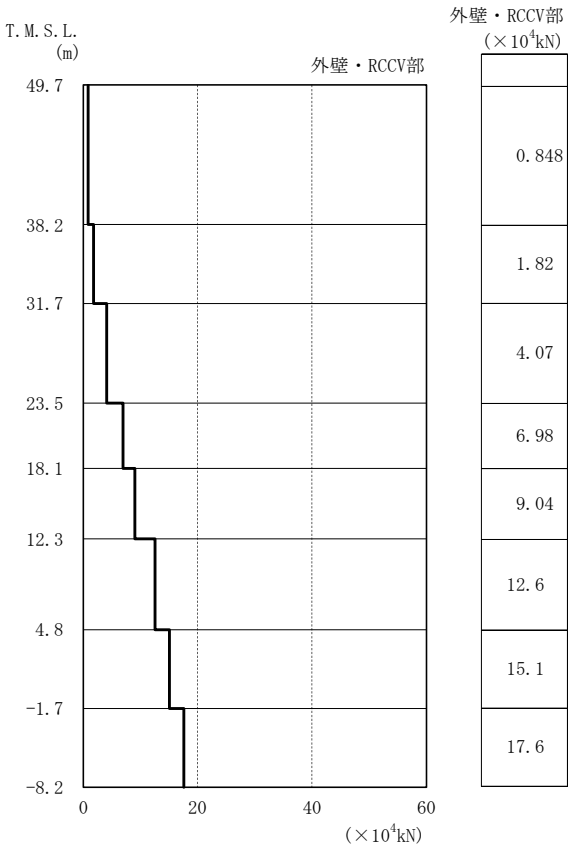


図4－12　最大応答軸力（鉛直方向）

表4－2　耐震壁（外壁部）の最大せん断ひずみ

NS方向

T.M.S.L. (m)	地震応答解析 モデルの部材 番号	最大せん断ひずみ ($\times10^{-3}$)	許容限界 ($\times10^{-3}$)
49.7～38.2	1	0.0275	2.0
38.2～31.7	2	0.0317	
31.7～23.5	3	0.0254	
23.5～18.1	4	0.0483	
18.1～12.3	5	0.0529	
12.3～ 4.8	6	0.0612	
4.8～-1.7	7	0.0675	
-1.7～-8.2	8	0.0541	

注：ハッチングは各層の最大せん断ひずみのうち最も大きい値を表示。

EW方向

T.M.S.L. (m)	地震応答解析 モデルの部材 番号	最大せん断ひずみ ($\times10^{-3}$)	許容限界 ($\times10^{-3}$)
49.7～38.2	1	0.0185	2.0
38.2～31.7	2	0.0200	
31.7～23.5	3	0.0216	
23.5～18.1	4	0.0341	
18.1～12.3	5	0.0407	
12.3～ 4.8	6	0.0572	
4.8～-1.7	7	0.0550	
-1.7～-8.2	8	0.0518	

注：ハッチングは各層の最大せん断ひずみのうち最も大きい値を表示。

表4－3　地震応答解析結果に基づく接地率

方向	最大接地圧 (kN/m^2)	最大転倒モーメント ($\times10^6kN\cdot m$)	最小接地率(%)
NS方向	837	7.10	100
EW方向	824	7.02	100

Ⅴ-3-別添 2-5　タービン建屋の強度計算書

目　　次

1.　概要 ····· 1
2.　基本方針 ····· 2
2.1　位置 ····· 2
2.2　構造概要 ····· 3
2.3　評価方針 ····· 6
2.4　適用規格 ····· 8
3.　強度評価方法及び評価条件 ····· 9
3.1　評価対象部位 ····· 9
3.2　荷重及び荷重の組合せ ····· 10
3.2.1　荷重 ····· 10
3.2.2　荷重の組合せ ····· 12
3.3　許容限界 ····· 13
3.4　解析モデル及び諸元 ····· 16
3.4.1　モデル化の基本方針 ····· 16
3.4.2　解析諸元 ····· 21
3.5　評価方法 ····· 22
3.5.1　屋根スラブの評価方法 ····· 22
3.5.2　鉄骨大ばりの評価方法 ····· 23
3.5.3　耐震壁の評価方法 ····· 26
3.5.4　鉄骨フレームの評価方法 ····· 26
4.　強度評価結果 ····· 27
4.1　屋根スラブの評価結果 ····· 27
4.2　鉄骨大ばりの評価結果 ····· 28
4.3　耐震壁の評価結果 ····· 29
4.4　鉄骨フレームの評価結果 ····· 29

別紙　年超過確率 10^{-2} 相当地震動に対するタービン建屋の地震応答計算書

1. 概要

本資料は，Ⅴ-3-別添 2-1-3「タービン建屋の強度計算の方針」に示すとおり，タービン建屋海水熱交換器区域が降下火砕物及び積雪の堆積時においても，内包する防護すべき施設に降下火砕物を堆積させない機能の維持を考慮して，建屋全体及び建屋の主要な構造部材が構造健全性を維持することを確認するものである。

2.　基本方針

タービン建屋海水熱交換器区域は，Ⅴ-3-別添 2-1-3「タービン建屋の強度計算の方針」の「3.2　機能維持の方針」に示す構造計画を踏まえ，本資料では，「2.1　位置」，「2.2 構造概要」，「2.3　評価方針」及び「2.4　適用規格」を示す。

2.1　位置

タービン建屋海水熱交換器区域は，Ⅴ-3-別添 2-1-3「タービン建屋の強度計算の方針」の「3.2　機能維持の方針」に示す位置に設置する。タービン建屋の配置を図 2－1 に示す。

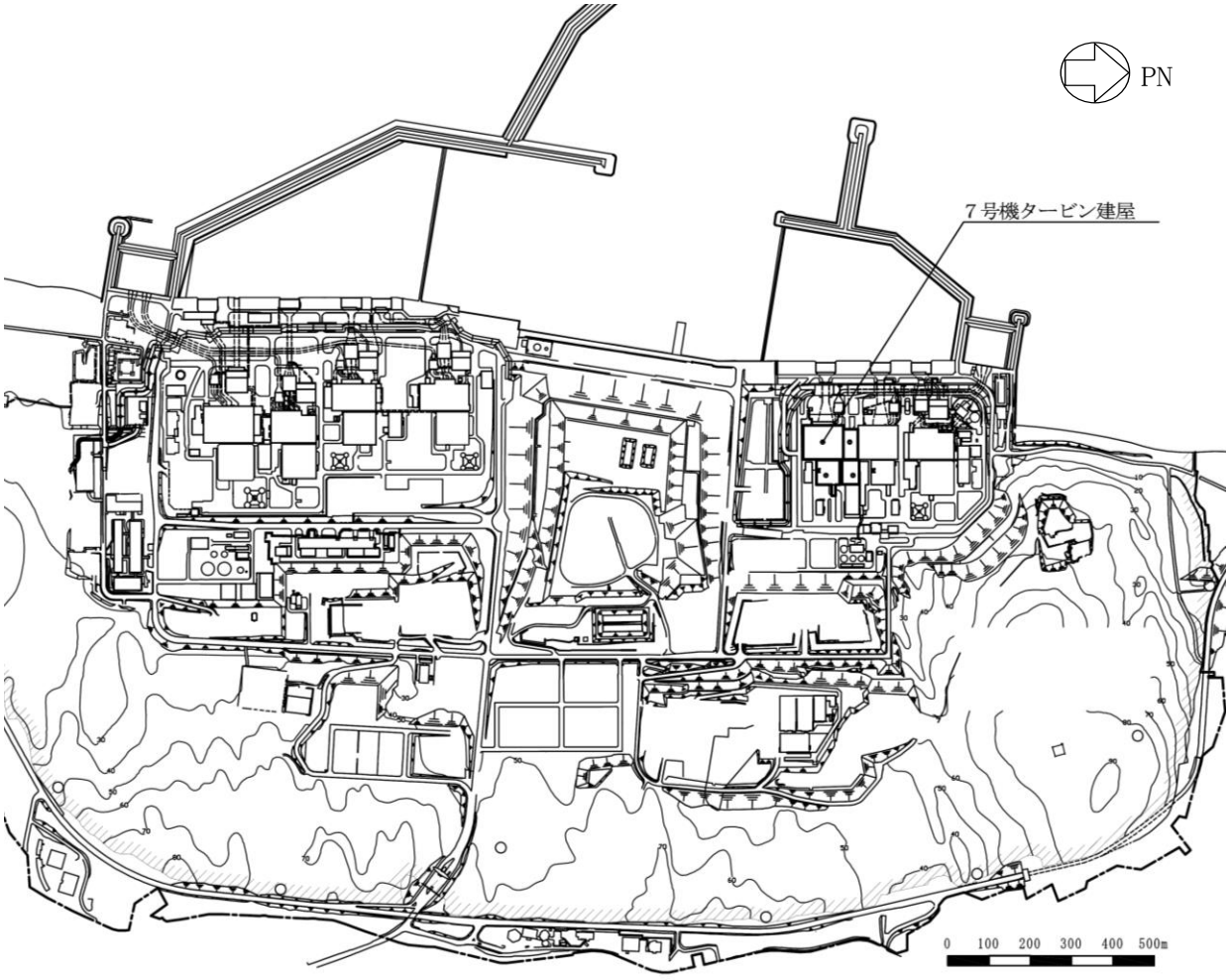


図 2－1　タービン建屋の配置図

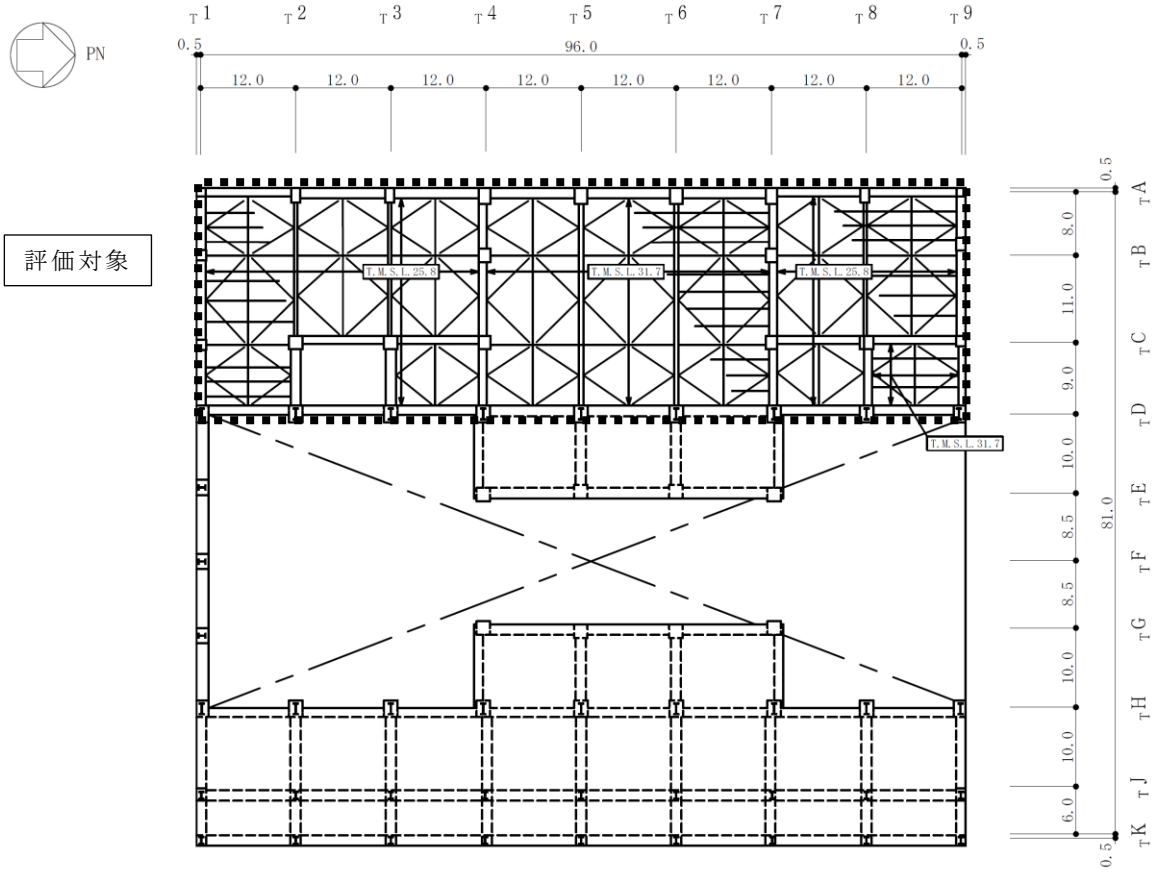
2.2　構造概要

タービン建屋海水熱交換器区域は，Ⅴ-3-別添 2-1-3「タービン建屋の強度計算の方針」の「3.2　機能維持の方針」に示す構造計画を踏まえて，構造を設定する。

タービン建屋は，地上 2 階（一部 3 階），地下 2 階建ての鉄筋コンクリート造を主体とした建物で，屋根部分が鉄骨造となっている。

タービン建屋全体の平面は，地下部分では 97.0m（NS 方向）×82.0m（EW 方向），最上階は 97.0m（NS 方向）×48.9m（EW 方向）である。基礎スラブ底面からの高さは 52.2m であり，地上高さは 32.3m である。なお，タービン建屋海水熱交換器区域は，建屋西側の 97.0m（NS 方向）×28.5m（EW 方向）である。

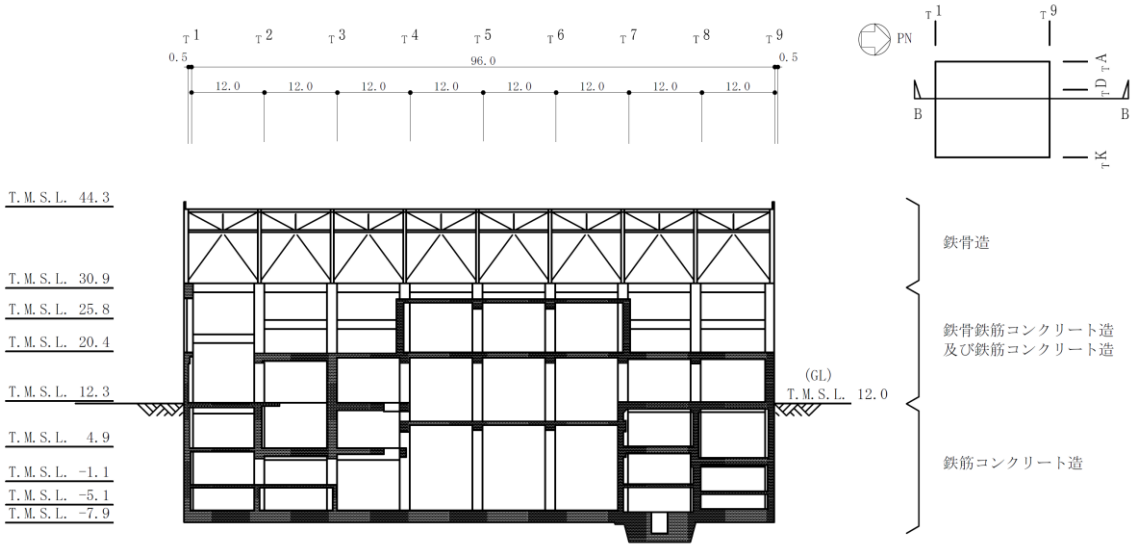
タービン建屋の 3 階及び屋根面の概略平面図を図 2－2 に，概略断面図を図 2－3 に示す。



注：東京湾平均海面（以下「T.M.S.L.」という。）

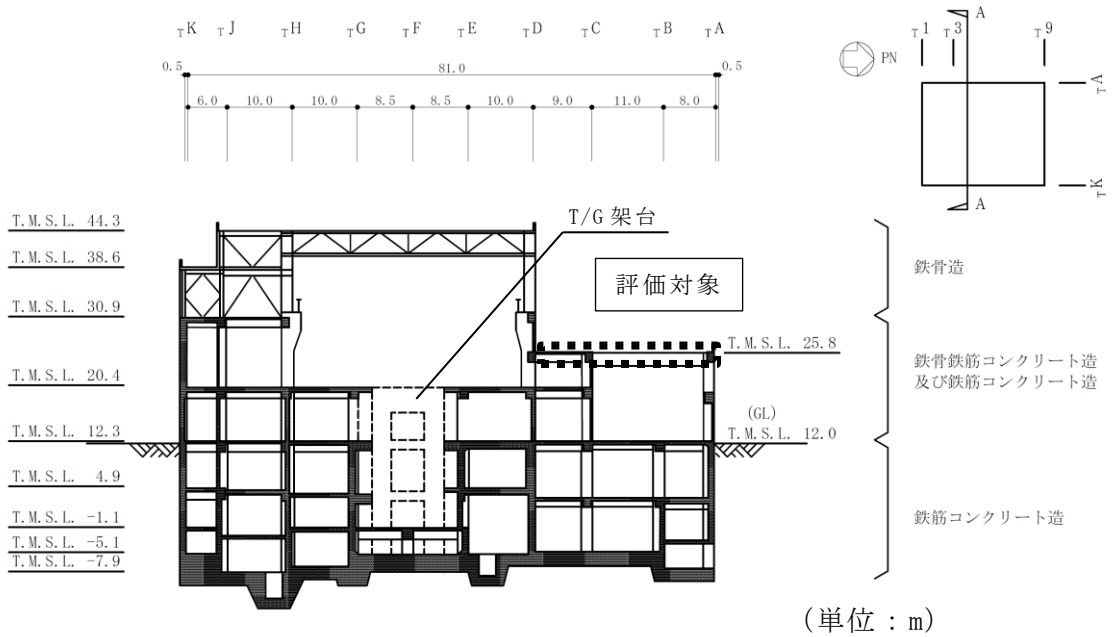
（単位：m）

図2－2　タービン建屋の概略平面図（T.M.S.L.30.9m）



（単位：m）

NS方向断面



（単位：m）

EW 方向断面

図2－3　タービン建屋の概略断面図

2.3　評価方針

タービン建屋海水熱交換器区域の強度評価は，Ⅴ-3-別添 2-1-3「タービン建屋の強度計算の方針」のうち「4.　荷重及び荷重の組合せ並びに許容限界」にて設定している荷重，荷重の組合せ及び許容限界を踏まえて，建屋の評価対象部位に発生する応力等が許容限界に収まることを「3.　強度評価方法及び評価条件」に示す方法及び評価条件を用いて計算し，「4.　強度評価結果」にて確認する。強度評価フローを図 2－4 に示す。

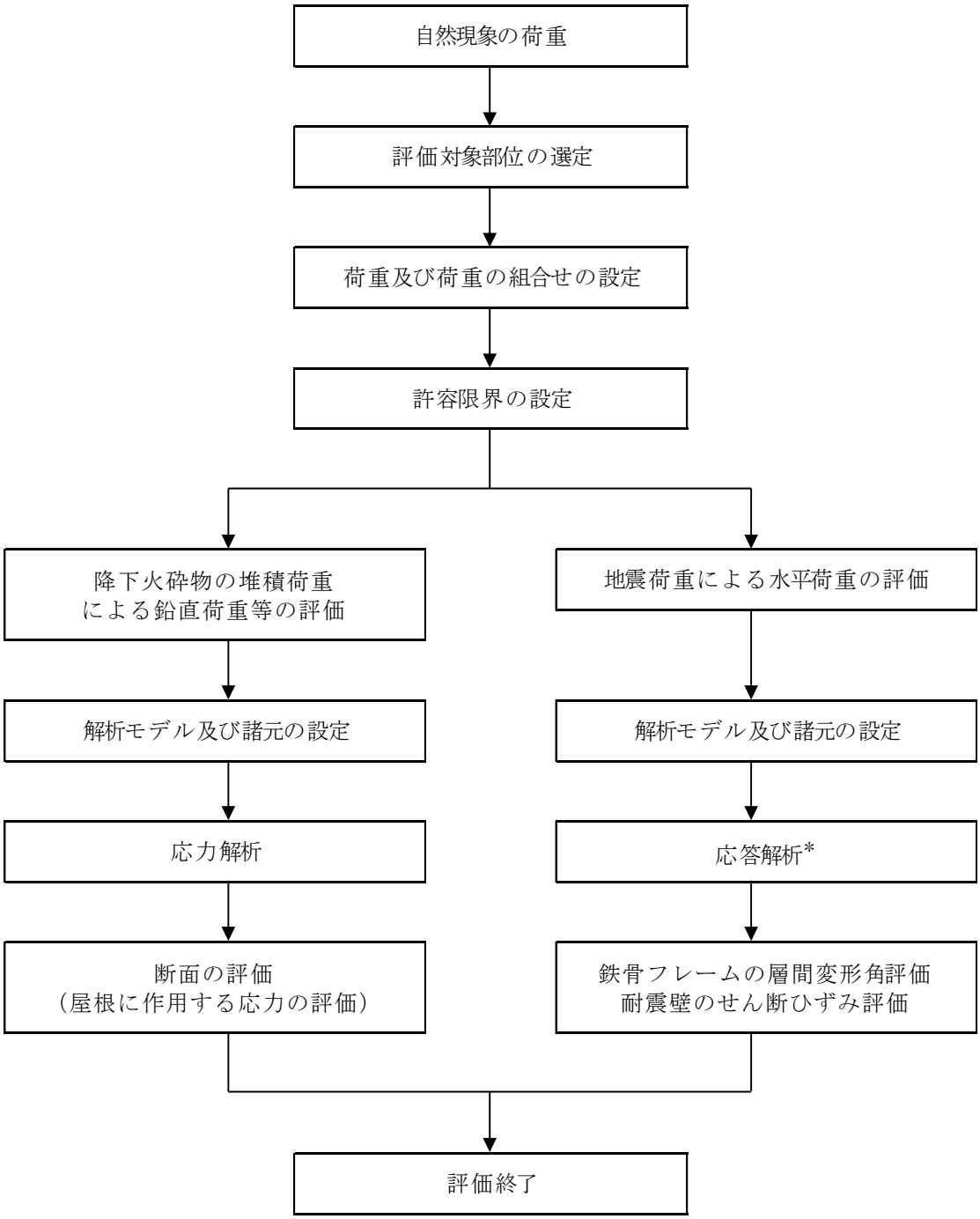
タービン建屋海水熱交換器区域の強度評価においては，その構造を踏まえて降下火砕物堆積による鉛直荷重及びこれに組み合わせる荷重（以下「設計荷重」という。）の作用方向及び伝達過程を考慮し，評価対象部位を選定する。

降下火砕物堆積による鉛直荷重及び設計荷重に対しては，鉛直荷重に抵抗する評価対象部位として，海水熱交換器区域上の屋根スラブ及び鉄骨大ばりを，水平荷重に抵抗する評価対象部位として耐震壁を選定した。また，建屋全体については，水平荷重に抵抗する評価対象部位として耐震壁及び鉄骨フレームを選定した。

設計荷重は，Ⅴ-3-別添 2-1-3「タービン建屋の強度計算の方針」の「4.1　荷重及び荷重の組合せ」に従い設定する。

屋根スラブ，鉄骨大ばり，耐震壁及び鉄骨フレームに作用する荷重は，Ⅴ-3-別添 2-1-3「タービン建屋の強度計算の方針」のうち「5.　強度評価条件及び強度評価方法」に従い，タービン建屋の質点系モデルを用いて評価する。

許容限界は，Ⅴ-3-別添 2-1-3「タービン建屋の強度計算の方針」の「4.2　許容限界」に従い設定する。



注記＊：別紙「年超過確率 10^{-2} 相当地震動に対するタービン建屋の地震応答計算書」に示す。

図 2－4　強度評価フロー

2.4　適用規格

タービン建屋の強度評価に用いる規格・基準を以下に示す。

・建築基準法・同施行令
・新潟県建築基準法施行細則（昭和 35 年 12 月 30 日新潟県規則第 82 号）
・原子力発電所耐震設計技術指針　ＪＥＡＧ　４６０１-1987（日本電気協会）
・原子力発電所耐震設計技術指針　ＪＥＡＧ　４６０１-1991　追補版（日本電気協会）
・鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説　－許容応力度設計法－（日本建築学会，1999 改定）
・原子力施設鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説（日本建築学会，2005 制定）（以下「RC-N 規準」という。）
・鋼構造設計規準－許容応力度設計法－（日本建築学会，2005 改定）（以下「S 規準」という。）
・原子力発電所耐震設計技術指針　重要度分類・許容応力編　ＪＥＡＧ　４６０１・補-1984（日本電気協会）
・各種合成構造設計指針・同解説（日本建築学会，2010 改定）
・2015 年版　建築物の構造関係技術基準解説書（国土交通省国土技術政策総合研究所・国立研究開発法人建築研究所）（以下「技術基準解説書」という。）

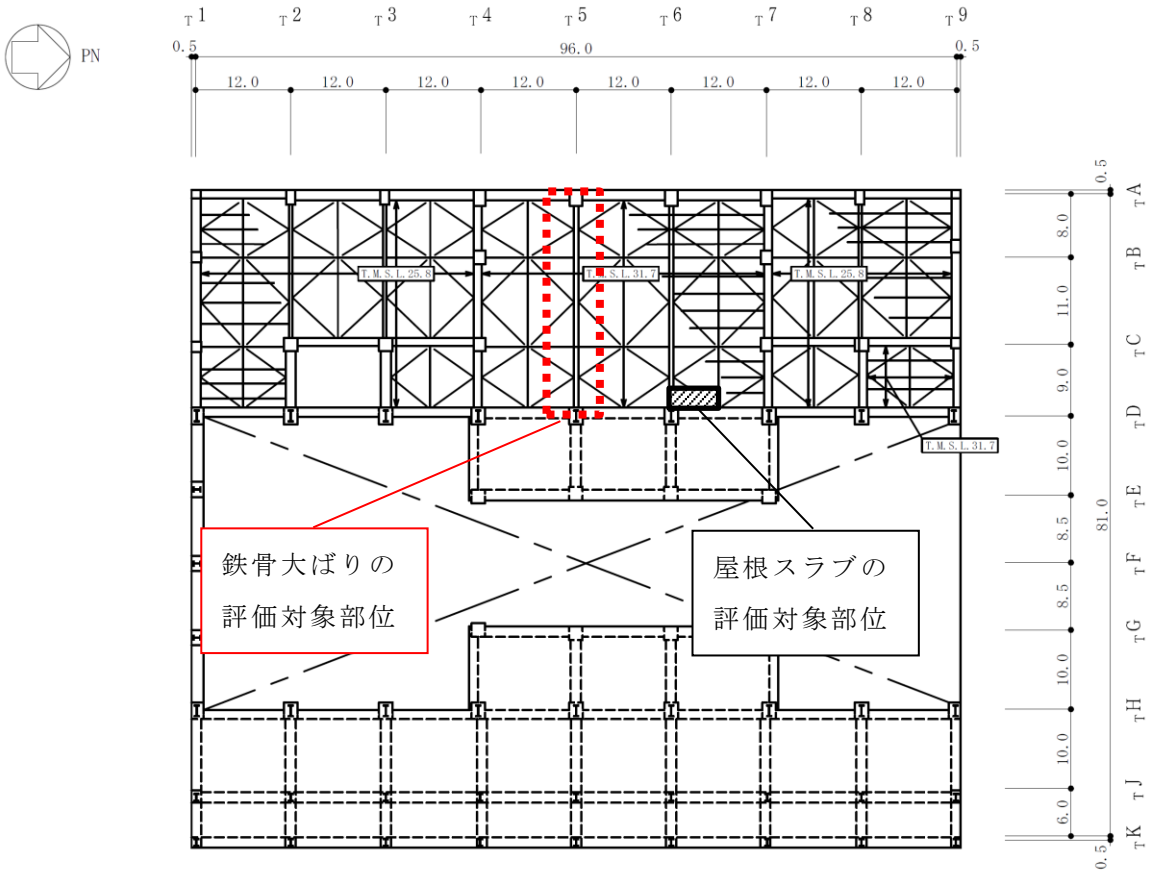
3.　強度評価方法及び評価条件

3.1　評価対象部位

タービン建屋海水熱交換器区域の評価対象部位は，Ⅴ-3-別添 2-1-3「タービン建屋の強度計算の方針」のうち「4.2　許容限界」にて示している評価対象部位に従って，屋根スラブ，鉄骨大ばり及び耐震壁とする。建屋全体については，耐震壁及び鉄骨フレームとする。

なお，屋根スラブの評価については，各断面についてのスラブのスパン，スラブに作用する荷重等を考慮して，検定値が最も大きい部材を選定して示す。屋根スラブの評価対象部位を図 3－1 に示す。

鉄骨大ばりについては，支持スパンが最も大きい T5 フレームを代表して示す。鉄骨大ばりの評価対象部位を図 3－1 に示す。



（単位：m）

図 3－1　屋根スラブの評価対象部位

（T.M.S.L.30.9m）

3.2　荷重及び荷重の組合せ

強度評価に用いる荷重及び荷重の組合せは，Ⅴ-3-別添 2-1-3「タービン建屋の強度計算の方針」の「4.1　荷重及び荷重の組合せ」に示している荷重及び荷重の組合せを用いる。

3.2.1　荷重

(1)　屋根スラブ

a.　鉛直荷重

表 3－1 に鉛直荷重の一覧を示す。屋根スラブに考慮する鉛直荷重は，常時作用する荷重（F_d），降下火砕物による荷重（F_a）及び積雪荷重（F_s，F_{sb}）を考慮する。常時作用する荷重は，固定荷重（G）及び積載荷重（P）とし，平成 3 年 8 月 23 日付け 3 資庁第 6675 号にて認可された工事計画の添付資料Ⅳ-2-9「タービン建屋の耐震性についての計算書」（以下「既工認」という。）に基づき設定する。

降下火砕物による荷重は，湿潤密度 1.5g/cm^3 の降下火砕物が 35cm 堆積した場合の荷重として考慮する。積雪荷重は積雪量 1cm ごとに 29.4N/m^2 とし，柏崎市における 1 日当たりの積雪量の年超過確率 10^{-2} 規模の値 84.3cm が堆積した場合の荷重を主荷重である降下火砕物による荷重に組み合わせる積雪荷重（F_s）とする。また，ベース負荷として日最深積雪量の平均値に当たる 31.1cm による荷重を常時考慮する積雪荷重（F_{sb}）として考慮する。

表 3－1　鉛直荷重一覧（屋根スラブ　T.M.S.L.31.7m）

常時作用する荷重（F_d）	固定荷重（G）	屋根スラブ	1.817　kN/m^2
	積載荷重（P）		0.5884　kN/m^2
降下火砕物による荷重（F_a）			5.148　kN/m^2
積雪荷重	年超過確率 10^{-2}（F_s）		2.478　kN/m^2
	常時考慮する積雪荷重（F_{sb}）		0.9143　kN/m^2

b.　地震荷重

屋根スラブに考慮する地震荷重（F_k）は，別紙「年超過確率 10^{-2} 相当地震動に対するタービン建屋の地震応答計算書」に示す地震応答解析から得られる屋根スラブレベル（T.M.S.L.31.7m）の鉛直方向最大応答加速度より鉛直震度を算定する。

(2)　鉄骨大ばり

a．鉛直荷重

表 3－2 に鉛直荷重の一覧を示す。鉄骨大ばりに考慮する鉛直荷重は，常時作用する荷重（F_d），降下火砕物による荷重（F_a）及び積雪荷重（F_s，F_{sb}）を考慮する。常時作用する荷重は，固定荷重（G）及び積載荷重（P）とし，「既工認」に基づき設定する。ただし，屋根スラブはルーフブロック等を撤去したため，その重量も反映する。

降下火砕物による荷重は，湿潤密度 1.5g/cm^3 の降下火砕物が 35cm 堆積した場合の荷重として考慮する。積雪荷重は積雪量 1cm ごとに 29.4N/m^2 とし，柏崎市における 1 日当たりの積雪量の年超過確率　10^{-2} 規模の値 84.3cm が堆積した場合の荷重を主荷重である降下火砕物による荷重に組み合わせる積雪荷重（F_s）とする。また，ベース負荷として日最深積雪量の平均値に当たる 31.1cm による荷重を常時考慮する積雪荷重（F_{sb}）として考慮する。

表 3－2　鉛直荷重一覧（鉄骨大ばり）

常時作用する荷重（F_d）	固定荷重（G）	屋根スラブ	1.817　kN/m^2
		トラス鋼材	76.98　kN/m^3
	積載荷重（P）		0.5884　kN/m^2
降下火砕物による荷重（F_a）			5.148　kN/m^2
積雪荷重	年超過確率 10^{-2}（F_s）		2.478　kN/m^2
	常時考慮する積雪荷重（F_{sb}）		0.9143　kN/m^2

b.　地震荷重

屋根トラスに考慮する地震荷重（F_k）のうち，水平地震荷重は，別紙「年超過確率 10^{-2} 相当地震動に対するタービン建屋の地震応答計算書」に示す地震応答解析結果により得られた最大応答せん断力を用いて設定する。また，鉛直地震荷重は，別紙「年超過確率 10^{-2} 相当地震動に対するタービン建屋の地震応答計算書」に示す地震応答解析結果により得られた最大鉛直加速度より鉛直震度を算定する。

(3)　耐震壁

耐震壁の評価に考慮する荷重は，別紙「年超過確率10^{-2}相当地震動に対するタービン建屋の地震応答計算書」に示す。

(4) 鉄骨フレーム

鉄骨フレームの評価に考慮する荷重は，別紙「年超過確率10^{-2}相当地震動に対するタービン建屋の地震応答計算書」に示す。

3.2.2 荷重の組合せ

荷重の組合せを表3－3に示す。

ケース１は，従荷重として地震荷重を組み合わせ，鉛直荷重と水平荷重を用いて評価するため，屋根スラブ，鉄骨大ばり及び耐震壁を評価対象とする。ケース２は,従荷重として積雪荷重を組み合わせ,鉛直荷重のみを用いて評価するため,屋根スラブ及び鉄骨大ばりを評価対象とする。

表3－3 荷重の組合せ

考慮する荷重の組合せ	荷重					
	常時作用する荷重（F_d）		主荷重	従荷重		ベース負荷
	固定荷重	積載荷重	降下火砕物による荷重（F_a）	地震荷重（F_k）	積雪荷重（F_s）	常時考慮する積雪荷重（F_{sb}）
ケース１	○	○	○	○	—	○
ケース２	○	○	○	—	○	○

注：「○」は考慮する荷重を示す。

3.3　許容限界

タービン建屋海水熱交換器区域の許容限界はⅤ-3-別添 2-1-3「タービン建屋の強度計算の方針」の「4.2　許容限界」にて設定している許容限界に従って，「3.1　評価対象部位」にて設定している建屋の評価対象部位ごとに設定する。

屋根スラブ，鉄骨大ばり及び耐震壁は，構造健全性を維持する設計とすることを構造強度設計上の性能目標としているため，終局耐力に対して妥当な安全裕度を有する許容限界として設定する。

屋根スラブ，鉄骨大ばり，耐震壁及び鉄骨フレームの許容限界を表 3－4 に，鉄骨大ばり鋼材の弾性限強度を表 3－5 に，デッキプレートの弾性限強度を表 3－6 に示す。

表 3－4　許容限界

要求機能	機能設計上の性能目標	部位		構造健全性維持のための考え方	許容限界（評価基準値）
―	内包する防護すべき施設に波及的影響を及ぼさないこと	屋根	屋根スラブ	内包する防護すべき施設に波及的影響を及ぼさないために落下しないことを確認	「合成構造指針」に基づく弾性限強度*2
			鉄骨大ばり		「S規準」に基づく弾性限強度*3
		耐震壁*1		最大せん断ひずみが波及的影響を及ぼさないための許容限界を超えないことを確認	せん断ひずみ 4.0×10^{-3}
		鉄骨フレーム		最大層間変形角が波及的影響を及ぼさないための許容限界を超えないことを確認	層間変形角 1/30*4

注記＊1 ：建屋全体としては，地震力を主に耐震壁で負担する構造となっており，柱，はり，間仕切壁等が耐震壁の変形に追従すること，また，全体に剛性の高い構造となっており複数の耐震壁間の相対変形が小さく床スラブの変形が抑えられるため，各層の耐震壁の最大せん断ひずみが許容限界を満足していれば，建物・構築物に要求される機能は維持される。また，別紙「年超過確率 10^{-2} 相当地震動に対するタービン建屋の地震応答計算書」にて補助壁を耐震要素とした地震応答解析を行っているため，評価対象部位には補助壁を含む。

＊2 ：弾性限強度として「合成構造指針」のＦ値に「技術基準解説書」に基づき 1.1 倍の割増しを考慮する。

＊3 ：弾性限強度として「S 規準」のＦ値に「技術基準解説書」に基づき 1.1 倍の割増しを考慮する。

＊4 ：「震災建築物の被災度区分判定基準及び復旧技術指針（(財) 日本建築防災協会)」を参考に許容限界を設定している。なお，被災度区分判定基準においては，柱の残留傾斜角が 1/30 を超えた場合に大破と判定しているが，保守的に最大層間変形角を用いて評価を行う。

表 3－5　鋼材の弾性限強度

（単位：N/mm^2）

材　料	板　厚	基準強度 F 値	弾性限強度		
			圧縮* 引張	曲げ*	せん断
SS41（SS400相当）	t≦40mm	235	258	258	135
SM41A（SM400A相当）	t≦40mm	235	258	258	135
SM50A（SM490A相当）	t≦40mm	325	357	357	187

注記＊：「技術基準解説書」に基づき，F 値に1.1倍の割増しを考慮する。ただし，圧縮及び曲げ終局強度に対しては上限値であり，座屈長さ等を勘案して設定する。

表 3－6　デッキプレートの弾性限強度

（単位：N/mm^2）

材料	厚さ	基準強度 F 値	弾性限強度*
SS400	2.3mm	235	258

注記＊：「技術基準解説書」に基づき，F 値に1.1倍の割増しを考慮する。

3.4　解析モデル及び諸元

3.4.1　モデル化の基本方針

(1)　屋根スラブ

屋根スラブはデッキ構造スラブ用デッキプレートにより全荷重を負担している。このため，もやで支持された 1 方向スラブとして単位幅を取り出し，等分布荷重を受ける 2 スパンの連続ばりとしてデッキプレートの応力を算定する。なお，屋根スラブは，単一断面であり，屋根面に作用する等分布荷重は屋根面全体で均一であることから，支持スパンの長い部位を対象に評価を行う。

屋根スラブの評価モデル図を図 3－2 に，評価対象部位の位置を図 3－3 に，検討条件を表 3－7 に示す。また，デッキプレートの断面図を図 3－4 に示す。

【2 スパンの連続ばり】

・中央モーメント　$M_{x2} = \dfrac{w L^2}{8}$

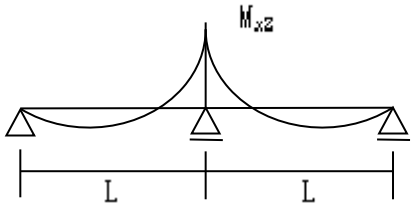


図 3－2　屋根スラブの評価モデル

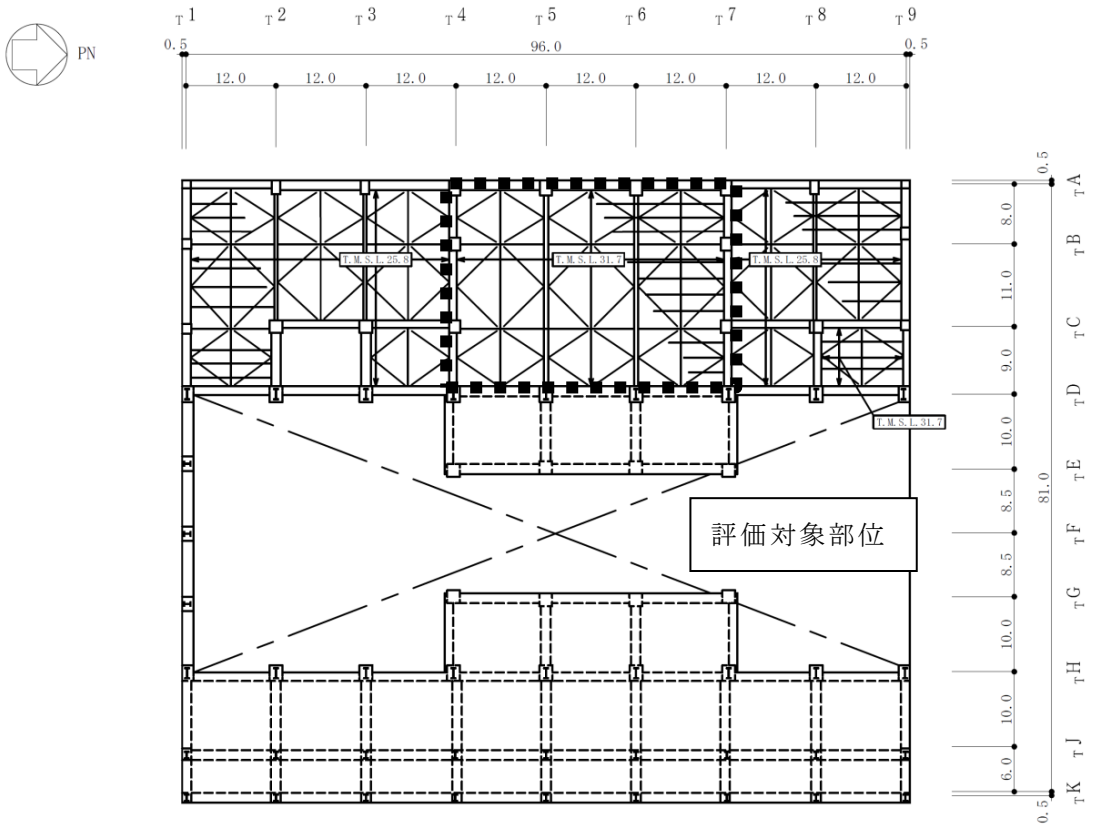


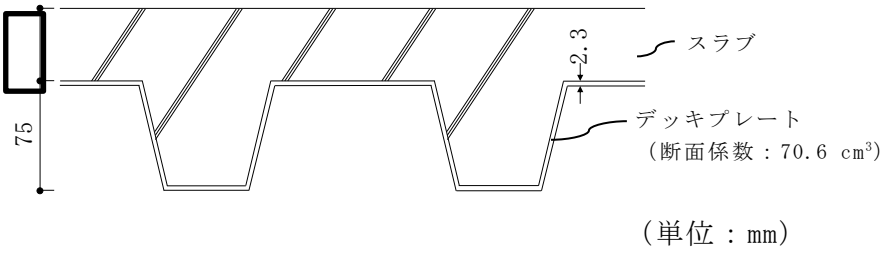
図 3－3　屋根スラブの評価部位の位置（T.M.S.L.30.9m）

表 3－7　屋根スラブの検討条件

評価対象部位*1	スラブ厚*2 (mm)	支持スパン (m)	デッキプレート厚 (mm)	断面係数 (cm^3)
T.M.S.L.31.7m	□	2.76	2.3	70.6

注記＊1 ：支持スパンの長い部位を記載。

＊2 ：デッキ構造スラブのため，全荷重をデッキプレートで負担する。なお，コンクリートのスラブ厚は□mm である。



（単位：mm）

図 3－4　デッキプレートの断面図

(2)　鉄骨大ばり

応力解析は，2 次元フレームモデルを用いた弾性応力解析を実施する。解析に使用するコードは「Ｈｙｐｅｒ　Ｓｔａｔｉｃｓ　ａｎｄ　Ｄｙｎａｍｉｃｓ」である。なお，解析コードの検証及び妥当性確認等の概要については，Ⅴ-3「強度に関する説明書　別紙　計算機プログラム（解析コード）の概要」に示す，モデル化範囲は，鉄骨大ばりのスパンが最も長くなる T5 フレームとする。

応力解析モデルは，T.M.S.L.12.3m より上部の耐震壁，柱，はり，屋根トラスをモデル化した解析モデルを用いる。

解析モデル図を図 3－5 に，部材リストを表 3－8 に示す。

解析モデルに使用する要素は，はり要素，トラス要素及び壁エレメント要素とする。また，解析モデルの脚部は固定とする。解析モデルの節点数は 71，要素数は 108 である。

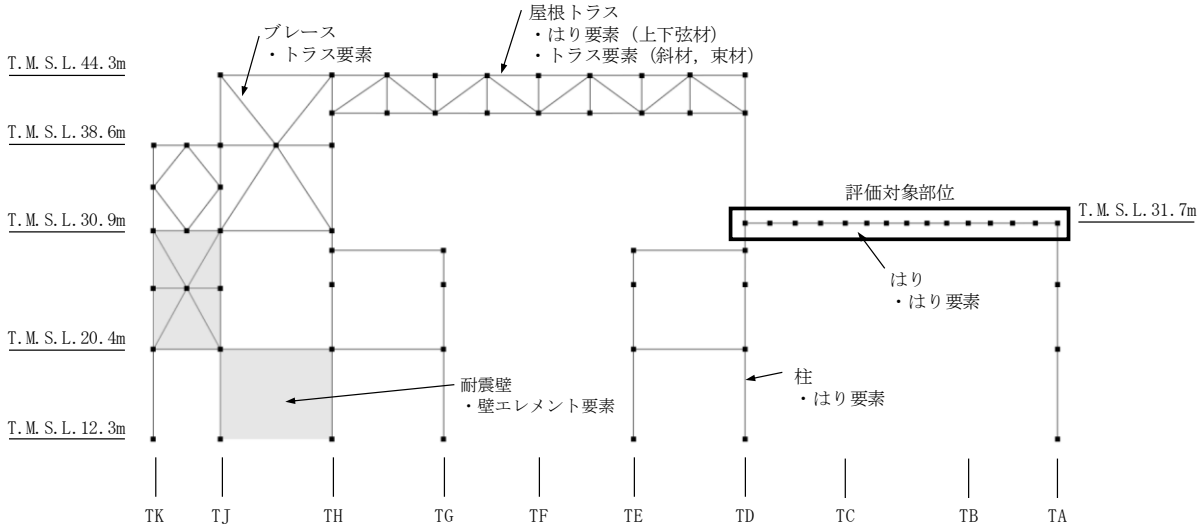


図 3－5　鉄骨大ばりの解析モデル（T5 フレーム）

表 3－8　部材リスト（評価対象部位）

部位	使用部材	材質	断面積 （$\times 10^2 mm^2$）	断面二次 モーメント （$\times 10^6 mm^4$）
鉄骨大ばり	BH-2000×500×25×36	SM50A	842	49650

(3)　耐震壁

耐震壁は，別紙「年超過確率 10^{-2} 相当地震動に対するタービン建屋の地震応答計算書」に示す地震応答解析モデルを用いて評価する。地震応答解析モデルを図 3－6 に示す。また，RC 部材の部材番号を表 3－9 に示す。

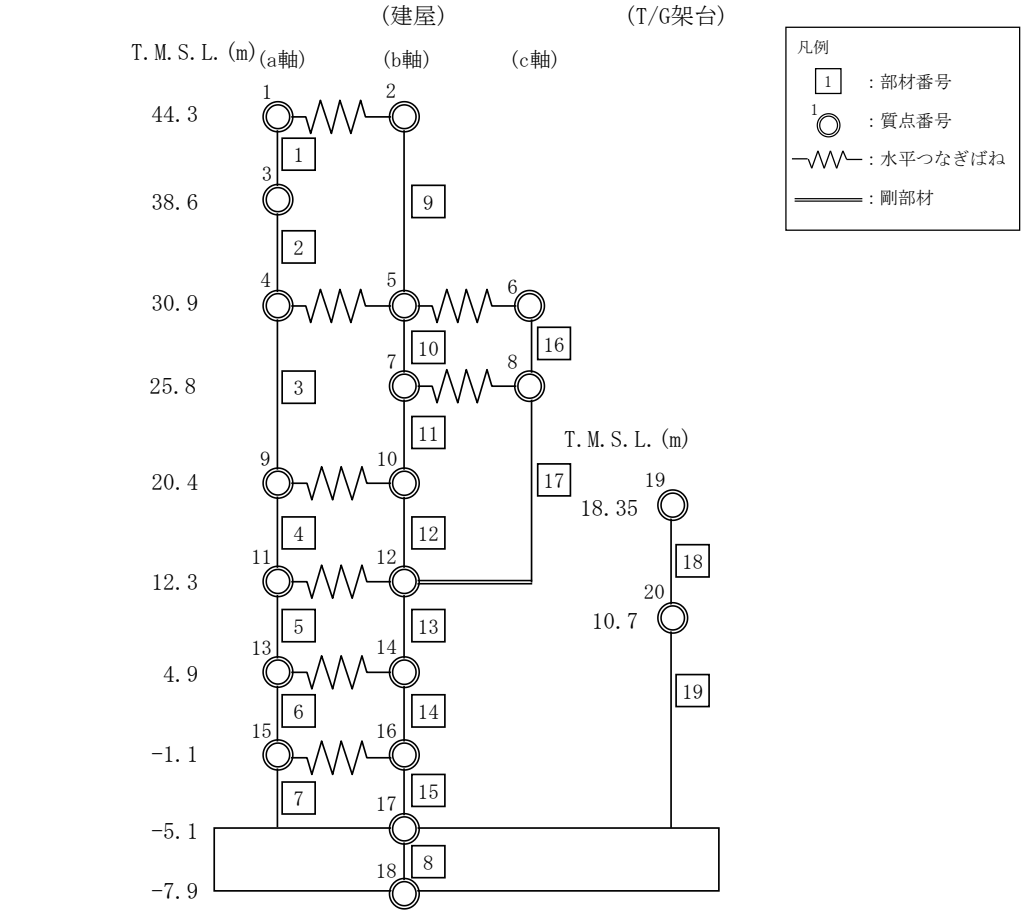
(4) 鉄骨フレーム

鉄骨フレームは，別紙「年超過確率 10^{-2} 相当地震動に対するタービン建屋の地震応答計算書」に示す地震応答解析モデルを用いて評価する。地震応答解析モデルを図 3－6 に示す。また，S 部材の部材番号を表 3－9 に示す。

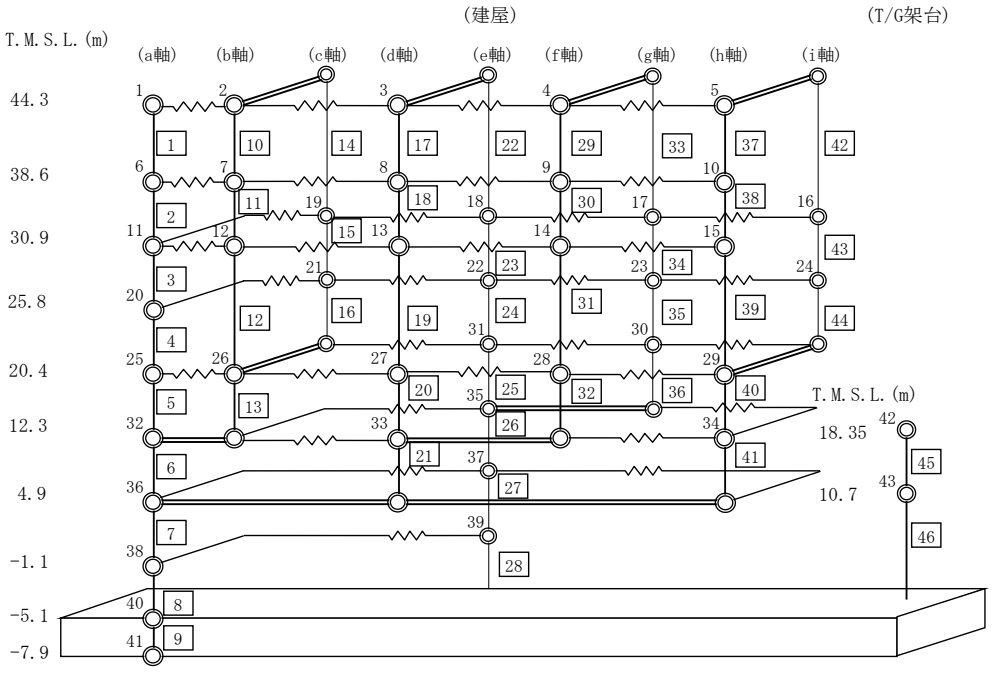
表 3－9　各部材のモデル化*

方向	RC 部材	S 部材
NS	3, 4, 5, 6, 7, 10, 11, 12, 13, 14, 15	1, 2, 9, 16
EW	3, 4, 5, 6, 7, 8, 12, 13, 16, 19, 20, 21, 23, 24, 25, 26, 27, 28, 31, 32, 34, 35, 36, 39, 40, 41, 43, 44	1, 2, 10, 11, 17, 18, 29, 30, 37, 38

注記＊：線形でモデル化している部材を除く。



NS 方向



EW 方向

図 3－6　地震応答解析モデル（水平方向）

3.4.2　解析諸元

使用材料の物性値を表 3－10 示す。

表 3－10　使用材料の物性値

使用材料	ヤング係数 E (N/mm^2)	せん断弾性係数 G (N/mm^2)
鉄筋コンクリート	28800	12000
鉄骨	205000	79000

3.5　評価方法

3.5.1　屋根スラブの評価方法

(1)　応力解析方法

a.　荷重ケース

降下火砕物堆積時の応力は，単独荷重による応力を組み合わせて求める。

単独荷重の記号を以下に示す。また，鉛直震度算定のための最大鉛直加速度は,別紙「年超過確率10^{-2}相当地震動に対するタービン建屋の地震応答計算書」に示す地震応答解析結果により設定する。最大鉛直加速度及び鉛直震度を表3－11に示す。

F_d　：常時作用する荷重

F_a　：降下火砕物による荷重

F_k　：地震荷重（鉛直方向）

F_s　：積雪荷重（地震時以外）

F_{sb}　：積雪荷重（常時）

表3－11　最大鉛直加速度及び鉛直震度

T.M.S.L. (m)	階	最大鉛直 加速度 (m/s^2)	鉛直震度
31.7	RF	1.57	0.16

b.　荷重の組合せケース

荷重の組合せケースを表3－12に示す。

表3－12　荷重の組合せケース（屋根スラブ）

組合せケース	荷重の組合せ
ケース１	$F_d＋F_a＋F_k＋F_{sb}$
ケース２	$F_d＋F_a＋F_s＋F_{sb}$

(2)　断面の評価方法

タービン建屋の屋根スラブはデッキ構造スラブであるため，曲げモーメントに対してのみ評価する。

曲げモーメントに対する断面の評価は，次式をもとに計算した評価対象部位に生じる曲げモーメントによるデッキプレートの引張応力度が，許容限界を超えないことを確認する。

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

ここで，

σ_t ：デッキプレートの引張応力度（N/mm^2）

M　：曲げモーメント（N･mm）

Z　：デッキプレートの断面係数（mm^3）

3.5.2　鉄骨大ばりの評価方法

(1)　応力解析方法

鉄骨大ばりについては，2 次元フレームモデルを用いた弾性応力解析により得られた部材の応力を評価する。

a.　荷重ケース

降下火砕物堆積時の応力は，次の荷重を 2 次元フレームモデルに入力して求める。荷重の記号を以下に示す。

F_d　：常時作用する荷重

F_a　：降下火砕物による荷重

F_{kH} ：地震荷重（水平方向）

F_{kV} ：地震荷重（鉛直方向）

F_s　：積雪荷重（地震時以外）

F_{sb} ：積雪荷重（常時）

b.　荷重の組合せケース

荷重の組合せケースを表 3－13 に示す。ケース１において，地震荷重の水平方向（F_{kH}）と鉛直方向（F_{kV}）は，組合せ係数法により組み合わせる。なお，鉛直方向地震荷重については，屋根部の応力及び変形が大きくなる下向き荷重のみを考慮する。

表 3－13　荷重の組合せケース（鉄骨大ばり）

組合せケース	地震荷重の組合せ係数	荷重の組合せ
ケース１	水平＋1.0，鉛直＋0.4	$F_d + F_a + F_{sb} + F_{kH} + 0.4F_{kV}$
	水平－1.0，鉛直＋0.4	$F_d + F_a + F_{sb} - F_{kH} + 0.4F_{kV}$
	水平＋0.4，鉛直＋1.0	$F_d + F_a + F_{sb} + 0.4F_{kH} + F_{kV}$
	水平－0.4，鉛直＋1.0	$F_d + F_a + F_{sb} - 0.4F_{kH} + F_{kV}$
ケース２	―	$F_d + F_a + F_s + F_{sb}$

注：地震荷重の水平方向は EW 方向を示し，＋は E から W への荷重，－は W から E への荷重を示す。

c.　荷重の入力方法

固定荷重及び積雪荷重は，対応する部材及び節点に分布荷重及び集中荷重として入力する。

水平地震荷重は，別紙「年超過確率 10^{-2} 相当地震動に対するタービン建屋の地震応答計算書」に示す地震応答解析結果により得られた最大応答せん断力を分配して，対応する節点に集中荷重として入力する。鉛直地震荷重は，別紙「年超過確率 10^{-2} 相当地震動に対するタービン建屋の地震応答計算書」に示す地震応答解析結果により得られた最大鉛直加速度より鉛直震度を設定する。

(2)　断面の評価方法

鉄骨大ばりの評価は，2 次元フレームモデルを用いた弾性応力解析により評価対象部位に生じる軸力及び曲げモーメントによる応力度が許容限界を超えないことを確認する。

なお，許容限界については，終局耐力に対し妥当な安全裕度を有する許容限界を設定し，その許容限界は，表 3－4 に示すように，弾性限強度として「S 規準」のＦ値に「技術基準解説書」に基づき 1.1 倍の割増しを考慮する。

（圧縮）

$$\frac{\sigma_c}{f_c} + \frac{\sigma_b}{f_b} \leqq 1.0$$

ただし，

$$\sigma_c = \frac{N_c}{A}$$

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

ここで，

σ_c	：圧縮応力度（N/mm²）	σ_b	：曲げ応力度（N/mm²）
N_c	：圧縮軸力（N）	A	：軸断面積（mm²）
M	：曲げモーメント（N･mm）	Z	：断面係数（mm³）
f_c	：圧縮応力に関する評価基準値（N/mm²）		
f_b	：曲げ応力に関する評価基準値（N/mm²）		

（引張）

$$\frac{\sigma_t}{f_t} + \frac{\sigma_b}{f_b} \leqq 1.0$$

ただし，

$$\sigma_t = \frac{N_t}{A}$$

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

ここで，

σ_t	：引張応力度（N/mm²）	σ_b	：曲げ応力度（N/mm²）
N_t	：引張軸力（N）	A	：軸断面積（mm²）
M	：曲げモーメント（N･mm）	Z	：断面係数（mm³）
f_t	：引張応力に関する評価基準値（N/mm²）		
f_b	：曲げ応力に関する評価基準値（N/mm²）		

3.5.3　耐震壁の評価方法

耐震壁の評価は，別紙「年超過確率 10^{-2} 相当地震動に対するタービン建屋の地震応答計算書」に基づく耐震壁のせん断ひずみが許容限界を超えないことを確認する。

3.5.4　鉄骨フレームの評価方法

鉄骨フレームの評価は，別紙「年超過確率 10^{-2} 相当地震動に対するタービン建屋の地震応答計算書」に基づく鉄骨フレームの層間変形角が許容限界を超えないことを確認する。

4.　強度評価結果

4.1　屋根スラブの評価結果

「3.5　評価方法」に基づいた評価結果を表 4－1 に示す。

降下火砕物堆積による鉛直荷重等によって，評価対象部位に生じる曲げモーメントによるデッキプレートの引張応力度が許容限界を超えないことを確認した。

表 4－1　屋根スラブ評価結果*（デッキ構造スラブ）

評価対象部位		T.M.S.L.31.7 m	
デッキプレート t=2.3mm		Z=70.6cm^3/m	
検討ケース		ケース１	ケース２
曲げモーメント	発生曲げモーメント M（kN・m/m）	9.355	10.42
	デッキプレート引張応力度 σ_t（N/mm^2）	132.5	147.6
	許容限界 （N/mm^2）	258	
	検定値	0.52	0.58

注記＊：屋根スラブはデッキ構造スラブ（全荷重をデッキプレートのみで負担する構造）のため，デッキプレートの発生応力を用いて評価。

4.2　鉄骨大ばりの評価結果

「3.5　評価方法」に基づいた評価結果を表 4－2 に示す。なお，ケース 1 については，地震荷重の組合せ係数法による 4 ケースのうち，検定値が最大となるケースを示す。

降下火砕物堆積による鉛直荷重等によって，評価対象部位に生じる軸力及び曲げモーメントによる応力度が許容限界を超えないことを確認した。

表 4－2　鉄骨大ばりの評価結果（T.M.S.L.31.7m）

検討ケース	発生応力	応力度 (N/mm^2)	許容限界 (N/mm^2)	検定値
ケース 1	曲げモーメント	206.9	357	0.61
	軸力	9.757	331	
ケース 2	曲げモーメント	210.4	357	0.62
	軸力	9.139	331	

4.3　耐震壁の評価結果

「3.5　評価方法」に基づいた評価結果を表 4－3 に示す。なお，各方向において，最大せん断ひずみが生じる部材のみを示す。

年超過確率 10^{-2} 相当地震動による水平荷重等によって，評価対象部位に生じるせん断ひずみが許容限界を超えないことを確認した。

表 4－3　耐震壁の評価結果

検討ケース	評価項目	方向	部材番号	せん断ひずみ ($\times 10^{-3}$)	許容限界 ($\times 10^{-3}$)
ケース１	せん断ひずみ	NS 方向	7	0.0450	4.0
		EW 方向	32	0.0514	

4.4　鉄骨フレームの評価結果

「3.5　評価方法」に基づいた評価結果を表 4－4 に示す。なお，各方向において，最大層間変形角が生じる部材のみを示す。

年超過確率 10^{-2} 相当地震動による水平荷重等によって，評価対象部位に生じる層間変形角が許容限界を超えないことを確認した。

表 4－4　鉄骨フレームの評価結果

検討ケース	評価項目	方向	部材番号	層間変形角	許容限界
ケース１	層間変形角	NS 方向	2	1/1440	1/30*
		EW 方向	33	1/623	

注記＊：「震災建築物の被災度区分判定基準復旧技術指針（（財）日本建築防災協会）」を参考に許容限界を設定している。なお，被災度区分判定基準においては，柱の残留傾斜角が 1/30 を超えた場合に大破と判定しているが，保守的に最大層間変形角を用いて評価を行う。

別紙　年超過確率 10^{-2} 相当地震動に対するタービン建屋の地震応答計算書

目　　次

1.　概要 ····· 別紙－1
2.　基本方針 ····· 別紙－1
2.1　位置 ····· 別紙－1
2.2　構造概要 ····· 別紙－2
2.3　解析方針 ····· 別紙－7
2.4　適用規格 ····· 別紙－9
3.　解析方法 ····· 別紙－10
3.1　検討用地震動 ····· 別紙－10
3.2　地震応答解析モデル ····· 別紙－13
3.2.1　水平方向モデル ····· 別紙－14
3.2.2　鉛直方向モデル ····· 別紙－15
3.3　解析方法 ····· 別紙－32
4.　解析結果 ····· 別紙－33
4.1　固有値解析結果 ····· 別紙－33
4.2　応答解析結果 ····· 別紙－33

1. 概要

本資料は，Ⅴ-3-別添 2-1-3「タービン建屋の強度計算の方針」の「4.1 荷重及び荷重の組合せ」に示す年超過確率 10^{-2} 相当地震動に対するタービン建屋の地震応答解析について説明するものである。

2. 基本方針

2.1 位置

タービン建屋の設置位置を図 2－1 に示す。

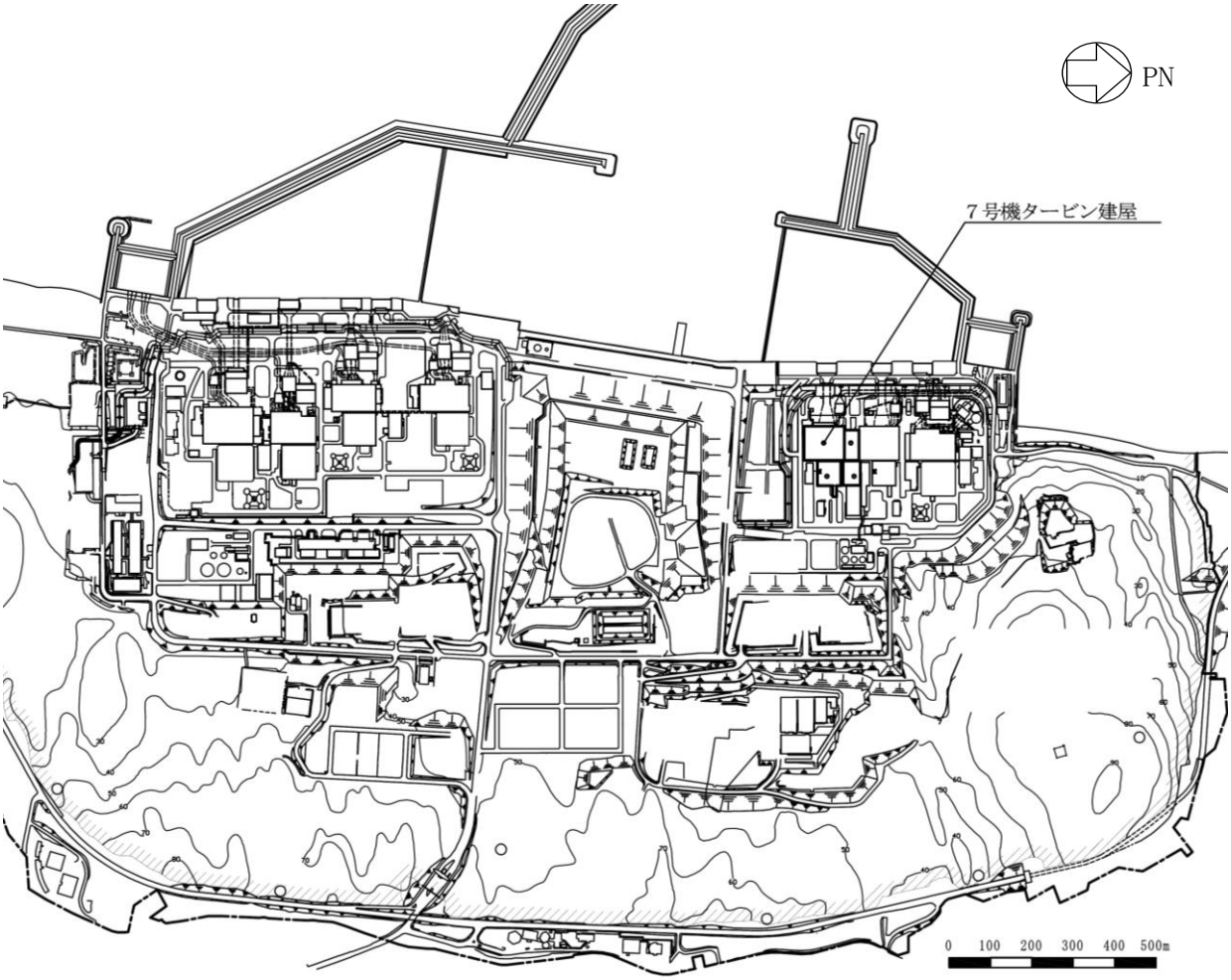


図 2－1 タービン建屋の設置位置

2.2　構造概要

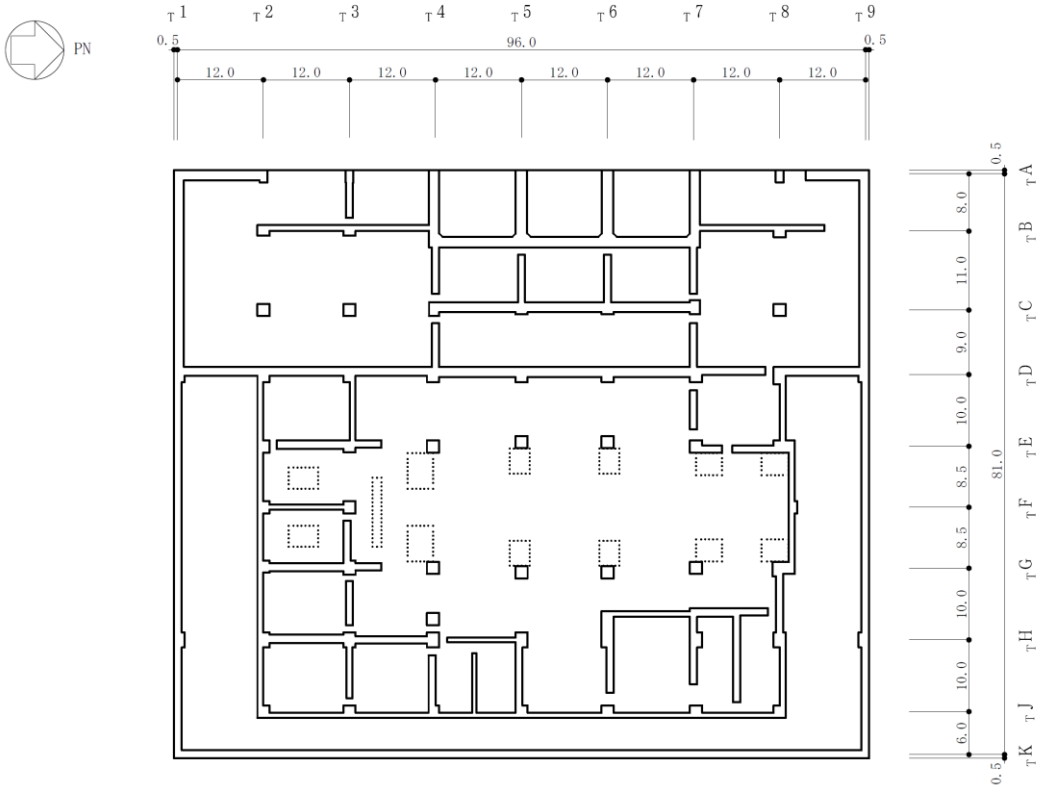
タービン建屋は，地上 2 階（一部 3 階），地下 2 階建ての鉄筋コンクリート造を主体とした建物で，屋根部分が鉄骨造（トラス構造）となっている。タービン建屋の概略平面図及び概略断面図を図 2－2 及び図 2－3 に示す。

タービン建屋の平面は，地下部分では 97.0m（NS 方向）×82.0m（EW 方向），最上階は 97.0m（NS 方向）×48.9m（EW 方向）である。基礎スラブ底面からの高さは 52.2m であり，地上高さは 32.3m である。また，タービン建屋は隣接する原子炉建屋及び廃棄物処理建屋と構造的に分離している。

タービン建屋の基礎は厚さ 2.0m（蒸気タービンの基礎のうちラーメン構造部（以下「T/G 架台」という。）部分及びその周辺部は厚さ 2.8m）のべた基礎で，支持地盤である泥岩上に直接又はマンメイドロックを介して設置している。

蒸気タービンの基礎とは，図 2－2 及び図 2－3 に示すように，タービン建屋のほぼ中央に位置するタービン発電機を支える柱及びはりによって構成される鉄筋コンクリート造のラーメン構造部及びそれを支持する基礎スラブ部をいう。

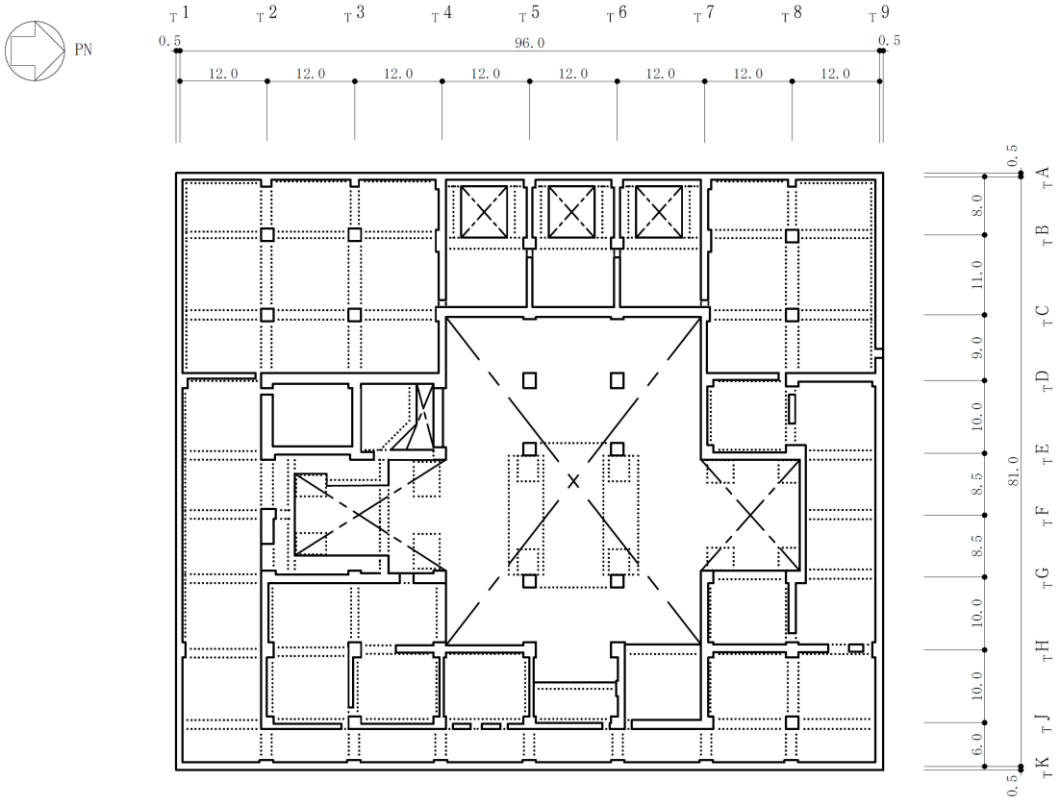
ラーメン構造部は高さ 25.5m，長さ 69.7m，幅約 16.3m の大きさでタービン建屋とは基礎スラブ部で接続する以外は構造的に分離する。



（単位：m）

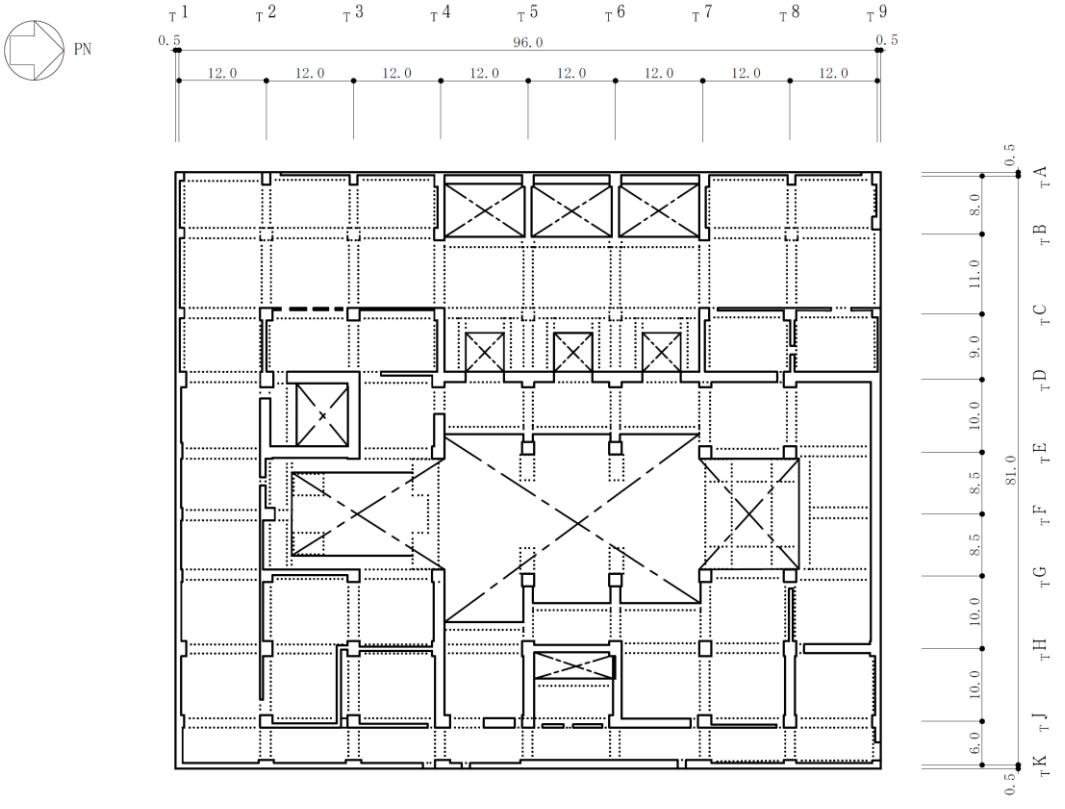
注：東京湾平均海面（以下「T.M.S.L.」という。）

図 2－2　タービン建屋の概略平面図（B2F，T.M.S.L.-5.1m）（1/6）



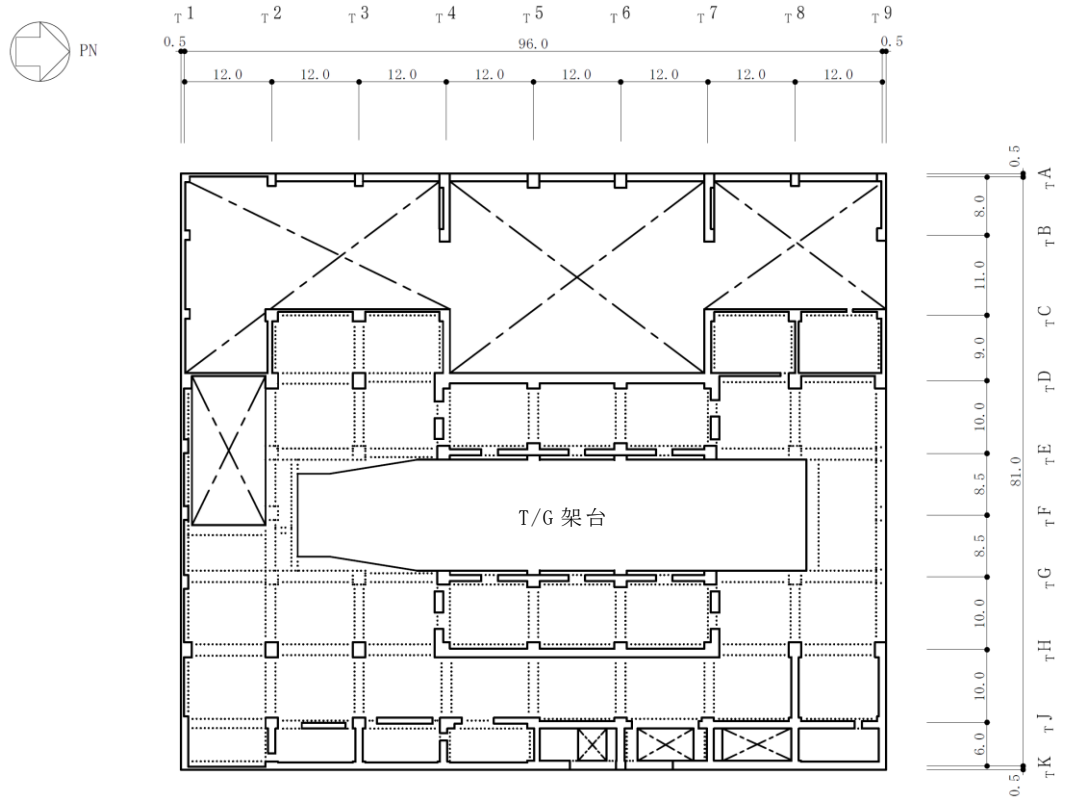
（単位：m）

図2－2　タービン建屋の概略平面図（B1F，T.M.S.L.4.9m）（2/6）



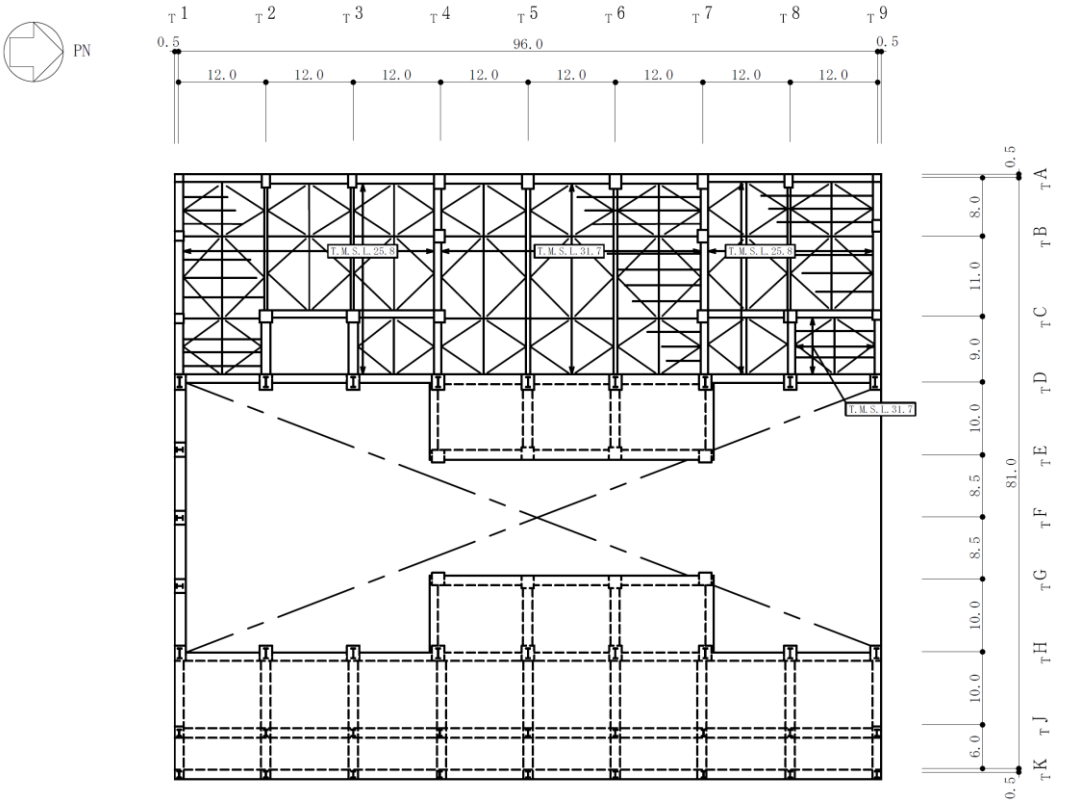
（単位：m）

図2－2　タービン建屋の概略平面図（1F，T.M.S.L.12.3m）（3/6）



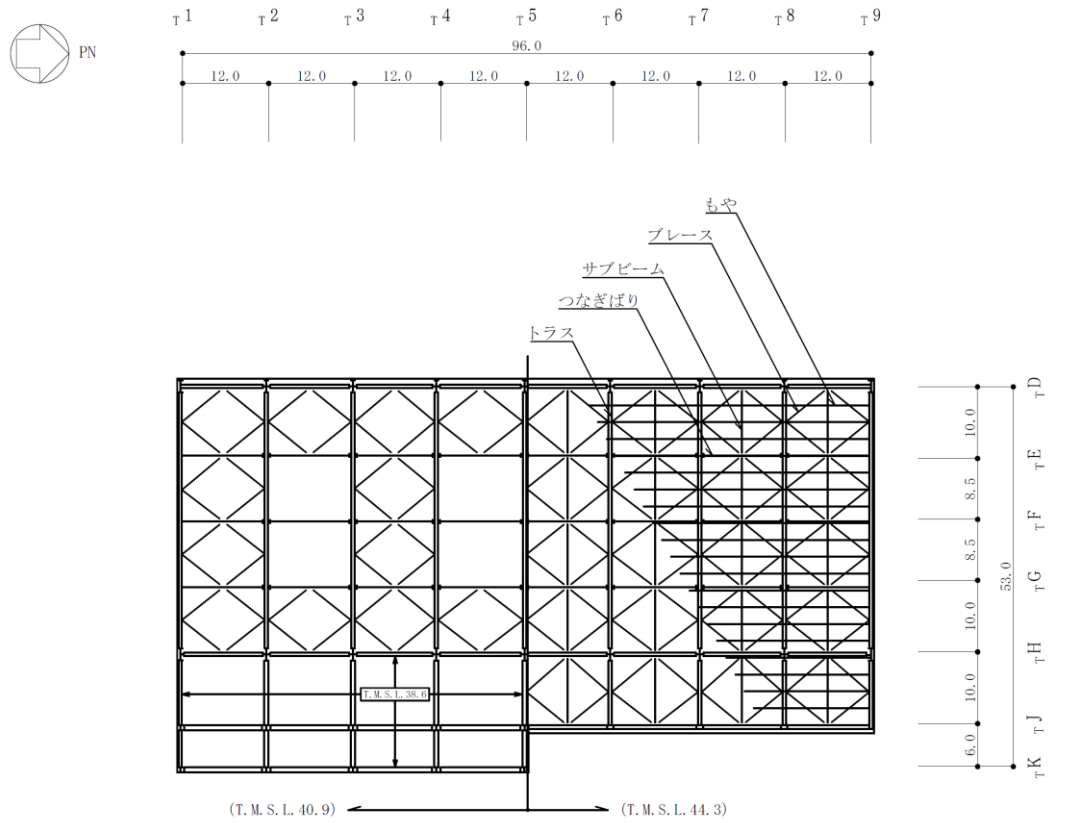
（単位：m）

図2－2　タービン建屋の概略平面図（2F，T.M.S.L.20.4m）（4/6）



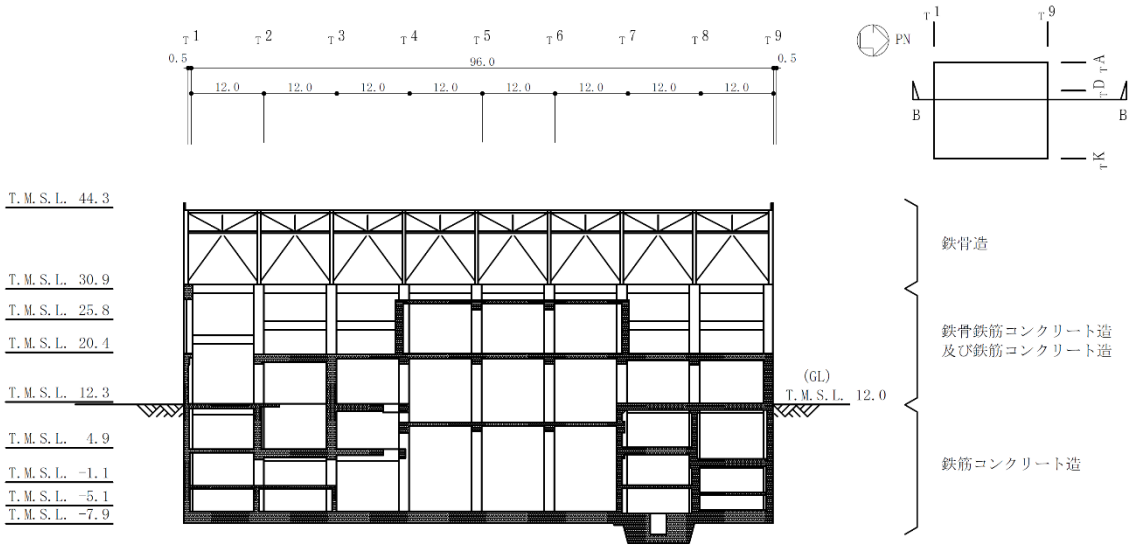
（単位：m）

図2－2　タービン建屋の概略平面図（3F，T.M.S.L.30.9m）（5/6）



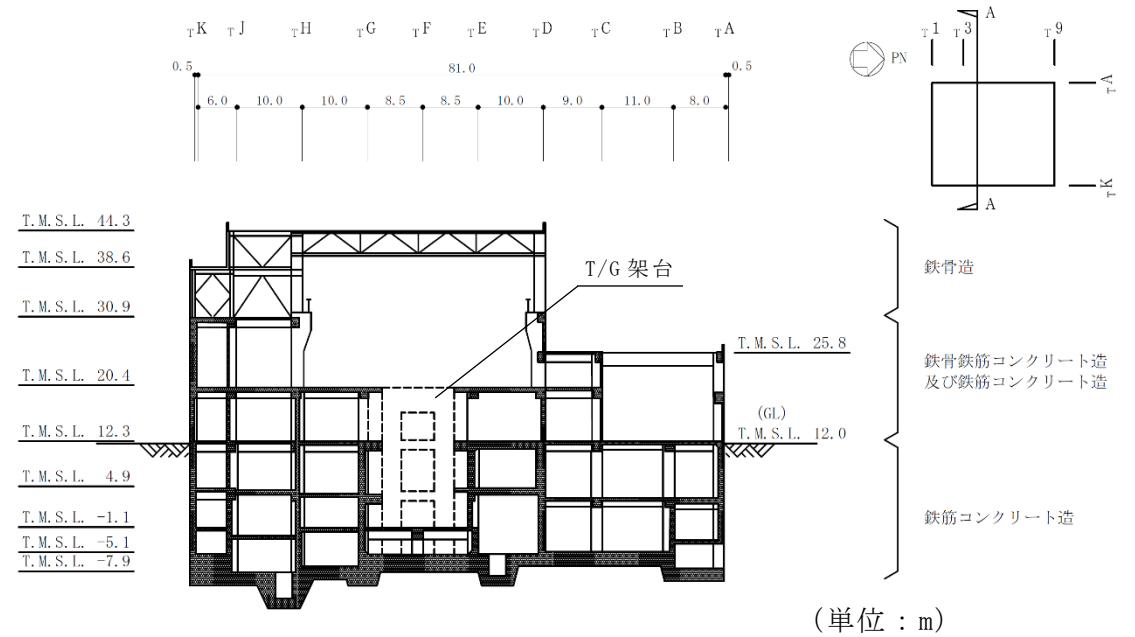
（単位：m）

図2－2　タービン建屋の概略平面図（RF，T.M.S.L.44.3m）（6/6）



（単位：m）

NS 方向断面



（単位：m）

EW 方向断面

図 2－3　タービン建屋の概略断面図

2.3　解析方針

タービン建屋の地震応答解析は，Ⅴ-2「耐震性に関する説明書」のうちⅤ-2-1-6「地震応答解析の基本方針」に基づいて行う。

図 2－4 にタービン建屋の地震応答解析フローを示す。

地震応答解析は，「3.1　検討用地震動」及び「3.2　地震応答解析モデル」において設定した地震応答解析モデルを用いて実施することとし，「3.3　解析方法」に基づき，「4.　解析結果」において，加速度，変位，せん断ひずみ等を含む各種応答値を算出する。

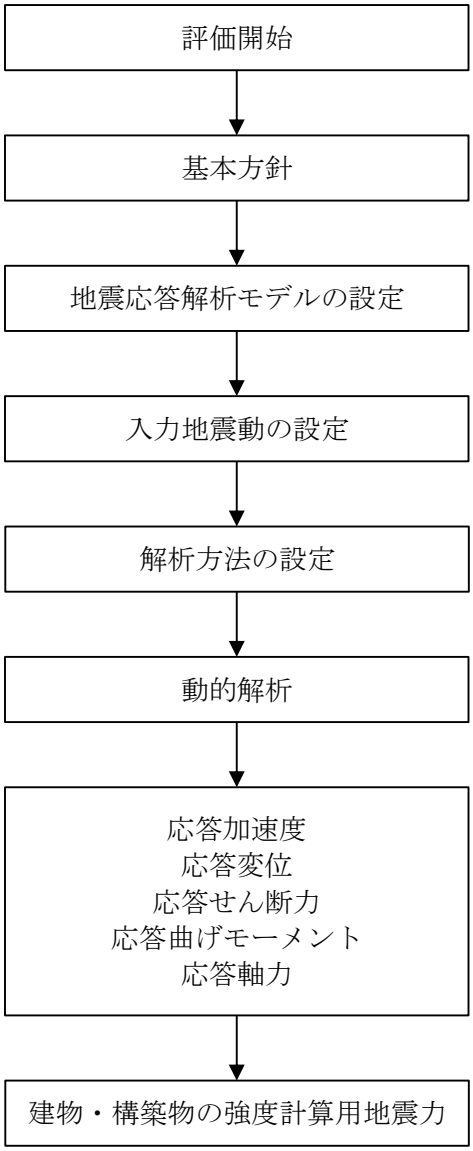


図 2－4　タービン建屋の地震応答解析フロー

2.4　適用規格

地震応答解析において適用する規格・基準等を以下に示す。

・建築基準法・同施行令

・鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説　－許容応力度設計法－（日本建築学会，1999 改定）

・原子力施設鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説（日本建築学会，2005 制定）

・原子力発電所耐震設計技術指針　ＪＥＡＧ　４６０１-1987（日本電気協会）

・原子力発電所耐震設計技術指針　ＪＥＡＧ　４６０１-1991　追補版（日本電気協会）

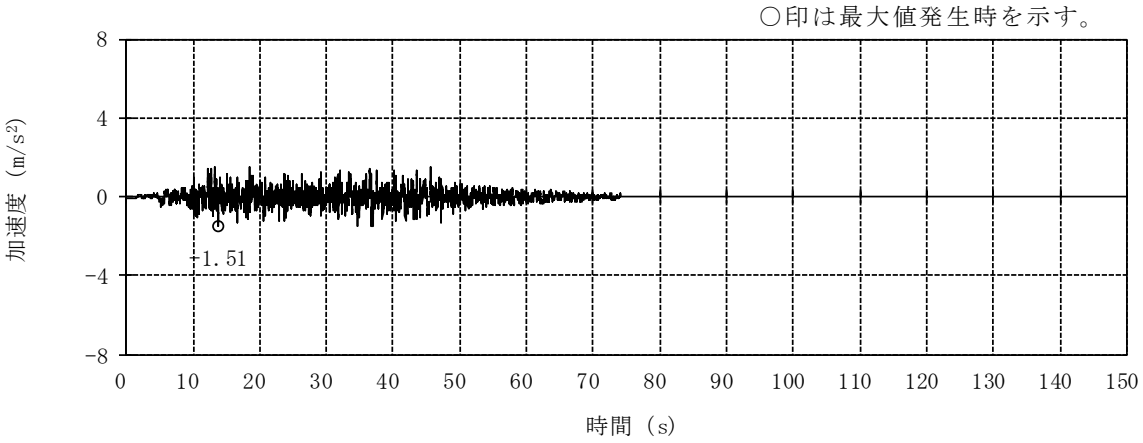
・鋼構造設計規準　－許容応力度設計法－（日本建築学会，2005 改定）

3. 解析方法

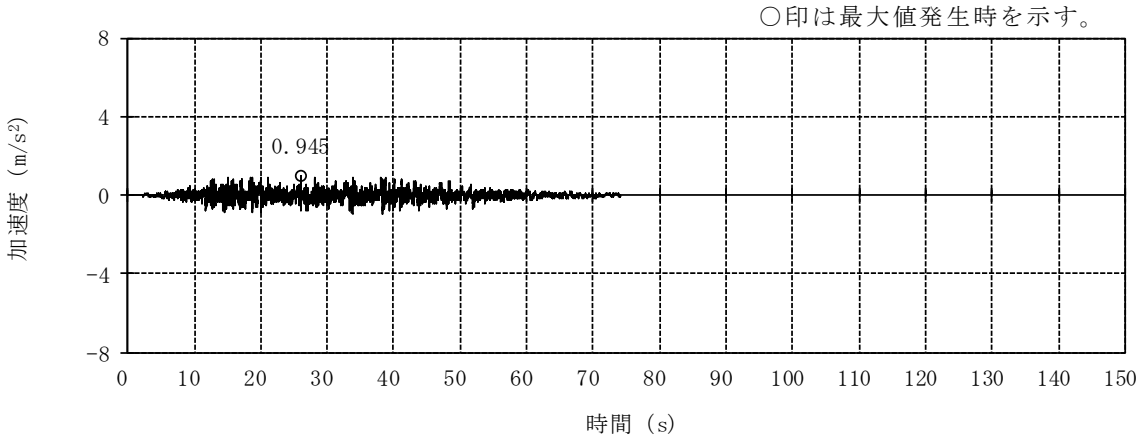
3.1 検討用地震動

タービン建屋の地震応答解析モデルは，建屋と地盤の相互作用を評価した建屋－地盤連成モデルとする。この建屋－地盤連成モデルへの入力地震動は，Ⅴ-3-別添 2-1-3「タービン建屋の強度計算の方針」の「4.1 荷重及び荷重の組合せ」に示す解放基盤表面レベルに想定する年超過確率 10^{-2} 相当地震動を用いることとする。

年超過確率 10^{-2} 相当地震動の加速度時刻歴波形と加速度応答スペクトルを図 3－1 及び図 3－2 に示す。

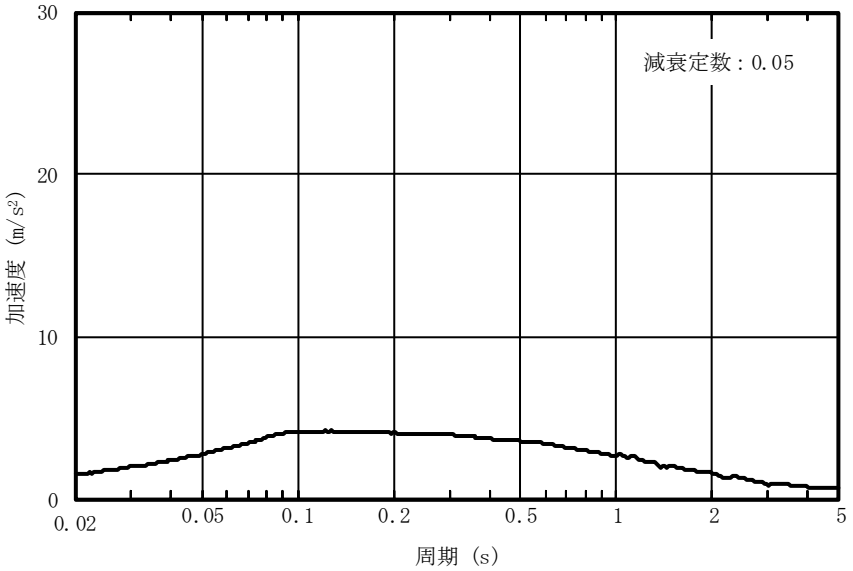


(a)　水平方向

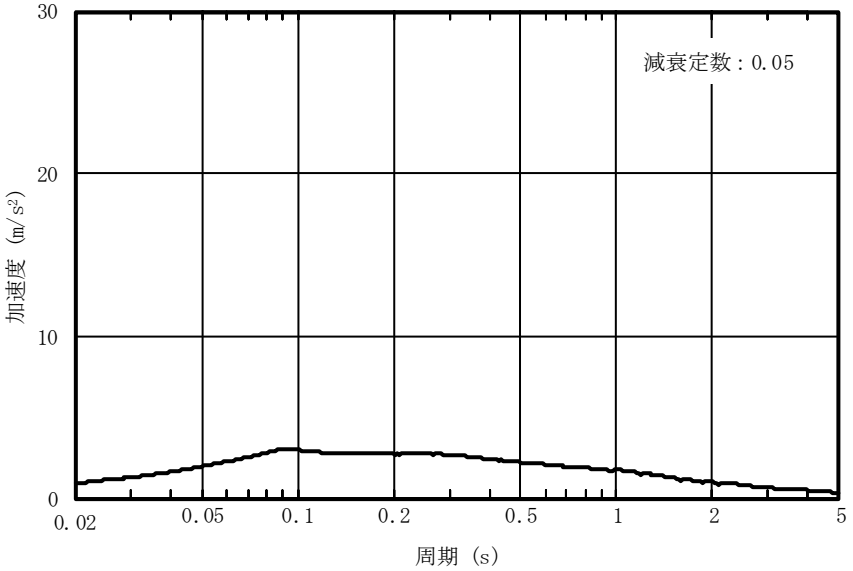


(b)　鉛直方向

図 3－1　加速度時刻歴波形（年超過確率 10^{-2} 相当地震動）



(a)　水平方向



(b)　鉛直方向

図 3－2　加速度応答スペクトル（年超過確率 10^{-2} 相当地震動）

3.2　地震応答解析モデル

地震応答解析モデルは，Ⅴ-2「耐震性に関する説明書」のうちⅤ-2-1-6「地震応答解析の基本方針」に基づき，水平方向及び鉛直方向それぞれについて設定する。

地震応答解析モデルの設定に用いた建物・構築物の物性値を表 3－1 に示す。

ここで，コンクリート剛性については，実現象に近い応答を模擬するという観点から，建設時コンクリートの 91 日強度データを基に設定した実強度を用いて算定する。

表 3－1　建物・構築物の物性値

部位	使用材料	ヤング係数 E (N/mm^2)	せん断弾性係数 G (N/mm^2)	減衰定数 h (%)
建屋部及びT/G架台	コンクリート*： σ_C＝43.1 (N/mm^2) (σ_C＝440kgf/cm^2) 鉄筋：SD35 (SD345相当)	2.88×10^4	1.20×10^4	5
基礎スラブ	コンクリート*： σ_C＝39.2 (N/mm^2) (σ_C＝400kgf/cm^2) 鉄筋：SD35 (SD345相当)	2.79×10^4	1.16×10^4	5
屋根トラス部	鉄骨：SS41（SS400相当）	2.05×10^5	0.79×10^5	2
	鉄骨：SM41A（SM400A相当）	2.05×10^5	0.79×10^5	2
	鉄骨：SM50A（SM490A相当）	2.05×10^5	0.79×10^5	2

注記＊：実強度に基づくコンクリート強度。

3.2.1　水平方向モデル

水平方向の地震応答解析モデルは，地盤との相互作用を考慮し，曲げ及びせん断剛性を考慮した質点系モデルとし，弾性時刻歴応答解析を行う。

建屋のモデル化は NS 方向，EW 方向それぞれについて行っている。また，実現象に近い応答を模擬するという観点から設計時には考慮していなかった補助壁を耐震要素として位置づけ，地震応答解析モデルに取り込む。地震応答解析モデルの概念図を図 3－3 及び図 3－4 に，地震応答解析モデルを図 3－5 に，地震応答解析モデルの諸元を表 3－2 及び表 3－3 に示す。

地盤は，地盤調査に基づき水平成層地盤とし，基礎底面地盤ばねについては，「原子力発電所耐震設計技術指針　ＪＥＡＧ　４６０１-1991　追補版」(以下「ＪＥＡＧ　４６０１-1991　追補版」という。）により，成層補正を行ったのち，振動アドミッタンス理論に基づき求めたスウェイ及びロッキングの地盤ばねを近似法により定数化して用いる。基礎底面地盤ばねの評価には解析コード「ＳＴ－ＣＲＯＳＳ」を用いる。

また，埋込み部分の建屋側面地盤ばねについては，建屋側面位置の地盤定数を用いて，「ＪＥＡＧ　４６０１-1991　追補版」により，Novak の方法に基づき求めた水平ばねを，基礎底面地盤ばねと同様に，近似法により定数化して用いる。なお，地盤表層部（新期砂層）については，基準地震動Ｓｓによる地盤応答レベルを踏まえ，表層部では建屋－地盤相互作用が見込めないと判断し，この部分の地盤ばねは考慮しない。建屋側面の水平ばねの評価には，解析コード「ＮＯＶＡＫ」を用いる。

水平方向モデルへの入力地震動は，一次元波動論に基づき，解放基盤表面レベルに想定する年超過確率 10^{-2} 相当地震動に対する地盤の応答として評価する。また，基礎底面レベルにおけるせん断力（以下「切欠き力」という。）を入力地震動に付加することにより，地盤の切欠き効果を考慮する。図 3－6 に，地震応答解析モデルに入力する地震動の概念図を示す。入力地震動の算定には，解析コード「ＴＤＡＳ」を用いる。

年超過確率 10^{-2} 相当地震動に対する地盤定数を表 3－4 に示す。なお，地盤定数は地盤のひずみ依存特性を考慮して求めた等価地盤物性値を用いる。ひずみ依存特性については，Ⅴ-2「耐震性に関する説明書」のうちⅤ-2-1-3「地盤の支持性能に係る基本方針」に基づく。設定した地盤定数に基づき算定した基礎底面位置（T.M.S.L.-7.9m）における入力地震動の加速度応答スペクトルを図 3－7 に示す。地震応答解析に用いる地盤ばねの記号を図 3－8 に，地盤のばね定数と減衰係数を表 3－5 に示す。

なお，水平方向の解析に用いる解析コードの検証，妥当性確認等の概要については，Ⅴ-3「強度に関する説明書　別紙　計算機プログラム（解析コード）の概

要」に示す。

3.2.2　鉛直方向モデル

鉛直方向の地震応答解析モデルは，耐震壁の軸剛性及び屋根トラスの曲げせん断剛性を考慮した質点系モデルとし，弾性時刻歴応答解析を行う。水平方向モデルと同様に，補助壁を地震応答解析モデルに取り込む。鉛直方向の地震応答解析モデルを図 3－9 に，地震応答解析モデルの諸元を表 3－6 に示す。

地盤は，地盤調査に基づき水平成層地盤とし，基礎底面地盤ばねについては，スウェイ及びロッキングばねの定数化の方法と同様，成層補正を行ったのち，振動アドミッタンス理論に基づいて，鉛直ばねを近似法により定数化して用いる。基礎底面地盤ばねの評価には解析コード「ＳＴ－ＣＲＯＳＳ」を用いる。

鉛直方向モデルへの入力地震動は，一次元波動論に基づき，解放基盤表面レベルに想定する年超過確率 10^{-2} 相当地震動に対する地盤の応答として評価したものであり，基礎底面レベルに直接入力する。図 3－10 に，地震応答解析モデルに入力する地震動の概念図を示す。入力地震動の算定には，解析コード「ＳＨＡＫＥ」を用いる。

設定した地盤定数に基づき算定した基礎底面位置（T.M.S.L.-7.9m）における入力地震動の加速度応答スペクトルを図 3－11 に示す。なお，地盤定数は表 3－4 に示すとおりである。地震応答解析に用いる地盤のばね定数と減衰係数を表 3－7 に示す。

なお，鉛直方向の解析に用いる解析コードの検証，妥当性確認等の概要については，Ⅴ-3「強度に関する説明書　別紙　計算機プログラム（解析コード）の概要」に示す。

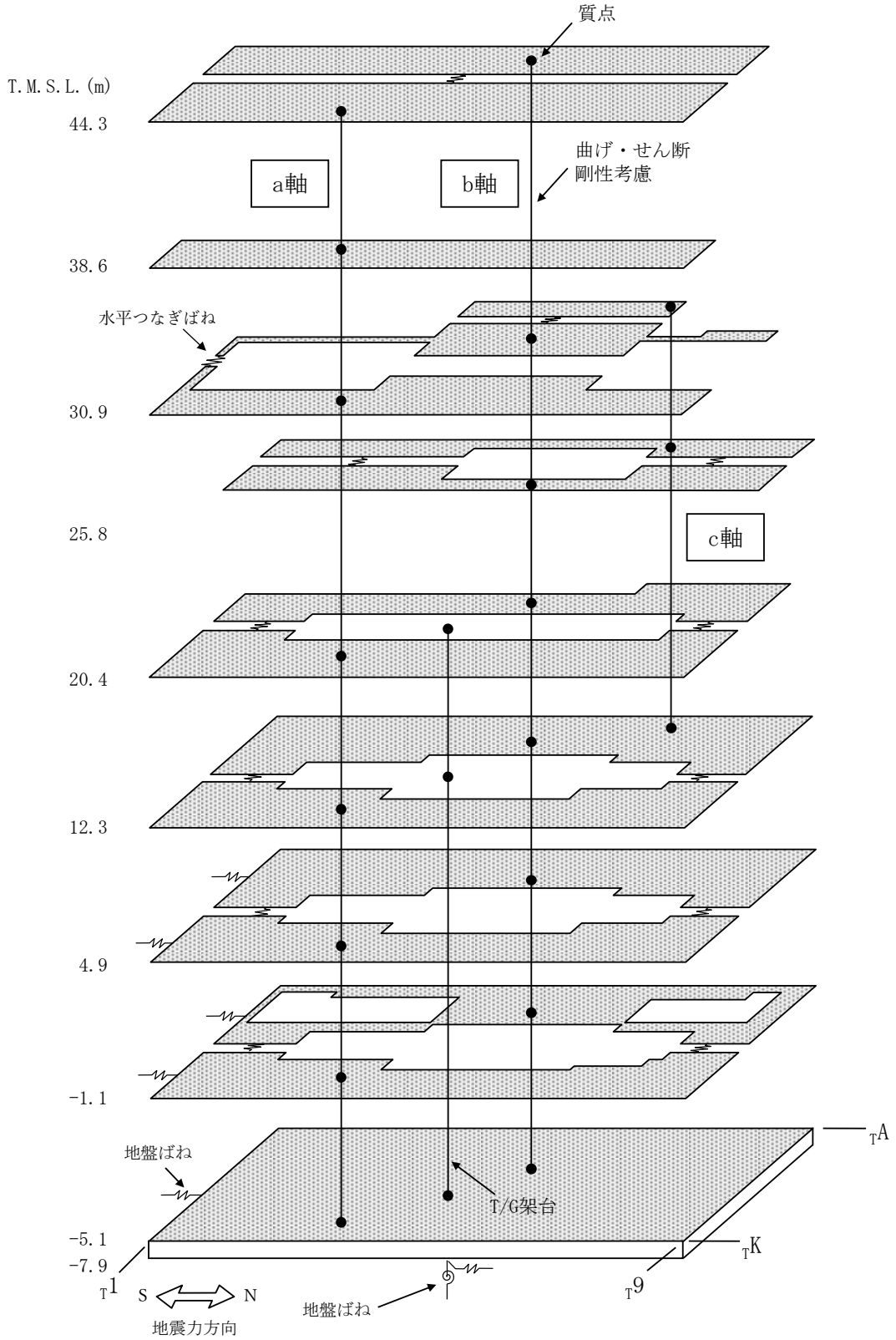


図 3－3　地震応答解析モデルの概念図（NS 方向）

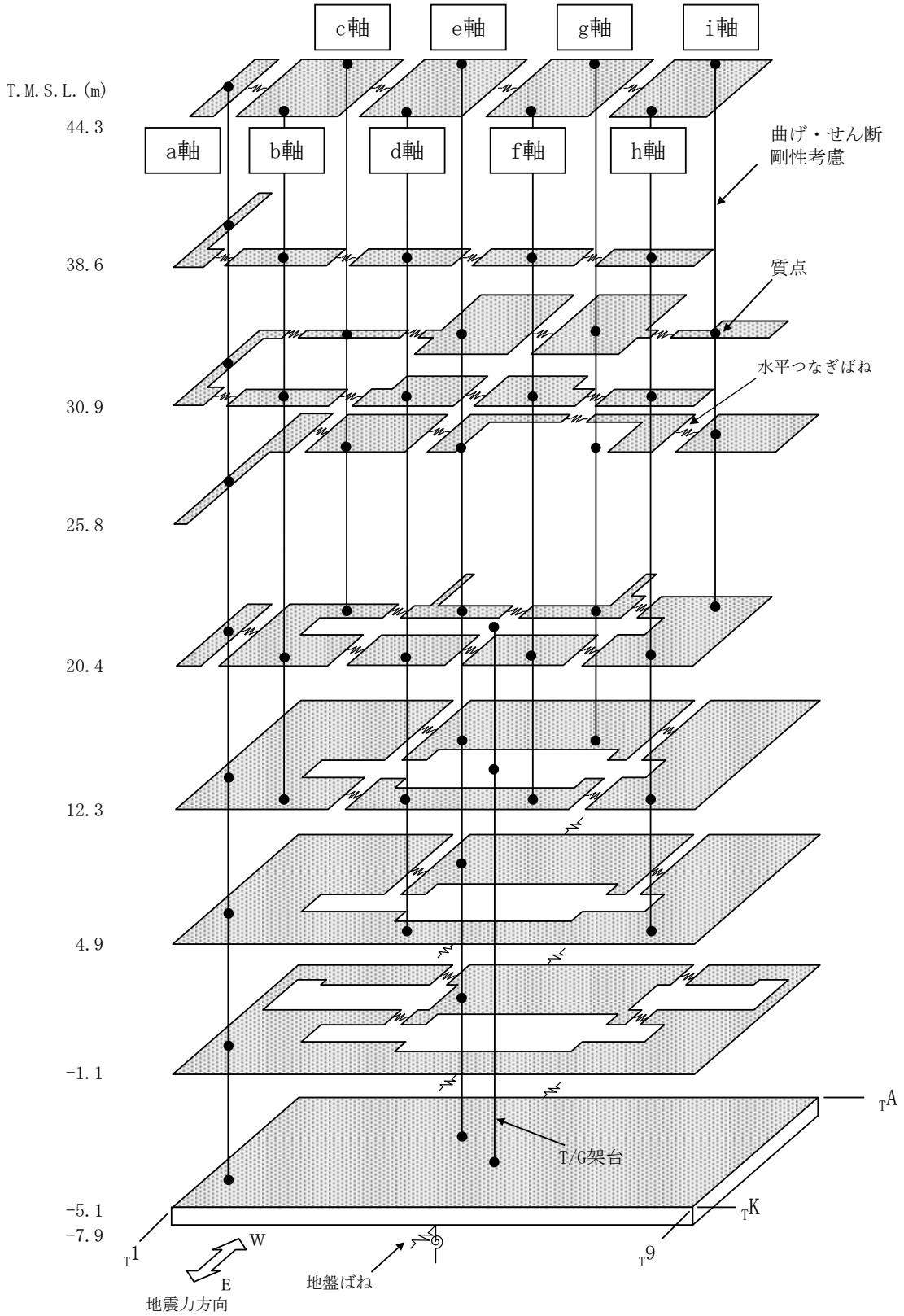
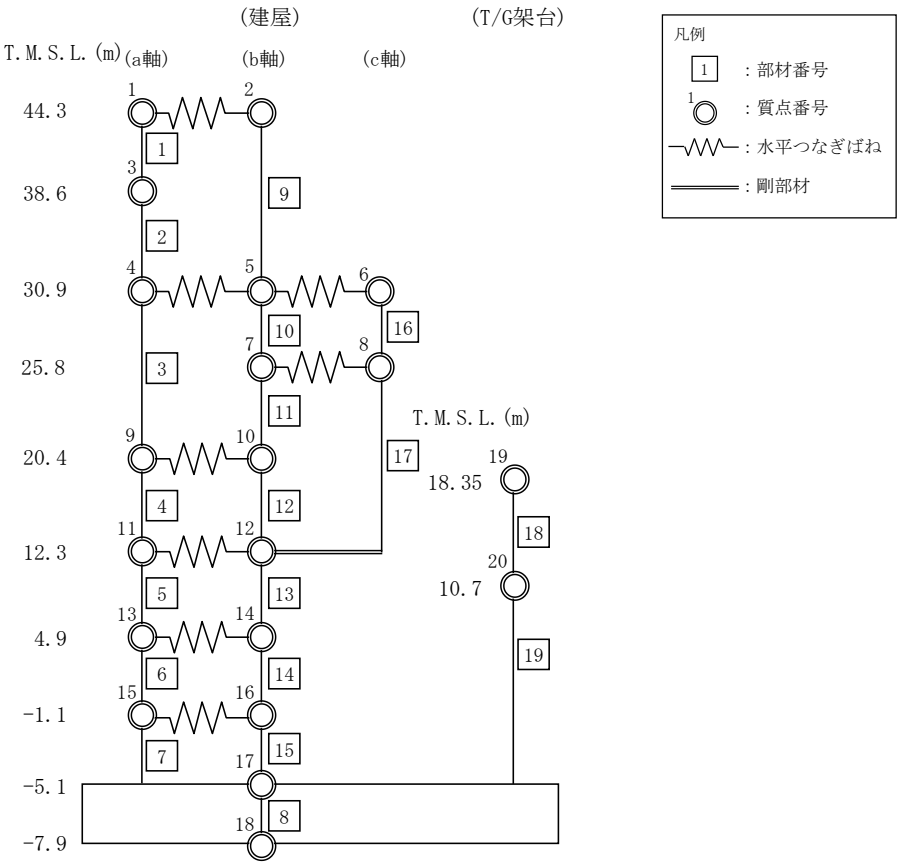
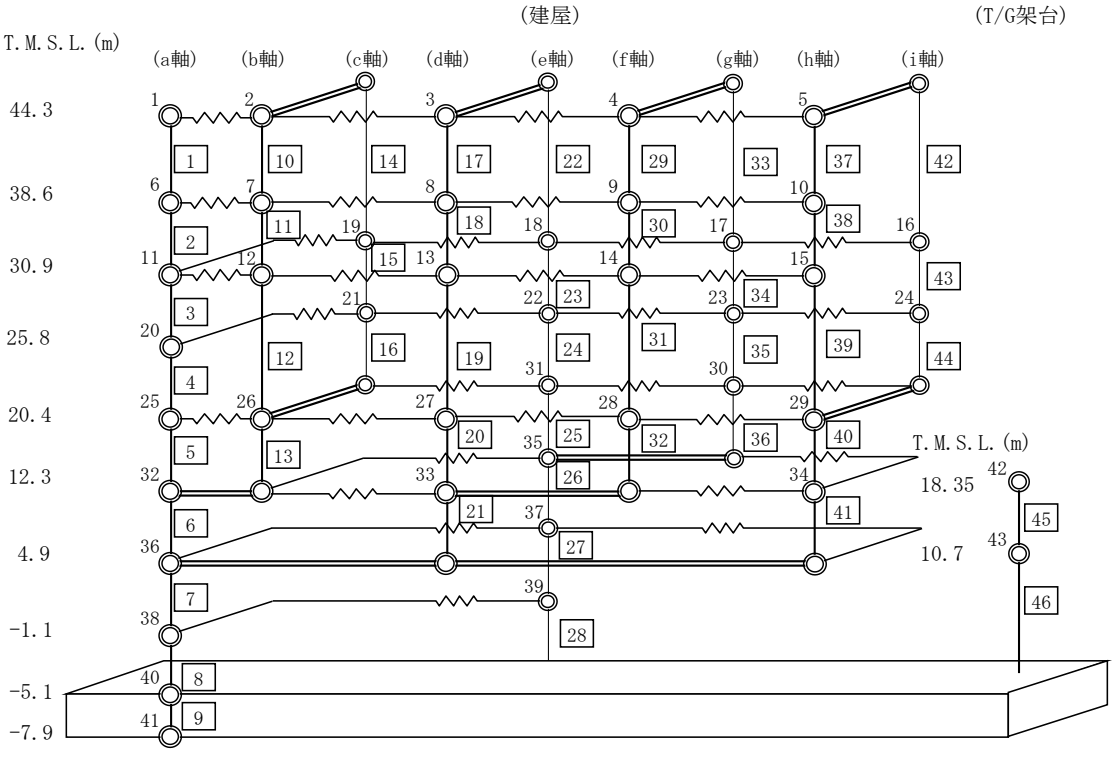


図 3－4　地震応答解析モデルの概念図（EW 方向）



NS 方向



EW 方向

図 3－5　地震応答解析モデル（水平方向）

表 3－2　地震応答解析モデル諸元（NS 方向）

（a）重量・回転慣性重量

T.M.S.L. (m)	T/G架台	建屋		
44.3		1	2	
		43120	26830	
		31.0	8.6	
38.6		3		
		54170		
		11.7		
30.9		4	5	6
		106960	43340	9840
		30.6	78.9	1.6
25.8			7	8
			43750	25830
			467.0	275.2
20.4	19	9	10	
	103470	186550	97680	
	－	347.2	391.1	
12.3	20	11	12	
	70210	171270	204800	
	－	603.2	505.6	
4.9		13	14	
		163700	206300	
		576.5	741.4	
-1.1		15	16	
		116250	148030	
		385.3	1020.9	
-5.1	17			
	494300			
	3783.7			
-7.9	18			
	264930			
	1487.0			

質点番号
重量(kN)
回転慣性重量（$\times 10^5$kN・m^2）

（b）せん断断面積・断面二次モーメント

T.M.S.L. (m)	T/G架台	建屋		
44.3		1	9	
		4.00	2.70	
		－		
38.6		2		
		5.80	－	
		－		
30.9		3	10	16
		204.1	95.4	1.1
			64600	－
25.8			11	17
		84300	120.5	4.5
			50300	
20.4	18	4	12	
	13.9	168.6	146.5	－
	－	82200	72300	
12.3	19	5	13	
	10.2	248.0	282.0	
		148400	108300	
4.9		6	14	
		251.5	393.6	
	－	129900	178000	
-1.1		7	15	
		273.8	392.0	
		145700	171500	
-5.1	8			
	7954.0			
	－			

部材番号
せん断断面積(m^2)
断面二次モーメント(m^4)

①コンクリート部　建屋及びT/G架台
ヤング係数Ｅ 2.88　×10^4 (N/mm^2)
せん断弾性係数Ｇ 1.20　×10^4 (N/mm^2)
ポアソン比ν 0.20
減衰定数ｈ 5%

②コンクリート部　基礎スラブ
ヤング係数Ｅ 2.79　×10^4 (N/mm^2)
せん断弾性係数Ｇ 1.16　×10^4 (N/mm^2)
ポアソン比ν 0.20
減衰定数ｈ 5%

③鉄骨部
ヤング係数Ｅ 2.05　×10^5 (N/mm^2)
せん断弾性係数Ｇ 7.90　×10^4 (N/mm^2)
ポアソン比ν 0.30
減衰定数ｈ 2%

基礎形状 97.0m(NS方向)×82.0m(EW方向)
×2.0m又は2.8m(厚さ)

表 3－3　地震応答解析モデル諸元（EW 方向）(1/2)

(a) 重量・回転慣性重量

質点番号
重量(kN)
回転慣性重量 ($\times 10^5$kN・m^2)

T.M.S.L. (m)	T/G架台	建屋								
44.3		1	2		3		4		5	
		5430	16810		16790		16980		13940	
		0.2	8.1		8.1		8.2		4.0	
38.6		6	7		8		9		10	
		5780	13210		12950		12290		9940	
		0.4	6.5		6.3		6.0		2.9	
30.9		11	12	19	13	18	14	17	15	16
		11230	15770	2170	31100	21530	33180	21470	18760	4930
		1.4	7.8	0.0	9.9	6.5	10.7	6.5	5.9	0.7
25.8		20		21		22		23		24
		11450		18680		11970		12880		14600
		0.8		9.1		0.8		1.0		4.2
20.4	42	25	26		27	31	28	30	29	
	103470	15110	52710		47390	24990	51130	25800	67100	
	－	0.8	79.3		24.9	13.8	27.2	15.6	91.6	
12.3	43	32			33	35			34	
	70210	125510			75880	83770			90910	
	－	322.6			147.8	166.3			190.0	
4.9		36				37				
		289670				80330				
		1049.3				163.5				
-1.1		38				39				
		185020				79260				
		668.4				105.3				
-5.1		40								
		494300								
		5278.3								
-7.9		41								
		264930								
		2079.8								

表 3－3　地震応答解析モデル諸元（EW 方向）(2/2)

(b) せん断断面積・断面二次モーメント

部材番号
せん断断面積(m^2)
断面二次モーメント(m^4)

T.M.S.L. (m)	T/G架台	建屋								
44.3		1	10	14	17	22	29	33	37	42
		1.30	0.72	0.06	0.72	0.09	0.72	0.09	0.72	0.09
		－	－		－		－		－	
38.6		2	11		18		30		38	
		1.90	0.91	－	0.91	－	0.91	－	0.91	－
		－	－		－		－		－	
30.9		3	12	15	19	23	31	34	39	43
		25.3	15.0	0.3	26.8	29.2	26.8	31.1	37.8	14.9
		7100		－		3800		3800		200
25.8		4		16		24		35		44
		42.9	200	9.6	500	26.9	300	28.2	1300	24.2
		25100		100		600		600		1400
20.4	45	5	13		20	25	32	36	40	
	25.3	61.4	62.8		45.9	37.6	11.9	19.3	107.4	
	－	38100	12000		2200	1000	200	400	27600	
12.3	46	6			21	26			41	
		175.5			67.3	111.4			117.1	
		69300			3600	14200			55100	
4.9	11.4	7				27				
		427.5				128.3				
		141700				13100				
-1.1	－	8				28				
		495.7				154.9				
		147600				11400				
-5.1	9									
	7954.0									
	－									

①コンクリート部　建屋及びT/G架台
　ヤング係数Ｅ 2.88　×10^4 (N/mm^2)
　せん断弾性係数Ｇ 1.20　×10^4 (N/mm^2)
　ポアソン比ν 0.20
　減衰定数ｈ 5%

②コンクリート部　基礎スラブ
　ヤング係数Ｅ 2.79　×10^4 (N/mm^2)
　せん断弾性係数Ｇ 1.16　×10^4 (N/mm^2)
　ポアソン比ν 0.20
　減衰定数ｈ 5%

③鉄骨部
　ヤング係数Ｅ 2.05　×10^5 (N/mm^2)
　せん断弾性係数Ｇ 7.90　×10^4 (N/mm^2)
　ポアソン比ν 0.30
　減衰定数ｈ 2%

基礎形状 97.0m(NS方向)×82.0m(EW方向)
×2.0m又は2.8m(厚さ)

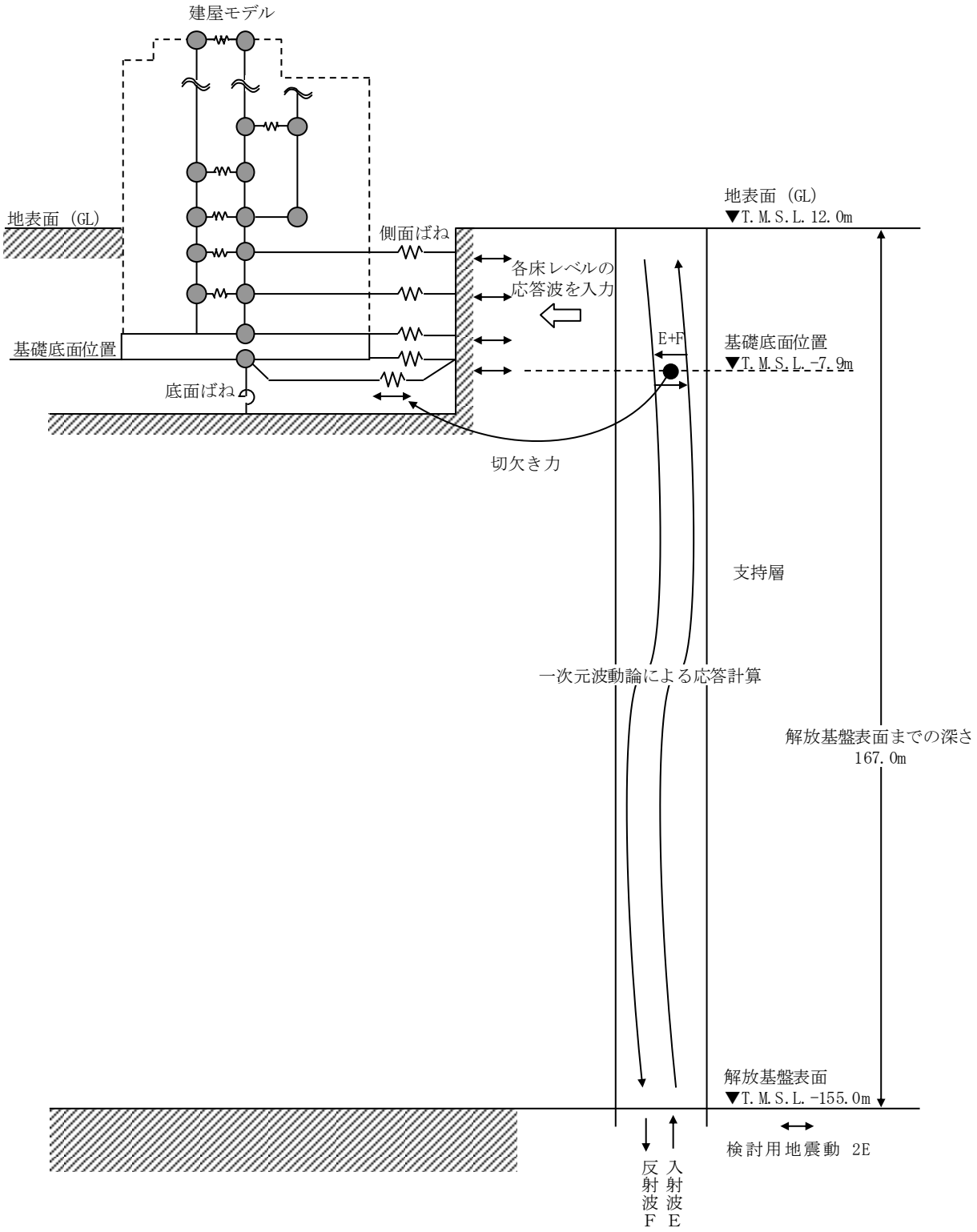


図 3－6　地震応答解析モデルに入力する地震動の概念図（水平方向）

表 3－4　地盤定数（年超過確率 10^{-2} 相当地震動）

標高 T.M.S.L. (m)	地層	せん断波速度 V_s (m/s)	単位体積重量 γ_t (kN/m^3)	ポアソン比 ν	せん断弾性係数 G ($\times 10^5$kN/m^2)	初期せん断弾性係数 G_0 ($\times 10^5$kN/m^2)	剛性低下率 G/G_0	減衰定数 h (%)
+12.0	新期砂層	150	16.1	0.347	0.247	0.369	0.67	8
+8.0		200	16.1	0.308	0.374	0.657	0.57	11
+4.0	古安田層	330	17.3	0.462	1.53	1.92	0.80	3
-6.0	西山層	490	17.0	0.451	4.07	4.16	0.98	3
-33.0		530	16.6	0.446	4.60	4.75	0.97	3
-90.0		590	17.3	0.432	6.01	6.14	0.98	3
-136.0		650	19.3	0.424	8.15	8.32	0.98	3
-155.0 ∞	椎谷層	720	19.9	0.416	10.5	10.5	1.00	－

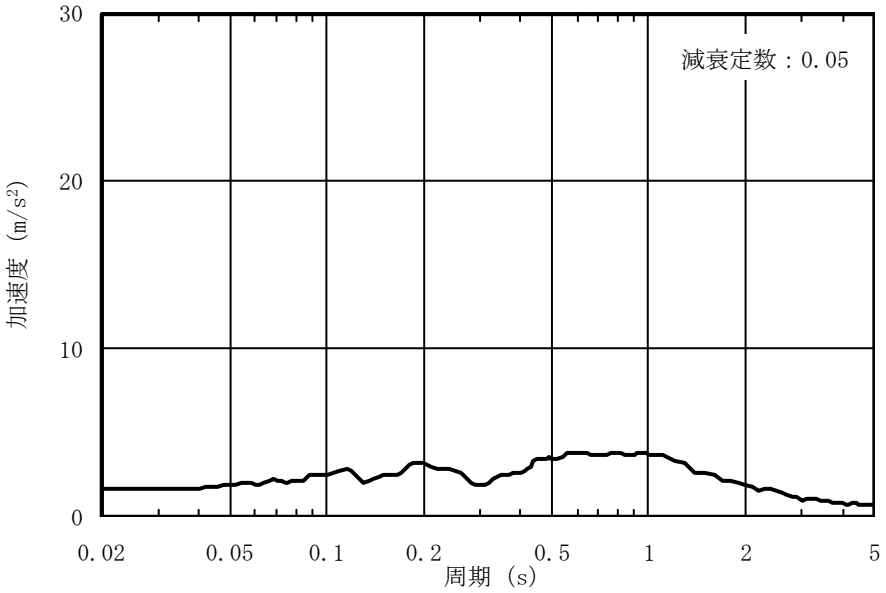


図 3－7　入力地震動の加速度応答スペクトル（水平方向）
（年超過確率 10^{-2} 相当地震動，T.M.S.L.-7.9m）

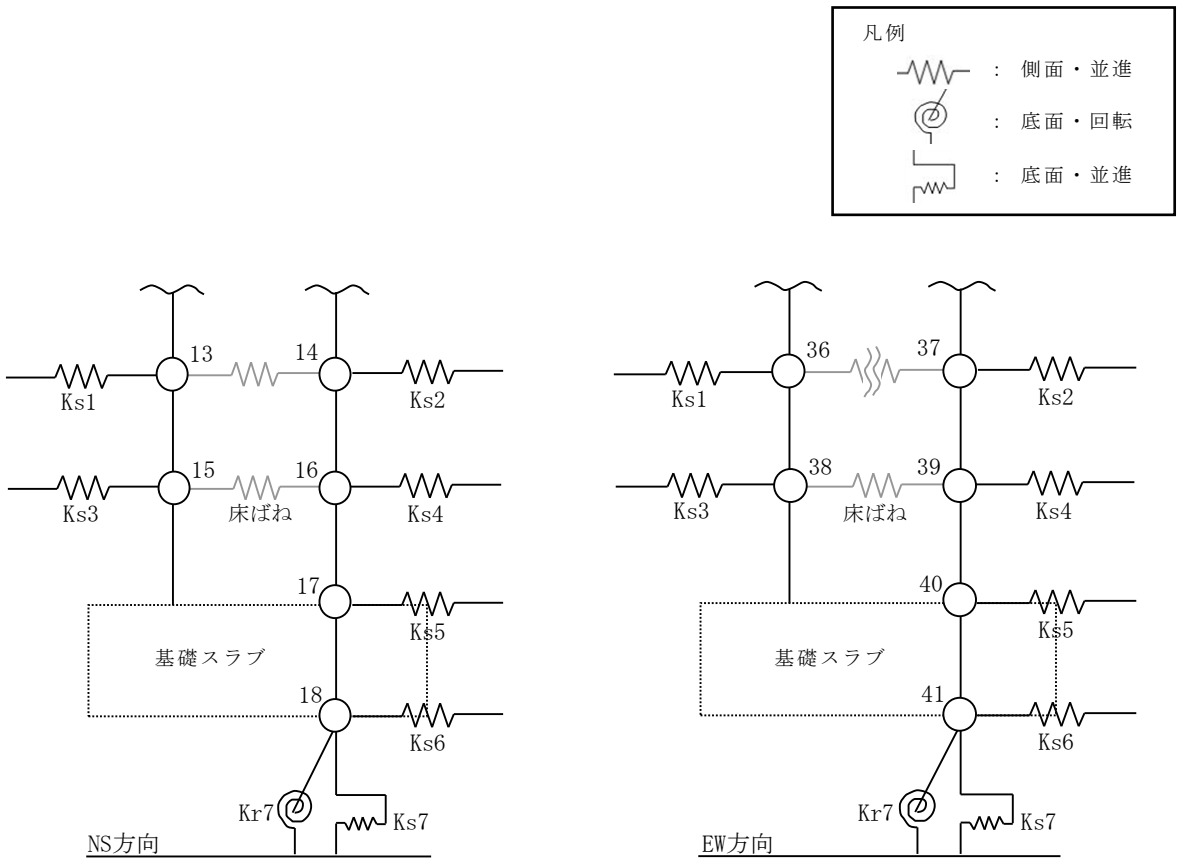

凡例
：側面・並進
：底面・回転
：底面・並進
13
14
Ks1
Ks2
15
16
Ks3
床ばね
Ks4
17
Ks5
基礎スラブ
18
Ks6
Kr7
Ks7
NS方向
36
37
Ks1
Ks2
38
39
Ks3
床ばね
Ks4
40
Ks5
基礎スラブ
41
Ks6
Kr7
Ks7
EW方向

図 3－8　地盤ばねの記号

表 3－5　地盤のばね定数と減衰係数（年超過確率 10^{-2} 相当地震動）

(a)　NS 方向

ばね番号	質点番号	地盤ばね成分	ばね定数*1	減衰係数*2
Ks1	13	側面・並進	5.94×10^{5}	3.17×10^{5}
Ks2	14	側面・並進	7.97×10^{5}	4.26×10^{5}
Ks3	15	側面・並進	1.41×10^{6}	7.56×10^{5}
Ks4	16	側面・並進	1.90×10^{6}	1.01×10^{6}
Ks5	17	側面・並進	2.76×10^{6}	1.28×10^{6}
Ks6	18	側面・並進	2.45×10^{6}	7.10×10^{5}
Ks7	18	底面・並進	1.23×10^{8}	7.12×10^{6}
Kr7	18	底面・回転	3.42×10^{11}	7.83×10^{9}

注記*1：Ks1,Ks2,Ks3,Ks4,Ks5,Ks6,Ks7はkN/m　Kr7はkN･m/rad

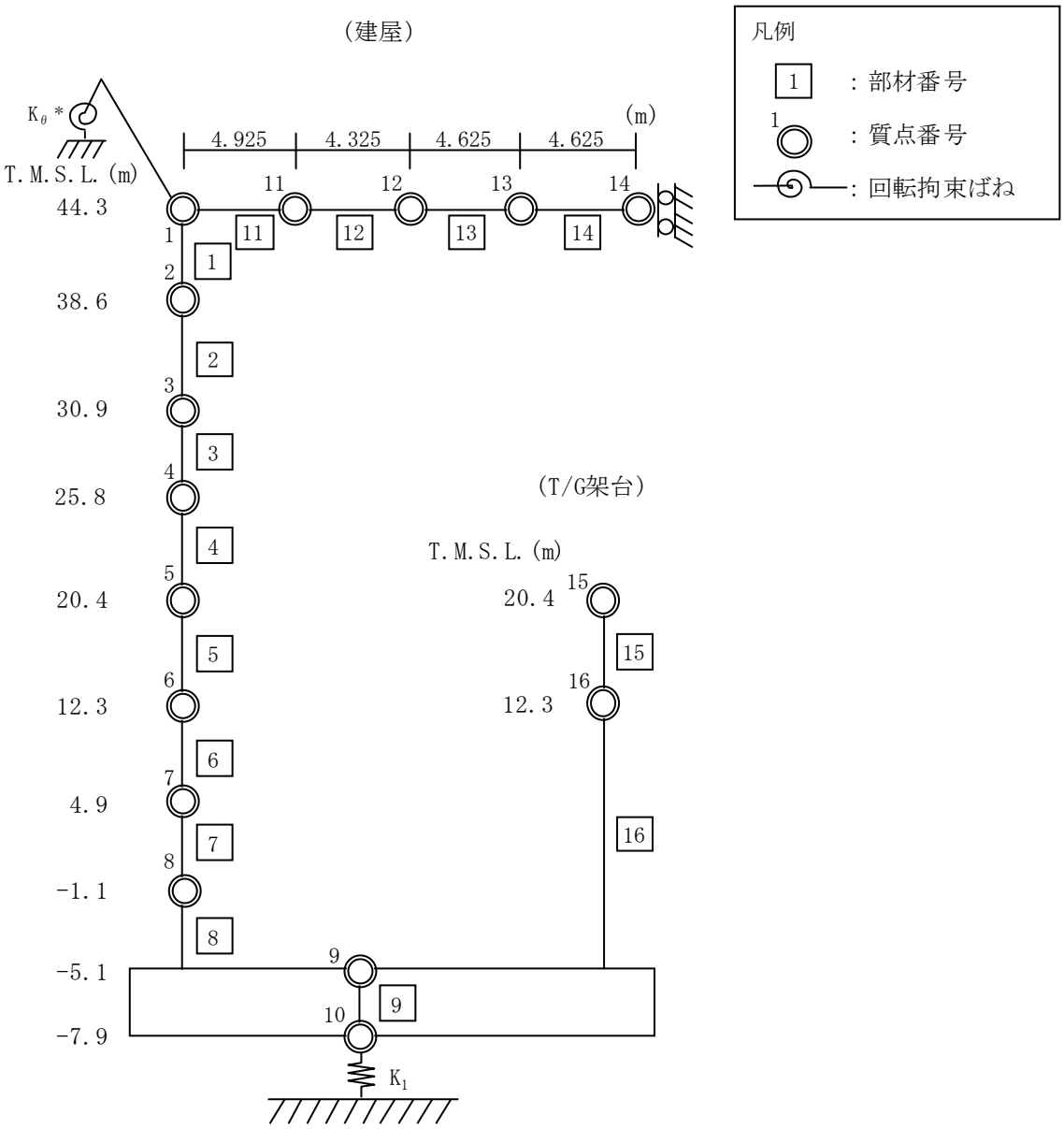
*2：Ks1,Ks2,Ks3,Ks4,Ks5,Ks6,Ks7はkN･s/m　Kr7はkN･m･s/rad

(b)　EW 方向

ばね番号	質点番号	地盤ばね成分	ばね定数*1	減衰係数*2
Ks1	36	側面・並進	1.05×10^{6}	5.47×10^{5}
Ks2	37	側面・並進	3.43×10^{5}	1.79×10^{5}
Ks3	38	側面・並進	2.49×10^{6}	1.30×10^{6}
Ks4	39	側面・並進	8.18×10^{5}	4.27×10^{5}
Ks5	40	側面・並進	2.76×10^{6}	1.25×10^{6}
Ks6	41	側面・並進	2.45×10^{6}	7.02×10^{5}
Ks7	41	底面・並進	1.25×10^{8}	7.39×10^{6}
Kr7	41	底面・回転	2.64×10^{11}	4.84×10^{9}

注記*1：Ks1,Ks2,Ks3,Ks4,Ks5,Ks6,Ks7はkN/m　Kr7はkN･m/rad

*2：Ks1,Ks2,Ks3,Ks4,Ks5,Ks6,Ks7はkN･s/m　Kr7はkN･m･s/rad



注記＊：屋根トラス端部回転拘束ばね

図 3－9　地震応答解析モデル（鉛直方向）

表 3－6　地震応答解析モデルの諸元（鉛直方向）

質点番号	1	11	12	13	14
質点重量W (kN)	－	9380	9460	9770	4890

部材番号	11	12	13	14
せん断断面積 A_S($\times 10^{-2}m^2$)	29.28	29.28	20.04	20.04
断面二次モーメント I_B(m^4)	3.19	3.19	2.54	2.54

質点	質点重量	部材	軸断面積
1	36450	1	20.70
2	54170	2	24.90
3	160140	3	640.8
4	69580	4	633.7
5	284230	5	732.1
6	376070	6	1036.5
7	370000	7	1211.6
8	264280	8	1290.4
9	494300	9	7954.0
10	264930		
15	103470	15	139.2
16	70210	16	154.0

屋根トラス端部回転拘束ばねK_θ　（2.75×10^7 kN･m/rad）

①コンクリート部　建屋及びT/G架台
ヤング係数E 2.88　$\times10^4$ (N/mm^2)
せん断弾性係数G 1.20　$\times10^4$ (N/mm^2)
ポアソン比ν 0.20
減衰定数h 5%

②コンクリート部　基礎スラブ
ヤング係数E 2.79　$\times10^4$ (N/mm^2)
せん断弾性係数G 1.16　$\times10^4$ (N/mm^2)
ポアソン比ν 0.20
減衰定数h 5%

③鉄骨部
ヤング係数E 2.05　$\times10^5$ (N/mm^2)
せん断弾性係数G 7.90　$\times10^4$ (N/mm^2)
ポアソン比ν 0.30
減衰定数h 2%

基礎形状 97.0m(NS方向)×82.0m(EW方向)
×2.0m又は2.8m(厚さ)

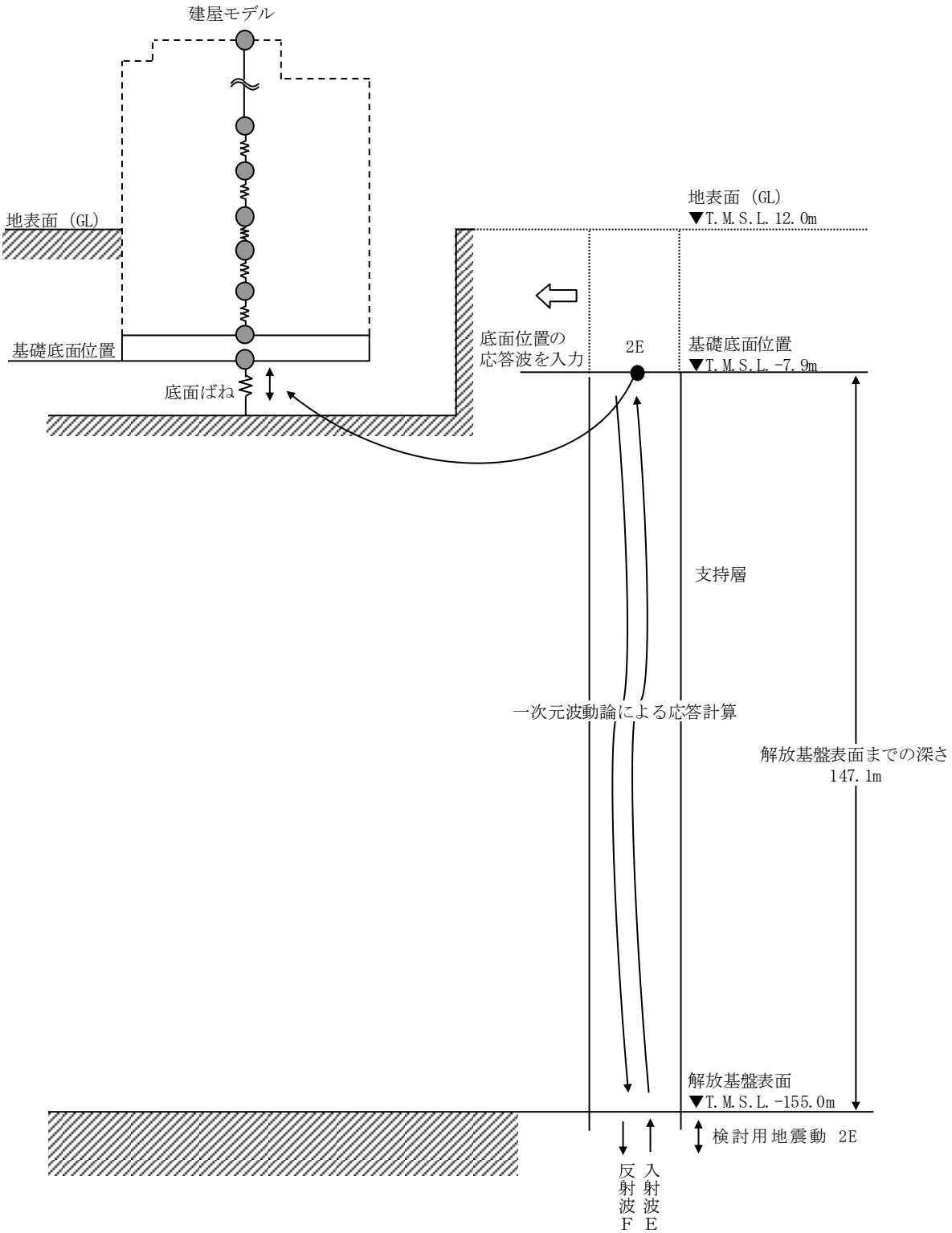


図 3－10　地震応答解析モデルに入力する地震動の概念図（鉛直方向）

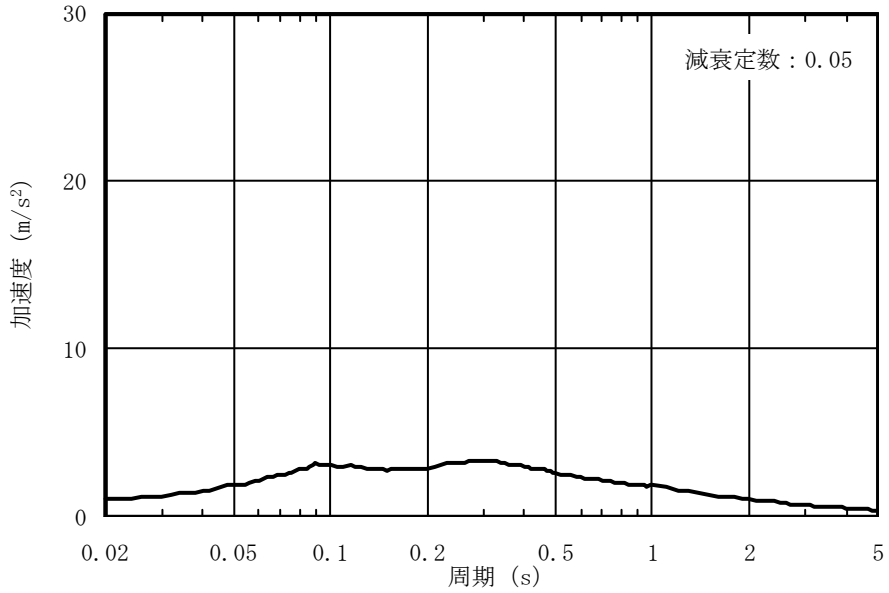


図 3－11　入力地震動の加速度応答スペクトル
（年超過確率 10^{-2} 相当地震動，鉛直方向，T.M.S.L.-7.9m）

表 3－7　地盤のばね定数と減衰係数（鉛直方向，年超過確率 10^{-2} 相当地震動）

ばね番号	質点番号	地盤ばね成分	ばね定数 (kN/m)	減衰係数 (kN・s/m)
K1	10	底面・鉛直	2.13×10^{8}	1.80×10^{7}

3.3　解析方法

タービン建屋の地震応答解析には，解析コード「ＴＤＡＳ」を用いる。

タービン建屋の解析は，Ⅴ-2「耐震性に関する説明書」のうちⅤ-2-1-6「地震応答解析の基本方針」に基づき，時刻歴応答解析により実施する。なお，解析に用いる解析コードの検証，妥当性確認等の概要については，Ⅴ-3「強度に関する説明書　別紙　計算機プログラム（解析コード）の概要」に示す。

4. 解析結果

4.1 固有値解析結果

固有値解析結果（固有周期及び固有振動数）を表 4－1 に示す。刺激関数図を図 4－1 に示す。

なお，刺激係数は，モードごとに固有ベクトルの最大値を 1 に規準化して得られる値を示す。

4.2 応答解析結果

地震応答解析結果を図 4－2～図 4－12，表 4－2～表 4－4 に示す。

表 4－1　固有値解析結果

(a)　NS 方向

次数	固有周期 (s)	固有振動数 (Hz)	刺激係数	備考
1	0.361	2.77	2.372	建屋－地盤連成1次
2	0.297	3.36	1.106	
3	0.225	4.44	-1.766	
4	0.201	4.97	-1.110	
5	0.191	5.25	-1.796	

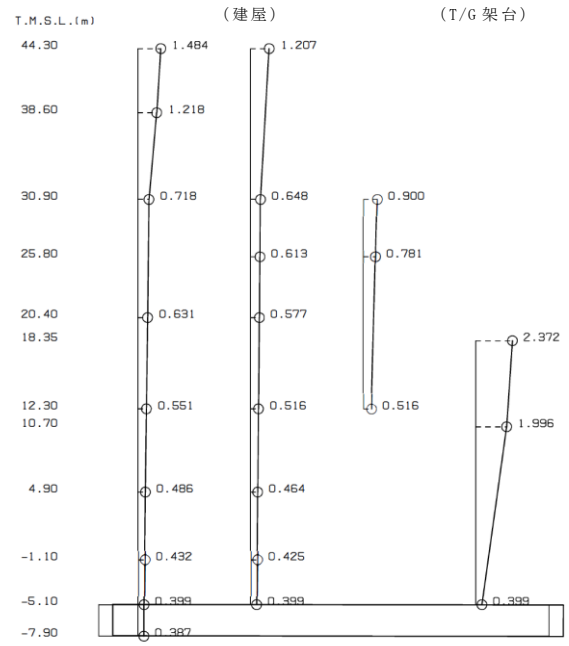
(b)　EW 方向

次数	固有周期 (s)	固有振動数 (Hz)	刺激係数	備考
1	0.406	2.47	3.198	建屋－地盤連成1次
2	0.316	3.16	1.513	
3	0.256	3.91	-2.079	
4	0.246	4.06	-1.833	
5	0.190	5.27	-0.055	

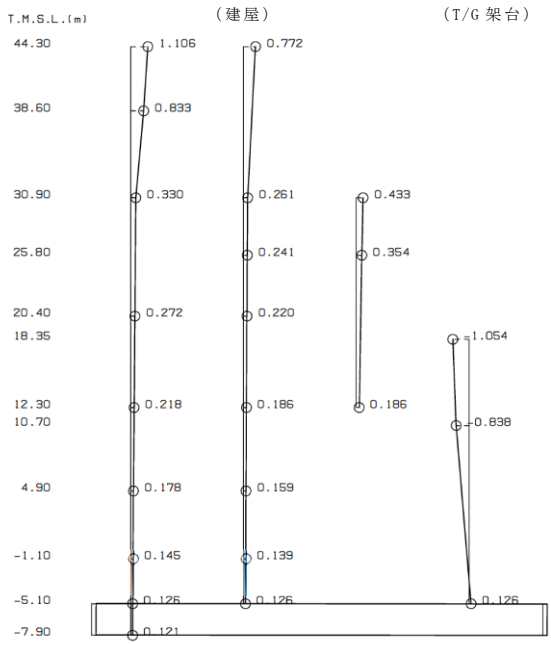
(c)　鉛直方向

次数	固有周期 (s)	固有振動数 (Hz)	刺激係数	備考
1	0.495	2.02	1.659	屋根トラス1次
2	0.224	4.46	1.170	建屋－地盤連成1次
3	0.109	9.20	0.273	
4	0.073	13.63	-0.177	
5	0.061	16.29	0.058	

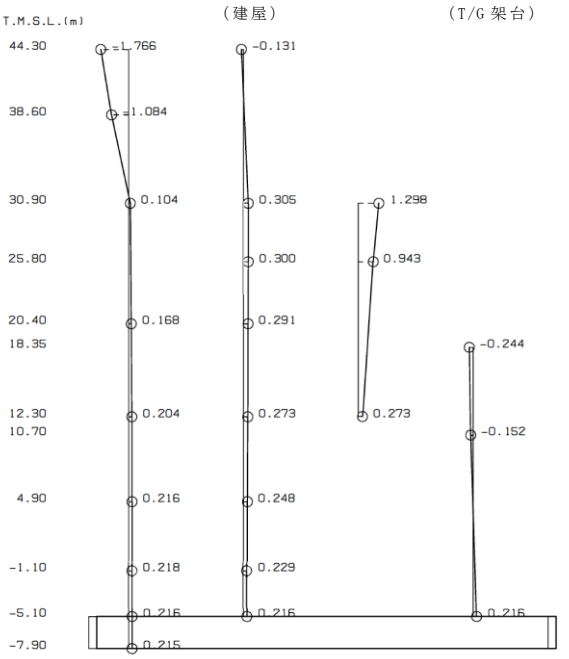
注:刺激係数は,モードごとに固有ベクトルの最大値を 1 に規準化して得られる値を示す。



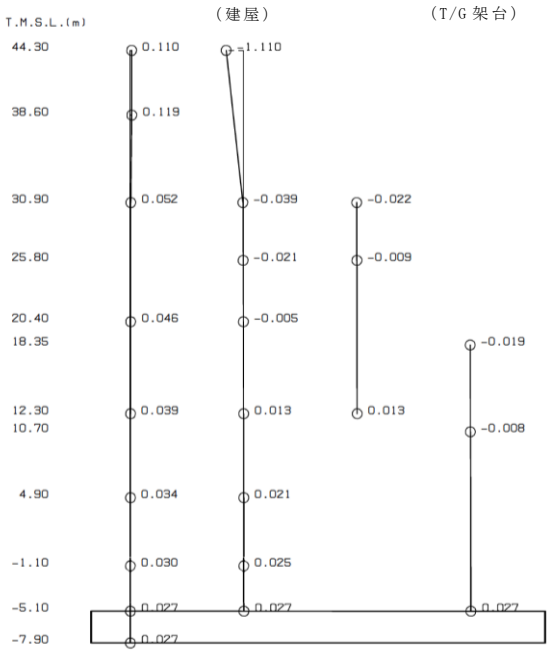
1 次



2 次

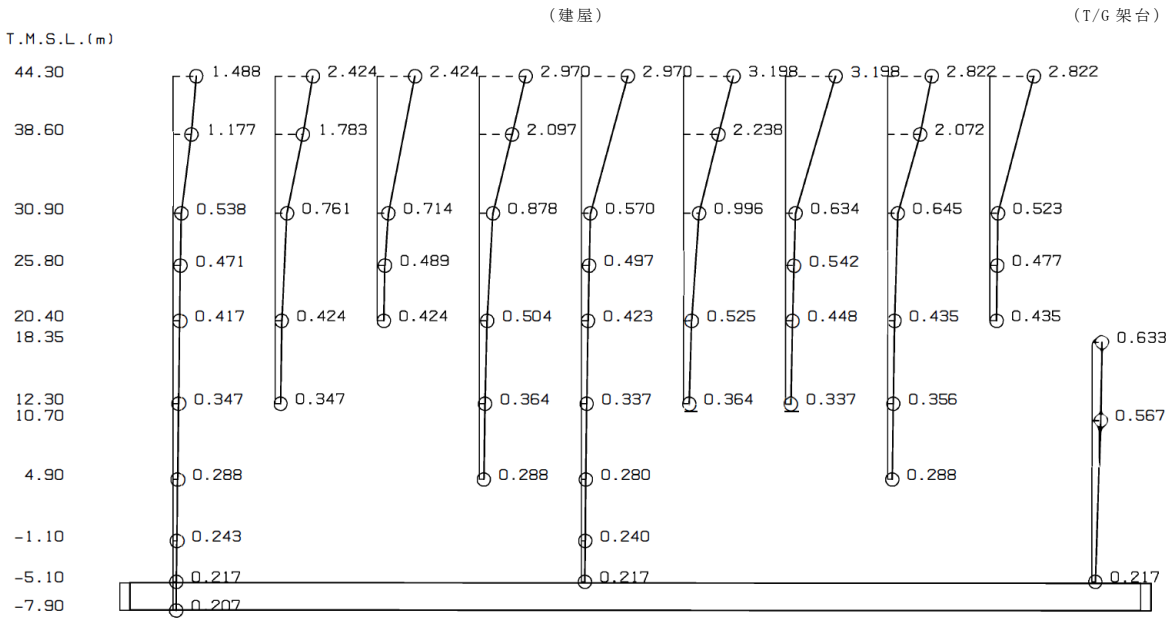


3 次

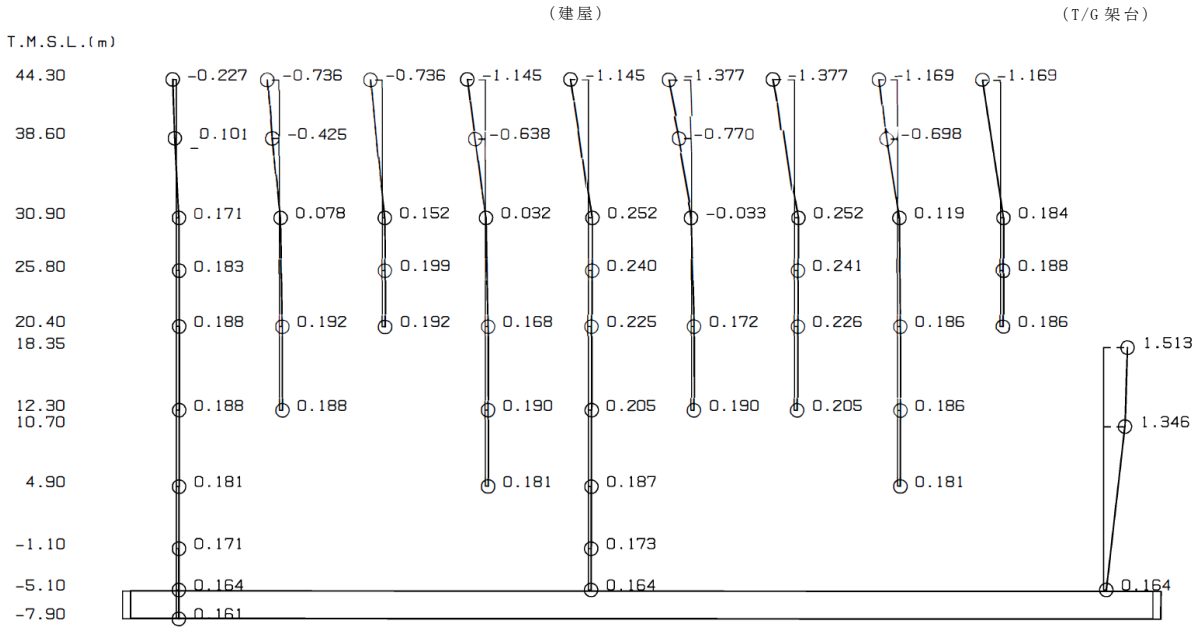


4 次

図 4－1　刺激関数図（NS 方向）（1/4）

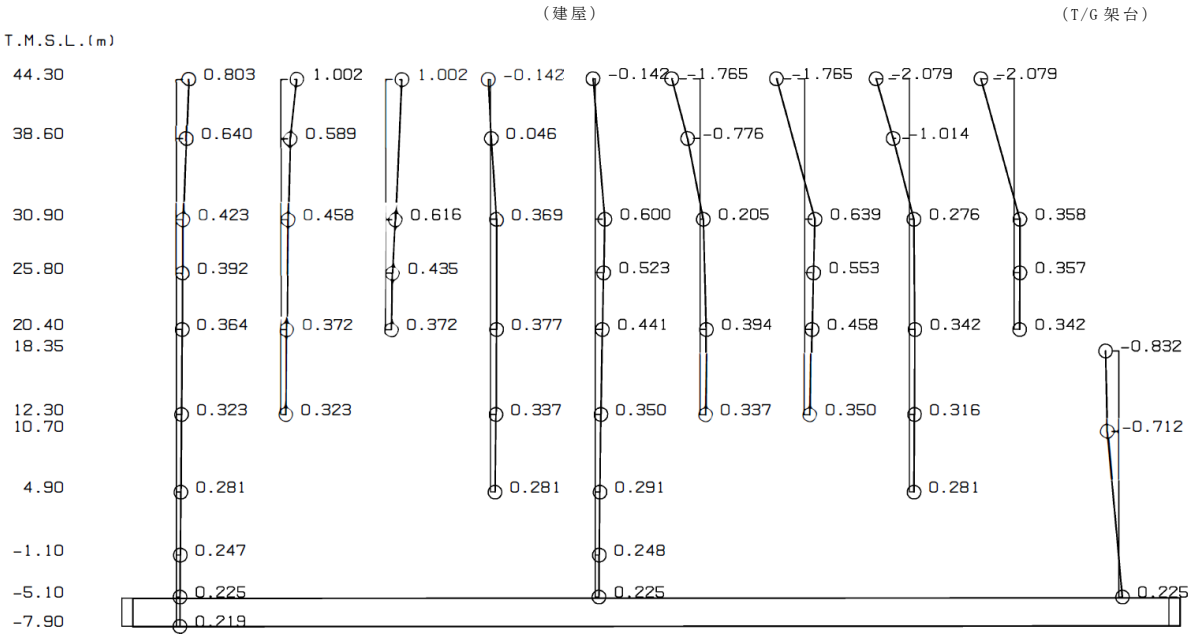


1 次

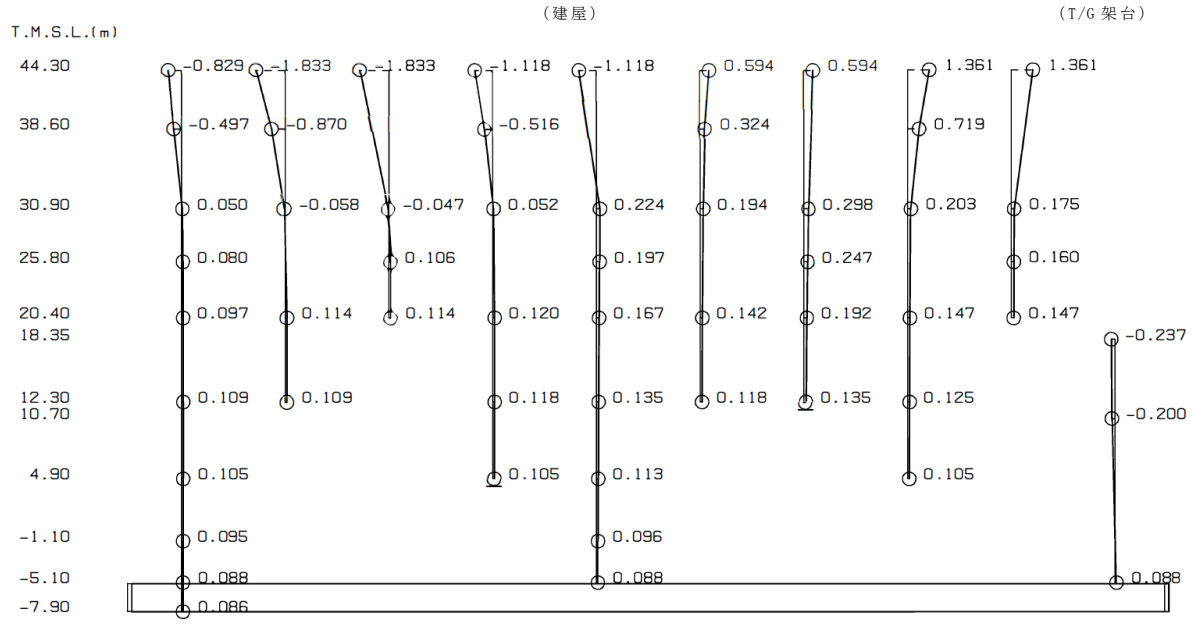


2 次

図 4－1 刺激関数図（EW 方向）（2/4）

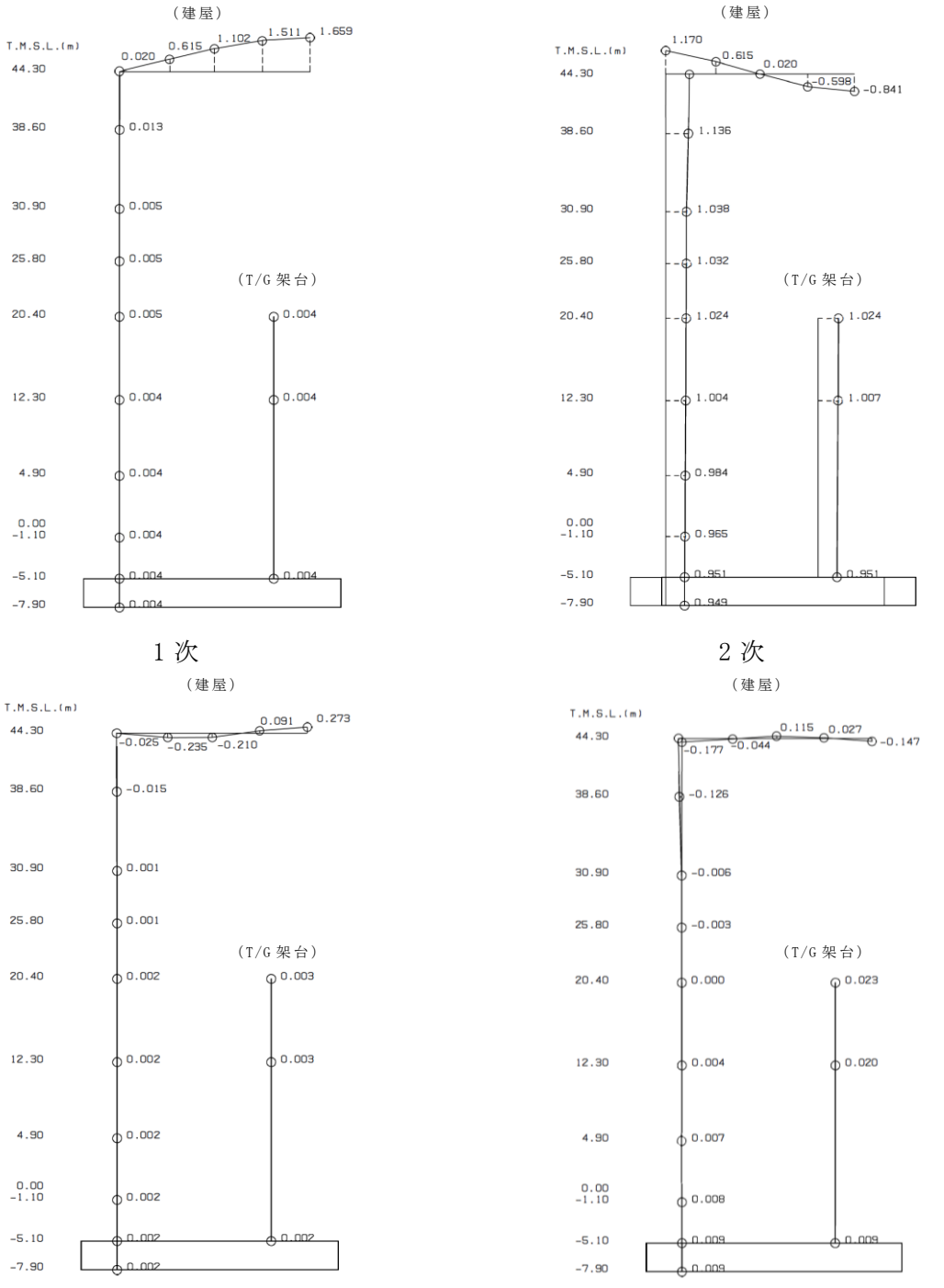


3 次



4 次

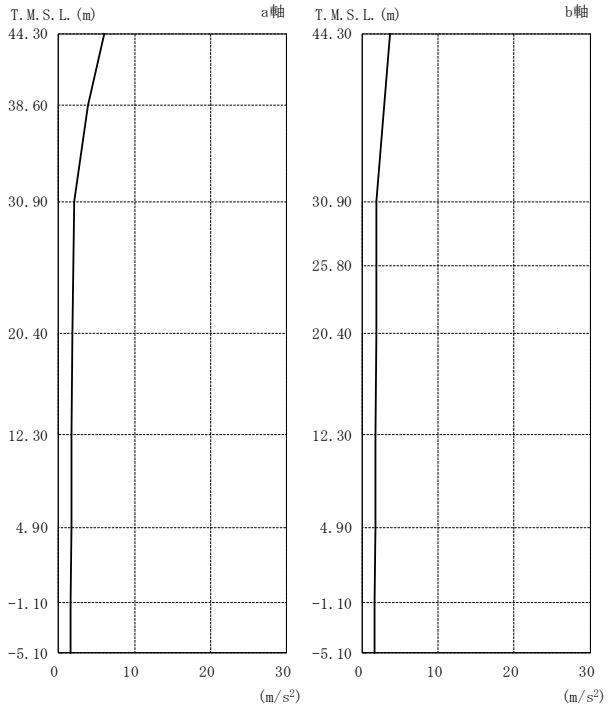
図 4－1 刺激関数図（EW 方向）（3/4）



1 次　　2 次

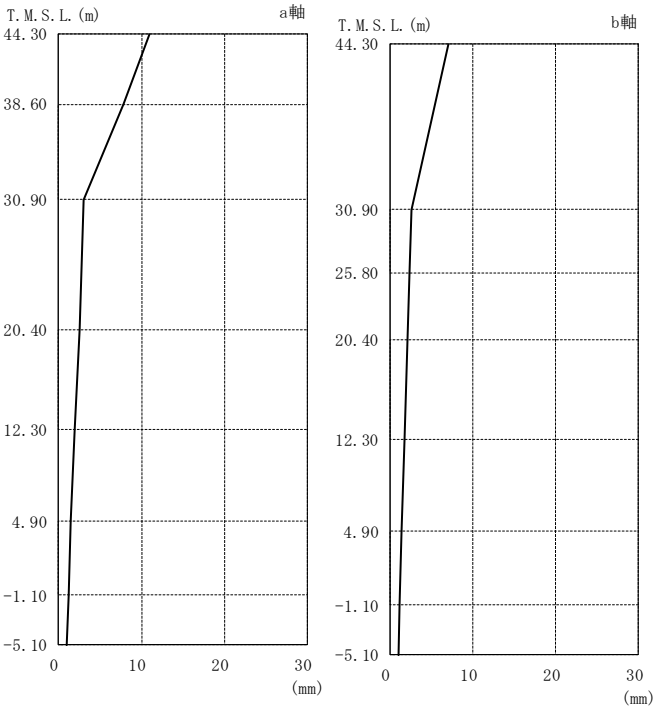
3 次　　4 次

図 4－1 刺激関数図（鉛直方向）（4/4）



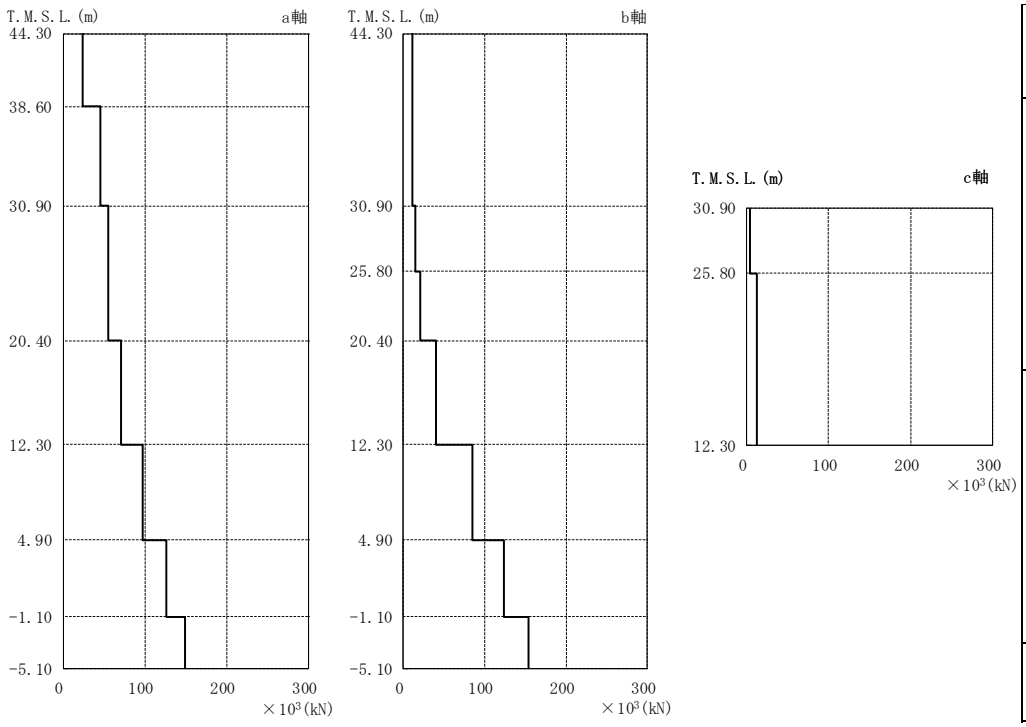
部位	質点番号	最大応答加速度 (m/s^2)
a軸	1	6.02
	3	3.89
	4	2.04
	9	1.85
	11	1.76
	13	1.68
	15	1.62
b軸	2	3.65
	5	1.88
	7	1.86
	10	1.83
	12	1.76
	14	1.68
	16	1.63
	17	1.59
c軸	6	5.23
	8	3.52

図 4－2　最大応答加速度（NS 方向）



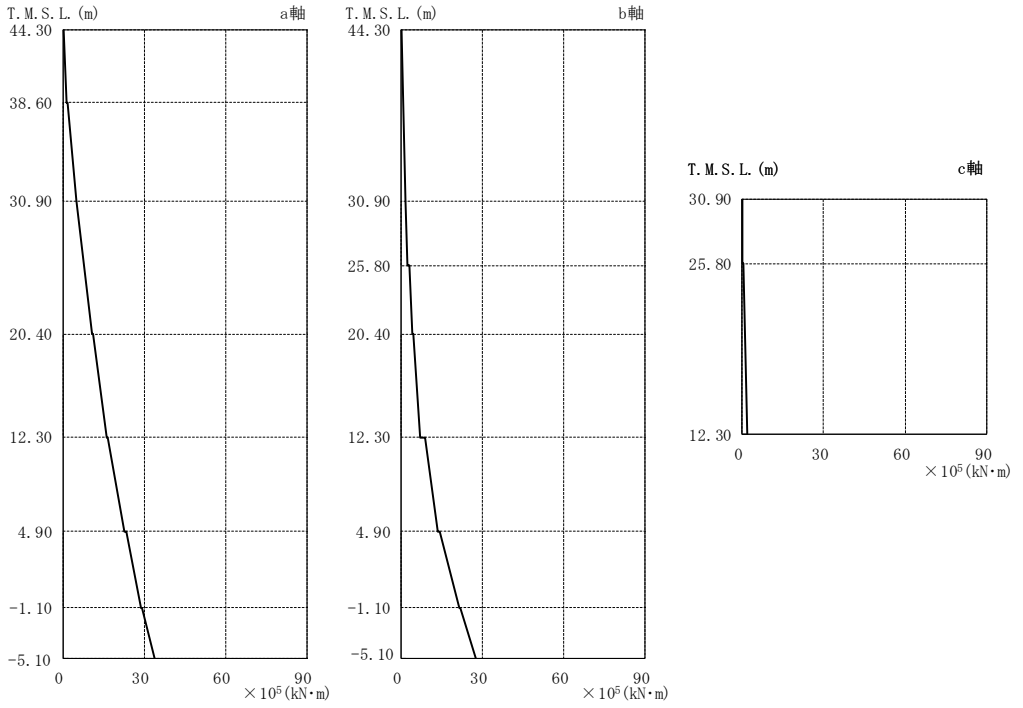
部位	質点番号	最大応答変位 (mm)
a軸	1	11.0
	3	7.78
	4	3.02
	9	2.50
	11	1.97
	13	1.51
	15	1.22
b軸	2	7.03
	5	2.58
	7	2.38
	10	2.15
	12	1.73
	14	1.38
	16	1.17
	17	1.03
c軸	6	6.31
	8	4.86

図 4－3　最大応答変位（NS 方向）



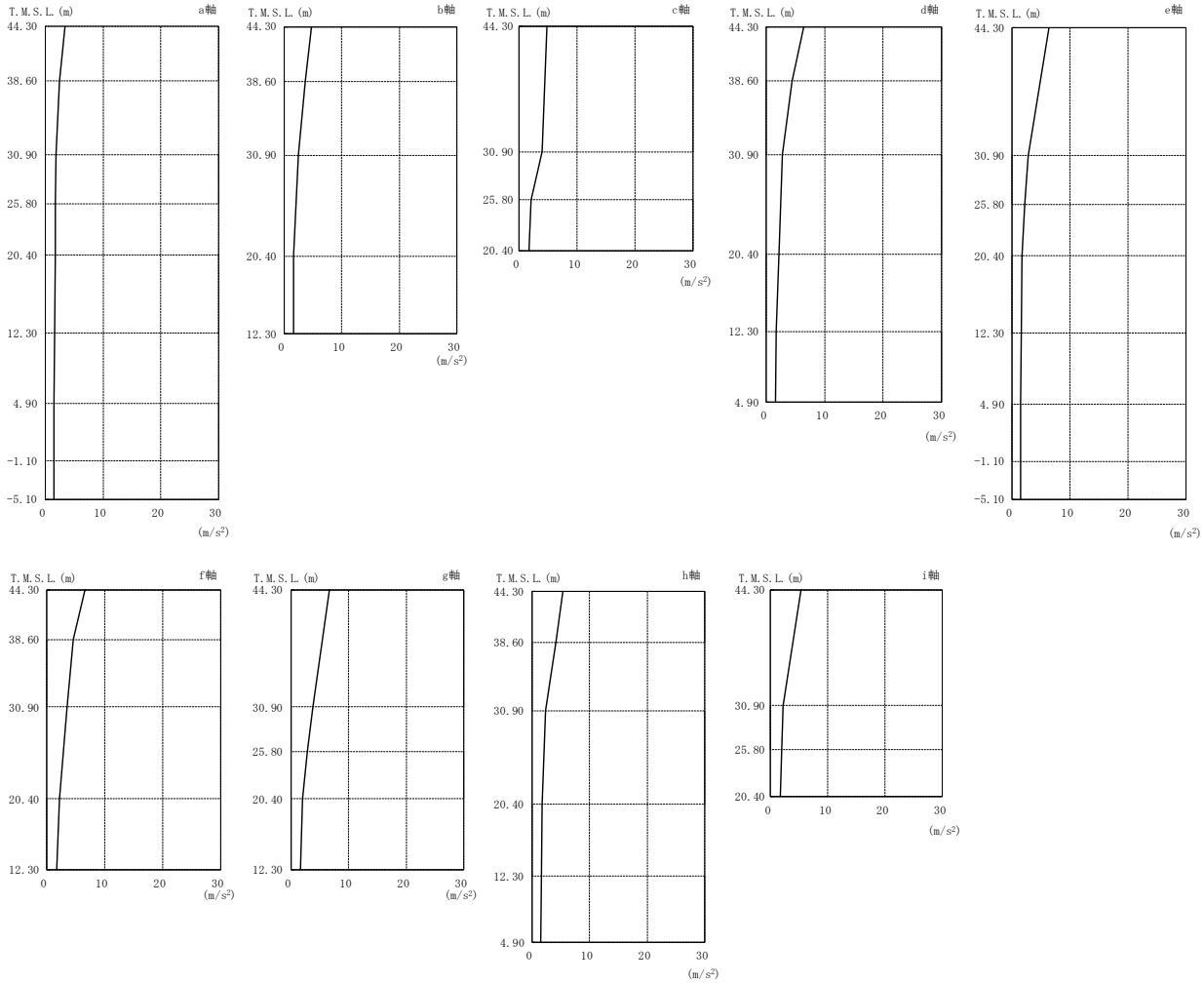
部位	部材番号	最大応答せん断力 ($\times 10^3$kN)
a軸	1	23.9
	2	45.4
	3	54.4
	4	71.0
	5	97.3
	6	126
	7	148
b軸	9	10.6
	10	14.8
	11	20.5
	12	40.2
	13	84.7
	14	124
	15	154
c軸	16	4.31
	17	12.6

図 4－4　最大応答せん断力（NS 方向）



部位	部材番号	最大応答曲げモーメント ($\times 10^5$kN・m)
a軸	1	0.238 1.39
	2	1.40 4.90
	3	4.93 10.6
	4	10.9 16.0
	5	16.4 22.4
	6	23.1 28.8
	7	29.1 33.6
b軸	9	0.128 1.43
	10	1.52 2.26
	11	2.98 4.00
	12	4.55 6.90
	13	8.91 13.6
	14	14.1 21.3
	15	21.7 27.7
c軸	16	0.0163 0.219
	17	0.473 1.89

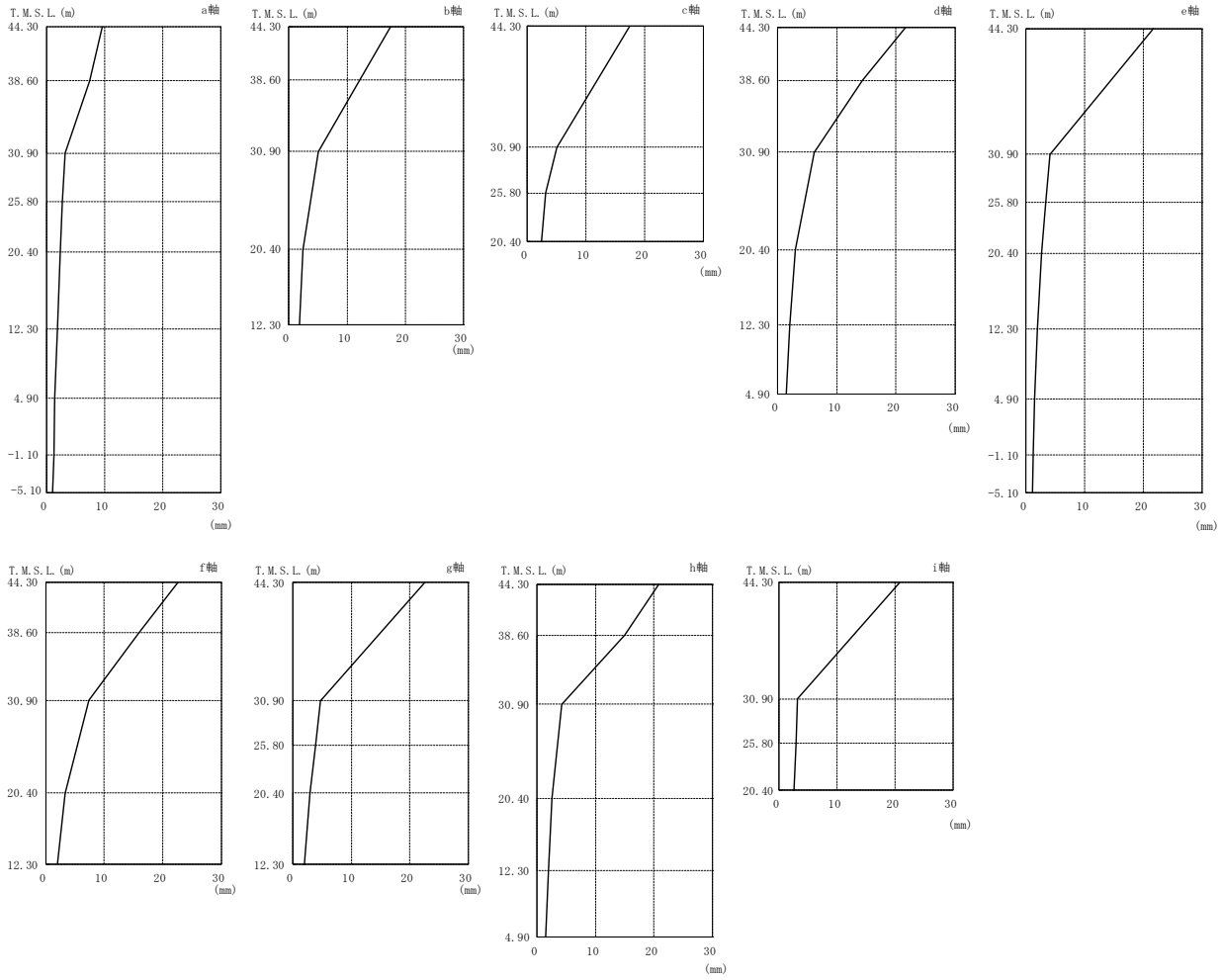
図 4－5　最大応答曲げモーメント（NS 方向）



部位	質点番号	最大応答加速度 (m/s^2)
a軸	1	3.39
	6	2.48
	11	1.82
	20	1.75
	25	1.68
	32	1.58
	36	1.51
	38	1.49
	40	1.48
b軸	2	4.75
	7	3.67
	12	2.41
	26	1.67
c軸	19	3.94
	21	2.03
d軸	3	6.44
	8	4.44
	13	2.75
	27	2.17
	33	1.71

部位	質点番号	最大応答加速度 (m/s^2)
e軸	18	2.83
	22	2.21
	31	1.79
	35	1.64
	37	1.54
	39	1.49
f軸	4	6.65
	9	4.51
	14	3.54
	28	2.15
g軸	17	3.78
	23	2.91
	30	1.99
h軸	5	5.35
	10	4.16
	15	2.35
	29	1.73
	34	1.62
i軸	16	2.18
	24	1.91

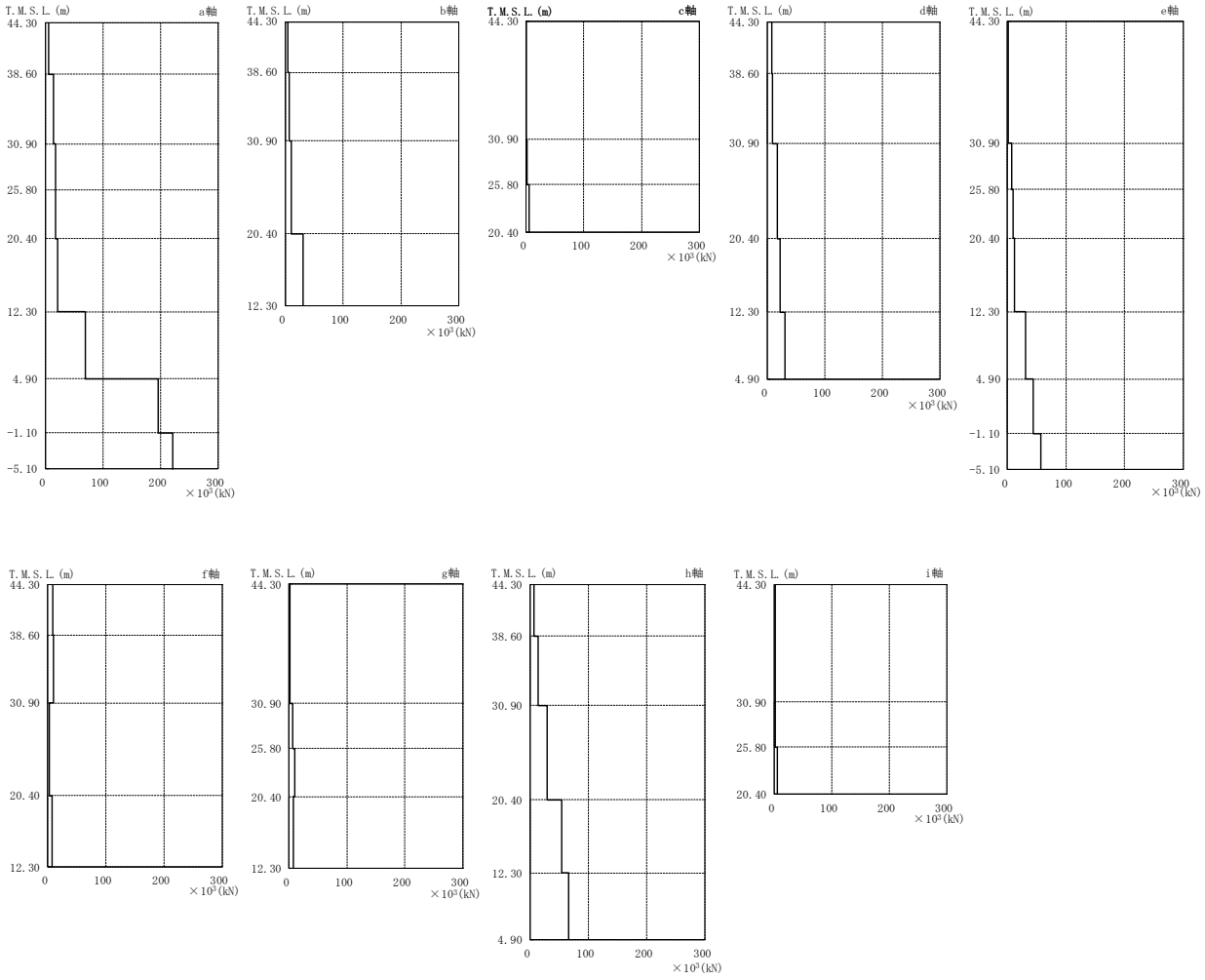
図 4－6　最大応答加速度（EW 方向）



部位	質点番号	最大応答変位 (mm)
a軸	1	9.57
	6	7.43
	11	3.17
	20	2.74
	25	2.35
	32	1.81
	36	1.43
	38	1.21
	40	1.06
b軸	2	17.5
	7	12.1
	12	5.02
	26	2.48
c軸	19	5.08
	21	3.13
d軸	3	21.7
	8	14.4
	13	6.22
	27	3.03
	33	2.00

部位	質点番号	最大応答変位 (mm)
e軸	18	4.02
	22	3.36
	31	2.67
	35	1.92
	37	1.47
	39	1.21
f軸	4	22.5
	9	16.0
	14	7.43
	28	3.31
g軸	17	4.76
	23	3.87
	30	2.94
h軸	5	20.8
	10	15.0
	15	4.24
	29	2.53
	34	1.88
i軸	16	3.22
	24	2.88

図 4－7　最大応答変位（EW 方向）

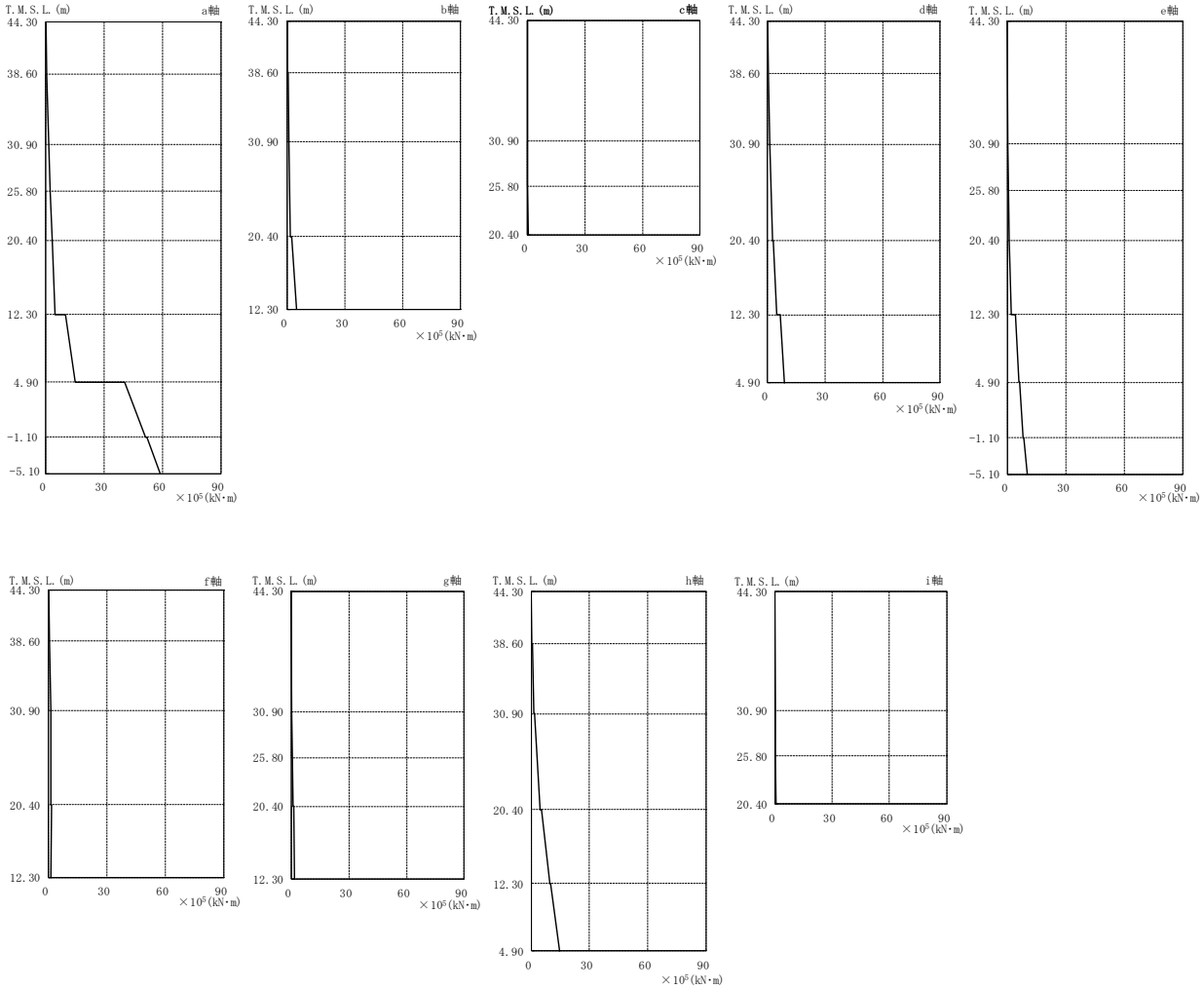


部位	部材番号	最大応答せん断力 ($\times 10^3$kN)
a軸	1	6.01
	2	13.9
	3	17.6
	4	18.2
	5	21.9
	6	69.6
	7	196
	8	221
b軸	10	4.80
	11	6.75
	12	10.7
	13	30.5
c軸	14	0.726
	15	1.19
	16	4.85

部位	部材番号	最大応答せん断力 ($\times 10^3$kN)
d軸	17	7.96
	18	9.46
	19	18.0
	20	22.4
	21	31.5
e軸	22	1.57
	23	7.32
	24	9.76
	25	11.4
	26	31.1
	27	44.1
	28	57.3
f軸	29	8.32
	30	9.20
	31	2.73
	32	7.33

部位	部材番号	最大応答せん断力 ($\times 10^3$kN)
g軸	33	1.64
	34	6.01
	35	9.57
	36	7.74
h軸	37	7.11
	38	13.7
	39	29.7
	40	53.8
	41	66.1
i軸	42	1.30
	43	2.36
	44	5.30

図 4－8　最大応答せん断力（EW 方向）

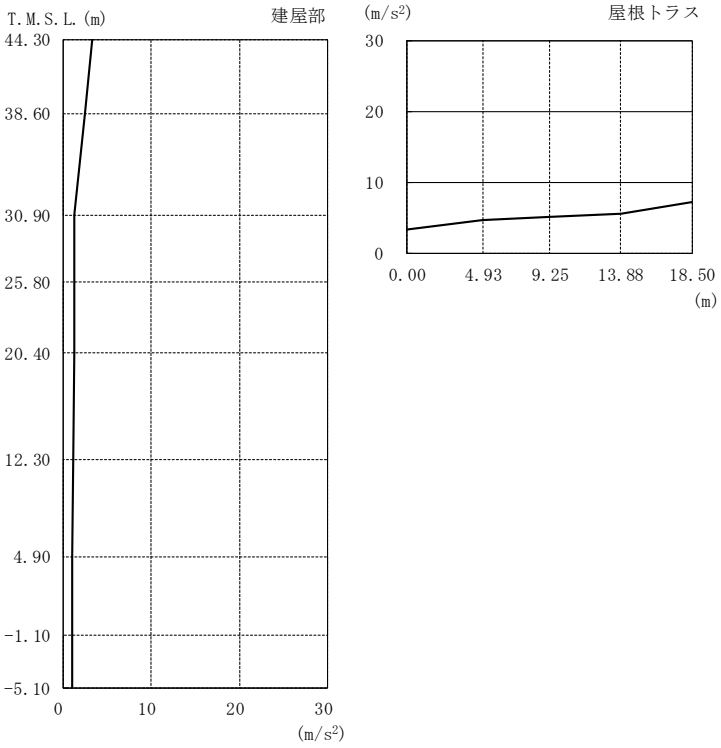


部位	部材番号	最大応答曲げモーメント (×10⁵kN・m)
a軸	1	0.0553 0.343
	2	0.343 1.41
	3	1.41 2.30
	4	2.31 3.28
	5	3.28 4.77
	6	10.1 15.2
	7	40.4 51.2
	8	52.0 58.8
b軸	10	0.0962 0.318
	11	0.447 0.902
	12	1.01 1.79
	13	2.41 4.84
c軸	14	0.0387 0.102
	15	0.102 0.161
	16	0.224 0.428

部位	部材番号	最大応答曲げモーメント (×10⁵kN・m)
d軸	17	0.111 0.491
	18	0.585 1.27
	19	1.37 2.81
	20	2.99 4.75
	21	6.75 8.99
e軸	22	0.0378 0.205
	23	0.211 0.564
	24	0.569 1.04
	25	1.12 1.99
	26	4.16 6.07
	27	6.47 8.29
	28	8.39 10.4
f軸	29	0.137 0.486
	30	0.584 1.24
	31	1.42 1.21
	32	1.61 1.30

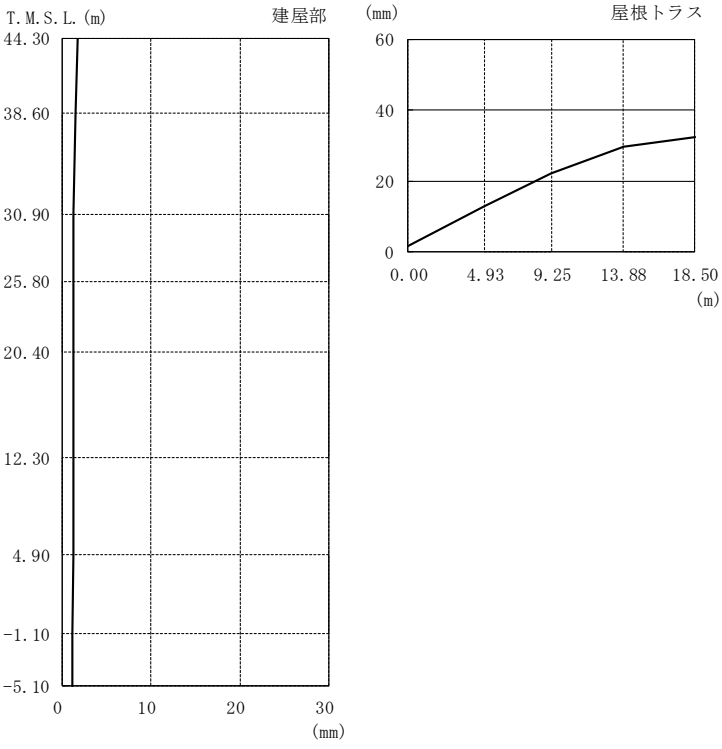
部位	部材番号	最大応答曲げモーメント (×10⁵kN・m)
g軸	33	0.0660 0.202
	34	0.278 0.553
	35	0.572 1.01
	36	1.26 1.68
h軸	37	0.0933 0.433
	38	0.527 1.48
	39	1.61 4.47
	40	5.21 9.51
	41	9.86 14.7
i軸	42	0.00891 0.178
	43	0.181 0.297
	44	0.309 0.594

図 4－9　最大応答曲げモーメント（EW 方向）



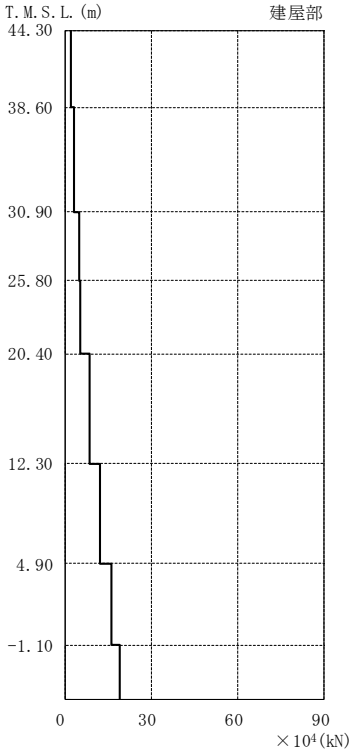
部位	質点番号	最大応答加速度 (m/s²)
建屋部	1	3.31
	2	2.53
	3	1.30
	4	1.28
	5	1.23
	6	1.12
	7	1.08
	8	1.06
	9	1.04
屋根トラス	1	3.31
	11	4.62
	12	5.16
	13	5.52
	14	7.17

図 4－10　最大応答加速度（鉛直方向）



部位	質点番号	最大応答変位 (mm)
建屋部	1	1.72
	2	1.51
	3	1.24
	4	1.24
	5	1.23
	6	1.21
	7	1.20
	8	1.18
	9	1.17
屋根トラス	1	1.72
	11	12.8
	12	22.1
	13	29.6
	14	32.5

図 4－11　最大応答変位（鉛直方向）



部位	部材番号	最大応答軸力 (×10⁴kN)
建屋部	1	1.97
	2	3.33
	3	4.85
	4	5.50
	5	8.44
	6	12.2
	7	16.1
	8	18.9

図 4－12　最大応答軸力（鉛直方向）

表 4－2　耐震壁の最大せん断ひずみ（1/2）

（a）　NS 方向

部位	T.M.S.L. (m)	地震応答解析モデルの部材番号	最大せん断ひずみ ($\times 10^{-3}$)	許容限界 ($\times 10^{-3}$)
a軸	30.9～20.4	3	0.0222	4.0
	20.4～12.3	4	0.0351	
	12.3～4.9	5	0.0327	
	4.9～-1.1	6	0.0418	
	-1.1～-5.1	7	<u>0.0450</u>	
b軸	30.9～25.8	10	0.0130	
	25.8～20.4	11	0.0142	
	20.4～12.3	12	0.0229	
	12.3～4.9	13	0.0251	
	4.9～-1.1	14	0.0264	
	-1.1～-5.1	15	0.0328	

注：下線部は各階の最大せん断ひずみのうち最も大きい値を表示。

表 4－2　耐震壁の最大せん断ひずみ（2/2）

(b)　EW 方向

部位	T.M.S.L. (m)	地震応答解析モデルの部材番号	最大せん断ひずみ ($\times 10^{-3}$)	許容限界 ($\times 10^{-3}$)
a 軸	20.4～12.3	5	0.0298	4.0
	12.3～4.9	6	0.0331	
	4.9～-1.1	7	0.0382	
	-1.1～-5.1	8	0.0372	
b 軸	20.4～12.3	13	0.0406	
c 軸	25.8～20.4	16	0.0421	
d 軸	20.4～12.3	20	0.0407	
	12.3～4.9	21	0.0391	
e 軸	25.8～20.4	24	0.0303	
	20.4～12.3	25	0.0252	
	12.3～4.9	26	0.0233	
	4.9～-1.1	27	0.0287	
	-1.1～-5.1	28	0.0309	
f 軸	20.4～12.3	32	0.0514	
g 軸	25.8～20.4	35	0.0283	
	20.4～12.3	36	0.0335	
h 軸	20.4～12.3	40	0.0418	
	12.3～4.9	41	0.0471	
i 軸	30.9～25.8	43	0.0133	
	25.8～20.4	44	0.0183	

注：下線部は各階の最大せん断ひずみのうち最も大きい値を表示。

表 4－3　鉄骨の層間変形角

(a)　NS 方向

部位	T.M.S.L. (m)	地震応答解析 モデル部材番号	層間変形角	許容限界
a軸	44.3～38.6	1	1/1890	1/30
	38.6～30.9	2	1/1440	
b軸	44.3～30.9	9	1/2890	
c軸	30.9～25.8	16	1/2890	

注：下線部は各階の層間変形角のうち最も大きい値を表示。

(b)　EW 方向

部位	T.M.S.L. (m)	地震応答解析 モデル部材番号	層間変形角	許容限界
a軸	44.3～38.6	1	1/2450	1/30
	38.6～30.9	2	1/1550	
b軸	44.3～38.6	10	1/1700	
	38.6～30.9	11	1/1530	
c軸	44.3～30.9	14	1/938	
d軸	44.3～38.6	17	1/1020	
	38.6～30.9	18	1/1090	
e軸	44.3～30.9	22	1/649	
f軸	44.3～38.6	29	1/982	
	38.6～30.9	30	1/1120	
g軸	44.3～30.9	33	1/623	
h軸	44.3～38.6	37	1/1150	
	38.6～30.9	38	1/753	
i軸	44.3～30.9	42	1/786	

注：下線部は各階の層間変形角のうち最も大きい値を表示。

表 4－4　地震応答解析結果に基づく接地率

方向	最大接地圧 (kN/m^2)	最大転倒モーメント ($\times 10^6$ kN･m)	最小接地率 (%)
NS方向	401	7.60	100
EW方向	417	8.06	100

Ⅴ-3-別添 2-6　コントロール建屋の強度計算書

目　　次

1.　概要 ····· 1
2.　基本方針 ····· 2
2.1　位置 ····· 2
2.2　構造概要 ····· 3
2.3　評価方針 ····· 6
2.4　適用規格 ····· 8
3.　強度評価方法及び評価条件 ····· 9
3.1　評価対象部位 ····· 9
3.2　荷重及び荷重の組合せ ····· 11
3.2.1　荷重 ····· 11
3.2.2　荷重の組合せ ····· 13
3.3　許容限界 ····· 14
3.4　解析モデル及び諸元 ····· 17
3.4.1　モデル化の基本方針 ····· 17
3.5　評価方法 ····· 19
3.5.1　屋根スラブの評価方法 ····· 19
3.5.2　耐震壁の評価方法 ····· 24
4.　強度評価結果 ····· 25
4.1　屋根スラブの評価結果 ····· 25
4.2　耐震壁の評価結果 ····· 27

別紙　年超過確率 10^{-2} 相当地震動に対するコントロール建屋の地震応答計算書

1. 概要

本資料は，Ⅴ-3-別添 2-1-4「コントロール建屋の強度計算の方針」に示すとおり，コントロール建屋が降下火砕物及び積雪の堆積時においても，内包する防護すべき施設に降下火砕物を堆積させない機能，放射線の遮蔽機能（以下「遮蔽性」という。）及び放射性物質の閉じ込め機能（以下「気密性」という。）の維持を考慮して，建屋全体及び建屋の主要な構造部材が構造健全性を維持することを確認するものである。

2.　基本方針

コントロール建屋は，Ⅴ-3-別添 2-1-4「コントロール建屋の強度計算の方針」の「3.2 機能維持の方針」に示す構造計画を踏まえ，本資料では，「2.1　位置」，「2.2　構造概要」，「2.3　評価方針」及び「2.4　適用規格」を示す。

2.1　位置

コントロール建屋は，Ⅴ-3-別添 2-1-4「コントロール建屋の強度計算の方針」の「3.2 機能維持の方針」に示す位置に設置する。コントロール建屋の配置を図 2－1 に示す。

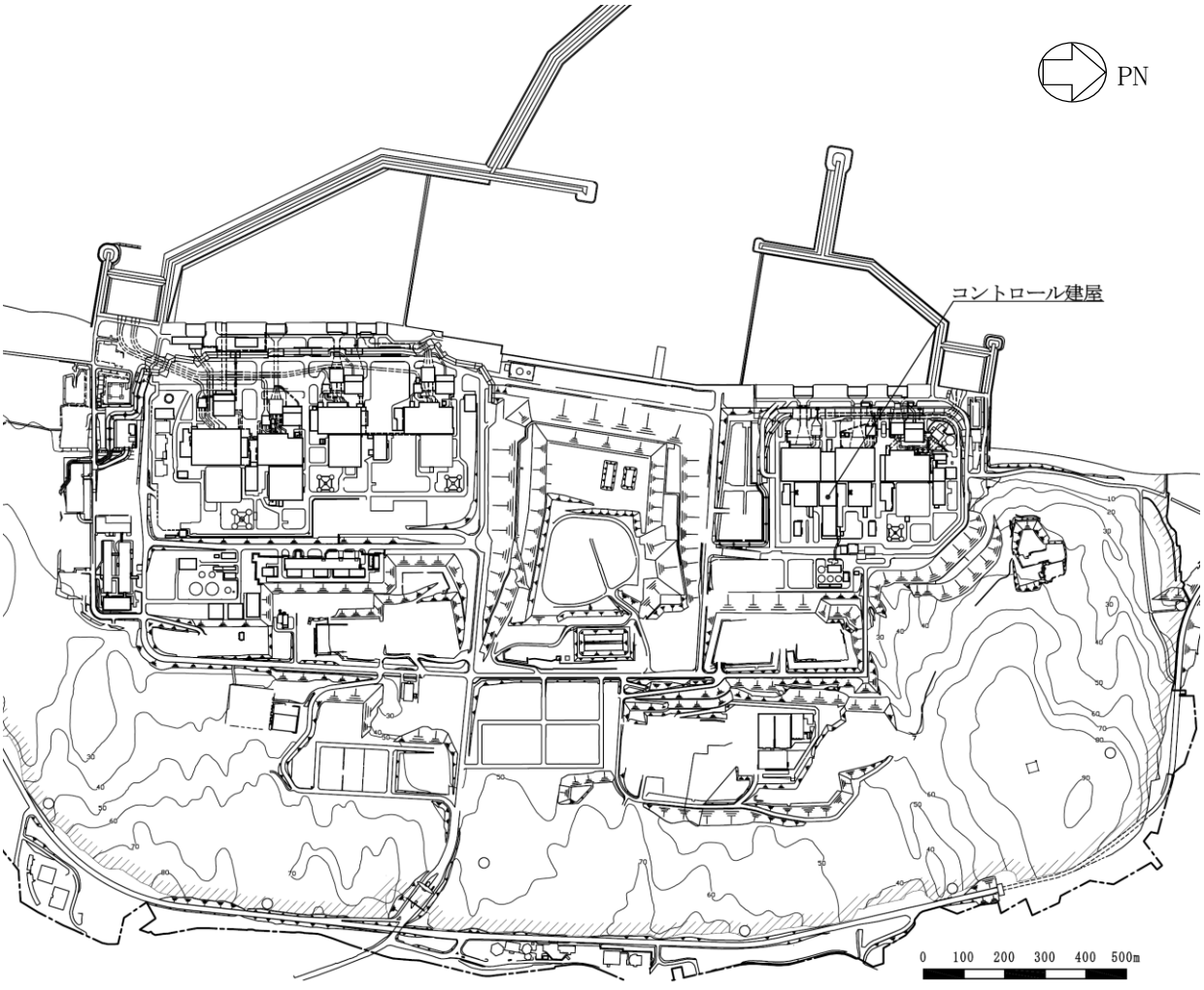


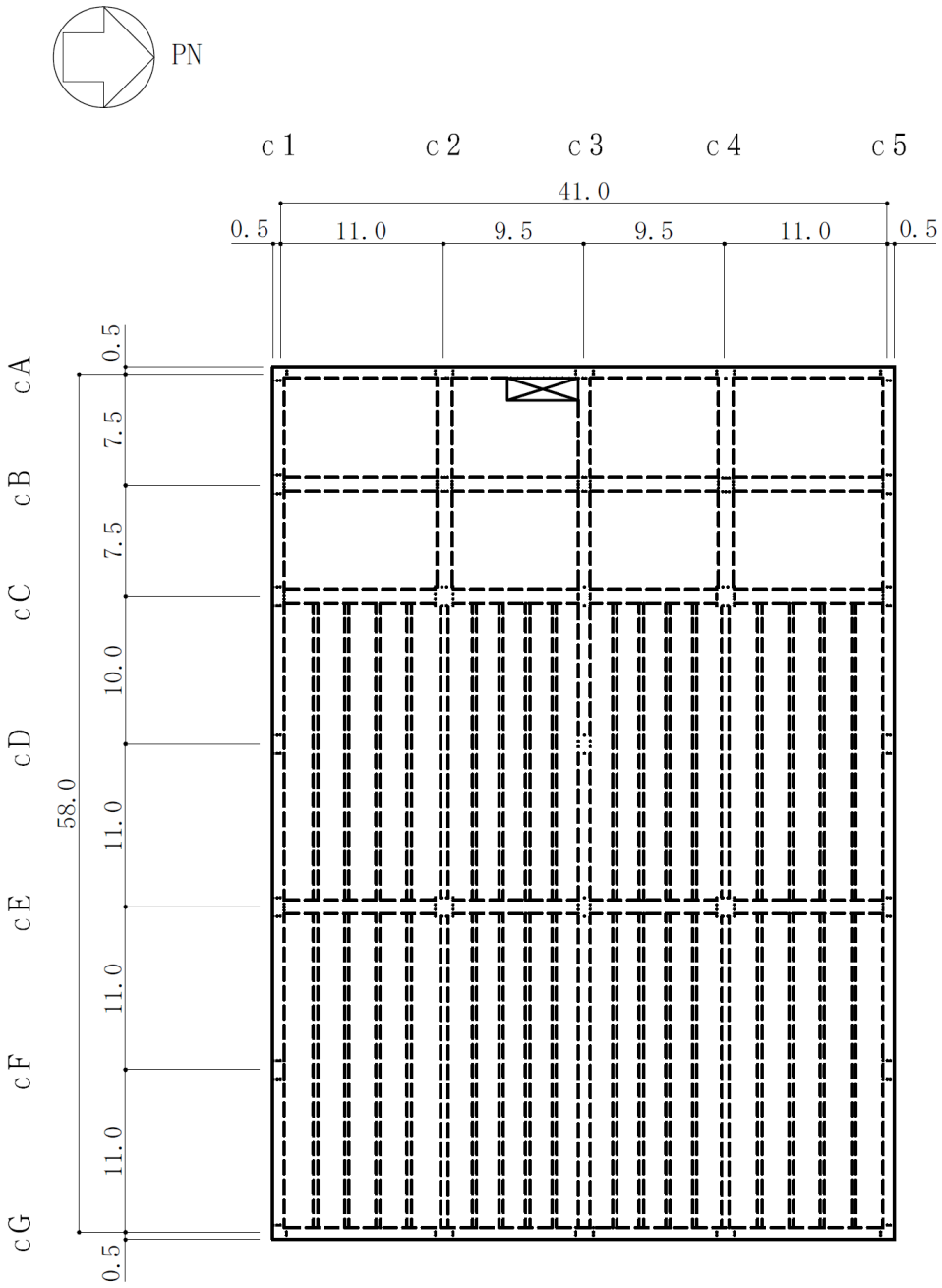
図 2－1　コントロール建屋の配置図

2.2　構造概要

コントロール建屋は，Ⅴ-3-別添 2-1-4「コントロール建屋の強度計算の方針」の「3.2 機能維持の方針」に示す構造計画を踏まえて，構造を設定する。

コントロール建屋は，平面が 42.0m（NS 方向）×59.0m（EW 方向）で，主体構造が鉄筋コンクリート造の地上 2 階，地下 2 階の建物である。

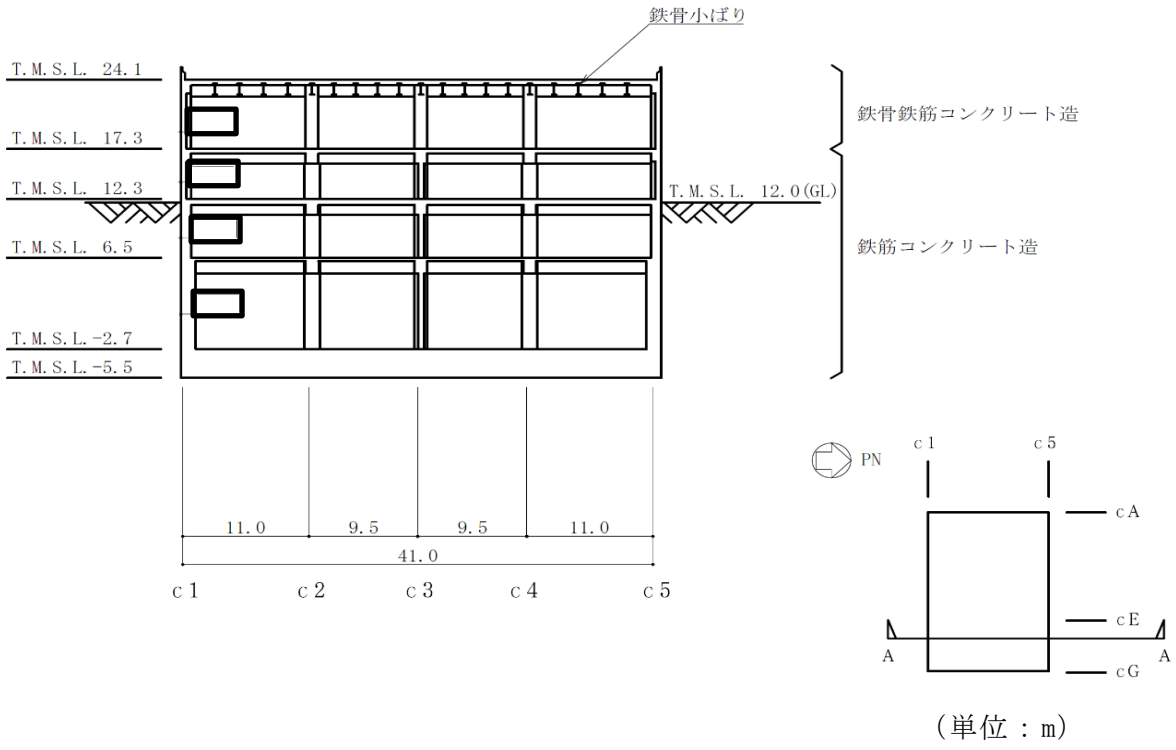
コントロール建屋の屋根面の概略平面図を図2－2に，概略断面図を図2－3に示す。



（単位：m）

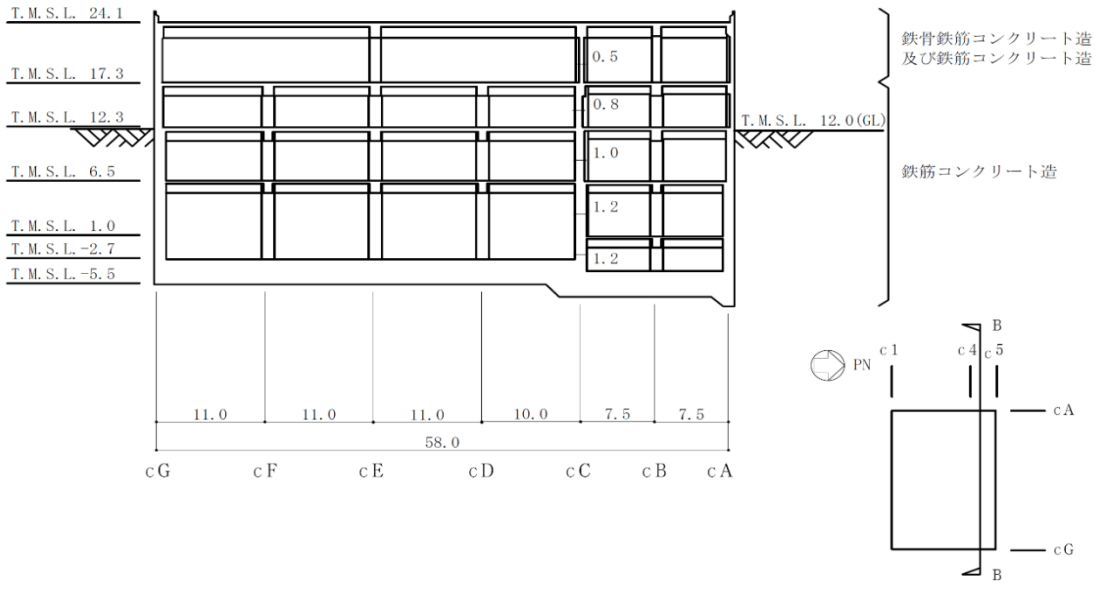
注：東京湾平均海面（以下「T.M.S.L.」という。）

図 2－2　コントロール建屋の概略平面図（RF，T.M.S.L.24.1m）



（単位：m）

NS 方向断面



（単位：m）

EW方向断面

図2－3　コントロール建屋の概略断面図

2.3　評価方針

コントロール建屋の強度評価は，Ⅴ-3-別添 2-1-4「コントロール建屋の強度計算の方針」のうち「4.　荷重及び荷重の組合せ並びに許容限界」にて設定している荷重，荷重の組合せ及び許容限界を踏まえて，建屋の評価対象部位に発生する応力等が許容限界に収まることを「3.　強度評価方法及び評価条件」に示す方法及び評価条件を用いて計算し，「4.　強度評価結果」にて確認する。強度評価フローを図 2－4 に示す。

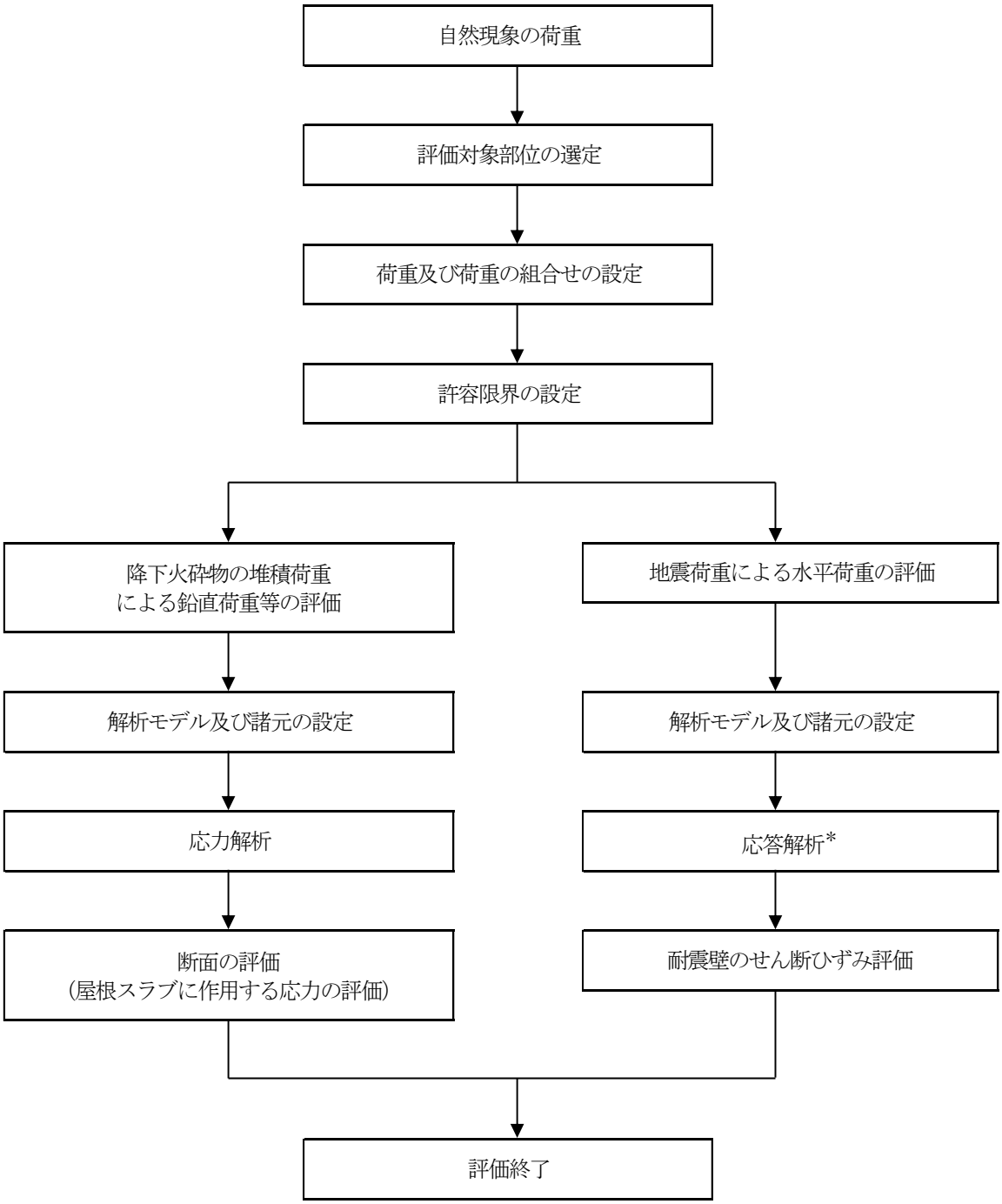
コントロール建屋の強度評価においては，その構造を踏まえて降下火砕物堆積による鉛直荷重及びこれに組み合わせる荷重（以下「設計荷重」という。）の作用方向及び伝達過程を考慮し，評価対象部位を選定する。

降下火砕物堆積による鉛直荷重及び設計荷重に対しては，鉛直荷重に抵抗する評価対象部位として屋根スラブを，水平荷重に抵抗する評価対象部位として耐震壁を選定した。

設計荷重は，Ⅴ-3-別添 2-1-4「コントロール建屋の強度計算の方針」の「4.1　荷重及び荷重の組合せ」に従い設定する。

屋根スラブ及び耐震壁に作用する荷重は，Ⅴ-3-別添 2-1-4「コントロール建屋の強度計算の方針」のうち「5.　強度評価条件及び強度評価方法」に従い，コントロール建屋の質点系モデルを用いて評価する。

許容限界は，Ⅴ-3-別添 2-1-4「コントロール建屋の強度計算の方針」の「4.2　許容限界」に従い設定する。



注記＊：別紙「年超過確率 10^{-2} 相当地震動に対するコントロール建屋の地震応答計算書」に示す。

図 2－4　強度評価フロー

2.4　適用規格

コントロール建屋の強度評価に用いる規格・基準等を以下に示す。

・建築基準法・同施行令

・新潟県建築基準法施行細則（昭和 35 年 12 月 30 日新潟県規則第 82 号）

・原子力発電所耐震設計技術指針　ＪＥＡＧ　４６０１-1987（日本電気協会）

・原子力発電所耐震設計技術指針　ＪＥＡＧ　４６０１-1991　追補版（日本電気協会）

・鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説　－許容応力度設計法－（日本建築学会，1999 改定）

・原子力施設鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説（日本建築学会，2005 制定）（以下「RC-N 規準」という。）

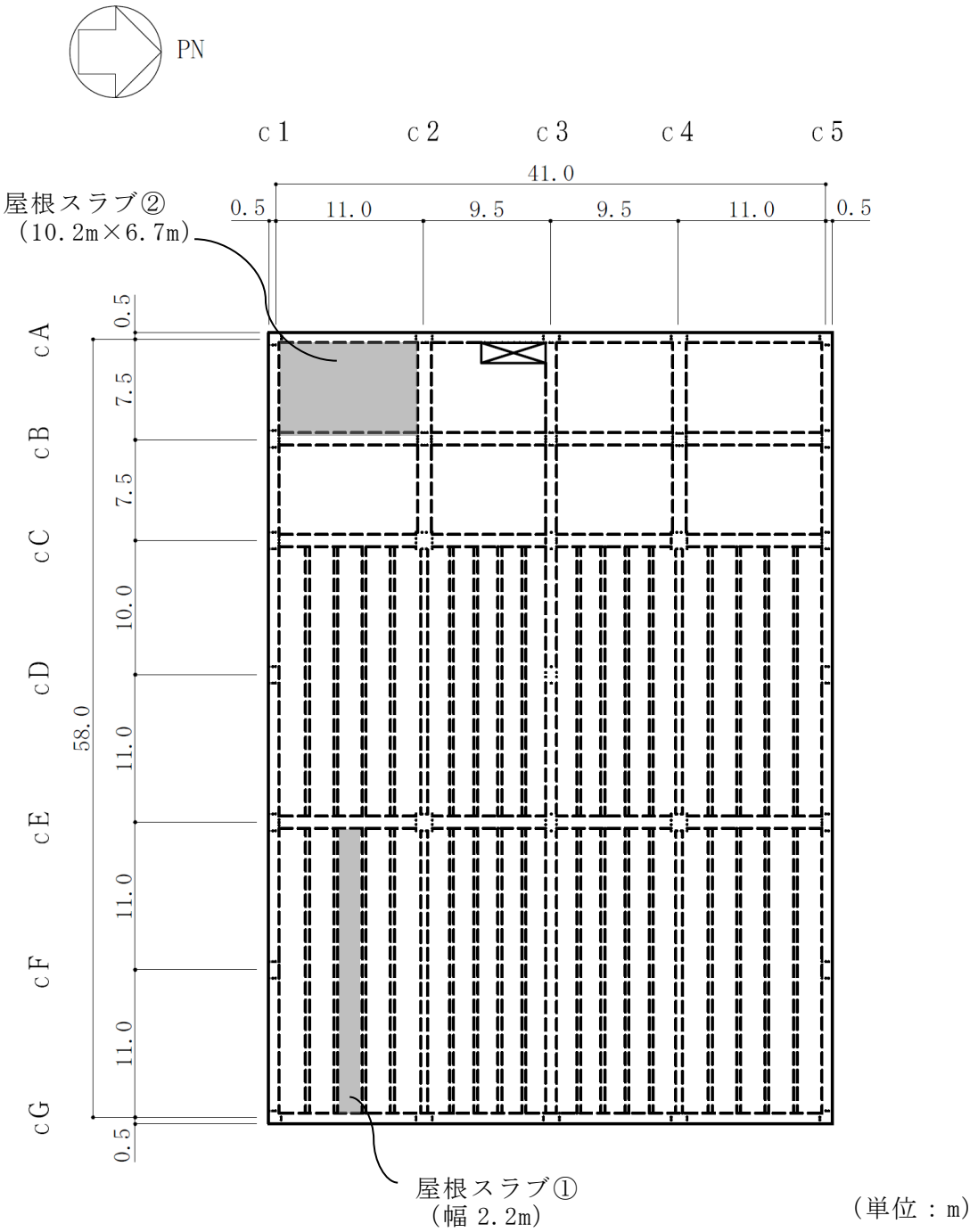
・原子力発電所耐震設計技術指針　重要度分類・許容応力編　ＪＥＡＧ　４６０１・補-1984（日本電気協会）

3.　強度評価方法及び評価条件

3.1　評価対象部位

コントロール建屋の評価対象部位は，Ⅴ-3-別添 2-1-4「コントロール建屋の強度計算の方針」のうち「4.2　許容限界」にて示している評価対象部位に従って，屋根スラブ及び耐震壁とする。

なお，屋根スラブの評価については，各断面についてスラブのスパン，スラブに作用する荷重等を考慮して，検定値が最も大きい部材を選定する。選定については，両端固定ばりとして評価するスラブ及び四辺固定版として評価するスラブそれぞれから選定して示す。屋根スラブの評価対象部位を図 3－1 に示す。



(RF, T.M.S.L.24.1m)

図 3－1　屋根スラブの評価対象部位

3.2　荷重及び荷重の組合せ

強度評価に用いる荷重及び荷重の組合せは，Ⅴ-3-別添 2-1-4「コントロール建屋の強度計算の方針」の「4.1　荷重及び荷重の組合せ」に示している荷重及び荷重の組合せを用いる。

3.2.1　荷重

(1)　屋根スラブ

a.　鉛直荷重

表 3－1 に鉛直荷重の一覧を示す。屋根スラブに考慮する鉛直荷重は，常時作用する荷重（F_d），降下火砕物による荷重（F_a）及び積雪荷重（F_s，F_{sb}）を考慮する。常時作用する荷重は，固定荷重（G）及び積載荷重（P）とし，平成 4 年 10 月 13 日付け 4 資庁第 8732 号にて認可された工事計画の添付資料「Ⅳ-2-2-1　コントロール建屋の耐震性についての計算書」に基づき設定する。

降下火砕物による荷重は，湿潤密度 1.5g/cm^3 の降下火砕物が 35cm 堆積した場合の荷重として考慮する。積雪荷重は積雪量 1cm ごとに 29.4N/m^2 とし，柏崎市における 1 日当たりの積雪量の年超過確率 10^{-2} 規模の値 84.3cm が堆積した場合の荷重を主荷重である降下火砕物による荷重に組み合わせる積雪荷重（F_s）とする。また，ベース負荷として日最深積雪量の平均値に当たる 31.1cm による荷重を常時考慮する積雪荷重（F_{sb}）として考慮する。

表 3－1　鉛直荷重一覧（屋根スラブ）

常時作用する荷重（F_d）	固定荷重（G）	屋根スラブ①	15.79　kN/m^2
		屋根スラブ②	45.11　kN/m^2
	積載荷重（P）		0.8826　kN/m^2
降下火砕物による荷重（F_a）			5.148　kN/m^2
積雪荷重	年超過確率 10^{-2}（F_s）		2.478　kN/m^2
	常時考慮する積雪荷重（F_{sb}）		0.9143　kN/m^2

b.　地震荷重

屋根スラブに考慮する地震荷重（F_k）は，別紙「年超過確率 10^{-2} 相当地震動に対するコントロール建屋の地震応答計算書」に示す地震応答解析から得られる屋根スラブレベル（RF，T.M.S.L.24.1m）の鉛直方向最大応答加速度より鉛直震度を算定する。

(2)　耐震壁

耐震壁の評価に考慮する荷重は，別紙「年超過確率 10^{-2} 相当地震動に対するコントロール建屋の地震応答計算書」に示す。

3.2.2　荷重の組合せ

荷重の組合せを表 3－2 に示す。

ケース 1 は，従荷重として地震荷重を組み合わせ，鉛直荷重と水平荷重を用いて評価するため，屋根スラブ及び耐震壁を評価対象とする。ケース 2 は，従荷重として積雪荷重を組み合わせ，鉛直荷重のみを用いて評価するため，屋根スラブを評価対象とする。

表 3－2　荷重の組合せ

考慮する荷重の組合せ	荷　重					
	常時作用する荷重（F_d）		主荷重	従荷重		ベース負荷
	固定荷重	積載荷重	降下火砕物による荷重（F_a）	地震荷重（F_k）	積雪荷重（F_s）	常時考慮する積雪荷重（F_{sb}）
ケース１	○	○	○	○	－	○
ケース２	○	○	○	－	○	○

注：「○」は考慮する荷重を示す。

3.3　許容限界

コントロール建屋の許容限界はⅤ-3-別添 2-1-4「コントロール建屋の強度計算の方針」の「4.2　許容限界」にて設定している許容限界に従って,「3.1　評価対象部位」にて設定している建屋の評価対象部位ごとに設定する。

屋根スラブ及び耐震壁の許容限界を表 3－3 に,コンクリート及び鉄筋の短期許容応力度を表 3－4 及び表 3－5 に示す。

表 3－3　許容限界

要求機能	構造強度設計上の性能目標	部位	機能維持のための考え方	許容限界（評価基準値）
—	構造健全性を維持すること	屋根スラブ	部材に生じる応力が構造強度を確保するための許容限界を超えないことを確認	「RC-N 規準」に基づく終局強度
		耐震壁＊1	最大せん断ひずみが構造強度を確保するための許容限界を超えないことを確認	せん断ひずみ 2.0×10^{-3}
遮蔽性	遮蔽体の損傷により遮蔽性能を損なわないこと	屋根スラブ	部材に生じる応力が遮蔽性を維持するための許容限界を超えないことを確認	「RC-N 規準」に基づく短期許容応力度＊3
		耐震壁＊1,2	最大せん断ひずみが遮蔽性を維持するための許容限界を超えないことを確認	せん断ひずみ 2.0×10^{-3}
気密性	換気性能とあいまって気密性能を維持すること	屋根スラブ	部材に生じる応力が気密性を維持するための許容限界を超えないことを確認	「RC-N 規準」に基づく短期許容応力度＊4
		耐震壁＊1,2	最大せん断ひずみが気密性を維持するための許容限界を超えないことを確認	せん断ひずみ 2.0×10^{-3} ＊5

注記＊1：建屋全体としては，地震力を主に耐震壁で負担する構造となっており，柱，はり，間仕切壁等が耐震壁の変形に追従すること，また，全体に剛性の高い構造となっており複数の耐震壁間の相対変形が小さく床スラブの変形が抑えられるため，各層の耐震壁の最大せん断ひずみが許容限界を満足していれば，建物・構築物に要求される機能は維持される。また，別紙「年超過確率 10^{-2} 相当地震動に対するコントロール建屋の地震応答計算書」にて補助壁を耐震要素とした地震応答解析を行っているため，評価対象部位には補助壁を含む。

＊2：コントロール建屋の一部を構成している 1 階及び 2 階に位置する中央制御室遮蔽及び中央制御室バウンダリに関する部分を対象とする。

＊3：許容限界は終局強度に対し妥当な安全余裕を有したものとして設定することとし，さらなる安全余裕を考慮して短期許容応力度とする。

＊4：地震時に生じる応力に対して許容応力度設計とし，地震時及び地震後においても気密性を維持できる設計とする。

＊5：事故時に換気性能とあいまって居住性を維持できる気密性を有する設計とし，地震時においてもその機能を維持できる設計とする。耐震壁の気密性に対する許容限界の適用性は，Ⅴ-2「耐震性に関する説明書」のうちⅤ-2-8-4-3「中央

制御室遮蔽の耐震性についての計算書　別紙　中央制御室の気密性に関する計算書」に示す。

表 3－4　コンクリートの短期許容応力度

（単位：N/mm^2）

設計基準強度 Ｆｃ	圧縮	せん断
32.3	21.5	1.21

表 3－5　鉄筋の短期許容応力度

（単位：N/mm^2）

種別	引張及び圧縮	面外せん断補強
SD35 （SD345相当）	345	345

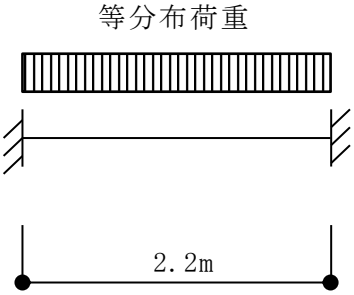
3.4　解析モデル及び諸元

3.4.1　モデル化の基本方針

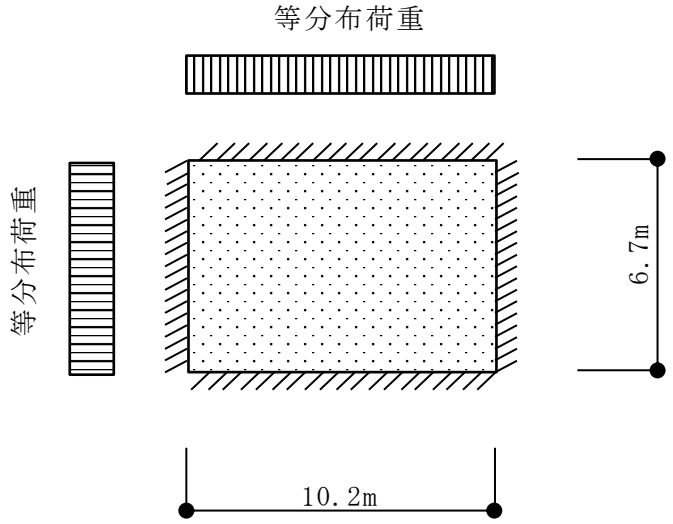
(1)　屋根スラブ

屋根スラブは，柱,壁及びはりで囲まれた範囲についてモデル化する。

屋根スラブの解析モデルは,屋根スラブ①については単位幅についてはりで支持された両端固定ばりとして評価する。屋根スラブ②については,四辺固定版として評価する。屋根スラブの解析モデルを図 3－2 に示す。



(a)　屋根スラブ①（両端固定ばり）

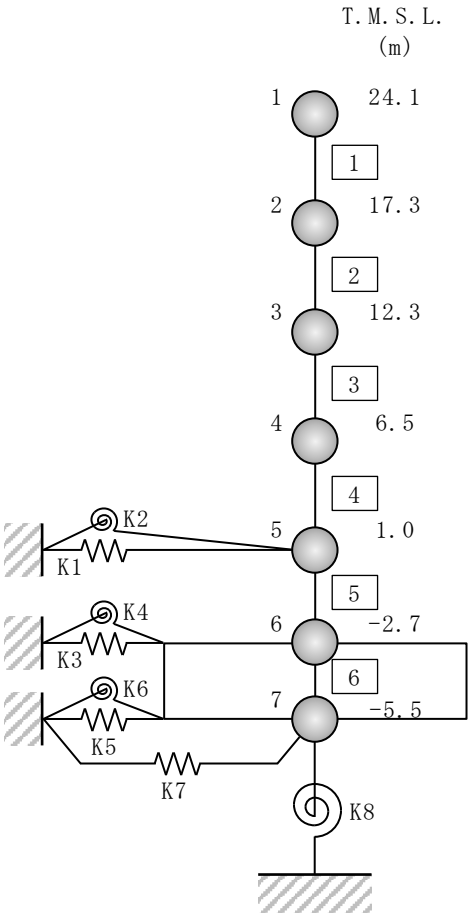


(b)　屋根スラブ②（四辺固定版）

図 3－2　屋根スラブの解析モデル

(2)　耐震壁

耐震壁は，別紙「年超過確率 10^{-2} 相当地震動に対するコントロール建屋の地震応答計算書」に示す地震応答解析モデルを用いて評価する。地震応答解析モデルを図 3－3 に示す。



注 1：数字は質点番号を示す。

注 2：□内は部材番号を示す。

図 3－3　地震応答解析モデル（水平方向）

3.5　評価方法

3.5.1　屋根スラブの評価方法

(1)　応力解析方法

a.　荷重ケース

作用荷重のうち地震荷重は，固定荷重及び積載荷重と同じ鉛直下向きに作用する場合に生じる応力が最大となるため，地震荷重は鉛直下向きの場合のみ考慮する。最大鉛直加速度及び鉛直震度を表3－6に示す。

F_d　：常時作用する荷重

F_a　：降下火砕物による荷重

F_k　：地震荷重（鉛直方向）

F_s　：積雪荷重（地震時以外）

F_{sb}　：積雪荷重（常時）

表3－6　最大鉛直加速度及び鉛直震度

T.M.S.L. (m)	階	最大鉛直 加速度 (m/s^2)	鉛直震度
24.1	RF	1.43	0.15

b.　荷重の組合せケース

荷重の組合せケースを表3－7に示す。

表3－7　荷重の組合せケース（屋根スラブ）

組合せケース	荷重の組合せ
ケース1	$F_d＋F_a＋F_k＋F_{sb}$
ケース2	$F_d＋F_a＋F_s＋F_{sb}$

c. 応力算出方法

等分布荷重を受ける両端固定ばり及び四辺固定版の曲げモーメント及びせん断力は下式より求める。

（両端固定ばり）

・端部曲げモーメント（M_E）

$$M_E = -\frac{1}{12} w \cdot \ell^2$$

・中央部曲げモーメント（M_C）

$$M_C = \frac{1}{24} w \cdot \ell^2$$

・せん断力（Q_E）

$$Q_E = \frac{1}{2} w \cdot \ell$$

ここで，

ℓ　　：有効スパン（m）

w　　：単位面積あたりの荷重（kN/m^2）

（四辺固定版）

・短辺の端部曲げモーメント（M_{x1}）

$$M_{x1} = -\frac{1}{12} w_x \cdot \ell_x^2$$

・短辺の中央部曲げモーメント（M_{x2}）

$$M_{x2} = \frac{1}{18} w_x \cdot \ell_x^2$$

・短辺のせん断力（Q_x）

$$Q_x = 0.52 w \cdot \ell_x$$

・長辺の端部曲げモーメント（M_{y1}）

$$M_{y1} = -\frac{1}{24} w \cdot \ell_x^2$$

・長辺の中央部曲げモーメント（M_{y2}）

$$M_{y2} = \frac{1}{36} w \cdot \ell_x^2$$

・長辺のせん断力（Q_y）

$$Q_y = 0.46 w \cdot \ell_x$$

ここで，

ℓ_x　：短辺有効スパン（m）

ℓ_y　：長辺有効スパン（m）

w　：単位面積あたりの荷重（kN/m^2）

$$w_x = \frac{\ell_y^4}{\ell_x^4 + \ell_y^4} w$$

(2)　断面の評価方法

断面の評価は以下の方法で行う。

屋根スラブについては，曲げモーメントによる鉄筋の引張応力度及び面外せん断力を算定し，許容限界を超えないことを確認する。

a.　曲げモーメントに対する断面の評価方法

断面の評価は，「RC-N 規準」に基づき，次式をもとに計算した評価対象箇所に生じる曲げモーメントによる鉄筋の引張応力度が，短期許容応力度を超えないことを確認する。

$$\sigma_t = \frac{M}{a_t \cdot j}$$

ここで，σ_t ：鉄筋の引張応力度(N/mm^2)

M ：曲げモーメント(N･mm)

a_t ：引張鉄筋断面積(mm^2)

j ：断面の応力中心間距離で，断面の有効せいの 7/8 倍の値(mm)

b.　面外せん断力に対する断面の評価方法

断面の評価は，「RC-N 規準」に基づき，評価対象箇所に生じる面外せん断力が，次式をもとに計算した許容面外せん断力を超えないことを確認する。

$$Q_A = b \cdot j \cdot \{\alpha \cdot f_s + 0.5 \cdot {}_w f_t \cdot (p_w - 0.002)\}$$

ここで，Q_A ：許容面外せん断力(N)

b ：断面の幅(mm)

j ：断面の応力中心間距離で，断面の有効せいの 7/8 倍の値(mm)

α ：許容せん断力の割増し係数

(2 を超える場合は 2，1 未満の場合は 1 とする。)

$$\alpha = \frac{4}{M/(Q \cdot d) + 1}$$

ここで，M ：曲げモーメント(N･mm)

Q ：せん断力(N)

d ：断面の有効せい(mm)

f_s ：コンクリートの短期許容せん断応力度で，表 3－4 に示す値(N/mm^2)

${}_w f_t$ ：せん断補強筋の短期許容引張応力度で，表 3－5 に示す値(N/mm^2)

p_w　：せん断補強筋比で，次式による。（0.002 以上とする。*）

$$p_w = \frac{a_w}{b \cdot x}$$

a_w　：せん断補強筋の断面積(mm^2)

x　　：せん断補強筋の間隔(mm)

注記＊：せん断補強筋がない領域については，第 2 項を 0 とする。

3.5.2　耐震壁の評価方法

耐震壁は，別紙「年超過確率 10^{-2} 相当地震動に対するコントロール建屋の地震応答計算書」に示す耐震壁のせん断ひずみが許容限界を超えないことを確認する。

4.　強度評価結果

4.1　屋根スラブの評価結果

「3.5　評価方法」に基づいた評価結果を表 4－1 に示す。

降下火砕物堆積による鉛直荷重等によって発生する曲げモーメントに対する鉄筋の引張応力度が許容限界を超えないこと及び発生する面外せん断力が許容限界を超えないことを確認した。

表 4－1　屋根スラブの評価結果（1/2）

評価対象部位		屋根スラブ①（幅2.2m）	
T.M.S.L.(m)		24.1	
厚さ t (mm)		[redacted]	
有効せい d (mm)		240	
配　筋 (鉄筋断面積)		D13@200 (635mm^2/m)	
検討ケース		ケース1	ケース2
曲げモーメント	発生曲げモーメント M(kN･m/m)	10.55	10.17
	鉄筋の引張応力度 σ_t(N/mm^2)	79.12	76.27
	許容限界 (N/mm^2)	345	345
	検定値	0.23	0.23
面外せん断力	発生せん断力 Q(kN/m)	28.77	27.73
	せん断スパン比による 割増し係数　α	1.0	1.0
	許容限界 (kN/m)	254.1	254.1
	検定値	0.12	0.11

表 4－1　屋根スラブの評価結果（2/2）

評価対象部位		屋根スラブ②（10.2m×6.7m）	
T.M.S.L.(m)		24.1	
厚さ t (mm)		□	
有効せい d (mm)		640	
配　筋 (鉄筋断面積)		D22@200 (1935mm^2/m)	
検討ケース		ケース1	ケース2
曲げモーメント	発生曲げモーメント M(kN･m/m)	188.8	172.0
	鉄筋の引張応力度 σ_t(N/mm^2)	174.2	158.7
	許容限界 (N/mm^2)	345	345
	検定値	0.51	0.46
面外せん断力	発生せん断力 Q(kN/m)	208.6	190.0
	せん断スパン比による 割増し係数　α	1.0	1.0
	許容限界 (kN/m)	677.6	677.6
	検定値	0.31	0.29

4.2　耐震壁の評価結果

「3.5　評価方法」に基づいた評価結果を表 4－2 に示す。なお，各方向において，最大せん断ひずみが生じる部材のみを示す。

年超過確率 10^{-2} 相当地震動による水平荷重等によって，評価対象部位に生じるせん断ひずみが許容限界を超えないことを確認した。なお，遮蔽性及び気密性の要求機能がある中央制御室（上部）レベル（T.M.S.L.17.3～24.1m 部材番号 1）及び中央制御室（下部）レベル（T.M.S.L.12.3～17.3m 部材番号 2）のせん断ひずみは，最大せん断ひずみより小さい値であり，許容限界を超えていない。

表 4－2　耐震壁の評価結果

検討ケース	評価項目	方向	部材番号	せん断ひずみ（$\times 10^{-3}$）	許容限界（$\times 10^{-3}$）
ケース1	せん断ひずみ	NS方向	5	0.0483	2.0
		EW方向	5	0.0373	

別紙　年超過確率 10^{-2} 相当地震動に対するコントロール建屋の地震応答計算書

目　　次

1.　概要 ····· 別紙-1
2.　基本方針 ····· 別紙-1
2.1　位置 ····· 別紙-1
2.2　構造概要 ····· 別紙-2
2.3　解析方針 ····· 別紙-10
2.4　適用規格 ····· 別紙-12
3.　解析方法 ····· 別紙-13
3.1　検討用地震動 ····· 別紙-13
3.2　地震応答解析モデル ····· 別紙-16
3.2.1　水平方向モデル ····· 別紙-17
3.2.2　鉛直方向モデル ····· 別紙-18
3.3　解析方法 ····· 別紙-31
4.　解析結果 ····· 別紙-32
4.1　固有値解析結果 ····· 別紙-32
4.2　応答解析結果 ····· 別紙-32

1. 概要

本資料は，V-3-別添 2-1-4「コントロール建屋の強度計算の方針」の「4.1 荷重及び荷重の組合せ」に示す年超過確率 10^{-2} 相当地震動に対するコントロール建屋の地震応答解析について説明するものである。

2. 基本方針

2.1 位置

コントロール建屋の設置位置を図 2－1 に示す。

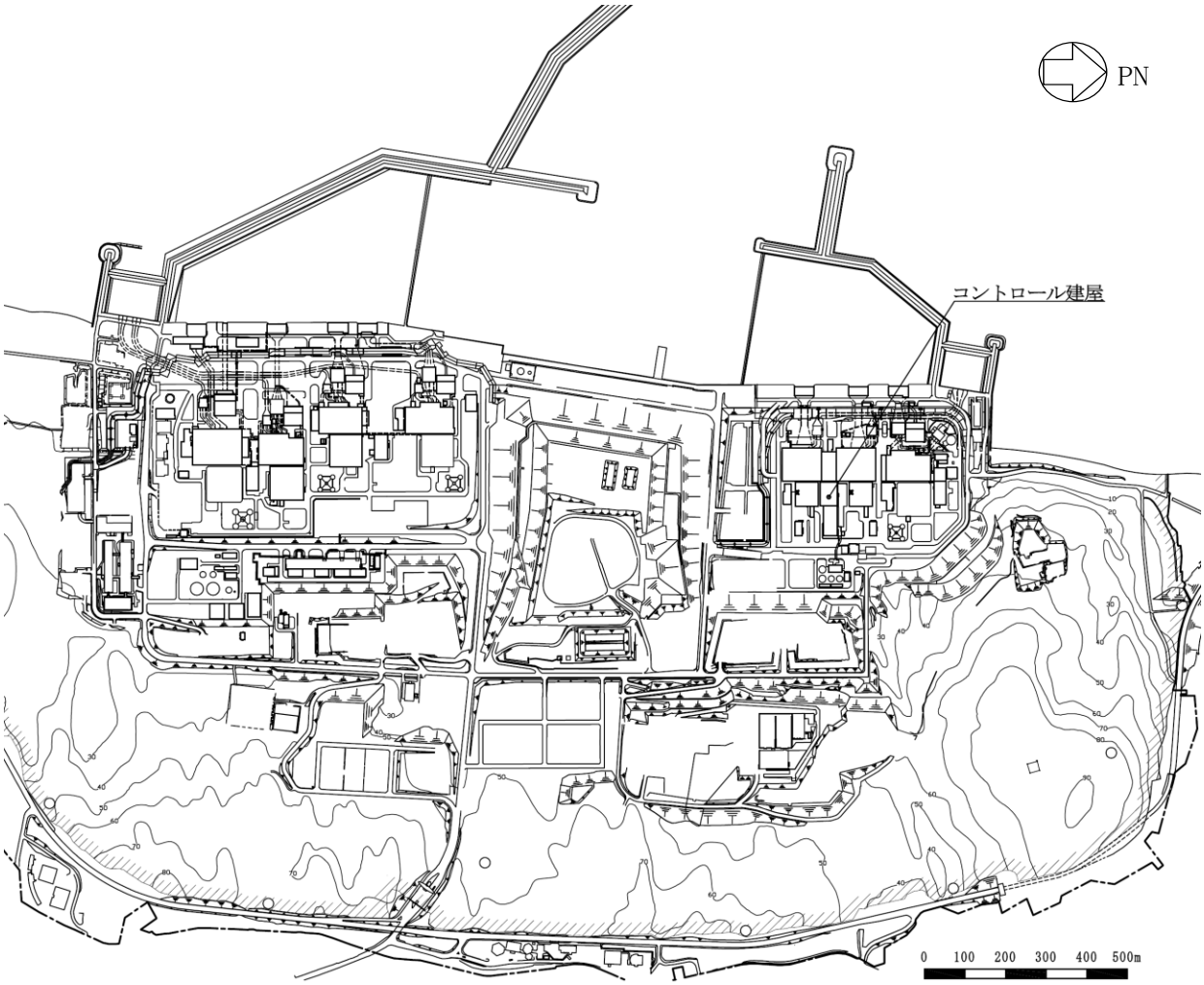


図 2－1 コントロール建屋の設置位置

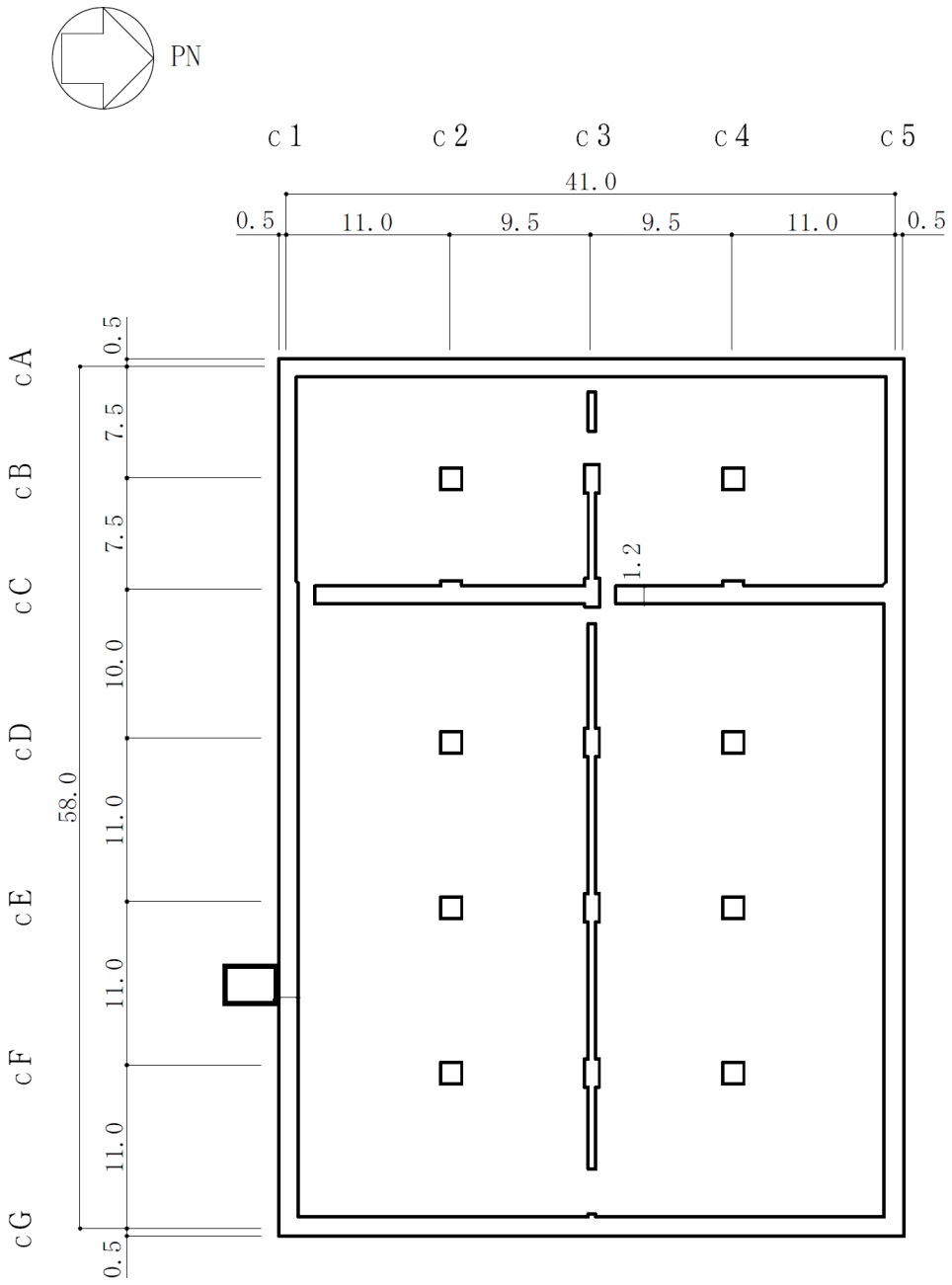
2.2　構造概要

コントロール建屋は，地上 2 階，地下 2 階建ての鉄筋コンクリート造を主体とした建物となっている。コントロール建屋の概略平面図及び概略断面図を図 2－2 及び図 2－3 に示す。

コントロール建屋の平面は，42.0m（NS 方向）×59.0m（EW 方向）である。基礎スラブ底面からの高さは 29.6m であり，地上高さは 12.1m である。また，コントロール建屋は隣接する他の建屋と構造的に分離している。

コントロール建屋の基礎は厚さ 2.8m のべた基礎で，支持地盤である泥岩上にマンメイドロックを介して設置している。

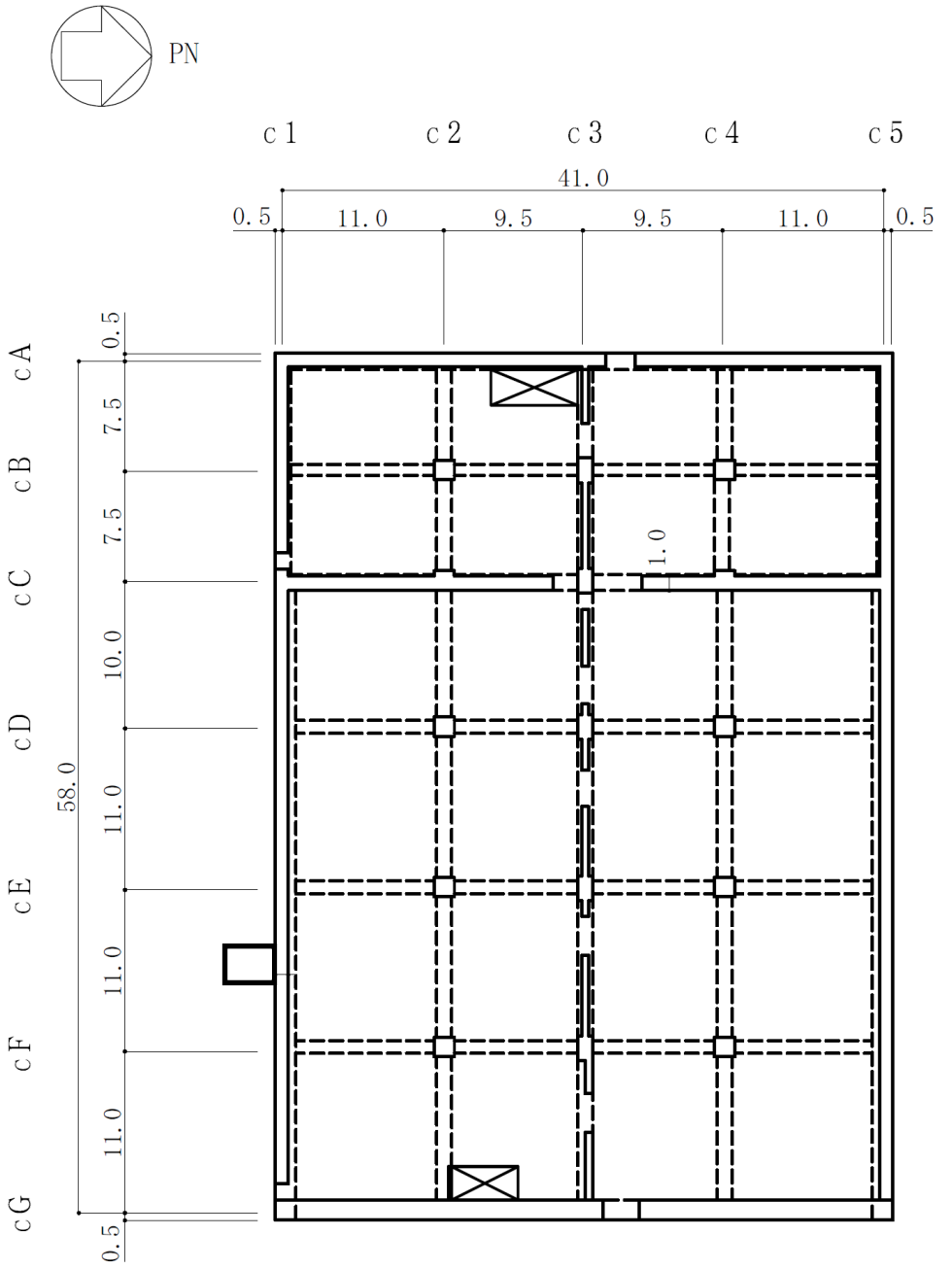
コントロール建屋の主な耐震壁は，外壁である。主要な耐震壁は建屋の中心に対してほぼ対称に配置しており，開口部も少なく，建屋は全体として非常に剛性の高い構造となっている。



（単位：m）

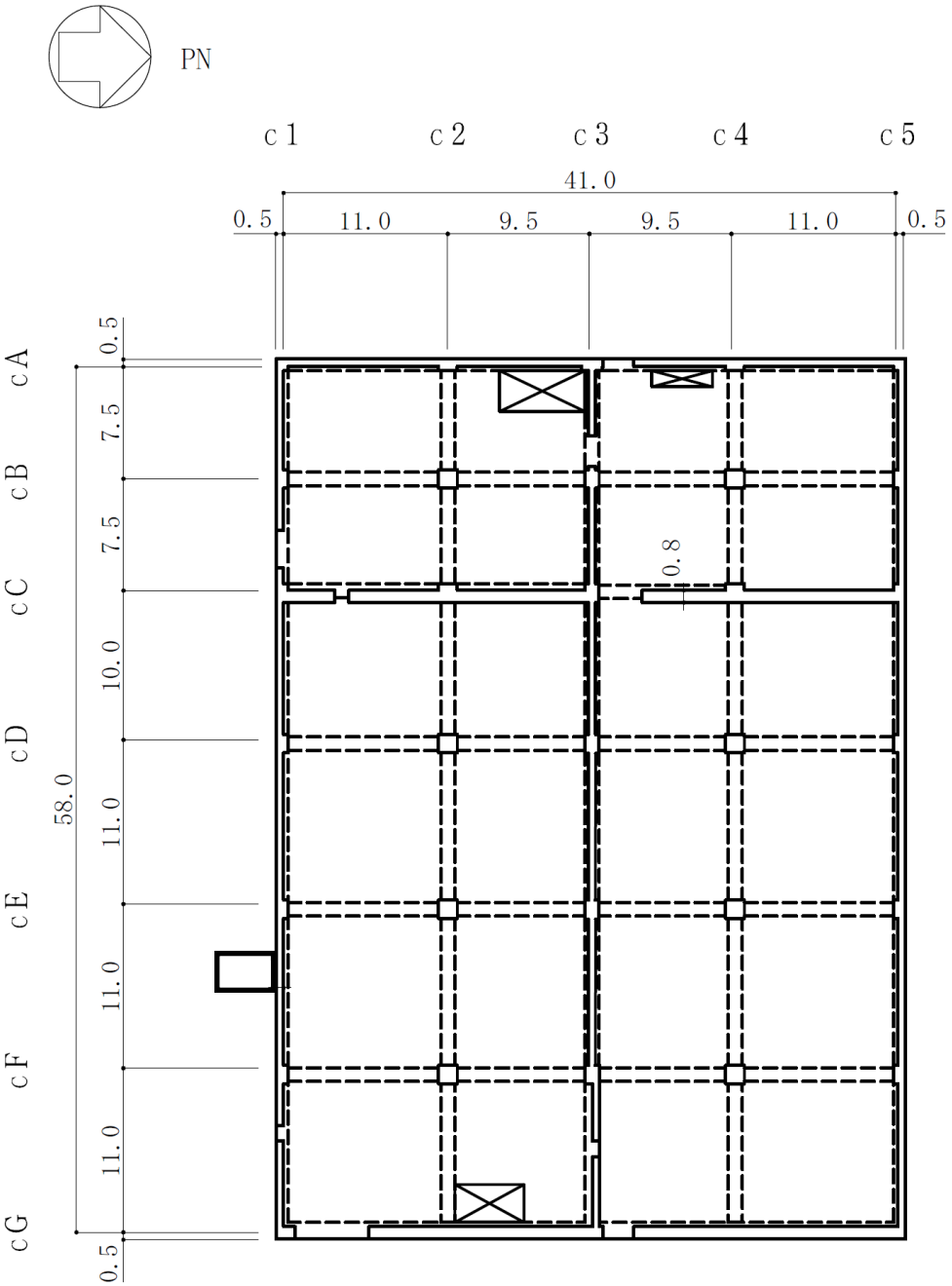
注：東京湾平均海面（以下「T.M.S.L.」という。）

図 2－2　コントロール建屋の概略平面図（B2F，T.M.S.L.-2.7m）(1/5)



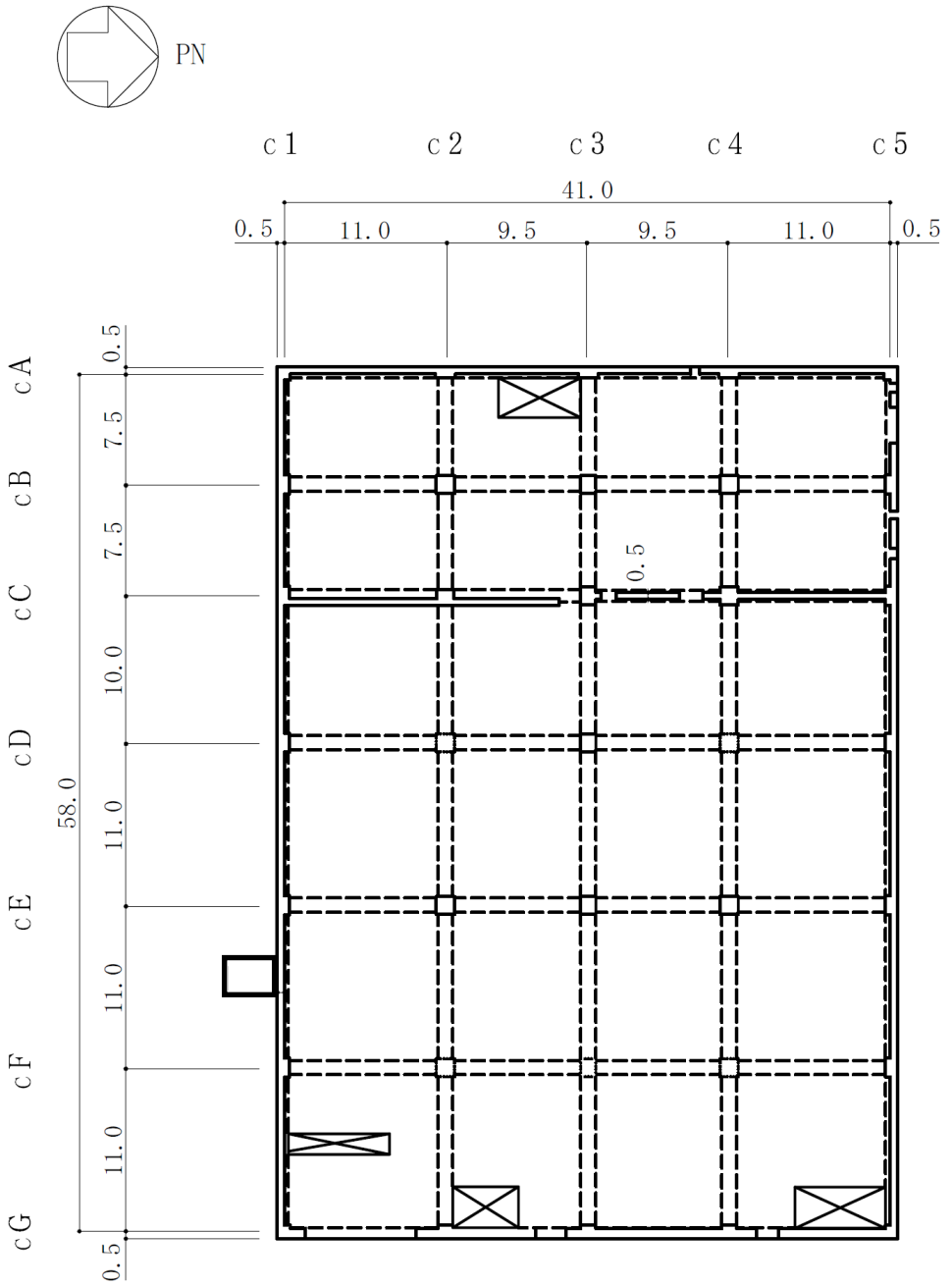
（単位：m）

図2－2　コントロール建屋の概略平面図（B1F，T.M.S.L.6.5m）（2/5）



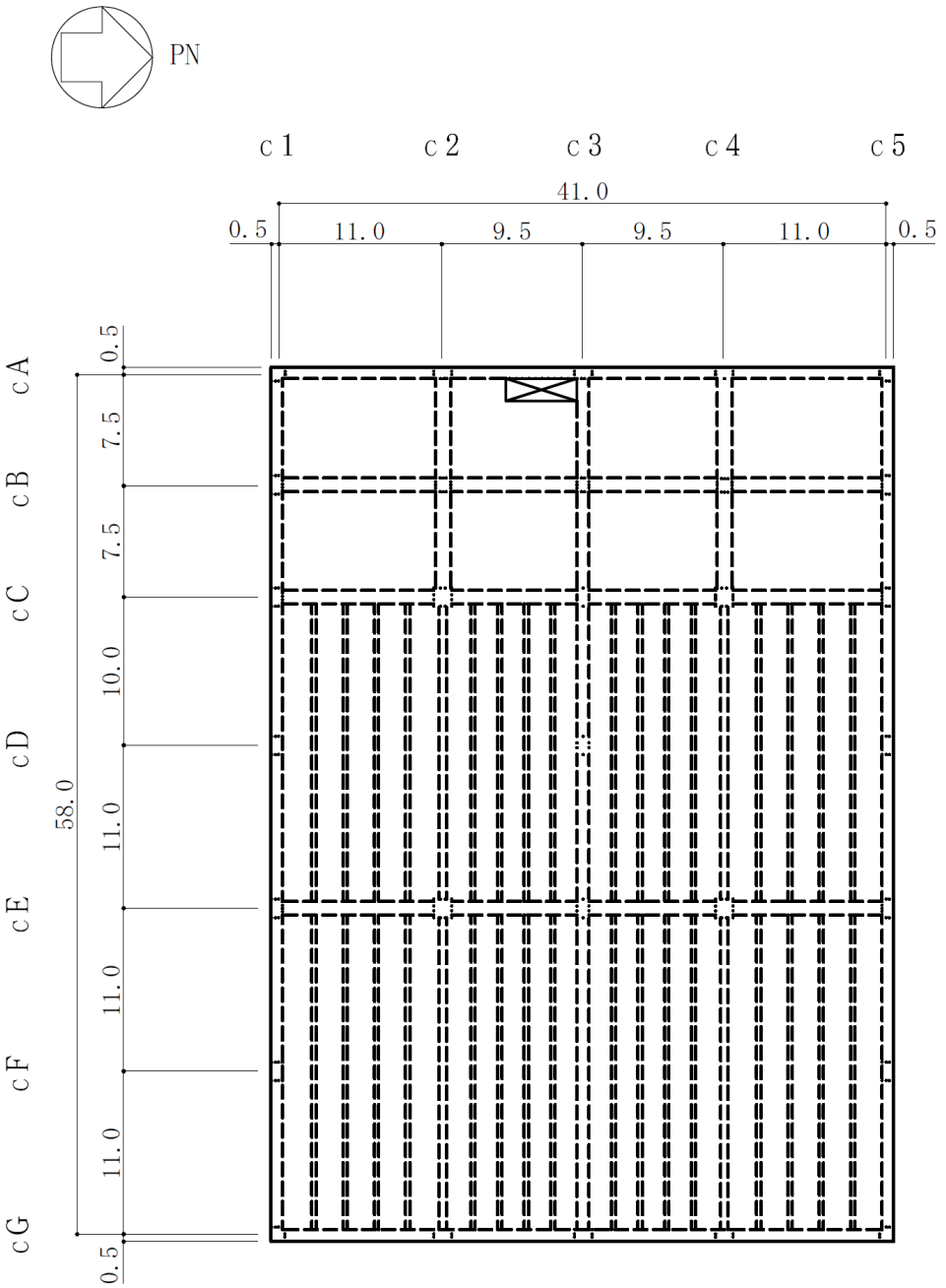
（単位：m）

図2－2　コントロール建屋の概略平面図（1F，T.M.S.L.12.3m）（3/5）



（単位：m）

図2－2　コントロール建屋の概略平面図（2F，T.M.S.L.17.3m）（4/5）



（単位：m）

図2－2　コントロール建屋の概略平面図（RF，T.M.S.L.24.1m）（5/5）

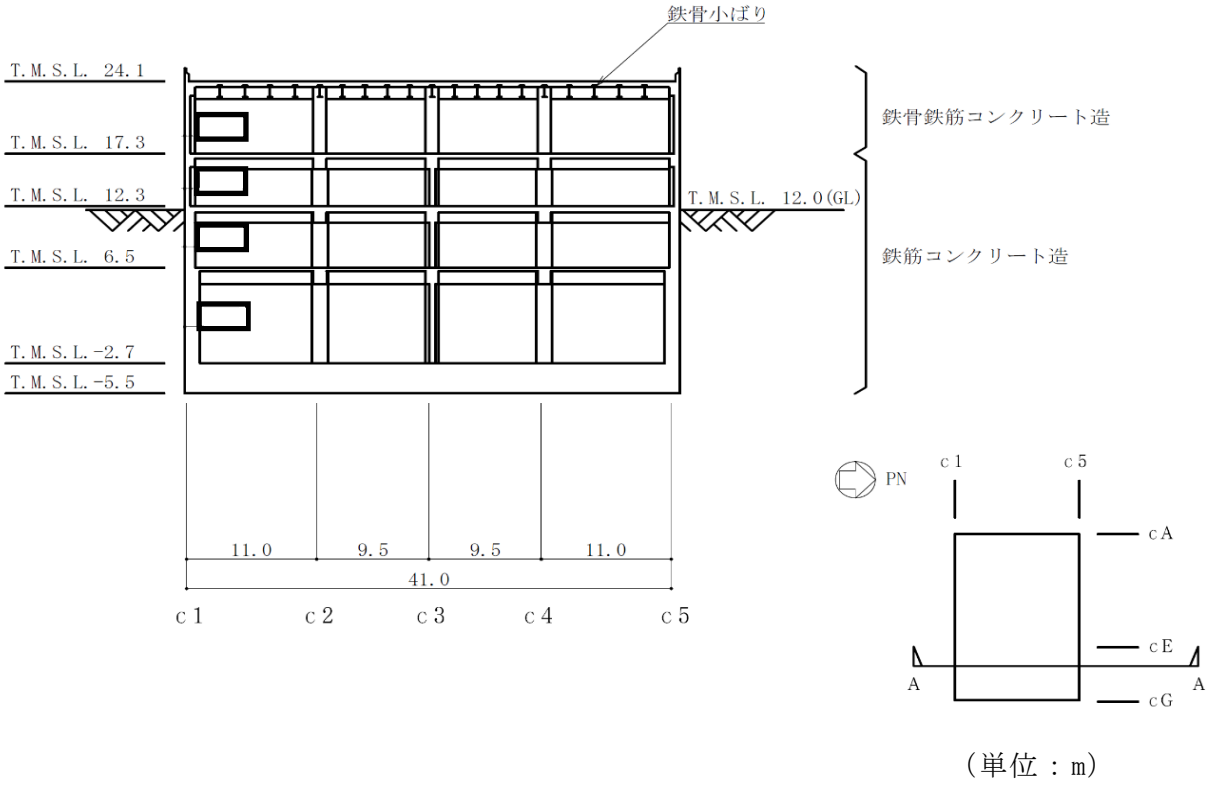
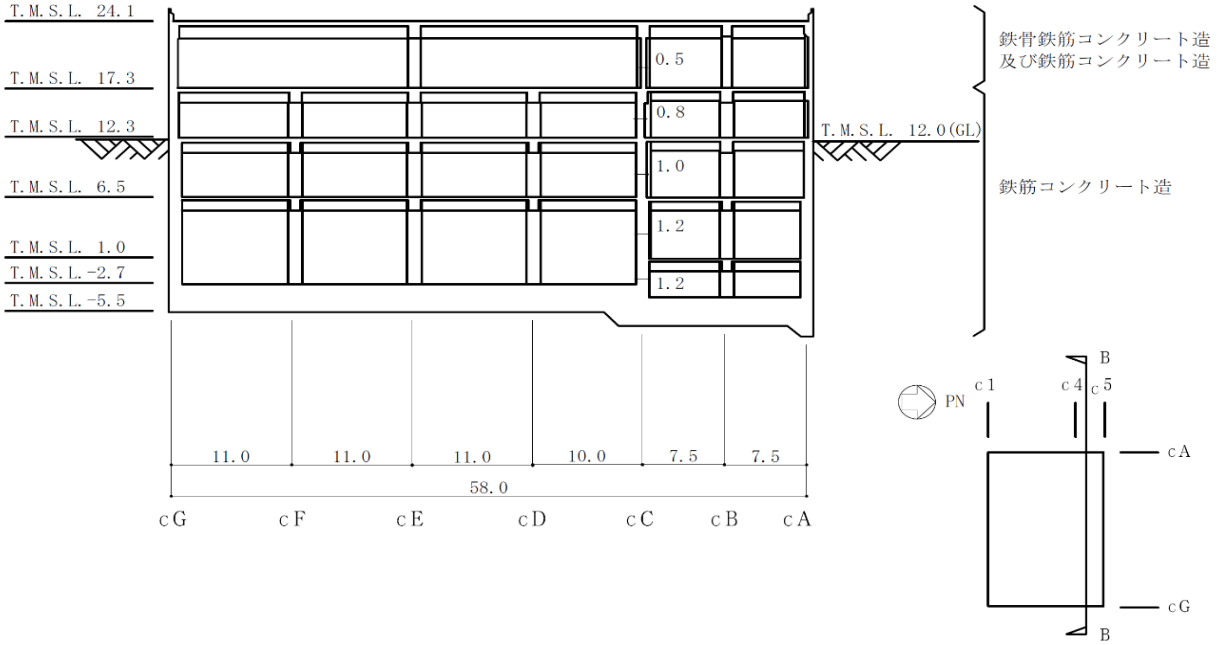


図 2－3　コントロール建屋の概略断面図（NS 方向）（1/2）



（単位：m）

図 2－3　コントロール建屋の概略断面図（EW 方向）（2/2）

2.3　解析方針

コントロール建屋の地震応答解析は，Ⅴ-2「耐震性に関する説明書」のうちⅤ-2-1-6「地震応答解析の基本方針」に基づいて行う。

図 2－4 にコントロール建屋の地震応答解析フローを示す。

地震応答解析は，「3.1　検討用地震動」及び「3.2　地震応答解析モデル」において設定した地震応答解析モデルを用いて実施することとし，「3.3　解析方法」に基づき，「4.　解析結果」において，加速度，変位，せん断ひずみ等を含む各種応答値を算出する。

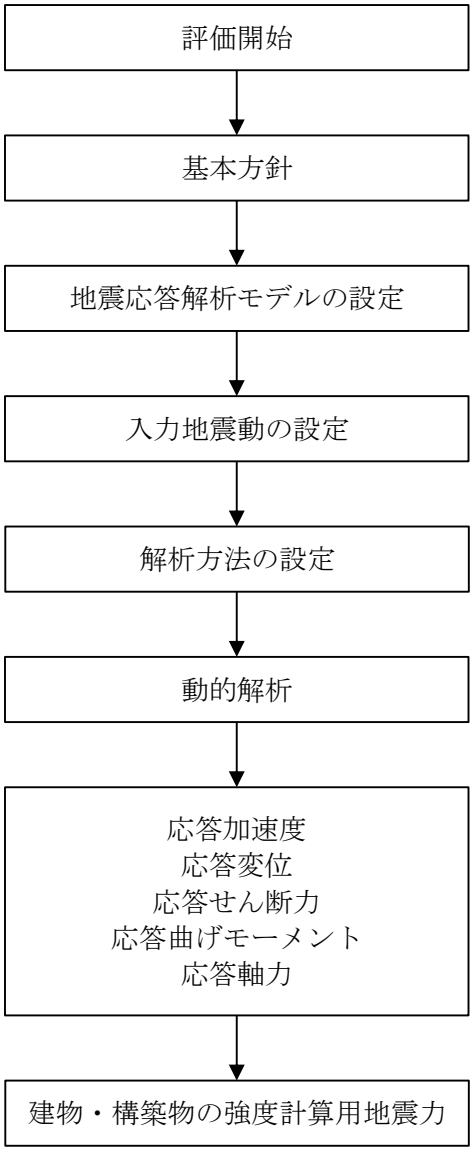


図 2－4　コントロール建屋の地震応答解析フロー

2.4　適用規格

地震応答解析において適用する規格・基準等を以下に示す。

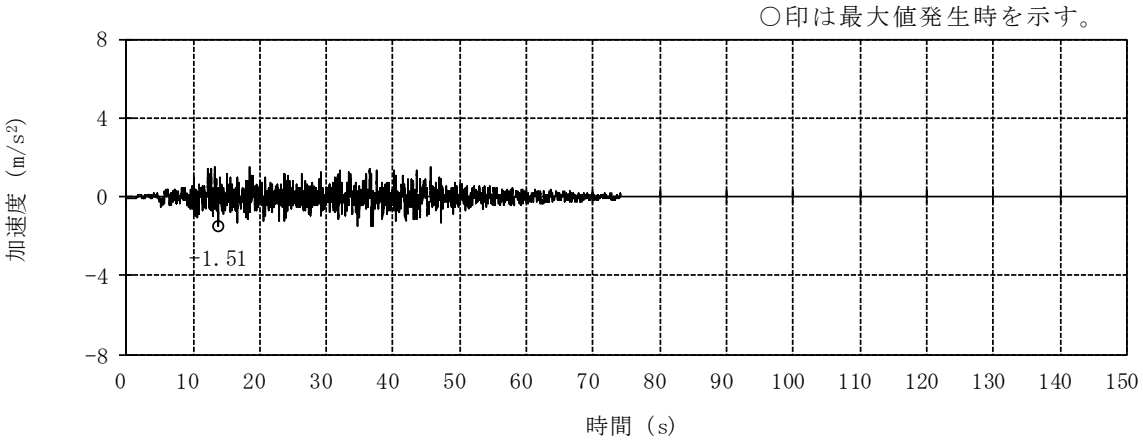
・建築基準法・同施行令
・鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説　－許容応力度設計法－（日本建築学会，1999 改定）
・原子力施設鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説　（日本建築学会，2005 制定）
・原子力発電所耐震設計技術指針　ＪＥＡＧ　４６０１-1987（日本電気協会）
・原子力発電所耐震設計技術指針　ＪＥＡＧ　４６０１-1991　追補版（日本電気協会）
・鋼構造設計規準　－許容応力度設計法－（日本建築学会，2005 改定）

3.　解析方法

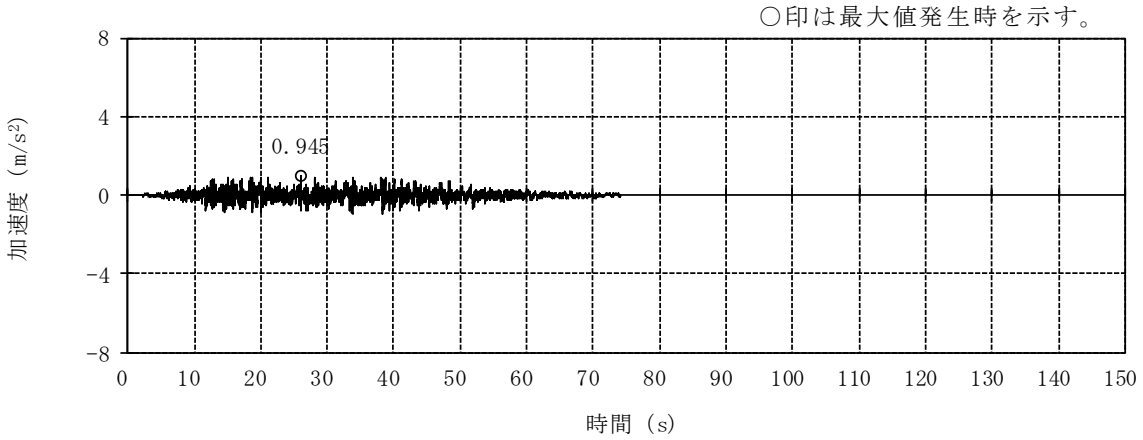
3.1　検討用地震動

コントロール建屋の地震応答解析モデルは，建屋と地盤の相互作用を評価した建屋－地盤連成モデルとする。この建屋－地盤連成モデルへの入力地震動は，Ⅴ-3-別添 2-1-4「コントロール建屋の強度計算の方針」の「4.1　荷重及び荷重の組合せ」に示す解放基盤表面レベルに想定する年超過確率 10^{-2} 相当地震動を用いることとする。

年超過確率 10^{-2} 相当地震動の加速度時刻歴波形と加速度応答スペクトルを図 3－1 及び図 3－2 に示す。

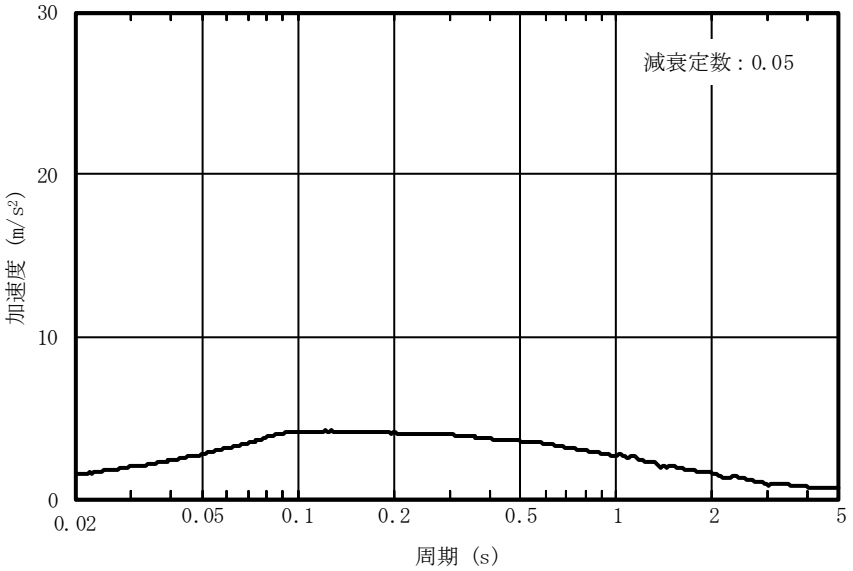


(a)　水平方向

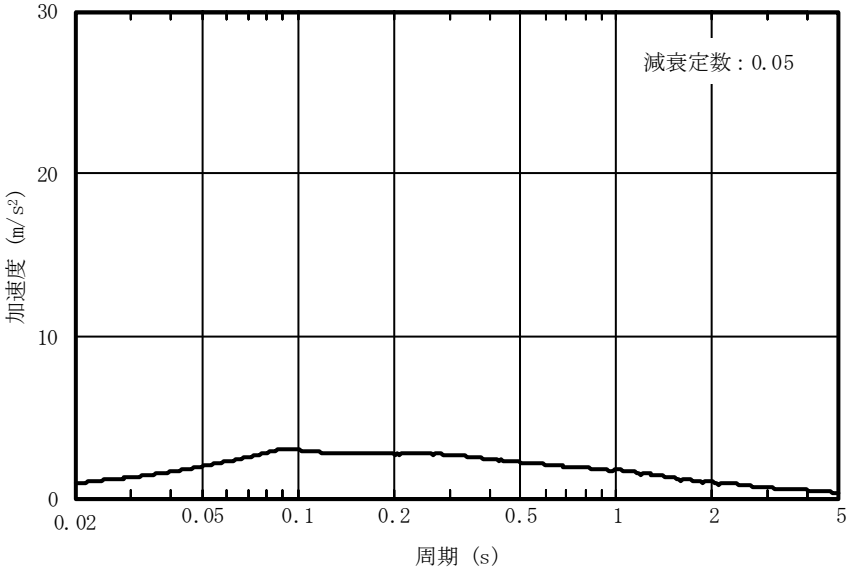


(b)　鉛直方向

図 3－1　加速度時刻歴波形（年超過確率 10^{-2} 相当地震動）



(a)　水平方向



(b)　鉛直方向

図 3－2　加速度応答スペクトル（年超過確率 10^{-2} 相当地震動）

3.2　地震応答解析モデル

地震応答解析モデルは，Ⅴ-2「耐震性に関する説明書」のうちⅤ-2-1-6「地震応答解析の基本方針」に基づき，水平方向及び鉛直方向それぞれについて設定する。

地震応答解析モデルの設定に用いた建物・構築物の物性値を表 3－1 に示す。

ここで，コンクリート剛性については，実現象に近い応答を模擬するという観点から，建設時コンクリートの 91 日強度データを基に設定した実強度を用いて算定する。

表 3－1　建物・構築物の物性値

部位	使用材料	ヤング係数 E (N/mm^2)	せん断弾性係数 G (N/mm^2)	減衰定数 h (%)
建屋部	コンクリート＊： σ_C=43.1(N/mm^2) (σ_C=440kgf/cm^2) 鉄筋：SD35 （SD345 相当）	2.88×10^4	1.20×10^4	5
基礎スラブ	コンクリート＊： σ_C=39.2(N/mm^2) (σ_C=400kgf/cm^2) 鉄筋：SD35 （SD345 相当）	2.79×10^4	1.16×10^4	5

注記＊：実強度に基づくコンクリート強度。

3.2.1　水平方向モデル

水平方向の地震応答解析モデルは，地盤との相互作用を考慮し，曲げ及びせん断剛性を考慮した質点系モデルとし，弾性時刻歴応答解析を行う。

建屋のモデル化は NS 方向，EW 方向それぞれについて行っている。また，設計時には考慮していなかった補助壁を，実現象に近い応答を模擬するという観点から，耐震要素と位置づけ，地震応答解析モデルに取り込む。地震応答解析モデルを図 3－3 に，地震応答解析モデルの諸元を表 3－2 及び表 3－3 に示す。

地盤は，地盤調査に基づき水平成層地盤とし，基礎底面地盤ばねについては，「原子力発電所耐震設計技術指針　ＪＥＡＧ　４６０１-1991　追補版（以下「ＪＥＡＧ　４６０１-1991　追補版」という。）により，成層補正を行ったのち，振動アドミッタンス理論に基づき求めたスウェイ及びロッキングの地盤ばねを，近似法により定数化して用いる。基礎底面地盤ばねの評価には解析コード「ＡＤＭＩＴ」を用いる。

また，埋込み部分の建屋側面地盤ばねについては，建屋側面位置の地盤定数を用いて，「ＪＥＡＧ　４６０１-1991　追補版」により，Novak の方法に基づき求めた水平ばねを，基礎底面地盤ばねと同様に，近似法により定数化して用いる。また，設計時に考慮していなかった回転ばねを，水平ばねと同様に，定数化して用いる。なお，地盤表層部（新期砂層）については，地盤ばねを考慮しない。建屋側面の水平・回転ばねの評価には，解析コード「ＬＮＯＶＡＫ」を用いる。

水平方向モデルへの入力地震動は，一次元波動論に基づき，解放基盤表面レベルに想定する年超過確率 10^{-2} 相当地震動に対する地盤の応答として評価する。また，基礎底面レベルにおけるせん断力（以下「切欠き力」という。）を入力地震動に付加することにより，地盤の切欠き効果を考慮する。図 3－4 に，地震応答解析モデルに入力する地震動の概念図を示す。入力地震動の算定には，解析コード「ＳＨＡＫＥ」を用いる。

年超過確率 10^{-2} 相当地震動に対する地盤定数を表 3－4 に示す。なお，地盤定数は地盤のひずみ依存特性を考慮して求めた等価地盤物性値を用いる。ひずみ依存特性については，Ⅴ-2「耐震性に関する説明書」のうちⅤ-2-1-3「地盤の支持性能に係る基本方針」に基づく。設定した地盤定数に基づき算定した基礎底面位置（T.M.S.L.-5.5m）における入力地震動の加速度応答スペクトルを図 3－5 に示す。地震応答解析に用いる地盤のばね定数と減衰係数を表 3－5 に示す。

なお，水平方向の解析に用いる解析コードの検証，妥当性確認等の概要については，Ⅴ-3「強度に関する説明書　別紙　計算機プログラム（解析コード）の概要」に示す。

3.2.2　鉛直方向モデル

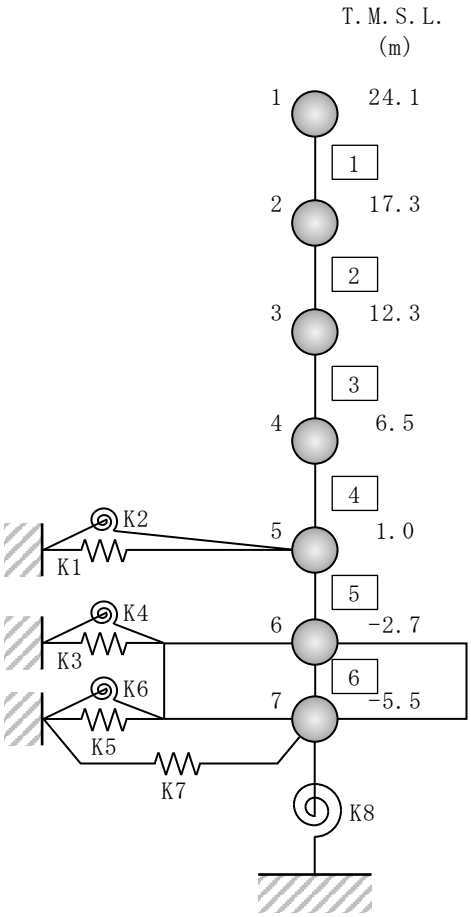
鉛直方向の地震応答解析モデルは，耐震壁の軸剛性を考慮した質点系モデルとし，弾性時刻歴応答解析を行う。水平方向モデルと同様に，補助壁を地震応答解析モデルに取り込む。鉛直方向の地震応答解析モデルを図 3－6 に，地震応答解析モデルの諸元を表 3－6 に示す。

地盤は，地盤調査に基づき水平成層地盤とし，基礎底面地盤ばねについては，スウェイ及びロッキングばね定数の評価法と同様，成層補正を行ったのち，振動アドミッタンス理論に基づき求めた鉛直ばねを近似法により定数化して用いる。基礎底面地盤ばねの評価には解析コード「ＡＤＭＩＴ」を用いる。

鉛直方向モデルへの入力地震動は，一次元波動論に基づき，解放基盤表面レベルに想定する年超過確率 10^{-2} 相当地震動に対する地盤の応答として評価したものであり，基礎底面レベルに直接入力する。図 3－7 に，地震応答解析モデルに入力する地震動の概念図を示す。入力地震動の算定には，解析コード「ＳＨＡＫＥ」を用いる。

設定した地盤定数に基づき算定した基礎底面位置（T.M.S.L.-5.5m）における入力地震動の加速度応答スペクトルを図 3－8 に示す。なお，地盤定数は表 3－4 に示すとおりである。地震応答解析に用いる地盤のばね定数と減衰係数を表 3－7 に示す。

なお，鉛直方向の解析に用いる解析コードの検証，妥当性確認等の概要については，Ⅴ-3「強度に関する説明書　別紙　計算機プログラム（解析コード）の概要」に示す。



注 1：数字は質点番号を示す。

注 2：□内は部材番号を示す。

図 3－3　地震応答解析モデル（水平方向）

表 3－2　地震応答解析モデル諸元（NS 方向）

質点番号	質点重量 W(kN)	回転慣性重量 I_G ($\times 10^6$kN･m^2)	部材番号	せん断断面積 A_S (m^2)	断面二次モーメント I (m^4)
1	76040	12.2			
			1	76.7	24000
2	92410	14.8			
			2	112.1	27400
3	103900	18.6			
			3	151.7	41700
4	120780	22.6			
			4	156.8	53200
5	65170	13.9			
			5	153.6	53200
6	124330	19.9			
			6	2478.0	364300
7	81650	12.0			
合計	664280				

①建屋部

ヤング係数Ｅ　　2.88×10^4 (N/mm^2)

せん断弾性係数Ｇ　　1.20×10^4 (N/mm^2)

ポアソン比 ν　　0.20

減衰定数ｈ　　5 %

②基礎スラブ

ヤング係数Ｅ　　2.79×10^4 (N/mm^2)

せん断弾性係数Ｇ　　1.16×10^4 (N/mm^2)

ポアソン比 ν　　0.20

減衰定数ｈ　　5 %

基礎形状　　42.0m(NS 方向)×59.0m(EW 方向)×2.8m(厚さ)

表 3－3　地震応答解析モデル諸元（EW 方向）

質点番号	質点重量 W(kN)	回転慣性重量 I_G ($\times 10^6$kN･m^2)	部材番号	せん断断面積 A_S (m^2)	断面二次モーメント I (m^4)
1	76040	25.3			
2	92410	30.1	1	68.9	38100
3	103900	33.2	2	129.8	61100
4	120780	37.4	3	151.7	84100
5	65170	24.9	4	204.1	109100
6	124330	38.7	5	202.3	107800
7	81650	23.7	6	2478.0	718800
合計	664280				

①建屋部

ヤング係数Ｅ　　2.88×10^4 (N/mm^2)

せん断弾性係数Ｇ　　1.20×10^4 (N/mm^2)

ポアソン比 ν　　0.20

減衰定数ｈ　　5 %

②基礎スラブ

ヤング係数Ｅ　　2.79×10^4 (N/mm^2)

せん断弾性係数Ｇ　　1.16×10^4 (N/mm^2)

ポアソン比 ν　　0.20

減衰定数ｈ　　5 %

基礎形状　　42.0m(NS 方向)×59.0m(EW 方向)×2.8m(厚さ)

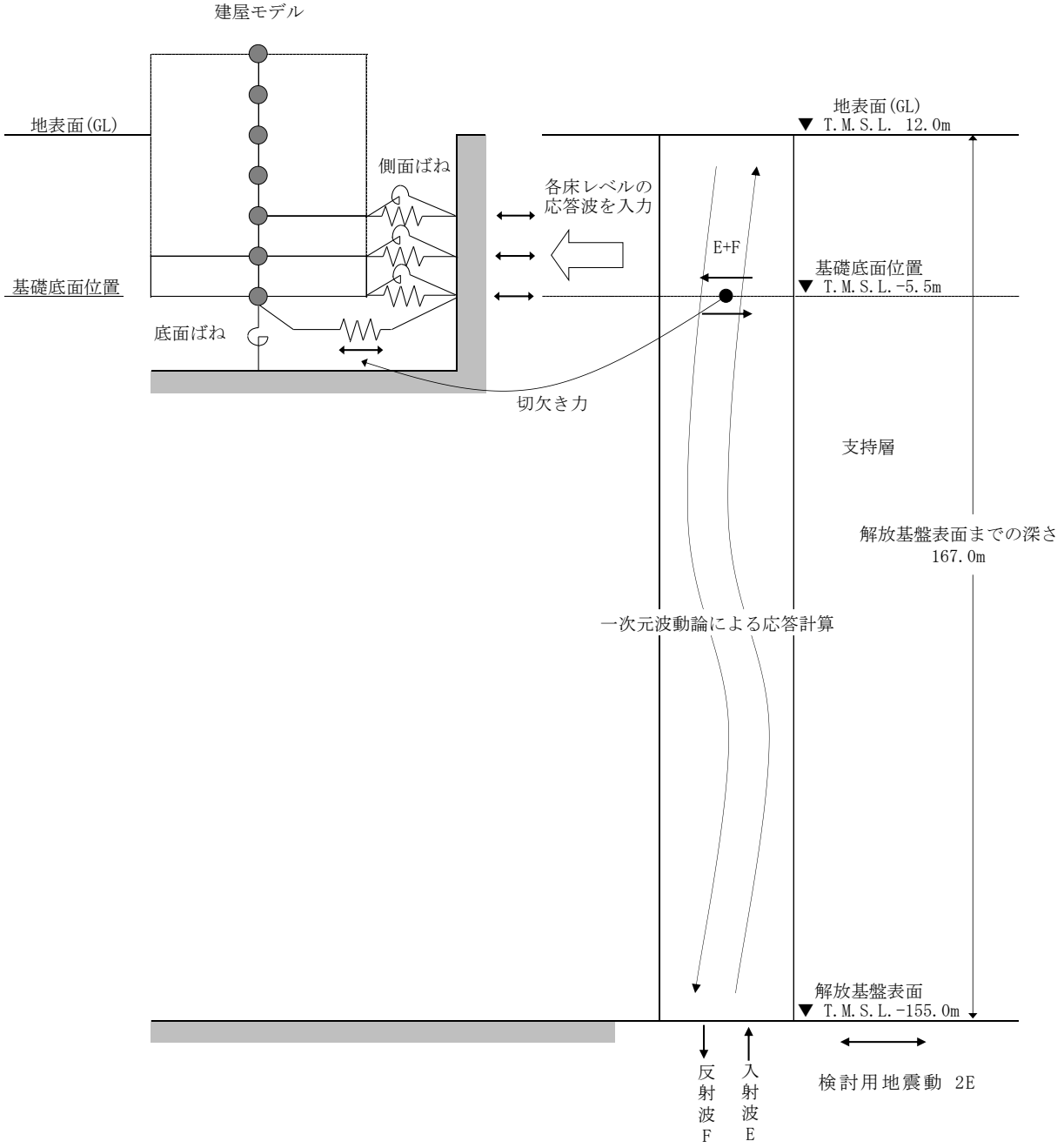


図 3－4　地震応答解析モデルに入力する地震動の概念図（水平方向）

表 3－4　地盤定数（年超過確率 10^{-2} 相当地震動）

標高 T.M.S.L. (m)	地層	せん断波速度 V_s (m/s)	単位体積重量 γ_t (kN/m^3)	ポアソン比 ν	せん断弾性係数 G ($\times 10^5$kN/m^2)	初期せん断弾性係数 G_0 ($\times 10^5$kN/m^2)	剛性低下率 G/G_0	減衰定数 h (%)
+12.0	新期砂層	150	16.1	0.347	0.247	0.369	0.67	8
+8.0		200	16.1	0.308	0.374	0.657	0.57	11
+4.0	古安田層	330	17.3	0.462	1.53	1.92	0.80	3
-6.0	西山層	490	17.0	0.451	4.07	4.16	0.98	3
-33.0		530	16.6	0.446	4.60	4.75	0.97	3
-90.0		590	17.3	0.432	6.01	6.14	0.98	3
-136.0		650	19.3	0.424	8.15	8.32	0.98	3
-155.0 ∞	椎谷層	720	19.9	0.416	10.5	10.5	1.00	－

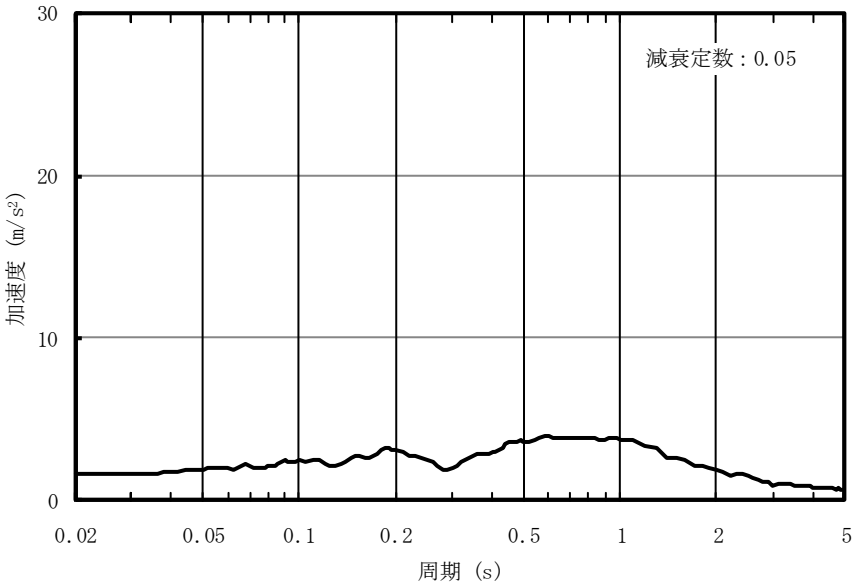


図 3－5　入力地震動の加速度応答スペクトル
（年超過確率 10^{-2} 相当地震動，水平方向，T.M.S.L.-5.5m）

表 3－5　地盤のばね定数と減衰係数（年超過確率 10^{-2} 相当地震動）

(a)　NS 方向

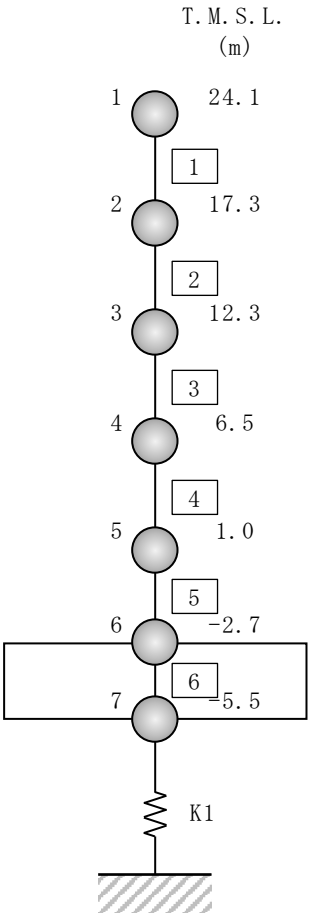
ばね番号	質点番号	地盤ばね成分	ばね定数*1	減衰係数*2
K1	5	側面・並進	3.21×10^{6}	9.15×10^{5}
K2	5	側面・回転	1.83×10^{9}	1.65×10^{8}
K3	6	側面・並進	2.15×10^{6}	6.13×10^{5}
K4	6	側面・回転	1.23×10^{9}	1.11×10^{8}
K5	7	側面・並進	9.27×10^{5}	2.64×10^{5}
K6	7	側面・回転	5.29×10^{8}	4.77×10^{7}
K7	7	底面・並進	6.62×10^{7}	2.25×10^{6}
K8	7	底面・回転	3.75×10^{10}	3.44×10^{8}

注記＊1　：K1,K3,K5,K7 は kN/m　K2,K4,K6,K8 は kN･m/rad
　　＊2　：K1,K3,K5,K7 は kN･s/m　K2,K4,K6,K8 は kN･m･s/rad

(b)　EW 方向

ばね番号	質点番号	地盤ばね成分	ばね定数*1	減衰係数*2
K1	5	側面・並進	3.21×10^{6}	9.26×10^{5}
K2	5	側面・回転	1.83×10^{9}	1.66×10^{8}
K3	6	側面・並進	2.15×10^{6}	6.21×10^{5}
K4	6	側面・回転	1.23×10^{9}	1.11×10^{8}
K5	7	側面・並進	9.27×10^{5}	2.67×10^{5}
K6	7	側面・回転	5.29×10^{8}	4.80×10^{7}
K7	7	底面・並進	6.42×10^{7}	2.11×10^{6}
K8	7	底面・回転	6.20×10^{10}	8.04×10^{8}

注記＊1　：K1,K3,K5,K7 は kN/m　K2,K4,K6,K8 は kN･m/rad
　　＊2　：K1,K3,K5,K7 は kN･s/m　K2,K4,K6,K8 は kN･m･s/rad



注 1：数字は質点番号を示す。

注 2：□内は部材番号を示す。

図 3－6　地震応答解析モデル（鉛直方向）

表 3－6　地震応答解析モデル諸元（鉛直方向）

質点番号	質点重量 W(kN)	部材番号	軸断面積 A_N(m²)
1	76040		
		1	151.8
2	92410		
		2	240.0
3	103900		
		3	306.0
4	120780		
		4	350.0
5	65170		
		5	348.7
6	124330		
		6	2478.0
7	81650		
合計	664280		

①建屋部

ヤング係数Ｅ	2.88×10^4 (N/mm²)
せん断弾性係数Ｇ	1.20×10^4 (N/mm²)
ポアソン比 ν	0.20
減衰定数ｈ	5 %

②基礎スラブ

ヤング係数Ｅ	2.79×10^4 (N/mm²)
せん断弾性係数Ｇ	1.16×10^4 (N/mm²)
ポアソン比 ν	0.20
減衰定数ｈ	5 %

基礎形状　　42.0m(NS 方向)×59.0m(EW 方向)×2.8m(厚さ)

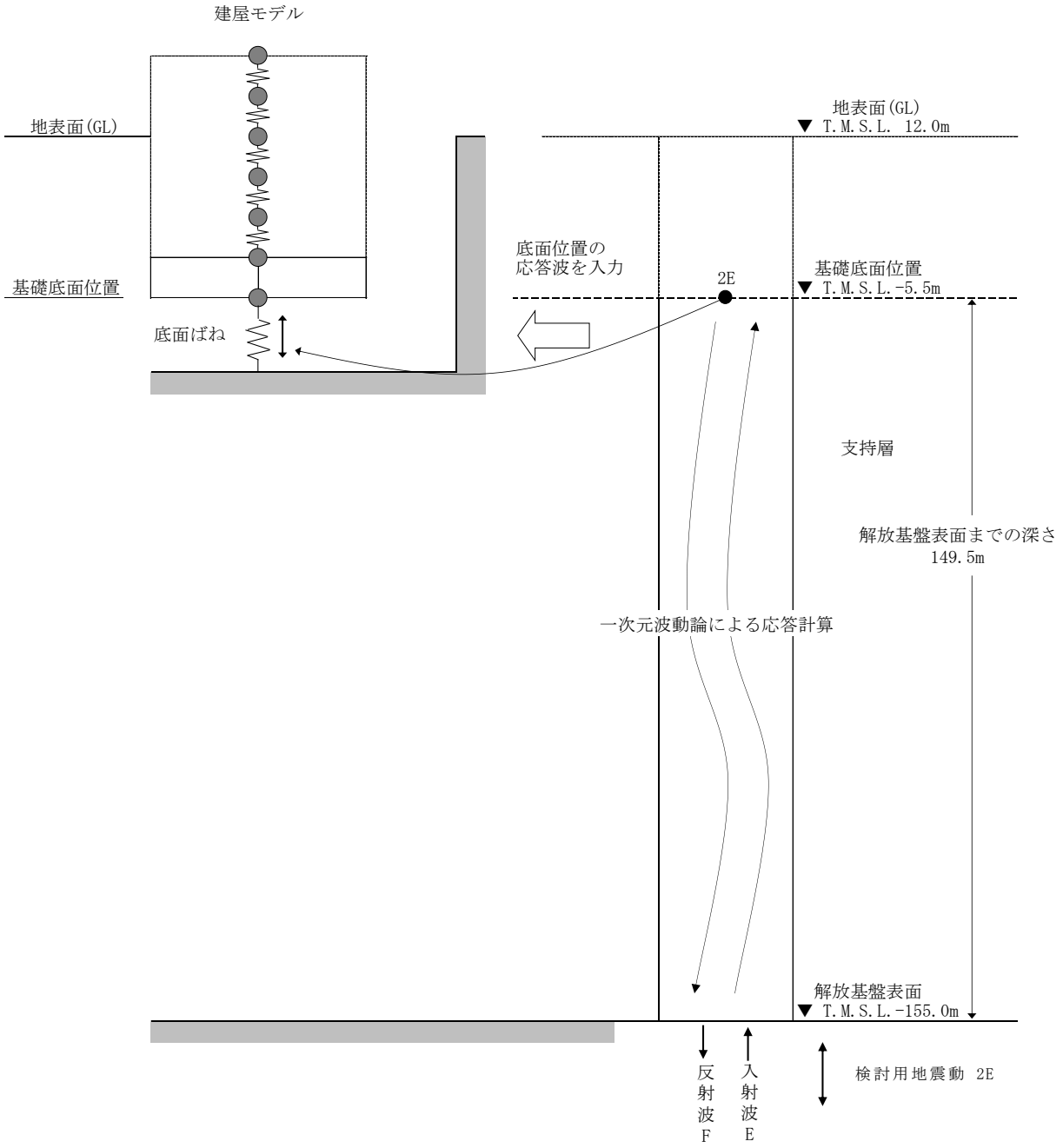


図 3－7　地震応答解析モデルに入力する地震動の概念図（鉛直方向）

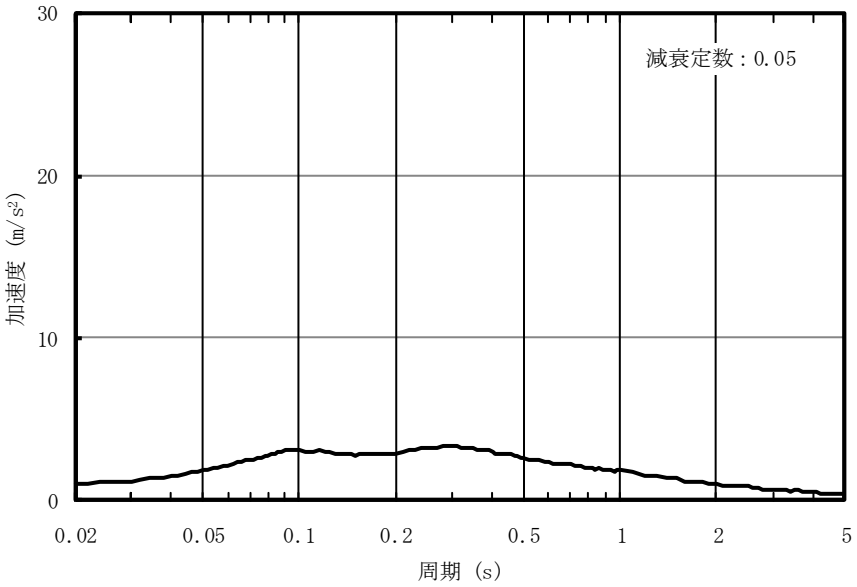


図 3－8　入力地震動の加速度応答スペクトル
（年超過確率 10^{-2} 相当地震動，鉛直方向，T.M.S.L.-5.5m）

表 3－7　地盤のばね定数と減衰係数（鉛直方向，年超過確率 10^{-2} 相当地震動）

ばね 番号	質点 番号	地盤ばね 成分	ばね定数 (kN/m)	減衰係数 (kN･s/m)
K1	7	底面・鉛直	1.05×10^{8}	5.05×10^{6}

3.3　解析方法

コントロール建屋の地震応答解析は，Ⅴ-2「耐震性に関する説明書」のうちⅤ-2-1-6「地震応答解析の基本方針」に基づき，時刻歴応答解析により実施する。時刻歴応答解析には，解析コード「ＤＹＮＡ２Ｅ」を用いる。なお，解析に用いる解析コードの検証，妥当性確認等の概要については，Ⅴ-3「強度に関する説明書　別紙　計算機プログラム（解析コード）の概要」に示す。

4. 解析結果

4.1 固有値解析結果

固有値解析結果（固有周期及び固有振動数）を表 4－1 に示す。刺激関数図を図 4－1 に示す。

なお，刺激係数は，モードごとに固有ベクトルの最大値を 1 に規準化して得られる値を示す。

4.2 応答解析結果

地震応答解析結果を図 4－2～図 4－12 及び表 4－2，表 4－3 に示す。

表 4－1　固有値解析結果

(a)　NS 方向

次数	固有周期 (s)	固有振動数 (Hz)	刺激係数*	備考
1	0.253	3.96	1.323	建屋－地盤連成 1 次
2	0.119	8.38	0.441	
3	0.056	17.77	-0.083	
4	0.045	22.09	0.071	
5	0.032	31.57	0.002	

(b)　EW 方向

次数	固有周期 (s)	固有振動数 (Hz)	刺激係数*	備考
1	0.238	4.20	1.275	建屋－地盤連成 1 次
2	0.123	8.12	0.332	
3	0.060	16.70	-0.125	
4	0.043	23.39	0.058	
5	0.033	30.23	0.002	

(c)　鉛直方向

次数	固有周期 (s)	固有振動数 (Hz)	刺激係数*	備考
1	0.165	6.08	1.067	建屋－地盤連成 1 次
2	0.033	30.59	-0.084	
3	0.019	53.25	0.019	
4	0.013	77.80	0.006	
5	0.010	104.97	0.002	

注記＊：モードごとに固有ベクトルの最大値を 1 に規準化して得られる刺激係数を示す。

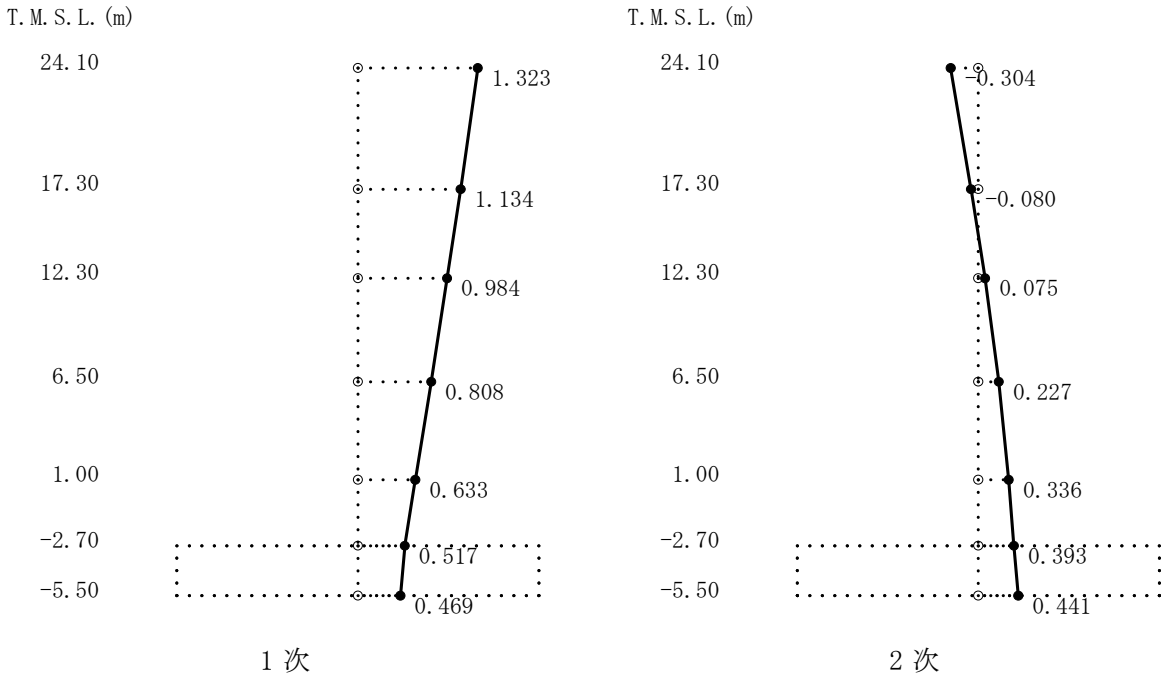


図 4－1　刺激関数図（NS 方向）(1/3)

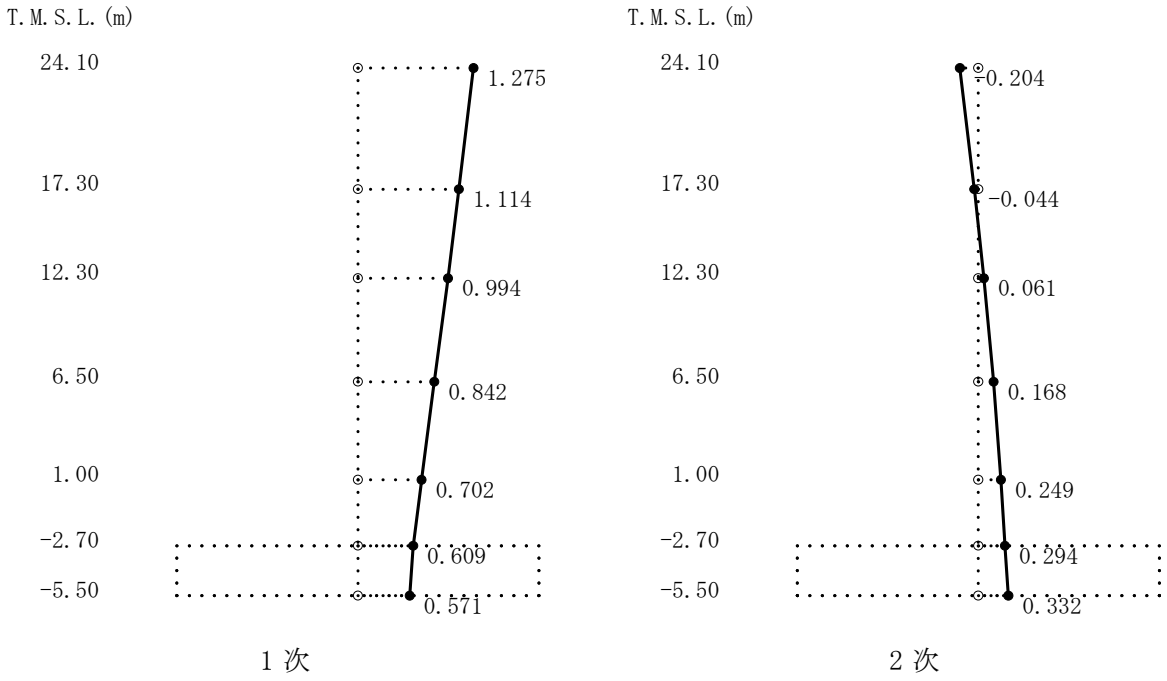


図 4－1　刺激関数図（EW 方向）(2/3)

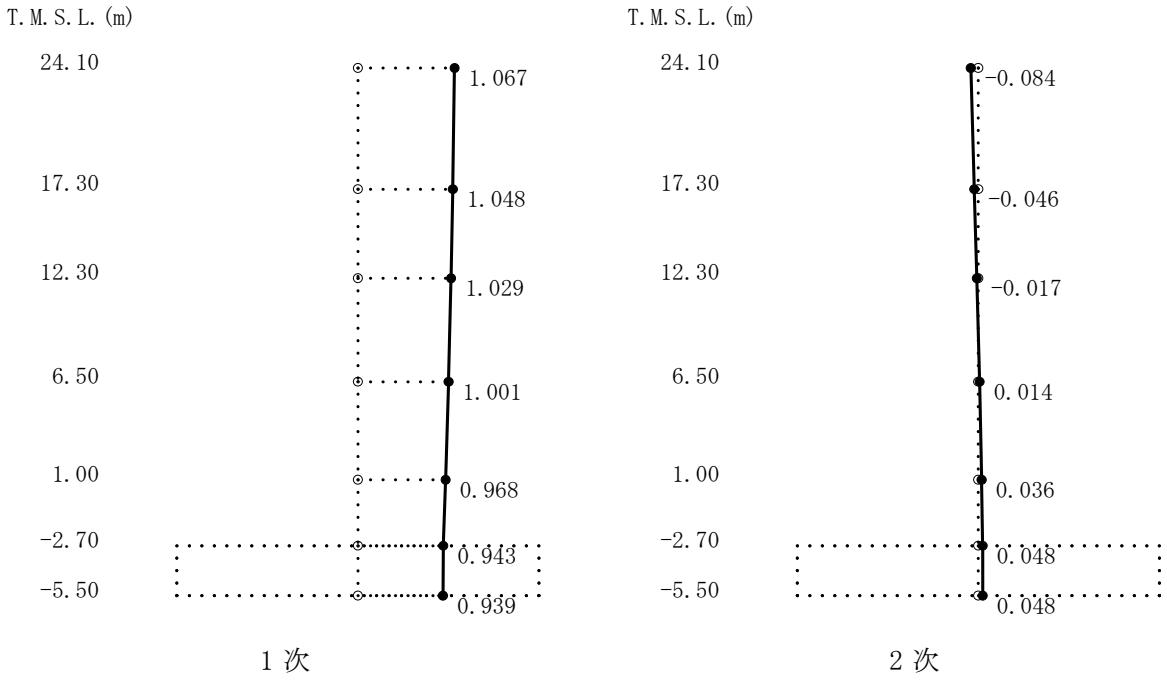


図 4－1　刺激関数図（鉛直方向）(3/3)

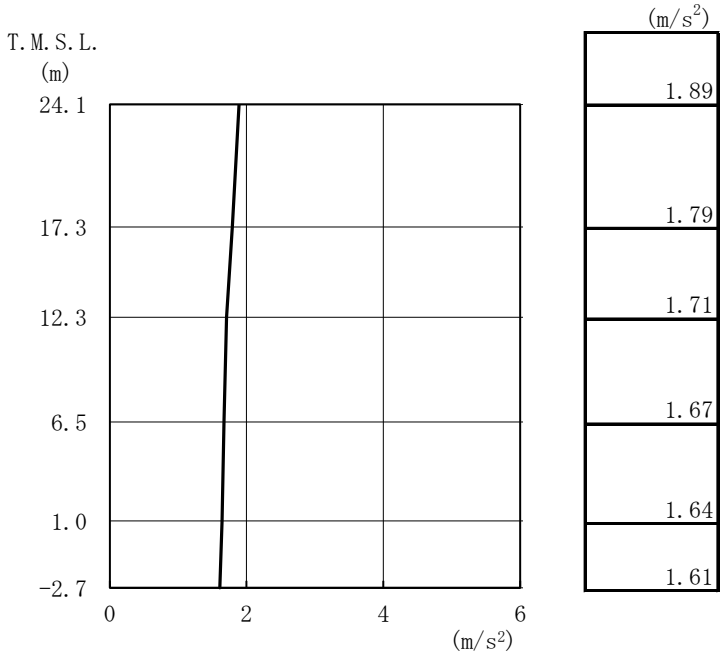


図 4－2　最大応答加速度（NS 方向）

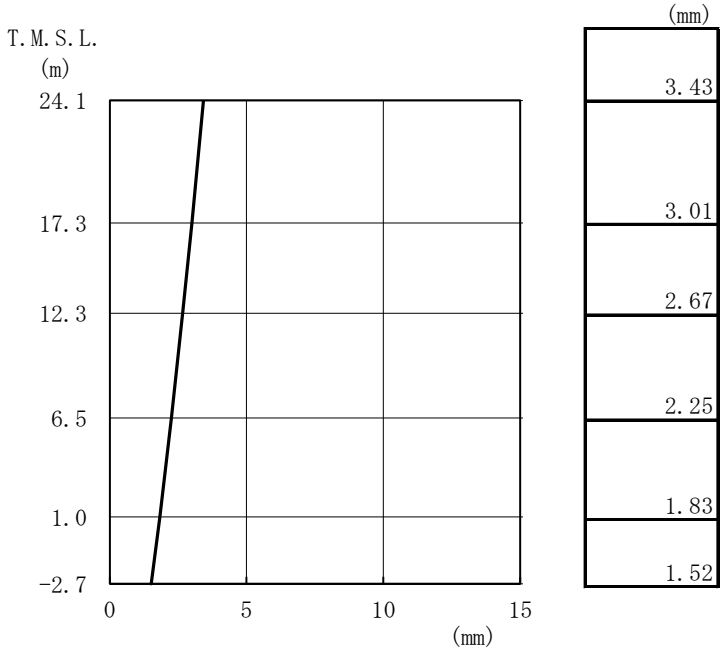


図 4－3　最大応答変位（NS 方向）

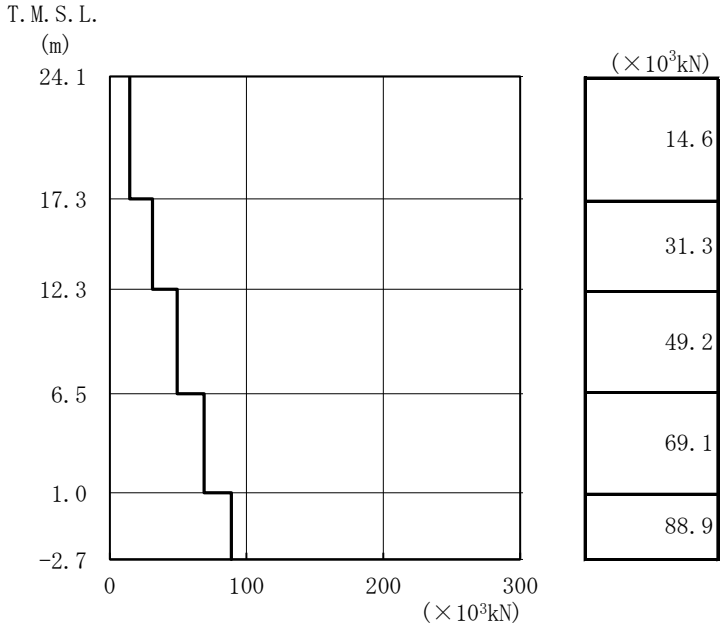


図 4－4　最大応答せん断力（NS 方向）

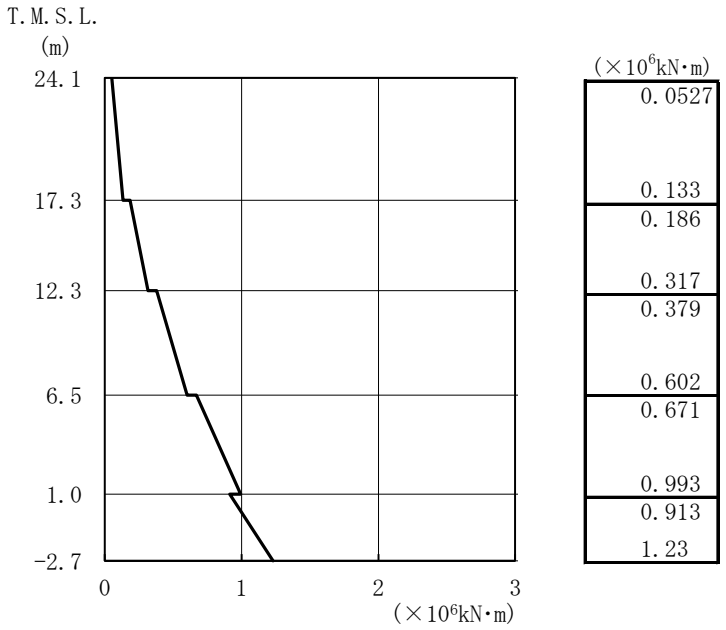


図 4－5　最大応答曲げモーメント（NS 方向）

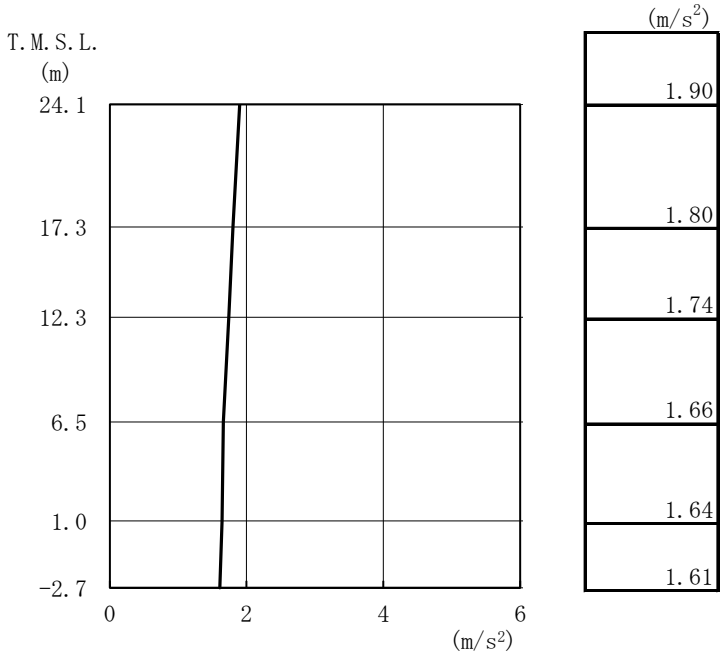


図 4－6　最大応答加速度（EW 方向）

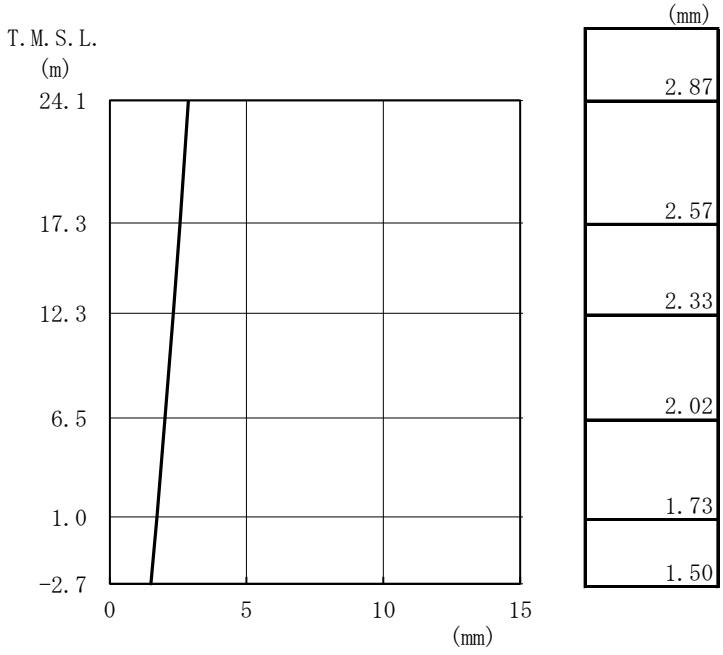


図 4－7　最大応答変位（EW 方向）

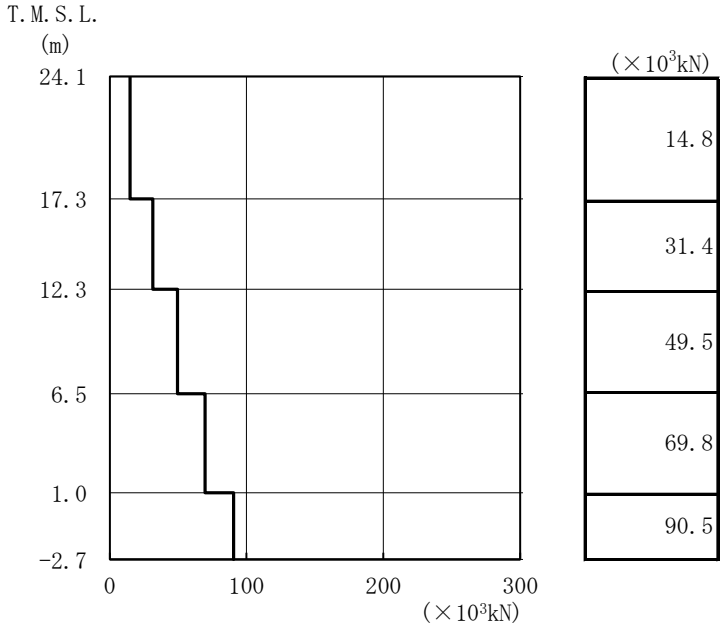


図 4－8　最大応答せん断力（EW 方向）

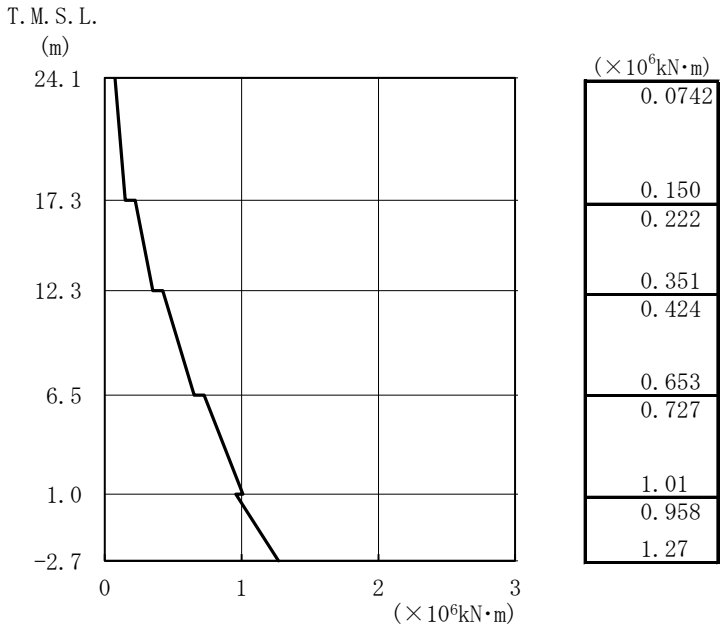


図 4－9　最大応答曲げモーメント（EW 方向）

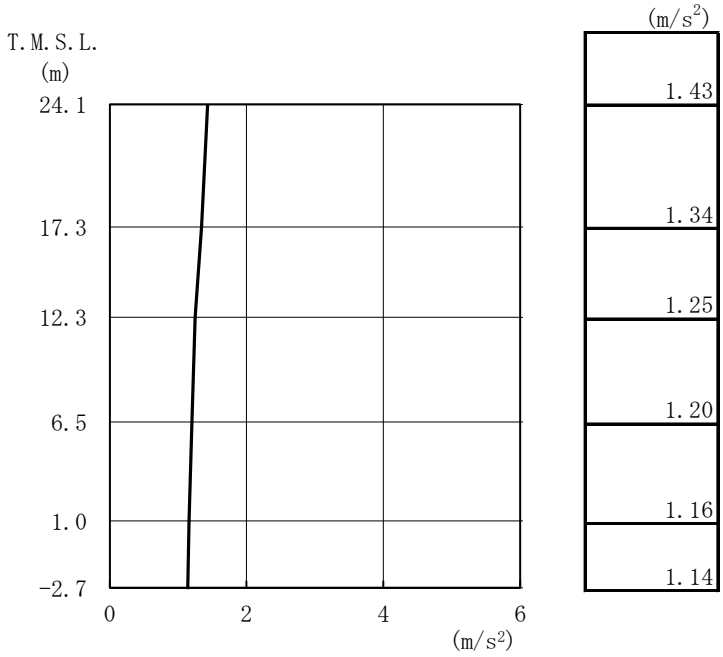


図 4－10　最大応答加速度（鉛直方向）

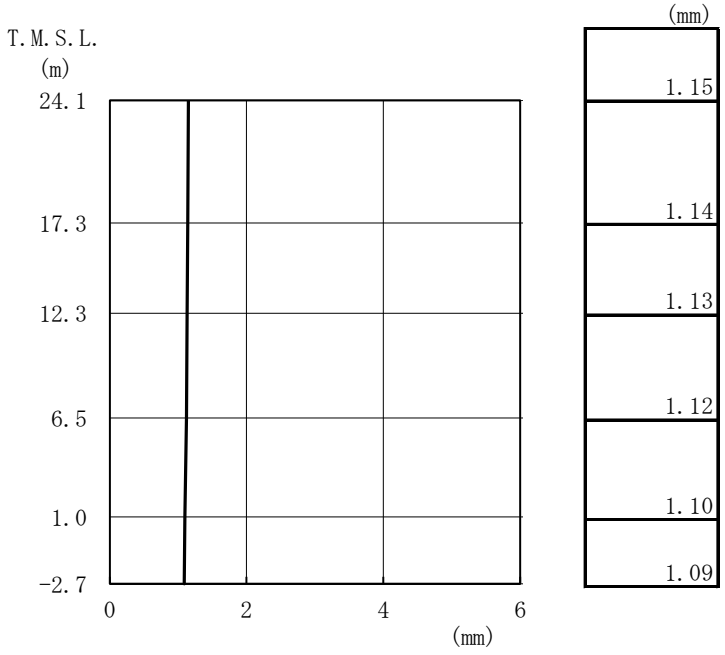


図 4－11　最大応答変位（鉛直方向）

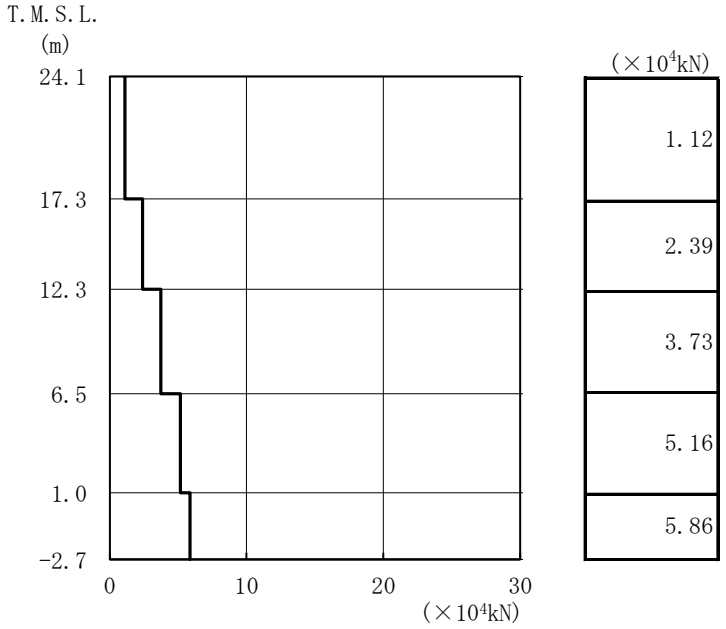


図 4－12　最大応答軸力（鉛直方向）

表 4－2　耐震壁の最大せん断ひずみ

NS 方向

T.M.S.L. (m)	地震応答解析 モデルの部材 番号	最大せん断 ひずみ ($\times 10^{-3}$)	許容限界 ($\times 10^{-3}$)
24.1～17.3	1	0.0159	2.0
17.3～12.3	2	0.0233	
12.3～6.5	3	0.0271	
6.5～1.0	4	0.0368	
1.0～-2.7	5	0.0483	

注：ハッチングは各階の最大せん断ひずみのうち最も大きい値を表示。

EW 方向

T.M.S.L. (m)	地震応答解析 モデルの部材 番号	最大せん断 ひずみ ($\times 10^{-3}$)	許容限界 ($\times 10^{-3}$)
24.1～17.3	1	0.0179	2.0
17.3～12.3	2	0.0202	
12.3～6.5	3	0.0272	
6.5～1.0	4	0.0285	
1.0～-2.7	5	0.0373	

注：ハッチングは各階の最大せん断ひずみのうち最も大きい値を表示。

表 4－3　地震応答解析結果に基づく接地率

方向	最大接地圧 (kN/m^2)	最大転倒モーメント ($\times 10^6 kN \cdot m$)	最小接地率 (%)
NS 方向	364	1.46	100
EW 方向	343	1.53	100