

島根原子力発電所第2号機 審査資料	
資料番号	NS2-添 2-008-21
提出年月日	2022年6月16日

VI-2-8-4-4 中央制御室待避室遮蔽の耐震性についての計算書

S2 補 VI-2-8-4-4 R0

2022年6月

中国電力株式会社

本資料のうち、枠囲みの内容は機密に係る事項のため公開できません。

目 次

1. 概要	1
2. 一般事項	1
2.1 構造計画	1
2.2 評価方針	4
2.3 適用規格・基準等	5
2.4 記号の説明	6
2.5 計算精度と数値の丸め方	9
3. 評価部位	10
4. 応力解析及び構造強度評価	10
4.1 応力解析及び構造強度評価方法	10
4.2 荷重の組合せ及び許容応力	10
4.3 解析モデル及び諸元	15
4.4 固有周期	16
4.5 設計用地震力	17
4.6 計算方法	18
4.7 計算条件	20
4.8 応力の評価	20
5. 評価結果	24
5.1 重大事故等対処設備としての評価結果	24

別紙 1 中央制御室待避室の気密性に関する計算書

1. 概要

本計算書は、炉心の著しい損傷後の格納容器圧力逃がし装置を作動させる場合に放出される放射性雲通過時において、中央制御室待避室にとどまる運転員の被ばくを低減するために設置する「中央制御室待避室遮蔽」について、VI-2-1-9「機能維持の基本方針」にて設定している構造強度及び機能維持の設計方針に基づき、設計用地震力に対して十分な構造強度を有し、機能を維持できることを説明するものである。

中央制御室待避室遮蔽は、重大事故等対処設備において常設重大事故緩和設備に分類される。以下、重大事故等対処設備としての構造強度評価を示す。

2. 一般事項

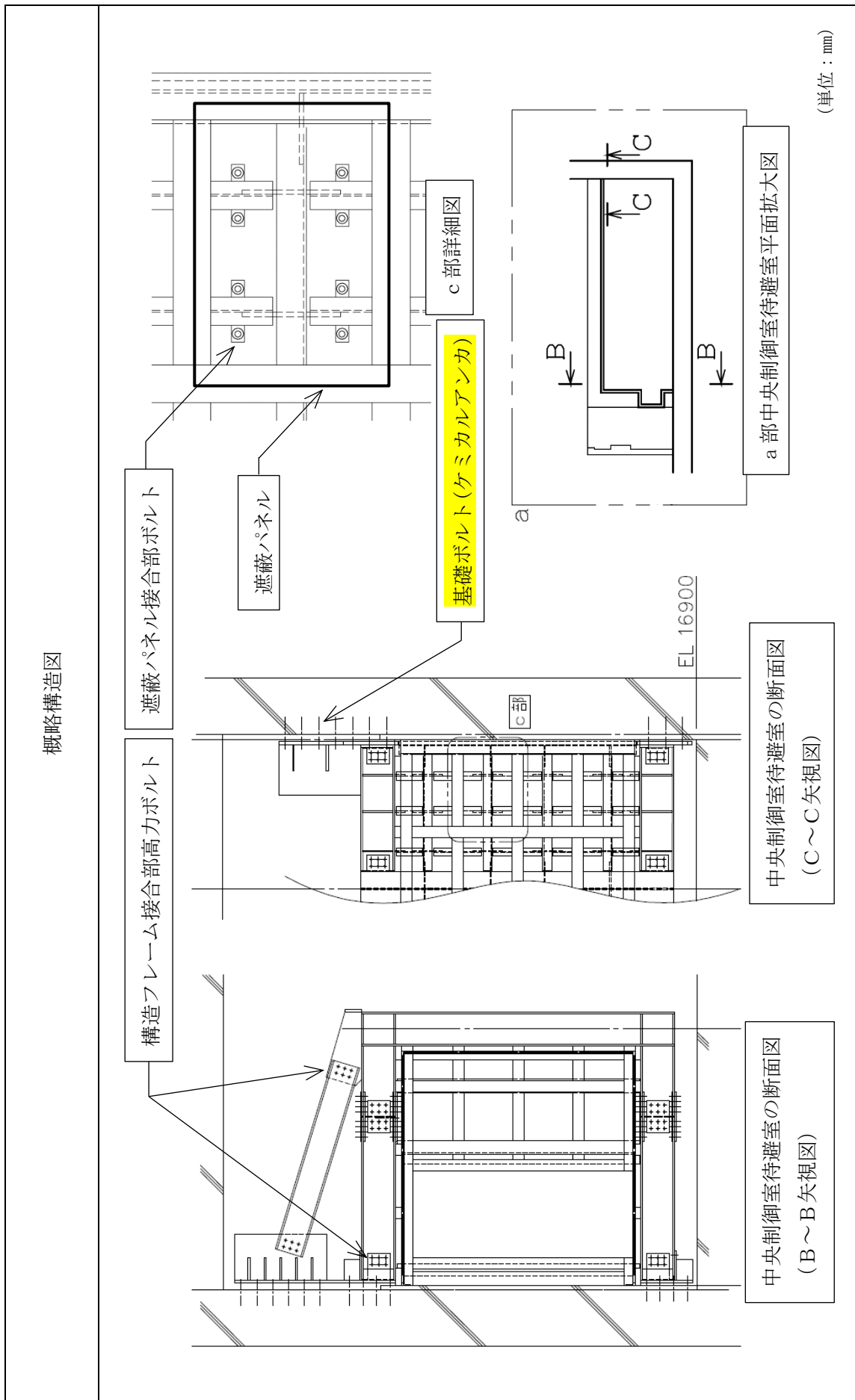
2.1 構造計画

中央制御室待避室遮蔽の構造計画を表 2-1 に示す。

表 2-1(1) 構造計画

計画の概要		概略構造図
基礎・支持構造	主体構造	
<p>中央制御室待避室遮蔽は、構造フレーム（鉄骨）が、十分剛性の高い中央制御室遮蔽（壁）に基礎ボルトにより固定されている。</p> <p>鉄骨及び鋼板が構造フレームを構成し、構造フレームへ、遮蔽性を維持する遮蔽パネル、気密性を維持する気密用鋼板がボルト接合あるいは溶接接合により固定される。</p>	<ul style="list-style-type: none"> ・ 構造フレーム（鉄骨及び鋼板） ・ 遮蔽パネル（鉛及び鋼板） ・ 気密用鋼板 	<p>中央制御室の概略平面図</p> <p>中央制御室待避室の概略断面図 (A～A 矢視図)</p> <p>b 部詳細図</p> <p>a 部中央制御室待避室平面拡大図</p> <p>(単位：mm)</p>

表 2-1 (2) 構造計画



2.2 評価方針

中央制御室待避室遮蔽の応力評価は、VI-2-1-9「機能維持の基本方針」にて設定した荷重及び荷重の組合せ並びに許容限界に基づき、「2.1 構造計画」にて示す中央制御室待避室遮蔽の部位を踏まえ「3. 評価部位」にて設定する箇所において、「4.3 解析モデル及び諸元」及び「4.4 固有周期」で算出した固有周期に基づく設計用地震力による応力等が許容限界内に収まることを、「4. 応力解析及び構造強度評価」にて示す方法にて確認することで実施する。確認結果を「5. 評価結果」に示す。

中央制御室待避室遮蔽の耐震評価フローを図2-1に示す。

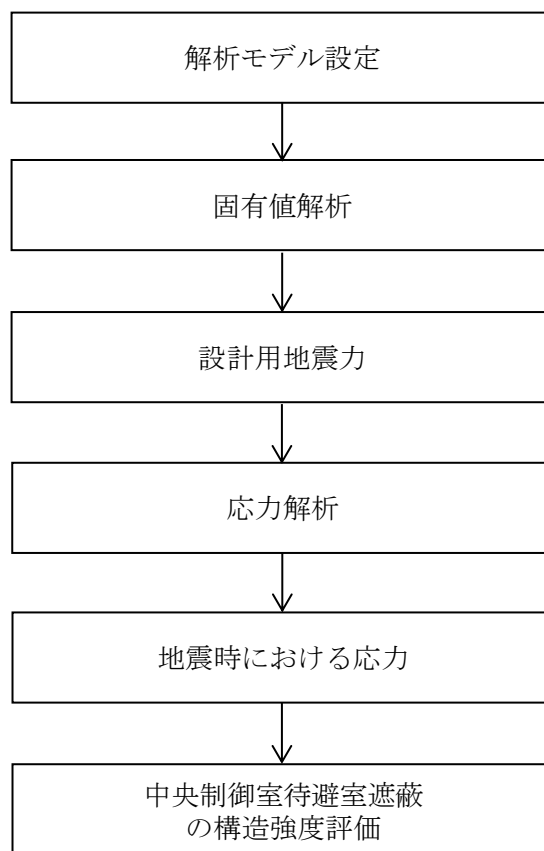


図2-1 中央制御室待避室遮蔽の耐震評価フロー

2.3 適用規格・基準等

本評価において適用する規格・基準等を以下に示す。

- ・ 建築基準法・同施行令及び関連告示
- ・ 原子力発電所耐震設計技術指針 重要度分類・許容応力編 J E A G 4 6 0 1 ・ 補-1984
（（社）日本電気協会）
- ・ 原子力発電所耐震設計技術指針 J E A G 4 6 0 1 -1987 （（社）日本電気協会）
- ・ 原子力発電所耐震設計技術指針 J E A G 4 6 0 1 -1991 追補版 （（社）日本電気協会）
- ・ 鋼構造設計規準－許容応力度設計法－（（社）日本建築学会 2005 年改定）
- ・ 日本産業規格 J I S B 1 0 5 1 (2014)
- ・ 各種合成構造設計指針・同解説（（社）日本建築学会 2010 年改定）

2.4 記号の説明

記号	記号の説明	単位
A	鋼材の断面積	mm ²
A _{qc}	基礎ボルトのせん断力に対するコーン状破壊面の有効投影面積	mm ²
A _{sy}	鋼材のせん断断面積 (y 軸方向)	mm ²
A _{sz}	鋼材のせん断断面積 (z 軸方向)	mm ²
C	鋼材の許容曲げ応力度の補正係数	—
CH	水平方向設計震度	—
CV	鉛直方向設計震度	—
c	基礎ボルトのへりあき寸法	mm
c _n	基礎ボルトのへりあき寸法, または基礎ボルトピッチの 1/2 (n = 1, 2, 3)	mm
cσ _{qa}	コンクリートの支圧強度	MPa
cσ _t	基礎ボルトによるコーン状破壊に対するコンクリートの引張強度	MPa
d _a	基礎ボルトの径	mm
E	鋼材の縦弾性係数	MPa
E _c	コンクリートの縦弾性係数	MPa
F	鋼材の許容応力度を決定する場合の基準値	MPa
F _c	コンクリートの設計基準強度	MPa
f _{bm}	鋼材の許容曲げ応力	MPa
f _{cm}	鋼材の許容圧縮応力	MPa
f _{sm}	鋼材の許容せん断応力	MPa
f _{tm}	鋼材の許容引張応力	MPa
G	鋼材のせん断弾性係数	MPa
i	鋼材の座屈軸についての断面二次半径	mm
I _y	鋼材の弱軸まわりの断面二次モーメント	mm ⁴
I _w	鋼材の曲げねじり定数	mm ⁶
J	鋼材のサンブナンのねじり定数	mm ⁴
l _b	鋼材の圧縮フランジの支点間距離	mm
L _{ce}	基礎ボルトの強度算定用埋込み長さ	mm
L _e	基礎ボルトの有効埋込み長さ	mm
l _k	鋼材の座屈長さ	mm
M _e	鋼材の弾性横座屈モーメント	N・mm
M _y	鋼材に作用する曲げモーメント (y 軸方向)	N・mm
M _z	鋼材に作用する曲げモーメント (z 軸方向)	N・mm
M _{y1}	鋼材の降伏モーメント	N・mm
M ₁ , M ₂	鋼材のそれぞれ座屈区間端部における大きい方, 小さい方の, 強軸まわりの曲げモーメント	N・mm

記号	記号の説明	単位
N_t	鋼材に作用する軸力	N
P	ボルトに作用する軸力	N
P_a	ボルトの許容引張力	N
p	基礎ボルト 1 本当たりの引張荷重	N
p_a	基礎ボルト 1 本当たりの許容引張荷重	N
p_{a1}	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荷重	N
p_{a3}	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荷重	N
Q	ボルトに作用するせん断力	N
Q_a	ボルトの許容せん断力	N
Q_p	ボルトに作用するせん断力（フレームの軸力から発生する分）	N
Q_y	鋼材に作用するせん断力（y 軸方向）	N
Q_z	鋼材に作用するせん断力（z 軸方向）	N
q	基礎ボルト 1 本当たりのせん断荷重	N
q_a	基礎ボルト 1 本当たりの許容せん断荷重	N
q_{a1}	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荷重	N
q_{a2}	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荷重	N
q_{a3}	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荷重	N
s_{ca}	基礎ボルトの断面積で、軸部断面積とねじ部有効断面積の小さい方の値	mm ²
$s\sigma_{pa}$	基礎ボルトの引張強度	MPa
$s\sigma_{qa}$	基礎ボルトのせん断強度	MPa
$s\sigma_y$	基礎ボルトの降伏点強度	MPa
x, y, z	局所（要素）座標軸	—
Z_y	鋼材の断面係数（y 軸方向）	mm ³
Z_z	鋼材の断面係数（z 軸方向）	mm ³
α_n	基礎ボルトのへりあき及び基礎ボルトピッチによる付着強度の低減係数（ $n=1, 2, 3$ ）	—
Λ	鋼材の限界細長比	—
λ	鋼材の圧縮材の細長比	—
$e\lambda_b$	鋼材の弾性限界細長比	—
$p\lambda_b$	鋼材の塑性限界細長比	—
λ_b	鋼材の降伏モーメントに対する曲げ材の細長比	—

記号	記号の説明	単位
ν	鋼材のポアソン比	—
ν_1	許容圧縮応力算出時の鋼材の座屈に対する安全率	—
ν_2	許容曲げ応力算出時の鋼材の座屈に対する安全率	—
π	円周率	—
$\sigma_{b y}$	鋼材に生じる曲げ応力 (y 軸方向)	MPa
$\sigma_{b z}$	鋼材に生じる曲げ応力 (z 軸方向)	MPa
σ_f	鋼材に生じる組合せ応力	MPa
σ_n	鋼材に生じる軸応力	MPa
τ_a	基礎ボルトの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強度	MPa
$\tau_{b a v g}$	基礎ボルトの基本平均付着強度	MPa
τ_y	鋼材に生じるせん断応力 (y 軸方向)	MPa
τ_z	鋼材に生じるせん断応力 (z 軸方向)	MPa
ϕ_1	低減係数	—
ϕ_2	低減係数	—
ϕ_3	低減係数	—

2.5 計算精度と数値の丸め方

精度は、有効数字 6 桁以上を確保する。

表示する数値の丸め方は表 2-2 に示すとおりである。

表 2-2 表示する数値の丸め方

数値の種類		単位	処理桁	処理方法	表示桁
固有周期		s	小数点以下第 4 位	四捨五入	小数点以下第 3 位
震度		—	小数点以下第 3 位	切上げ	小数点以下第 2 位
温度		℃	—	—	整数位
質量		kg	—	—	整数位 ^{*1}
長さ	下記以外の長さ	mm	—	—	整数位 ^{*1}
	部材断面寸法	mm	小数点以下第 2 位 ^{*2}	四捨五入	小数点以下第 1 位 ^{*3}
面積		mm ²	有効数字 5 桁目	四捨五入	有効数字 4 桁 ^{*4}
モーメント		N・mm	有効数字 5 桁目	四捨五入	有効数字 4 桁 ^{*4}
力		N	有効数字 5 桁目	四捨五入	有効数字 4 桁 ^{*4}
縦弾性係数		MPa	有効数字 4 桁目	四捨五入	有効数字 3 桁
算出応力		MPa	小数点以下第 1 位	切上げ	整数位
許容応力 ^{*5}		MPa	小数点以下第 1 位	切捨て	整数位

注記*1：設計上定める値が小数点以下第 1 位の場合は、小数点以下第 1 位表示とする。

*2：設計上定める値が小数点以下第 3 位の場合は、小数点以下第 3 位表示とする。

*3：設計上定める値が小数点以下第 2 位の場合は、小数点以下第 2 位表示とする。

*4：絶対値が 1000 以上のときはべき数表示とする。

*5：設計・建設規格 付録材料図表に記載された温度の中間における引張強さ及び降伏点は、比例法により補間した値の小数点以下第 1 位を切り捨て、整数位までの値とする。

3. 評価部位

中央制御室待避室遮蔽の耐震評価は、「4.1 応力解析及び構造強度評価方法」に示す条件に基づき、耐震評価上厳しくなる構造フレーム、基礎ボルト、構造フレーム接合部高力ボルト、遮蔽パネル接合部ボルト及び遮蔽パネル・気密用鋼板について実施する。中央制御室待避室遮蔽の耐震評価部位については、表 2-1 の概略構造図に示す。

4. 応力解析及び構造強度評価

4.1 応力解析及び構造強度評価方法

- (1) 中央制御室待避室遮蔽の構造フレームは、十分剛性の高い壁に基礎ボルトにより固定されるものとする。
- (2) 中央制御室待避室遮蔽の質量には、構造フレームの質量の他、遮蔽パネル、気密用鋼板の質量及び積載荷重等を考慮する。
- (3) 地震力は、中央制御室待避室遮蔽に対して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。
- (4) 耐震計算に用いる寸法は、公称値を使用する。
- (5) 水平 2 方向及び鉛直方向の動的地震力による荷重の組合せには、組合せ係数法を適用する。

4.2 荷重の組合せ及び許容応力

4.2.1 荷重の組合せ及び許容応力状態

中央制御室待避室遮蔽の荷重の組合せ及び許容応力状態のうち、重大事故等対処設備の評価に用いるものを表 4-1 に示す。

4.2.2 許容応力

中央制御室待避室遮蔽の許容応力は、VI-2-1-9「機能維持の基本方針」に基づき表 4-2 に示す。

4.2.3 使用材料の許容応力評価条件

中央制御室待避室遮蔽の使用材料の許容応力評価条件のうち、重大事故等対処設備の評価に用いるものを表 4-3 に示す。

表 4-1 荷重の組合せ及び許容応力状態（重大事故等対処設備）

施設区分	機器名称	設備分類*1	機器等の区分	荷重の組合せ	許容応力状態
放射線管理施設	生体遮蔽装置	中央制御室 待避室遮蔽	—	$D + P_D + M_D + S_s^{*3}$	$IV_A S^{*2}$
				$D + P_{SAD} + M_{SAD} + S_s$	$V_A S^{*2}$

注記*1：「常設／緩和」は常設重大事故緩和設備を示す。

*2：当該構造物の変形能力に対して遮蔽及び気密機能として十分な余裕を有するよう、遮蔽及び気密機能を構成する材料については、許容応力状態Ⅲ_ASを適用する。

*3：「 $D + P_{SAD} + M_{SAD} + S_s$ 」の評価に包絡されるため、評価結果の記載を省略する。

表 4-2 許容応力 (重大事故等その他の支持構造物)

許容応力状態	許容限界*1, *2, *3 (ボルト等以外)				許容限界*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
III _{AS}	$1.5 \cdot f_t$	$1.5 \cdot f_s$	$1.5 \cdot f_c$	$1.5 \cdot f_b$	$1.5 \cdot f_t$	$1.5 \cdot f_s$
IV _{AS}						
V _{AS} (V _{AS} としてIV _{AS} の許 容限界を用いる。)	—	—	—	—	$1.5 \cdot f_t^*$	$1.5 \cdot f_s^*$

注記*1：鋼構造設計規準（日本建築学会 2005 改定）等の幅厚比の制限を満足させる。

*2：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。

*3：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。

表 4-3(1) 使用材料の許容応力評価条件 (重大事故等対処設備)

評価部材	材料	F (MPa)
構造フレーム	SS400 (40mm ≧ 厚さ)	235
	SS400 (100mm ≧ 厚さ > 40mm)	215
	SIN490B (40mm ≧ 厚さ)	325
遮蔽パネル 気密用鋼板	SS400 (40mm ≧ 厚さ)	235
基礎ボルト (ケミカルアンカ)	SS400 (40mm ≧ 径)	235

表 4-3(2) 使用材料の許容応力評価条件 (重大事故等対処設備)

評価部材	材料	許容せん断力 (kN/本)		許容引張力 (kN/本)
		1面 摩擦	2面 摩擦	
構造フレーム 接合部高力 ボルト	M16	45.2	—	93.5
	M20	70.7	141	146
	M22	85.5	—	177
遮蔽パネル 接合部ボルト	M8	20.4	—	35.5
	M12	47.2	—	81.8
	M16	87.7	—	152

4.3 解析モデル及び諸元

中央制御室待避室遮蔽の解析モデルを図 4-1 に、解析モデルの概要を以下に示す。また、機器の諸元を本計算書の【中央制御室待避室遮蔽の耐震性についての計算結果】の機器要目に示す。

- (1) 構造フレームは、はり要素でモデル化し、遮蔽パネル、気密用鋼板はシェル要素でモデル化する。
- (2) 解析モデルの質量は、実際の位置を考慮して付加し、モデル化をしていない部材（扉等）の質量についても、近傍の構造フレームに付加して適切に見込む。
- (3) 構造フレームの制御室建物壁との取合い点は、剛部材（ピン結合）とする。
- (4) 構造フレーム同士のウェブとウェブ、フランジとフランジを高力ボルト接合する場合は、剛結合とする。
- (5) 構造フレーム同士のウェブのみを高力ボルト接合する場合は、剛部材（ピン結合）とする。
- (6) 解析コードは、「MSC N a s t r a n」を使用し、固有値と各要素に発生する荷重及びモーメントを求める。なお、評価に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、VI-5「計算機プログラム（解析コード）の概要」に示す。

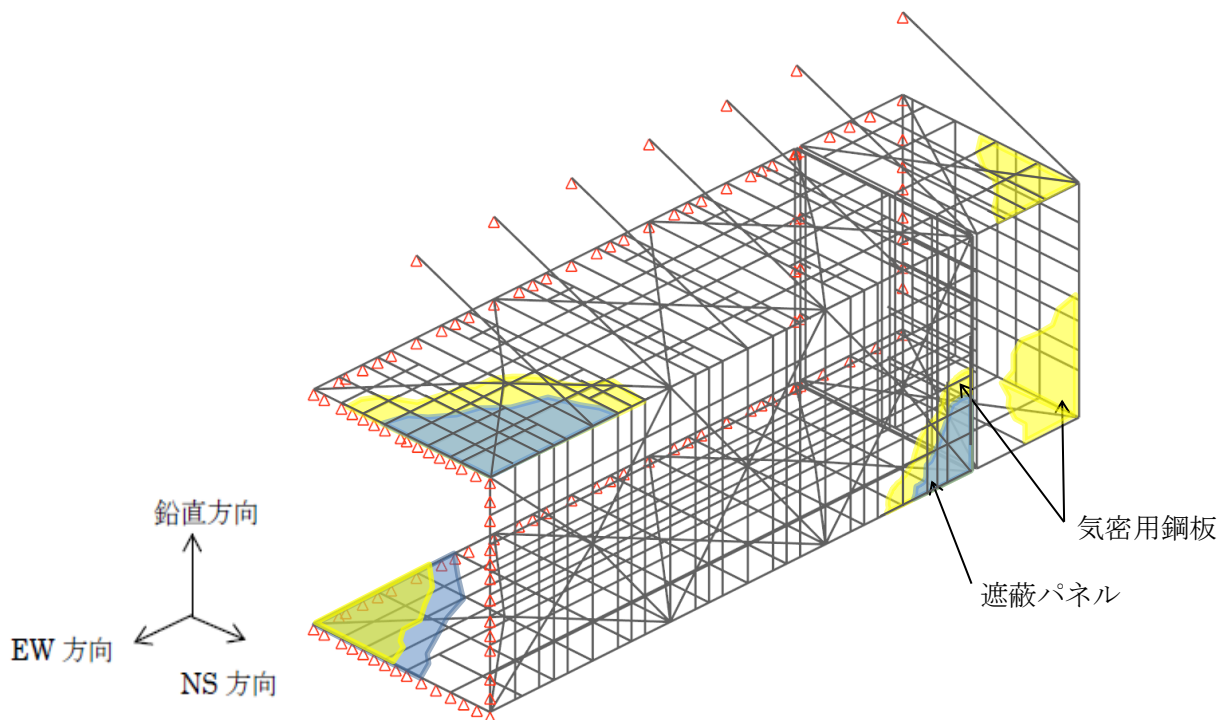


図 4-1 中央制御室待避室遮蔽解析モデル

4.4 固有周期

固有値解析の結果を表 4-4 に示す。固有周期は、0.05 秒以下であり、剛構造であることを確認した。固有値解析モード図を図 4-2 に示す。

表 4-4 固有値解析結果

モード	卓越方向	固有周期(s)	水平方向刺激係数		鉛直方向刺激係数
			X方向	Y方向	
1次	鉛直	0.031	—	—	—

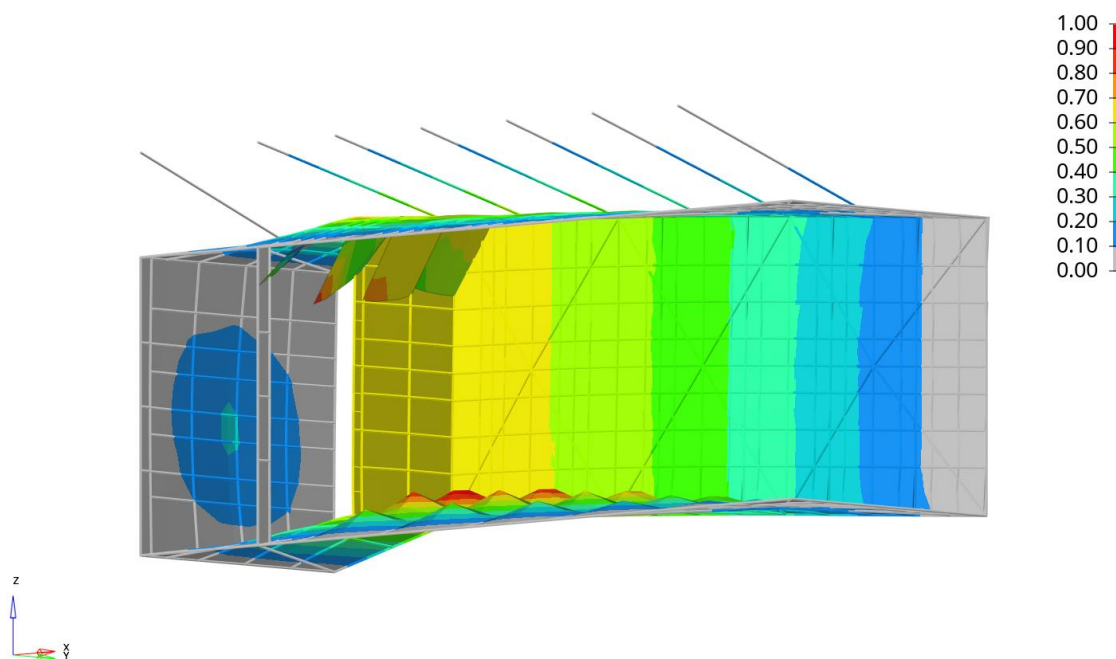


図 4-2 中央制御室待避室 固有値解析モード図 (1次モード)

4.5 設計用地震力

評価に用いる設計用地震力を表 4-5 に示す。

「基準地震動 S_s 」による地震力は、VI-2-1-7「設計用床応答スペクトルの作成方針」に基づき設定する。

表 4-5 設計用地震力（重大事故等対処設備）

据付場所 及び 床面高さ (m)	固有周期(s)		弾性設計用地震動 S_d 又は静的震度		基準地震動 S_s		
	水平方向	鉛直方向	水平方向 設計震度	鉛直方向 設計震度	水平方向設計震度		鉛直方向 設計震度
					NS 方向	EW 方向	
制御室建物 EL 16.900 (EL 22.050* ¹)	0.05 以下	0.031	—	—	$C_H=2.52^{*2}$	$C_H=3.65^{*2}$	$C_V=1.77^{*2}$

注記*1：基準床レベルを示す。

*2：設計用震度Ⅱ（基準地震動 S_s ）

4.6 計算方法

4.6.1 応力の計算方法

4.6.1.1 構造フレームの応力

構造フレームに発生する応力は、図 4-3 に示す解析により得られた軸力 N_t 、せん断力 Q_y 、 Q_z 、曲げモーメント M_y 、 M_z より次のように求める。

(1) 引張応力又は圧縮応力

$$\sigma_n = \frac{N_t}{A} \dots\dots\dots (4.6.1.1.1)$$

(2) せん断応力

$$\tau_y = \frac{|Q_y|}{A_{s_y}} \dots\dots\dots (4.6.1.1.2)$$

$$\tau_z = \frac{|Q_z|}{A_{s_z}} \dots\dots\dots (4.6.1.1.3)$$

(3) 曲げ応力

$$\sigma_{b_y} = \frac{|M_y|}{Z_y} \dots\dots\dots (4.6.1.1.4)$$

$$\sigma_{b_z} = \frac{|M_z|}{Z_z} \dots\dots\dots (4.6.1.1.5)$$

(4) 組合せ応力

$$\sigma_f = \sqrt{(\sigma_{b_y} + \sigma_{b_z} + |\sigma_n|)^2 + 3 \times (\sqrt{\tau_y^2 + \tau_z^2})^2} \dots\dots\dots (4.6.1.1.6)$$

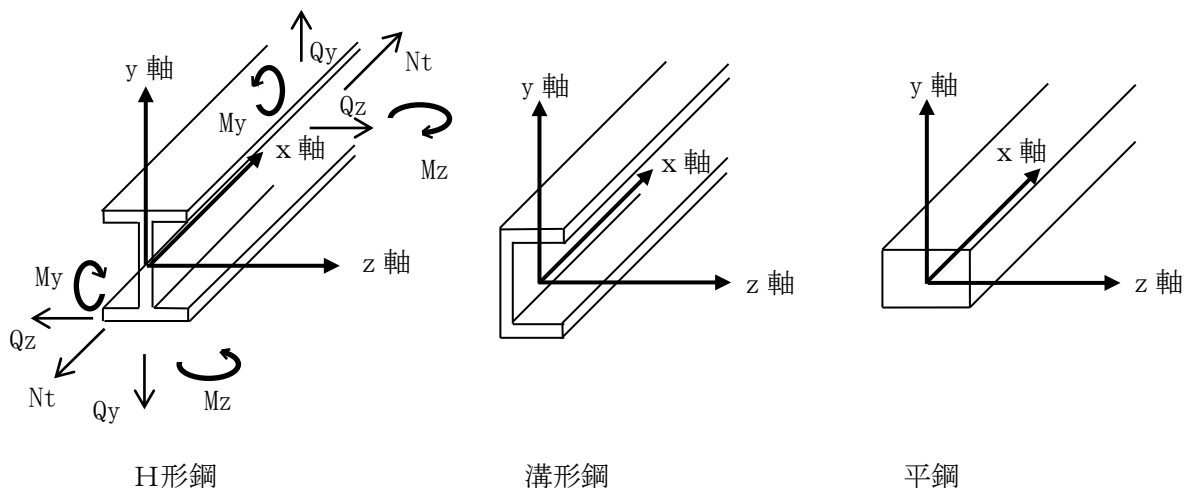


図 4-3 構造フレームに発生する軸力，せん断力，曲げモーメントの概略図

4.6.1.2 基礎ボルトの応力

応力解析により求められた基礎ボルト位置に生じる反力を基礎ボルトの耐力検討に用いる。

4.6.1.3 構造フレーム接合部高力ボルトの応力

応力解析により求められた高力ボルト位置に生じる「せん断力+軸力」の値が最大になる箇所の応力を耐力検討に用いる応力とする。

4.6.1.4 遮蔽パネル接合部ボルトの応力

応力解析により求められた構造フレームと遮蔽パネルの支持部に発生する接合点の応力を耐力検討に用いる応力とする。

4.6.1.5 遮蔽パネルの応力

応力解析により求められた遮蔽パネルに最大主ひずみが発生する要素の応力を耐力検討に用いる応力とする。

4.6.1.6 気密用鋼板の応力

応力解析により求められた気密用鋼板に最大主ひずみが発生する要素の応力を耐力検討に用いる応力とする。

4.7 計算条件

応力解析に用いる自重（中央制御室待避室遮蔽）及び荷重（地震荷重）は、本計算書の【中央制御室待避室遮蔽の耐震性についての計算結果】の設計条件及び機器要目に示す。

4.8 応力の評価

4.8.1 構造フレームの応力評価

4.6.1.1 項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を確認する。ただし、許容組合せ応力が許容引張応力 f_{tm} 以下であることを確認する。

		弾性設計用震度 S_d 又は静的震度による 荷重との組合せの場合	基準地震動 S_s による 荷重との組合せの場合
許容引張応力 f_{tm}		—	$\frac{F}{1.5} \cdot 1.5$
許容圧縮 応力 f_{cm}	$\lambda \leq \Lambda$	—	$\left\{1 - 0.4 \cdot \left(\frac{\lambda}{\Lambda}\right)^2\right\} \cdot \frac{F}{v_1} \cdot 1.5$
	$\lambda > \Lambda$	—	$0.277 \cdot F / \left(\frac{\lambda}{\Lambda}\right)^2 \cdot 1.5$
許容せん断応力 f_{sm}		—	$\frac{F}{1.5 \cdot \sqrt{3}} \cdot 1.5$
許容曲げ 応力 f_{bm} (強軸ま わり)*	$\lambda_b \leq p \lambda_b$	—	$\frac{F}{v_2} \cdot 1.5$
	$p \lambda_b < \lambda_b \leq e \lambda_b$	—	$\left\{1 - 0.4 \cdot \frac{\lambda_b - p \lambda_b}{e \lambda_b - p \lambda_b}\right\} \frac{F}{v_2} \cdot 1.5$
	$e \lambda_b < \lambda_b$	—	$\frac{1}{\lambda_b^2} \cdot \frac{F}{2.17} \cdot 1.5$

注記*：弱軸まわり及び平鋼の f_{bm} は、 f_{tm} とする。

日本建築学会式による

ただし、

$$\lambda = \frac{l_k}{i} \dots\dots\dots (4.8.1.1)$$

$$\Lambda = \sqrt{\frac{\pi^2 \cdot E}{0.6 \cdot F}} \dots\dots\dots (4.8.1.2)$$

$$v_1 = \frac{3}{2} + \frac{2}{3} \left(\frac{\lambda}{\Lambda}\right)^2 \dots\dots\dots (4.8.1.3)$$

$$v_2 = \frac{3}{2} + \frac{2}{3} \left(\frac{\lambda_b}{e \lambda_b} \right)^2 \dots\dots\dots (4.8.1.4)$$

$$\lambda_b = \sqrt{\frac{M_{y1}}{M_e}} \dots\dots\dots (4.8.1.5)$$

$$M_{y1} = F \cdot Z \dots\dots\dots (4.8.1.6)$$

$$M_e = C \sqrt{\frac{\pi^4 \cdot E \cdot I_Y \cdot E \cdot I_w}{l_b^4} + \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_Y \cdot G \cdot J}{l_b^2}} \dots\dots\dots (4.8.1.7)$$

$$e \lambda_b = \frac{1}{\sqrt{0.6}} \dots\dots\dots (4.8.1.8)$$

i) 補剛区間で曲げモーメントが直線的に変化する場合

$${}_p \lambda_b = 0.6 + 0.3 \left(\frac{M_2}{M_1} \right) \dots\dots\dots (4.8.1.9)$$

$$C = 1.75 + 1.05 \left(\frac{M_2}{M_1} \right) + 0.3 \left(\frac{M_2}{M_1} \right)^2 \leq 2.3 \dots\dots\dots (4.8.1.10)$$

ii) 補剛区間で曲げモーメントが最大となる場合

$${}_p \lambda_b = 0.3 \dots\dots\dots (4.8.1.11)$$

$$C = 1.0 \dots\dots\dots (4.8.1.12)$$

4.8.2 基礎ボルトの応力評価

4.6.1.2 項で求めた基礎ボルト位置反力である引張荷重 p ，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以下であることを確認する。

	基準地震動 S_s による 荷重との組合せの場合
許容引張力 p_a	$\min[p_{a1}, p_{a3}]$
許容せん断力 q_a	$\min[q_{a1}, q_{a2}, q_{a3}]$
組合せ	$\left(\frac{p}{p_a} \right)^2 + \left(\frac{q}{q_a} \right)^2 \leq 1$

(1) 引張力を受ける場合

$$p_{a1} = \phi_1 \cdot s \sigma_{pa} \cdot s c a \dots\dots\dots (4.8.2.1)$$

$$p_{a3} = \phi_3 \cdot \tau_a \cdot \pi \cdot d_a \cdot L_{ce} \dots\dots\dots (4.8.2.2)$$

ここで，

p_{a1} : ボルトの降伏により決まる許容引張荷重 (N)

p_{a3} : ボルトの付着力により決まる許容引張荷重 (N)

ϕ_1, ϕ_3 : 低減係数であり, 以下の表に従う。

	ϕ_1	ϕ_2	ϕ_3
短期荷重用	1.0	2/3	2/3

$s\sigma_{pa}$: ボルトの引張強度で, $s\sigma_{pa} = \min [s\sigma_y, \frac{L_e \cdot 4\tau_a}{d_a}]$ とする
(MPa)

$s\sigma_y$: ボルトの降伏点強度 (MPa)

sca : ボルトの断面積で, 軸部断面積とねじ部有効断面積の小さい方の値
(mm^2)

d_a : ボルトの径 (mm)

L_{ce} : ボルトの強度算定用埋込み長さで $L_{ce} = L_e - 2d_a$ とする。 (mm)

L_e : ボルトの有効埋込み長さ (mm)

τ_a : ボルトの付着強度で $\tau_a = \alpha_1 \cdot \alpha_2 \cdot \alpha_3 \cdot \tau_{bavg}$ とする。 (MPa)

α_n : へりあき及びボルトピッチによる付着強度の低減係数で

$\alpha_n = 0.5 \left(\frac{c_n}{L_e} \right) + 0.5$ とする ($n = 1, 2, 3$)。ただし, $(c_n/L_e) \geq 1.0$ の場合は $(c_n/L_e) = 1.0$, $L_e \geq 10d_a$ の場合は $L_e = 10d_a$ とする。

c_n : へりあき寸法又はボルトピッチの 1/2 で, 最も小さくなる寸法 3 面までを考慮する。 (mm)

τ_{bavg} : ボルトの基本平均付着強度であり, カプセル方式・有機系の場合, $10\sqrt{F_c}/21$ とする。 (MPa)

F_c : コンクリートの設計基準強度 (MPa)

(2) せん断力を受ける場合

$$q_{a1} = \phi_1 \cdot s\sigma_{qa} \cdot sca \quad \dots\dots\dots (4.8.2.3)$$

$$q_{a2} = \phi_2 \cdot c\sigma_{qa} \cdot sca \quad \dots\dots\dots (4.8.2.4)$$

$$q_{a3} = \phi_2 \cdot c\sigma_t \cdot A_{qc} \quad \dots\dots\dots (4.8.2.5)$$

ここで,

q_{a1} : ボルトのせん断強度により決まる許容せん断荷重 (N)

q_{a2} : コンクリートの支圧強度により決まる許容せん断荷重 (N)

q_{a3} : コンクリートのコーン状破壊により決まる許容せん断荷重 (N)

ϕ_1, ϕ_2 : 低減係数であり, (1) において示す表に従う。

$s\sigma_{qa}$: ボルトのせん断強度で, $s\sigma_{qa} = 0.7 \cdot \min [s\sigma_y, \frac{L_e \cdot 4\tau_a}{d_a}]$ とする。 (MPa)

$c\sigma_t$: コーン状破壊に対するコンクリートの引張強度で

$$c\sigma_t = 0.31\sqrt{F_c} \text{ とする。 (MPa)}$$

$c \sigma_{qa}$: コンクリートの支圧強度で $c \sigma_{qa} = 0.5 \sqrt{F_c \cdot E_c}$ とする。(MPa)

E_c : コンクリートの縦弾性係数 (MPa)

A_{qc} : せん断荷重方向の側面におけるコーン状破壊面の有効投影面積で、
 $A_{qc} = 0.5 \cdot \pi c^2$ とする。(mm²)

c : へりあき寸法 (mm)

(3) 組合せ

基礎ボルトが引張荷重 p 及びせん断荷重 q の組合せ荷重を受ける場合、以下となるようにする。

$$\left(\frac{p}{p_a}\right)^2 + \left(\frac{q}{q_a}\right)^2 \leq 1 \quad \dots\dots\dots (4.8.2.6)$$

4.8.3 構造フレーム接合部高力ボルトの応力評価

4.6.1.3 項で求めた構造フレーム接合部高力ボルトに発生する軸力、せん断力の組合せが高力ボルトの許容せん断耐力以下に収まることを確認する。

$$Q_p + Q \leq Q_a \quad \dots\dots\dots (4.8.3.1)$$

4.8.4 遮蔽パネル接合部ボルトの応力評価

4.6.1.4 項で求めた遮蔽パネル接合部ボルトに発生する応力が、接合部のボルト耐力以下であることを確認する。

4.8.5 遮蔽パネルの応力評価

4.6.1.5 項で求めた応力が 4.8.1 項の表で定めた許容引張応力 f_{tm} 以下であることを確認する。

4.8.6 気密用鋼板の応力評価

4.6.1.6 項で求めた応力が 4.8.1 項の表で定めた許容引張応力 f_{tm} 以下であることを確認する。

5. 評価結果

5.1 重大事故等対処設備としての評価結果

中央制御室待避室遮蔽の重大事故等時の状態を考慮した場合の耐震評価結果を以下に示す。
発生値は許容限界を満足しており、設計用地震力に対して十分な構造強度を有し、機能を維持できることを確認した。

(1) 構造強度評価結果

各部材評価位置を図 5-1 に示し、構造強度評価の結果を次頁以降の表に示す。

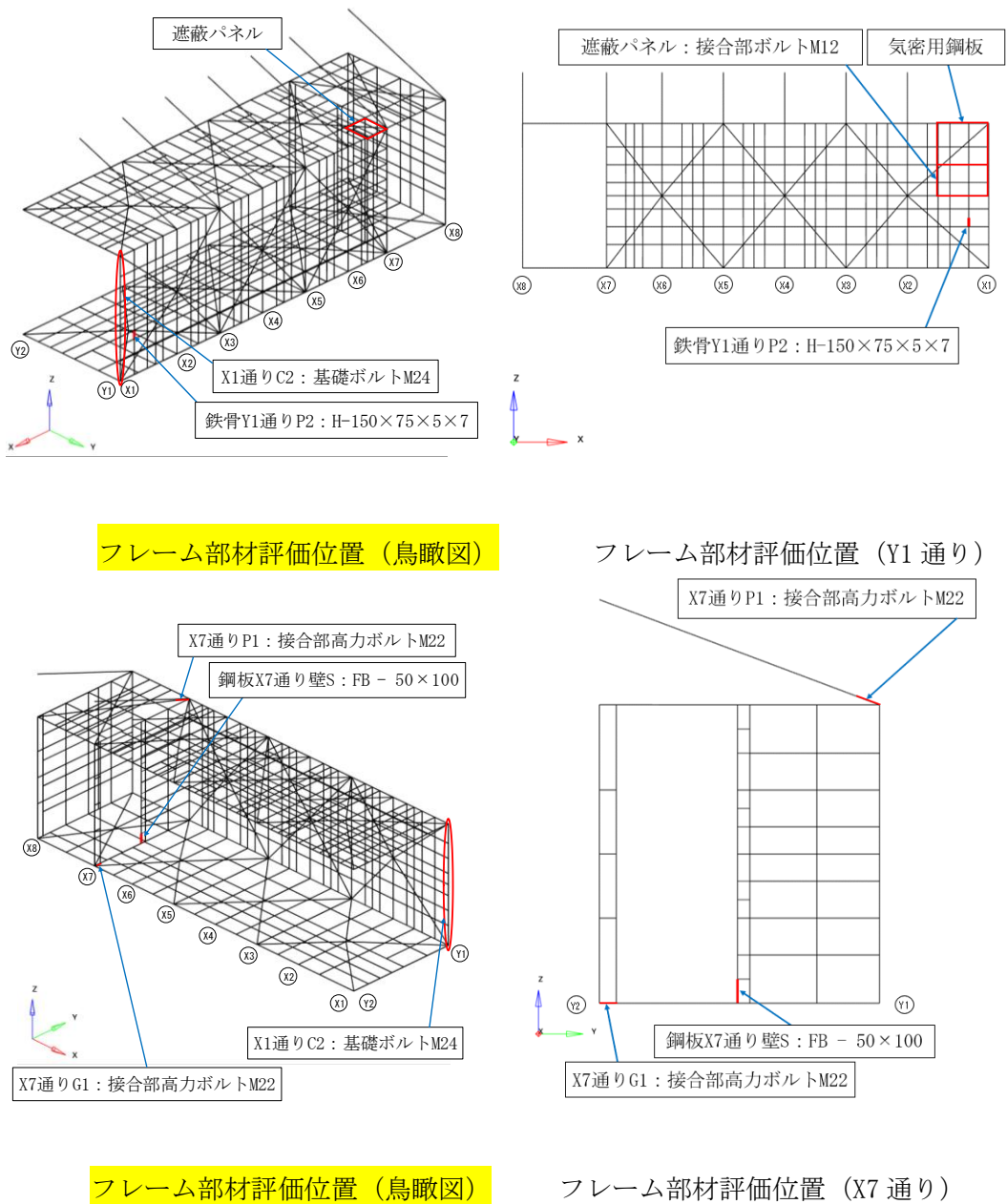


図 5-1 各部材評価位置

【中央制御室待避室遮蔽の耐震性についての計算結果】

1. 重大事故等対策設備

1.1 設計条件

機器名称	設備分類	据付場所及び床面高さ (m)	固有周期 (s)		弾性設計用地震動 S _d 又は静的震度			基準地震動 S _s		
			水平方向	鉛直方向	水平方向 設計震度	鉛直方向 設計震度	NS 方向	EW 方向	鉛直方向 設計震度	
中央制御室待避室遮蔽	常設/緩和	制御室建物 EL 16.900 (EL 22.050*)	0.05 以下	0.031	—	—	CH=2.52*2	CH=3.65*2	CV=1.77*2	

注記*1：基準床レベルを示す。

*2：設計用震度 II（基準地震動 S_s）

1.2 機器要目

1.2.1 構造フレーム

部材	材料	サイズ	F (MPa)	E (MPa)	ν	A (mm ²)	Z _y (mm ³)	Z _z (mm ³)	A _{s y} (mm ²)	A _{s z} (mm ²)	I _k (mm ⁴)	i (mm)	λ
鉄骨	SS400	H-150×75×5×7	235 (40 mm ≧ 厚さ)	205000	0.3	1.780×10 ³	8.880×10 ⁴	1.320×10 ⁴	680.0	1.050×10 ³	213.5	16.7	12.78
鋼板	SS400	FB-50×100	215 (100 mm ≧ 厚さ > 40mm)	205000	0.3	5.000×10 ³	4.167×10 ⁴	8.333×10 ⁴	5.000×10 ³	5.000×10 ³	1235.0	14.4	85.76

1.2.2 基礎ボルト

部材	材料	F (MPa)	$\sigma_{p a}$ (MPa)	s c a (mm ²)	d a (mm ²)	L e (mm)
M24	SS400 (40 mm ≧ 径)	235	128	353	24	240

材料定数 (アンカー打設面コンクリート)

F _c (MPa)	22.1
E _c (MPa)	2.20×10 ⁴

1.2.3 高力ボルト

部材	材料	許容せん断力 (kN/本)		許容引張力 (kN/本)
		1 面摩擦	2 面摩擦	
M22	F10T, S10T	85.5	—	177

1.2.4 遮蔽パネル接合部ボルト

部材	材料	許容せん断力 (kN/本)	許容引張力 (kN/本)
M12	強度区分 12.9	47.2	81.8

1.2.5 遮蔽パネル・気密用銅板

部材	材料	F (MPa)
遮蔽パネル	SS400	235 (40 mm ≧ 厚さ)
気密用銅板	SS400	235 (40 mm ≧ 厚さ)

1.3 計算数値

1.3.1 構造フレームの荷重

部材	位置	サイズ	材料	N _t *1		Q _y *2		Q _z *2	
				弾性設計用 地震動 S _d 又は静的震度	基準地震動 S _s	弾性設計用 地震動 S _d 又は静的震度	基準地震動 S _s	弾性設計用 地震動 S _d 又は静的震度	基準地震動 S _s
鉄骨	Y1 通り P2	H-150×75×5×7	SS400	—	-9.057×10 ³	—	25.67	—	-8.156×10 ⁵
銅板	X7 通り S	FB-50×100	SS400	—	-3.401×10 ⁴	—	9.060×10 ³	—	-1.152×10 ⁴

(単位：N)

注記*1：引張を正とする。

*2：添字 y, z は要素に与えられた座標軸

1.3.2 構造フレームのモーメント

部材	位置	サイズ	材料	M _y *		M _z *	
				弾性設計用 地震動 S _d 又は静的震度	基準地震動 S _s	弾性設計用 地震動 S _d 又は静的震度	基準地震動 S _s
鉄骨	Y1 通り P2	H-150×75×5×7	SS400	—	-5.442×10 ⁴	—	8.058×10 ⁵
銅板	X7 通り S	FB-50×100	SS400	—	-1.272×10 ⁶	—	1.888×10 ⁶

(単位：N・mm)

注記*：添字 y, z は要素に与えられた座標軸

1.3.3 基礎ボルトに作用する力 (単位：kN)

部材	位置	材料	P		q	
			弾性設計用地震動 S _d 又は静的震度	基準地震動 S _s	弾性設計用地震動 S _d 又は静的震度	基準地震動 S _s
M24	X1 通り C2	SS400 (40 mm ≧ 径)	—	11.75	—	16.55

1.3.4 構造フレーム接合部高力ボルトに作用する力 (単位：kN)

部材	位置	材料	Q _p		Q		Q _p +Q	
			弾性設計用地震動 S _d 又は静的震度	基準地震動 S _s	弾性設計用地震動 S _d 又は静的震度	基準地震動 S _s	弾性設計用地震動 S _d 又は静的震度	基準地震動 S _s
M22	X7 通り G1	F10T, S10T	—	33.74	—	68.62	—	102.4
M22	X7 通り P1	F10T, S10T	—	103.8	—	0.0	—	103.8

1.3.5 遮蔽パネル接合部ボルトに作用する力 (単位：kN)

部材	位置	材料	P		Q	
			弾性設計用地震動 S _d 又は静的震度	基準地震動 S _s	弾性設計用地震動 S _d 又は静的震度	基準地震動 S _s
M12	X1-X2 通り間	強度区分 12.9	—	0.1435	—	14.47

1.3.6 遮蔽パネル・気密用鋼板に作用する応力 (単位：MPa)

部材	位置	材料	σ _f	
			弾性設計用地震動 S _d 又は静的震度	基準地震動 S _s
遮蔽パネル	X6-X7 通り間	SS400	—	124
気密用鋼板	X1-X2 通り間	SS400	—	35

1.4 結論

1.4.1 固有周期 (単位：s)	
方向	固有周期
鉛直方向	0.031
水平方向	0.05 以下

1.4.2 構造フレームの応力

部材	位置	鉄骨サイズ	材料	応力	弾性設計用地震動 S d 又は静的震度		基準地震動 S s		
					算出応力	許容応力	算出応力	許容応力	
構造フレーム	鉄骨	H-150×75 x5×7	SS400	引張	—	—	—	$f_{tm}=235$	
				圧縮	—	—	$\sigma_n=6^*$	$f_{cm}=232$	
				せん断 (y 方向)	—	—	$\tau_y=1$	$f_{sm}=135$	
				せん断 (z 方向)	—	—	$\tau_z=8$	$f_{sm}=135$	
				曲げ (y 方向)	—	—	$\sigma_{by}=1$	$f_{bm}=233$	
				曲げ (z 方向)	—	—	$\sigma_{bz}=62$	$f_{bm}=235$	
	鋼板	X7 通り S	FB-50×100	SS400	組合せ	—	—	$\sigma_f=69$	$f_{tm}=235$
					引張	—	—	—	$f_{tm}=215$
					圧縮	—	—	$\sigma_n=7^*$	$f_{cm}=144$
					せん断 (y 方向)	—	—	$\tau_y=2$	$f_{sm}=124$
					せん断 (z 方向)	—	—	$\tau_z=3$	$f_{sm}=124$
					曲げ (y 方向)	—	—	$\sigma_{by}=31$	$f_{bm}=215$
曲げ (z 方向)	—	—	$\sigma_{bz}=23$	$f_{bm}=215$					
組合せ	—	—	$\sigma_f=61$	$f_{tm}=215$					

(単位：MPa)

注記*：絶対値を記載
すべて許容応力以下である。

1.4.3 基礎ボルト・接合部ボルトの力

(単位：kN)

部材	位置	材料	応力	弾性設計用地震動 S d 又は静的震度		基準地震動 S s	
				算出力	許容力	算出力	許容力
基礎ボルト	X1 通り C2	SS400 (M24)	引張	—	—	$p = 11.75$	$p_a = 30.88$
			せん断	—	—	$q = 16.55$	$q_a = 31.62$
			組合せ	—	—	0.42^*	1.00^*
構造フレーム 接合部高力ボルト	X7 通り G1	F10T, S10T (M22)	組合せ	—	—	$Q_p + Q = 102.4$	$Q_a = 513.0$
	X7 通り P1	F10T, S10T (M22)	組合せ	—	—	$Q_p + Q = 103.8$	$Q_a = 513.0$
遮蔽パネル 接合部ボルト	X1-X2 通り間	強度区分 12.9 (M12)	引張	—	—	$P = 0.1435$	$P_a = 163.6$
			せん断	—	—	$Q = 14.47$	$Q_a = 94.40$

注記*：組合せ計算値を記載
すべて許容力以下である。

1.4.4 遮蔽パネル・気密用鋼板の応力

(単位：MPa)

部材	位置	材料	応力	弾性設計用地震動 S d 又は静的震度		基準地震動 S s	
				算出力	許容力	算出力	許容力
遮蔽パネル	X6-X7 通り間	SS400	組合せ	—	—	$\sigma_f = 124$	$f_{tm} = 235$
気密用鋼板	X1-X2 通り間	SS400	組合せ	—	—	$\sigma_f = 35$	$f_{tm} = 235$

すべて許容応力以下である。

別紙1

中央制御室待避室の気密性に関する計算書

目 次

1. 概要	1
2. 既往の知見等の整理	1
3. 待避室バウンダリの耐震壁における空気漏えい量に対する影響検討	3
3.1 検討方針	3
3.2 空気漏えい量の算定結果	5
3.3 総漏えい量と正圧化装置必要換気量の比較	5
3.4 検討結果	6
4. まとめ	6

1. 概要

「発電用原子炉施設に関する耐震設計審査指針」（昭和53年9月制定）におけるAクラスの施設の気密性について、原子力発電所耐震設計技術指針JEAG4601-1987（（社）日本電気協会）（以下「JEAG4601-1987」という。）では、 S_1 地震動に対し弾性範囲であることを確認することで、機能が維持されるとしている。

中央制御室待避室において、中央制御室待避室正圧化装置（空気ポンプ）の処理対象となるバウンダリ（以下「待避室バウンダリ」という。）は、中央制御室待避室を構成する鋼製部材及び鉄筋コンクリート造耐震壁（以下「耐震壁」という。）にて構成される。

機能維持の基本方針では、中央制御室待避室は、地震時及び地震後においてもその機能を維持できるように、鋼製部材については、基準地震動による地震力に対し、構造強度を確保する設計としている。耐震壁については、せん断ひずみを用いて空気漏えい量を算定し、設置する換気設備の性能以下であることを確認することで、気密性能維持の境界において気圧差を確保し、居住性を維持する設計としている。その場合、気密性を要求される建物・構築物に対し、基準地震動による耐震壁の許容限界を最大せん断ひずみ 2.0×10^{-3} としている。

中央制御室待避室を構成する鋼製部材については、1.4.2項、1.4.3項及び1.4.4項にて、基準地震動による地震力に対し、構造強度が確保されていることを確認している。

中央制御室待避室を構成する耐震壁については、許容限界として設定した最大せん断ひずみ 2.0×10^{-3} の適用性について確認するために、耐震壁のせん断ひび割れと空気漏えい量の関係に係る既往の知見を整理するとともに、待避室バウンダリの内、耐震壁における空気漏えい量に対する影響を評価する。

2. 既往の知見等の整理

（財）原子力発電技術機構は、「原子力発電施設耐震信頼性実証試験に関する報告書*1」において、JEAG4601-1987による許容限界の目安値（ S_2 地震動に対してせん断変形角 $2/1000$ rad、静的地震力に対して $\tau = \tau_u/1.5$ ）において想定されるひび割れを残留ひび割れと仮定した場合の外気侵入量を算出し、気圧差維持のためのファン容量と比較することで、空気漏えい量に対する評価を実施している。その結果「残留ひび割れからの外気侵入量は、ファン容量に比較すると無視できるほど小さいことが明らかになった。」としている。

また、（財）原子力発電技術機構は、「原子炉建屋の弾塑性試験に関する報告書*2」において、耐震壁の残留ひび割れからの通気量の評価式が、十分に実機への適用性があることを確認している。更に、開口部の存在による通気量割増率の評価式も示されており、「開口部の残留ひび割れ幅の割増率がおおよそ推定できる。」としている。

したがって、待避室バウンダリの内、耐震壁は鉄筋コンクリート造であり、壁厚も「原子炉建屋の弾塑性試験に関する報告書*2」に示される壁厚と同程度であることから、同文献にて提案されている各評価式を用い、待避室バウンダリにおける空気漏えい量の算出を行う。以下に評価式を示す。

総漏えい量

$$Q \cdot A \cdot \Delta Q \text{ (L/min)} \dots \dots \dots (2.1)$$

ここで、

A : 壁の面積(m²)

$$Q = C \cdot \gamma^{2.57} \cdot \Delta P / T \dots \dots \dots (2.2)$$

ここで、

Q : 単位面積あたりの流量(L/min/m²)

C : 定数

(中央値は 2.24×10^6 , 95%非超過値は 1.18×10^7 , 5%非超過値は 4.21×10^5)

γ : 最大せん断ひずみ

ΔP : 差圧(mmAq)

T : 壁厚(cm)

$$\Delta Q = \left\{ (\alpha^2 - 1) \cdot \left(\frac{Q}{Q_0} - 1 \right) - 1 \right\} \cdot \beta + 1 \dots \dots \dots (2.3)$$

ここで、

ΔQ : 通気量割増率

α : 通気量割増範囲 (=3)

$\frac{Q}{Q_0}$: 定数

(中央値とみなされる評価法では 1.81, 安全側とみなされる評価法では 7.41)

β : 壁の見付け面積に対する開口の総面積

注記*1: 財団法人 原子力発電技術機構「原子力発電施設耐震信頼性実証試験原子炉建屋
総合評価 建屋基礎地盤系評価に関する報告書(その2)平成8年度」

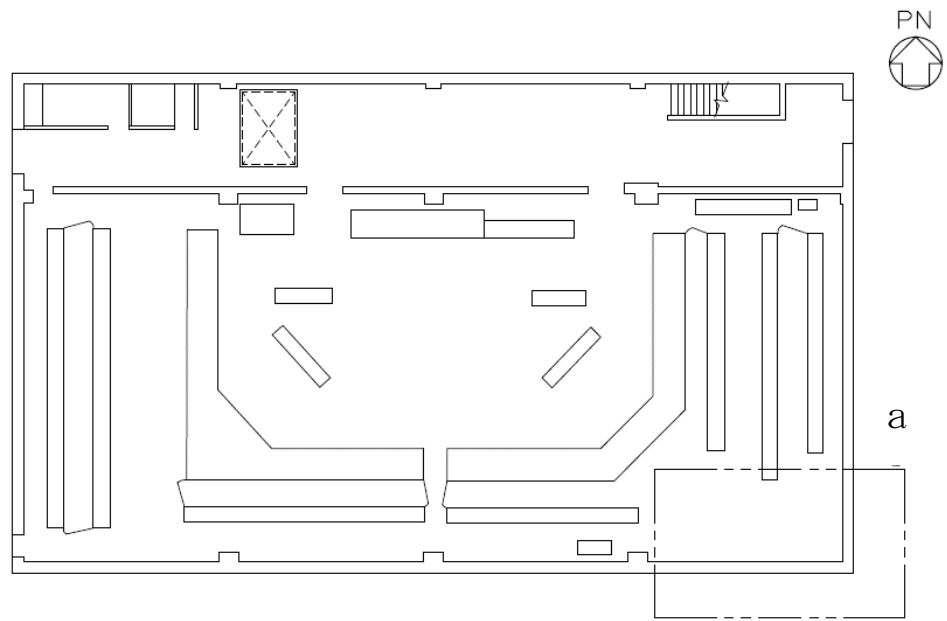
*2: 財団法人 原子力発電技術機構「耐震安全解析コード改良試験 原子炉建屋の
弾塑性試験 試験結果の評価に関する報告書 平成5年度」

3. 待避室バウンダリの耐震壁における空気漏えい量に対する影響検討

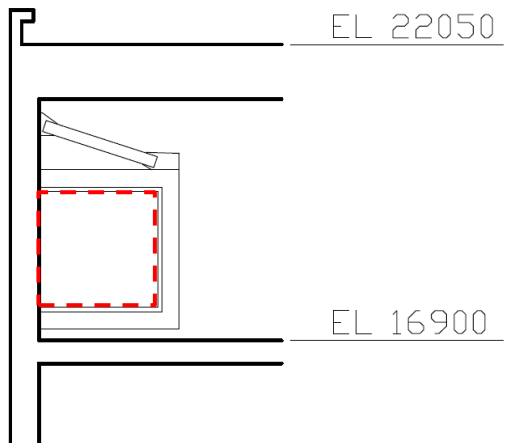
3.1 検討方針

「原子炉建屋の弾塑性試験に関する報告書」に基づき、(2.1)式～(2.3)式により、待避室バウンダリの一部を構成する耐震壁の最大せん断ひずみが許容限界 (2.0×10^{-3}) に達したときの空気漏えい量を算定し、正圧化装置必要換気量 ($11.4 \text{ (m}^3/\text{h)}$) を超えないことを確認する。

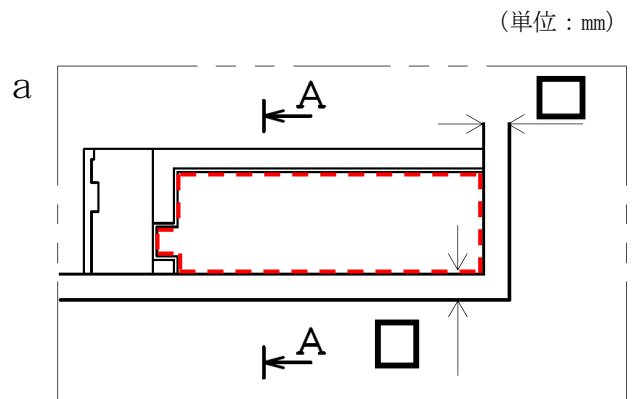
待避室バウンダリ範囲を図3-1に示す。待避室バウンダリの耐震壁における壁厚は m である。



中央制御室の概略平面図



中央制御室待避室の概略断面図
(A～A矢視図)



a部中央制御室待避室平面拡大図

--- : 待避室バウンダリ

図3-1 待避室バウンダリの範囲

3.2 空気漏えい量の算定結果

待避室バウンダリの内、耐震壁について、その位置ごとに空気漏えい量を算定した。本検討は、耐震壁のせん断ひずみの許容限界として最大せん断ひずみ 2.0×10^{-3} を用いることの適用性を確認することが目的であることから、評価式における定数について、安全側の値を用いた。算出結果は表 3-1 に示す。

表 3-1 待避室バウンダリの気密性計算結果

壁厚 T (m)	定数		最大*1 せん断 ひずみ γ	差圧*2 ΔP (mmAq)	壁の*3 面積 A (m ²)	漏えい量 Q (L/min/m ²)	壁の見 付け面 積に対 する開 口の総 面積 β	通気量 割増率 ΔQ	総漏えい量 $Q \times A \times \Delta Q$ (L/min)
	C	Q'/Q_0							
	1.18×10^7	7.41	2.0×10^{-3}	3.1	13	0.09	0.00	1	1.2
					5	0.09	0.00	1	0.5
合計								1.7	

注記*1：保守的に各壁の最大せん断ひずみが同時に許容限界となることを想定。

*2：待避室バウンダリの正圧化に必要な差圧条件とする。

*3：気密バウンダリを構成する壁の総面積を用いる。

3.3 総漏えい量と正圧化装置必要換気量の比較

待避室バウンダリの耐震壁における総漏えい量と正圧化装置必要換気量を表 3-2 に示す。待避室バウンダリの耐震壁における総漏えい量は、正圧化装置必要換気量の 0.9%程度であることを確認した。

表 3-2 総漏えい量と正圧化装置必要換気量の比較

総漏えい量 (m ³ /h)	正圧化装置必要換気量 (m ³ /h)
0.1	11.4

3.4 検討結果

待避室バウンダリの耐震壁における総漏えい量は、正圧化装置必要換気量を超えないことを確認した。

よって、待避室バウンダリの耐震壁は、鉄筋コンクリート造耐震壁の許容限界を最大せん断ひずみ 2.0×10^{-3} とした場合において、換気設備とあいまって機能を維持できる気密性を有している。

4. まとめ

待避室バウンダリを構成する鋼製部材については、基準地震動による地震力に対し、構造強度が確保されていることを確認した。

待避室バウンダリを構成する耐震壁については、耐震壁の許容限界として設定した最大せん断ひずみ 2.0×10^{-3} を適用した場合の空気漏えい量を算定し、正圧化装置必要換気量を超えないこと、すなわち設置する換気設備の性能以下であることを確認した。気密性能維持の境界において気圧差を確保し、居住性を維持できることを確認した。