

島根原子力発電所第2号機 審査資料	
資料番号	NS2-補-025-01 改 04
提出年月日	2023年5月31日

原子炉建物の耐震性についての計算書に関する
補足説明資料

2023年5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。

1. 工事計画添付書類に係る補足説明資料

VI-2-2-3「原子炉建物の耐震性についての計算書」及びVI-2-9-3-1「原子炉建物原子炉棟（二次格納施設）の耐震性についての計算書」の記載内容を補足するための資料を以下に示す。

別紙1 応力解析における既工認と今回工認の解析モデル及び手法の比較

別紙1-1 原子炉建物屋根トラスの解析モデルと設計クライテリアについて

別紙1-1-1 原子炉建物屋根トラスの入力地震動に係る影響検討について

別紙1-2 原子炉建物屋根トラスの耐震補強について

別紙1-3 屋根トラス評価モデルにおける減衰について

別紙2 応力解析におけるモデル化、境界条件及び拘束条件の考え方

別紙3 応力解析における断面の評価部位の選定

別紙3-1 屋根スラブ及び床スラブの固有振動数について

別紙4 原子炉建物の既工認時の設計用地震力と今回工認における静的地震力及び弾性設計用地震動S_dによる地震力の比較

別紙5 屋根スラブの面外剛性を考慮した影響検討

別紙6 スタッドボルトの検討

別紙 1 応力解析における既工認と今回工認の
解析モデル及び手法の比較

目 次

1. 概要 別紙 1-1
2. 応力解析モデル及び手法の比較 別紙 1-2

別紙 1-1 原子炉建物屋根トラスの解析モデルと設計クライテリアについて

別紙 1-1-1 原子炉建物屋根トラスの入力地震動に係る影響検討について

別紙 1-2 原子炉建物屋根トラスの耐震補強について

別紙 1-3 屋根トラス評価モデルにおける減衰について

1. 概要

本資料は、原子炉建物屋根トラスの既工認時及び今回工認時の応力解析モデル及び手法の比較を示すものである。

2. 応力解析モデル及び手法の比較

原子炉建物屋根トラスの応力解析モデル及び手法の比較を表 2-1 に示す。また、今回工認時の応力解析モデルを図 2-1 に示す。

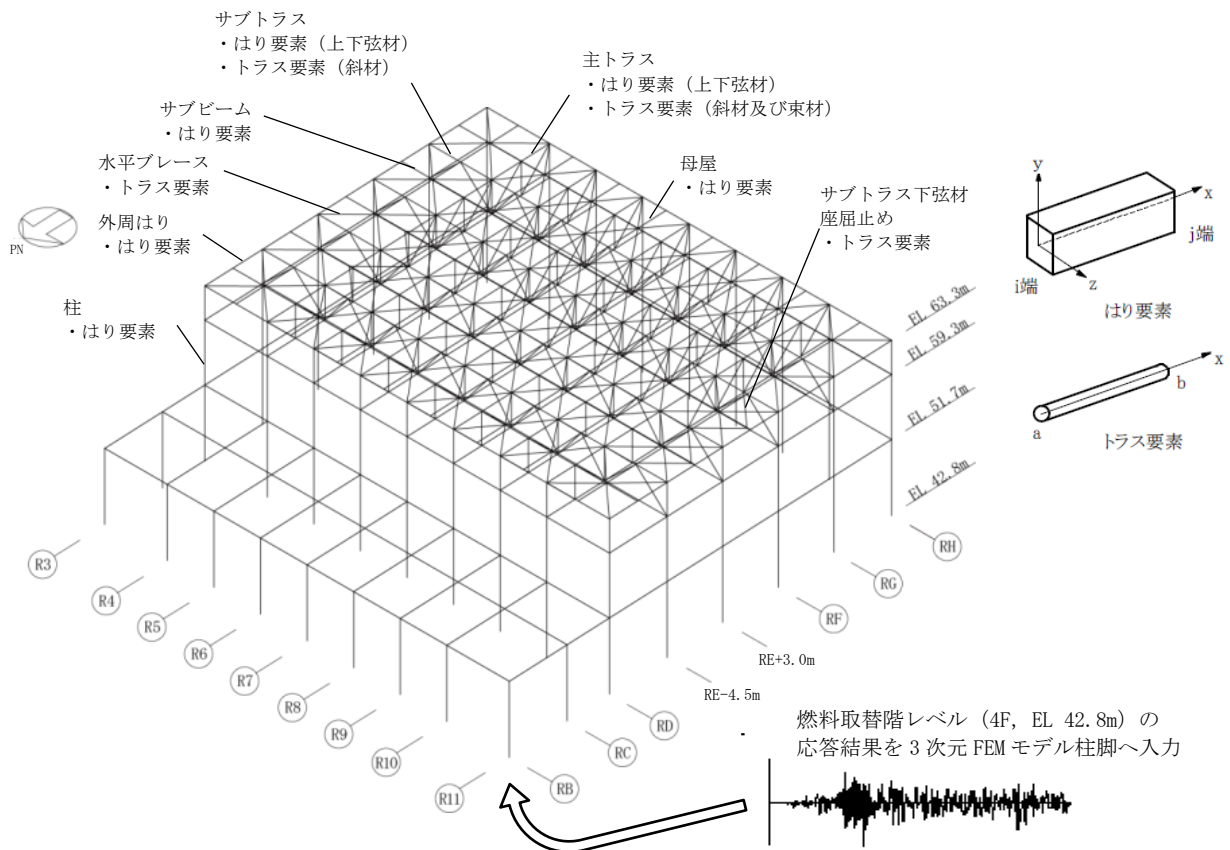
比較に用いる既工認時の応力解析モデル及び手法は、昭和 59 年 2 月 24 日付け 58 資庁第 15180 号にて認可された工事計画の IV-2-4-2 「原子炉建物の耐震性についての計算書」（以下「既工認」という。）のものである。

表 2-1 応力解析モデル及び手法の比較 (原子炉建物屋根トラス)

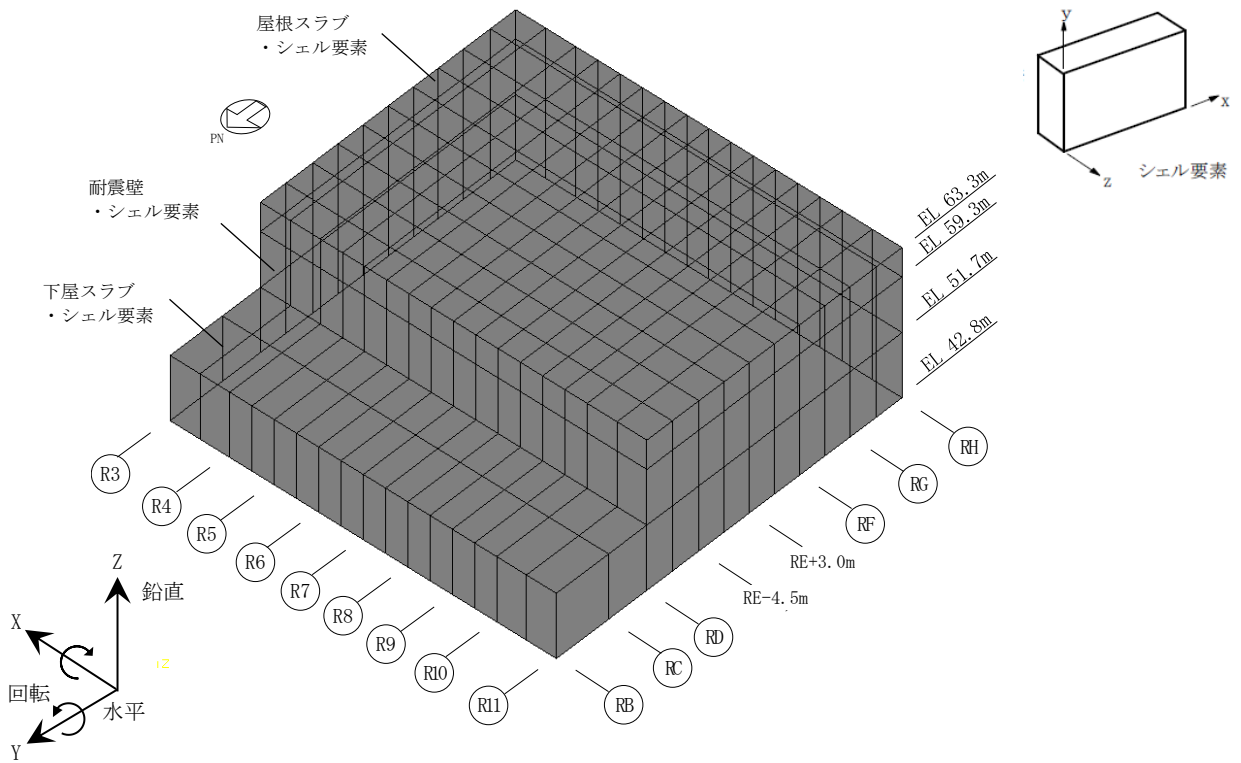
項目	内容	既工認	今回工認	備考
解析手法		2次元フレームモデルを用いた応力解析 (静的弾性解析)	3次元 F E Mモデルを用いた応力解析 (時刻歴弾塑性解析)	①, ②
解析コード		S D	f a p p a s e	②
モデル	材料物性	検討時の規準に基づき設定 ・コンクリートのヤング係数： E = 2.06 × 10 ⁴ N/mm ² (SI換算) ・コンクリートのポアソン比： ν = 0.167 ・鋼材のヤング係数： E = 2.05 × 10 ⁵ N/mm ² (SI換算) ・鋼材のポアソン比： ν = 0.3	適用規準の見直しによる再設定 ・コンクリートのヤング係数： E = 2.25 × 10 ⁴ N/mm ² ・コンクリートのポアソン比： ν = 0.2 ・鋼材のヤング係数： E = 2.05 × 10 ⁵ N/mm ² ・鋼材のポアソン比： ν = 0.3	③, ④
	減衰	—	剛性比例型減衰 ・コンクリート：5% ・鋼材：2%	—
	要素種別	・はり要素：トラスの上下弦材，柱， はり ・トラス要素：トラスの斜材・束材	・はり要素：トラスの上下弦材，サブ ビーム，母屋，柱，はり ・トラス要素：トラスの斜材・束材，水 平ブレース，サブトラス 下弦材座屈止め ・シェル要素：耐震壁，屋根スラブ，下 屋スラブ	—
	境界条件	・燃料取替階 (4F, EL 42.8m) より上部 の各通りを2次元フレームモデルとし てモデル化 ・燃料取替階 (4F, EL 42.8m) の床スラ ブ上端との接点は固定端 ・トラスの上下弦材の端部は剛接合 ・トラスの斜材・束材の端部はピン接合	・燃料取替階 (4F, EL 42.8m) より上部 を3次元 F E Mモデルとしてモデル化 ・燃料取替階 (4F, EL 42.8m) を剛床と し，燃料取替階 (4F, EL 42.8m) の柱 の柱脚は同変位条件で固定端 ・トラスの上下弦材及びサブビームの端 部は剛接合 ・トラスの斜材・束材，水平ブレース， 母屋及びサブトラス下弦材座屈止めの 端部はピン接合	—
	非線形 特性	考慮せず	考慮する (トラスの斜材・束材，水平ブ レース及びサブトラス下弦材座屈止めは 修正若林モデルで座屈を考慮)	②
地震荷重との組合せ		S ₁ 地震時：G + P + S ₁ G：固定荷重 P：積載荷重 S ₁ ：S ₁ 地震荷重	S _s 地震時：G + P + S _{NL} + S _s G：固定荷重 P：積載荷重 S _{NL} ：積雪荷重 S _s ：S _s 地震荷重	⑤
荷重の 設定	固定荷重 及び 積載荷重	躯体自重，クレーン荷重，積載荷重	躯体自重，クレーン荷重，積載荷重 (屋根トラスの耐震補強工事を反映)	⑥
	積雪荷重	地震荷重との組合せは考慮せず	地震荷重との組合せを考慮する	⑤
	地震荷重	基準地震動 S ₁ により算定される地震力 及び静的地震力を包絡した地震力	基準地震動 S _s による地震力	—
評価方法	応力解析	各部材に生じる応力が許容応力度を超え ないことを確認	各部材に生じる応力が弾性限強度 (鋼材 の基準強度に1.1倍を考慮) を超えない ことを確認 (弾性限強度を上回る場合は 破断しないことを確認)	⑦, ⑧, ⑨

【具体的な反映事項】（表の備考欄に対応）

- ① 原子炉建物屋根トラスは鉛直方向の地震動の影響を受けやすいと考えられるため、水平方向と鉛直方向地震力の同時入力による評価を適切に行うことを目的として3次元FEMモデルによる弾塑性時刻歴応力解析を採用する。
- ② トラスを構成する部材の一部が塑性領域に入ると考えられるため、弾塑性挙動を適切に評価することを目的として採用する。（詳細は別紙1-1「原子炉建物屋根トラスの解析モデルと設計クライテリアについて」に示す。）
- ③ コンクリートのヤング係数及びポアソン比については、「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－（（社）日本建築学会，1999改定）」に基づき再計算する。
- ④ 鋼材のヤング係数及びポアソン比については、「鋼構造設計規準－許容応力度設計法－（（社）日本建築学会，2005改定）」に基づき設定する。
- ⑤ 積雪荷重との組合せを考慮するケース4においては、積雪荷重を考慮する。
- ⑥ 屋根トラスの応力解析モデルにおいては耐震補強工事の内容を反映する。（屋根トラスへの入力地震動を算定に用いる原子炉建物の質点系モデルでは屋根トラスの耐震補強工事の内容を反映していないため、耐震補強工事の反映が屋根トラスの入力地震動に及ぼす影響については別紙1-1-1「原子炉建物屋根トラスの入力地震動に係る影響検討について」に、耐震補強工事の詳細は別紙1-2「原子炉建物屋根トラスの耐震補強について」に示す。）
- ⑦ 弾性部材は、「平12建告第2464号」に基づきF値に1.1倍の割増しを考慮し、圧縮及び曲げについては座屈強度を用いる。
- ⑧ 塑性化部材は、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，pp.127-136，1995年3月）に基づき評価する。
- ⑨ 解析ステップは自重解析（静的解析），弾塑性時刻歴応答解析の順で行う。



(a) 線材によるモデル化部分



(b) 面材によるモデル化部分

図 2-1 応力解析モデル図

別紙 1-1 原子炉建物屋根トラスの解析モデルと
設計クライテリアについて

目 次

1. 概要	別紙 1-1-1
2. 原子炉建物屋根トラスについて	別紙 1-1-2
2.1 原子炉建物屋根トラスの概要	別紙 1-1-2
2.2 原子炉建物屋根スラブの概要	別紙 1-1-6
3. 原子炉建物屋根トラスの地震応答解析モデルと設計クライテリア	別紙 1-1-7
3.1 解析モデルの概要	別紙 1-1-7
3.2 鉄骨部材の弾塑性評価	別紙 1-1-10
3.3 入力地震動及び材料減衰	別紙 1-1-10
3.4 要求機能に対する設計方針（設計クライテリア）	別紙 1-1-12
4. 弾塑性解析の採用について	別紙 1-1-13
4.1 弾塑性解析を採用することの目的	別紙 1-1-13
4.2 弾塑性特性の設定の妥当性・適用性について	別紙 1-1-15
4.2.1 今回工認で採用する弾塑性特性（修正若林モデル）の概要	別紙 1-1-15
4.2.2 原子炉建物屋根トラスに対する検証例	別紙 1-1-17
4.2.3 原子力発電所鉄骨屋根トラスへの適用性	別紙 1-1-19
5. 各部材のクライテリアについて	別紙 1-1-20
6. まとめ	別紙 1-1-21
7. 参考文献	別紙 1-1-22

1. 概要

原子炉建物屋根トラスの解析モデルについては、既工認では弾性解析を採用しているが、今回工認では弾塑性解析を採用する。

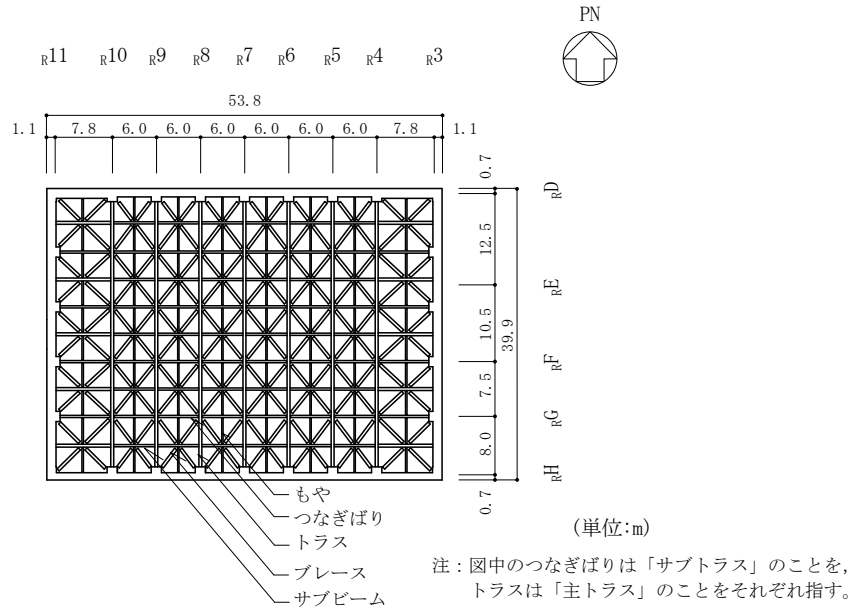
本資料は、屋根トラスが原子炉建物原子炉棟（二次格納施設）（以下「二次格納施設」という。）のバウンダリを構成する屋根スラブの間接支持構造物であることから、屋根トラスの 3次元弾塑性解析の妥当性・適用性について確認し、屋根スラブの二次格納施設としての機能維持評価の方針について説明するものである。

2. 原子炉建物屋根トラスについて

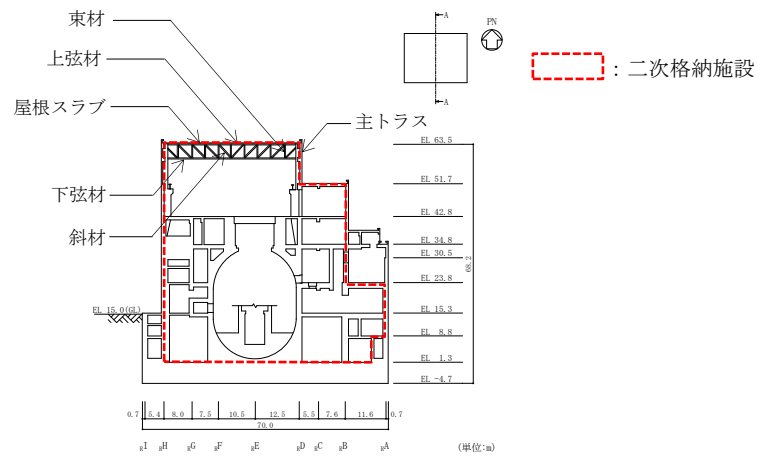
2.1 原子炉建物屋根トラスの概要

原子炉建物の上部構造は、鉄筋コンクリート造陸屋根をもつ鉄骨造の屋根トラスで構成されている。屋根トラスの平面は、38.5m (N S) × 51.6m (E W) の長方形をなしており、燃料取替階 (4F, EL 42.8m) からの高さは 20.7m である。屋根トラスの概要を図 2-1 に、部材リストを表 2-1 に示す。

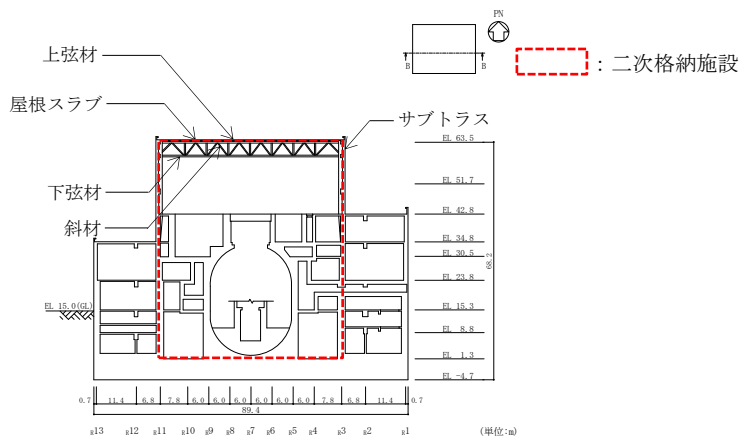
屋根トラス各部材の主な要求機能は、屋根スラブからの鉛直荷重の支持機能であり、主トラスについては、既工認と同様に水平地震荷重及びクレーン荷重についても支持する設計とし、水平ブレースについては、既工認と同様に水平地震荷重の伝達が可能な設計としている。表 2-2 に屋根トラスの各部材の要求機能を示す。



(a) 建物平面図 (EL 63.5m)



(b) 建物断面図 (A-A断面, NS方向)



(c) 建物断面図 (B-B断面, EW方向)

図 2-1 原子炉建物屋根トラスの概要

表 2-1 部材リスト

部位		使用部材	材質	断面積 ($\times 10^2 \text{mm}^2$)	断面二次 モーメント ($\times 10^4 \text{mm}^4$)	
主トラス	上弦材	H-400 \times 400 \times 13 \times 21	SM50A (SM490A 相当)	218.7	66600	
	下弦材	H-400 \times 400 \times 13 \times 21	SM50A (SM490A 相当) SN490B	218.7	66600	
		BH-400 \times 400 \times 19 \times 35		342.7	99230	
		BH-400 \times 400 \times 19 \times 35 +2PLs-16 \times 330*		448.3	108800	
	斜材	2CTs-175 \times 350 \times 12 \times 19	SS41 (SS400 相当) SS400	173.9	—	
		2CTs-150 \times 300 \times 10 \times 15		119.8		
		2CTs-150 \times 300 \times 10 \times 15 +4Ls-90 \times 90 \times 10*		187.8		
		2CTs-125 \times 250 \times 9 \times 14 +4Ls-90 \times 90 \times 10*		160.2		
	束材	2CTs-175 \times 350 \times 12 \times 19	SS41 (SS400 相当)	173.9	—	
		2CTs-150 \times 300 \times 10 \times 15		119.8		
		2CTs-125 \times 250 \times 9 \times 14		92.20		
	サブ トラス	上弦材 下弦材	H-390 \times 300 \times 10 \times 16	SS41 (SS400 相当)	136.0	38700
		斜材	2CTs-125 \times 250 \times 9 \times 14	SS41 (SS400 相当)	92.20	—
2CTs-125 \times 250 \times 9 \times 14 +4Ls-65 \times 65 \times 6*			SS400	122.3		
水平ブレース	H-400 \times 408 \times 21 \times 21	SS41 (SS400 相当)	250.7	—		
	H-400 \times 400 \times 13 \times 21		218.7			
	H-394 \times 398 \times 11 \times 18		186.8			
サブビーム	H-400 \times 400 \times 13 \times 21	SS41	218.7	66600		
	H-390 \times 300 \times 10 \times 16	(SS400 相当)	136.0	38700		
母屋	H-244 \times 175 \times 7 \times 11	SS41	56.24	6120		
	H-294 \times 200 \times 8 \times 12	(SS400 相当)	72.38	11300		
サブトラス下弦材 座屈止め	2[s-150 \times 75 \times 9 \times 12.5*	SS400	61.20	—		

注記*：補強工事で追加した部材

表 2-2 屋根トラスの各部材の要求機能

部位		要求機能*
主トラス	上弦材	鉛直荷重の支持 フレームを構成する部材として 水平地震荷重及びクレーン荷重の支持
	下弦材	
	斜材	
	東材	
サブトラス	上弦材	鉛直荷重の支持
	下弦材	
	斜材	
水平ブレース		水平地震荷重の伝達
サブビーム		鉛直荷重の支持
母屋		鉛直荷重の支持
サブトラス下弦材 座屈止め		サブトラス下弦材の座屈防止

注記*：主な機能を示しており基準地震動 S_s に対する発生応力の負担も考慮する。

2.2 原子炉建物屋根スラブの概要

原子炉建物の屋根スラブは、平面寸法 39.9m (NS) × 53.8m (EW), 厚さ の鉄筋コンクリート構造である。外周部は厚さ (東西面) 及び (南北面) の鉄筋コンクリート造の耐震壁並びに鉄骨鉄筋コンクリート造の柱で支持されており、NS方向に配置された7構面の主トラスと主トラスの中間の母屋、東西方向の4構面のサブトラスとサブトラスの中間のサブビームで支持されている。屋根スラブ下面に取りつく主トラス上弦材及びサブトラス上弦材はH型断面の鋼材であり、スタッドボルトで屋根スラブと一体化することにより面内及び面外に高い剛性を確保している。屋根スラブの断面図を図2-2に示す。

屋根スラブには気密性の機能維持が要求されるため、換気性能とあいまって機能維持する方針である。なお、屋上面には防水材を施すことにより、防水性を確保している。

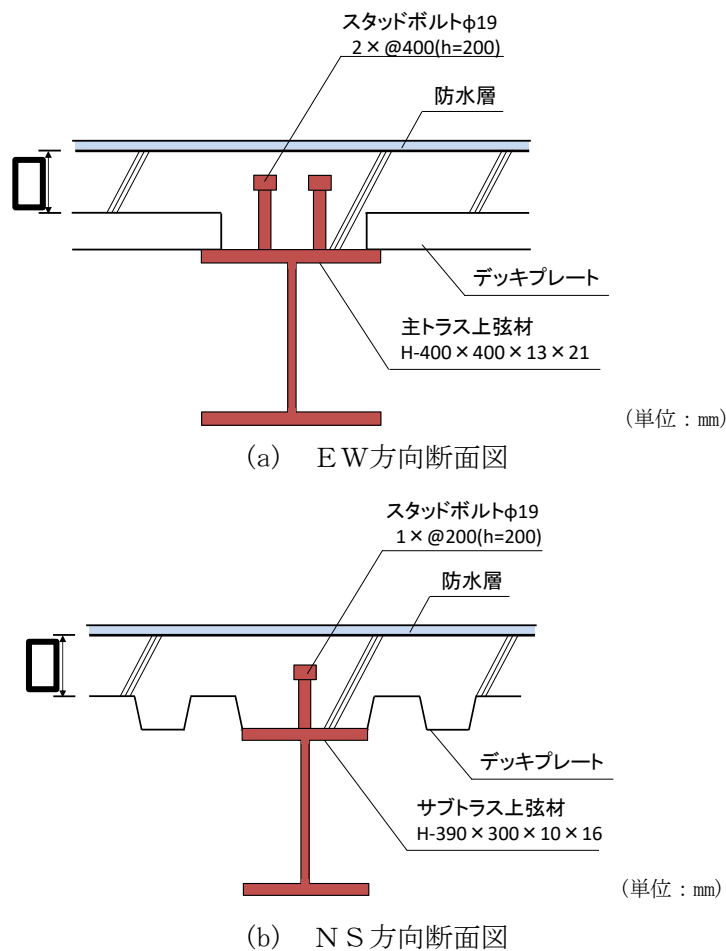


図2-2 屋根スラブ断面図

3. 原子炉建物屋根トラスの地震応答解析モデルと設計クライテリア

3.1 解析モデルの概要

原子炉建物屋根トラスは、鉛直方向の地震動の影響を受けやすいと考えられるため、水平方向と鉛直方向地震力の同時入力による評価を行うために 3 次元 FEM モデルによる地震応答解析を採用する。

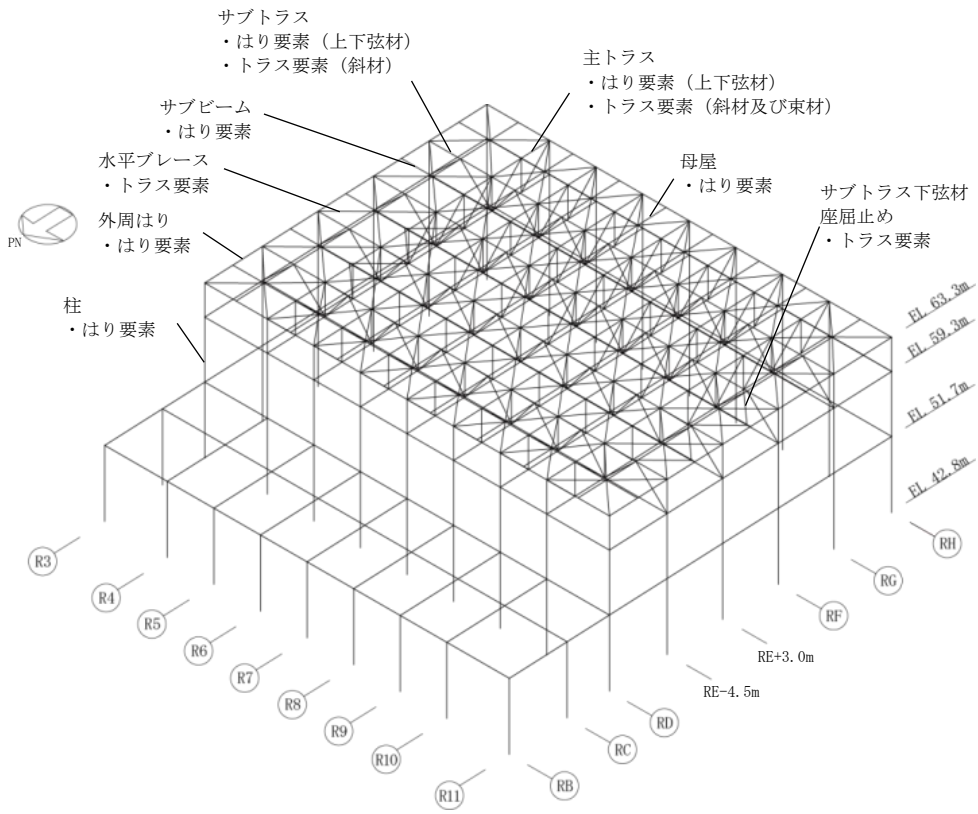
屋根トラスの地震応答解析モデルは、燃料取替階（4F, EL 42.8m）より上部の鉄筋コンクリート造（一部鉄骨鉄筋コンクリート造）の柱、はり、耐震壁及び屋根スラブ並びに鉄骨造の屋根トラスを線材及び面材により立体的にモデル化した 3 次元 FEM モデルとし、部材に発生する応力を地震応答解析によって直接評価できるモデルとしている。

屋根トラスは、主トラス、サブトラス、水平ブレース、サブビーム、母屋及びサブトラス下弦材座屈止めをモデル化する。各鉄骨部材は軸、曲げ変形を考慮したはり要素（トラスの上下弦材、サブビーム及び母屋）と軸変形のみを考慮したトラス要素（トラスの斜材、束材、水平ブレース及びサブトラス下弦材座屈止め）としてモデル化する。また、屋根トラスについては、主トラス及びサブトラスの補強工事の内容を解析モデルに反映している。

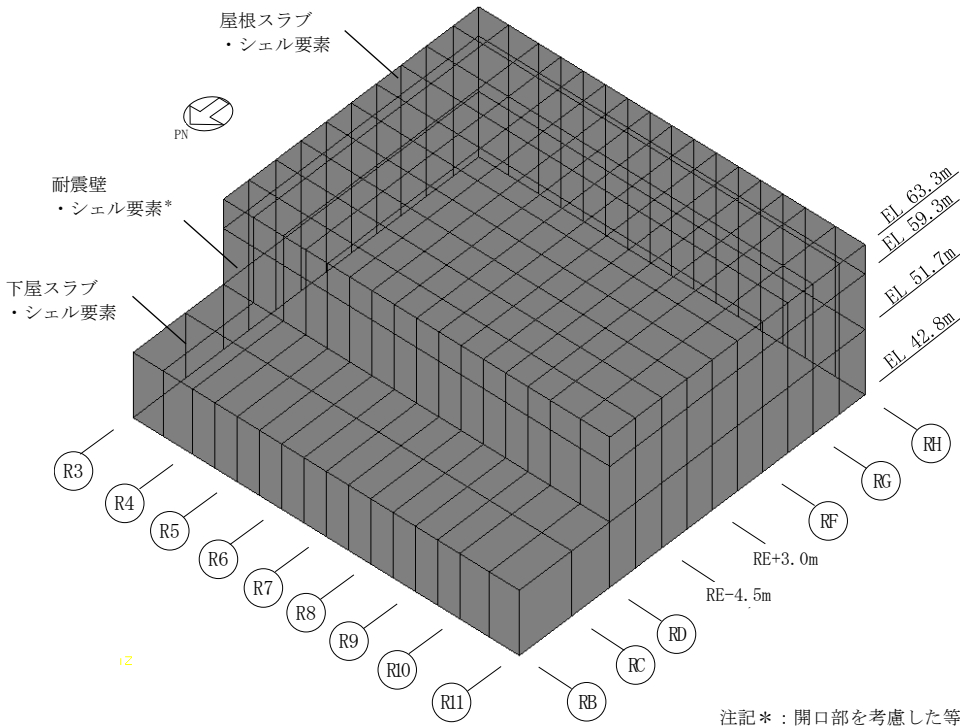
屋根トラスは屋根スラブとスタッドボルトで一体化されていることにより、高い剛性を確保しているため、屋根トラスの地震応答解析モデルにおいても屋根スラブをシェル要素でモデル化し、面内剛性を考慮することとする。なお、屋根トラス部材の応力評価に対する保守性を考慮し、屋根スラブの面外剛性は考慮しないこととする。屋根スラブのシェル要素は主トラス及びサブトラスの各交点、並びに主トラス及びサブトラスと母屋、サブビームの各交点で節点を共有するようにモデル化する。

耐震壁はシェル要素、柱及び外周はりは軸、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。なお、柱脚の条件は固定とする。

解析モデルの概要を図 3-1 に、解析に用いる材料の物性値を表 3-1 に示す。



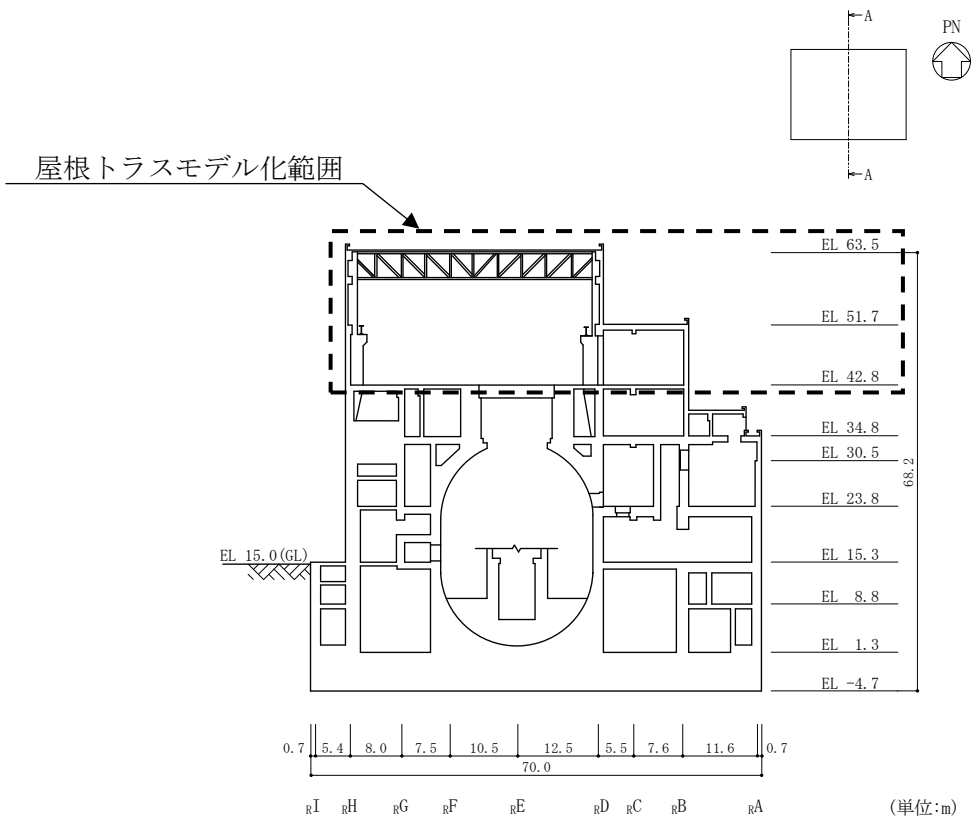
(a) 線材によるモデル化部分



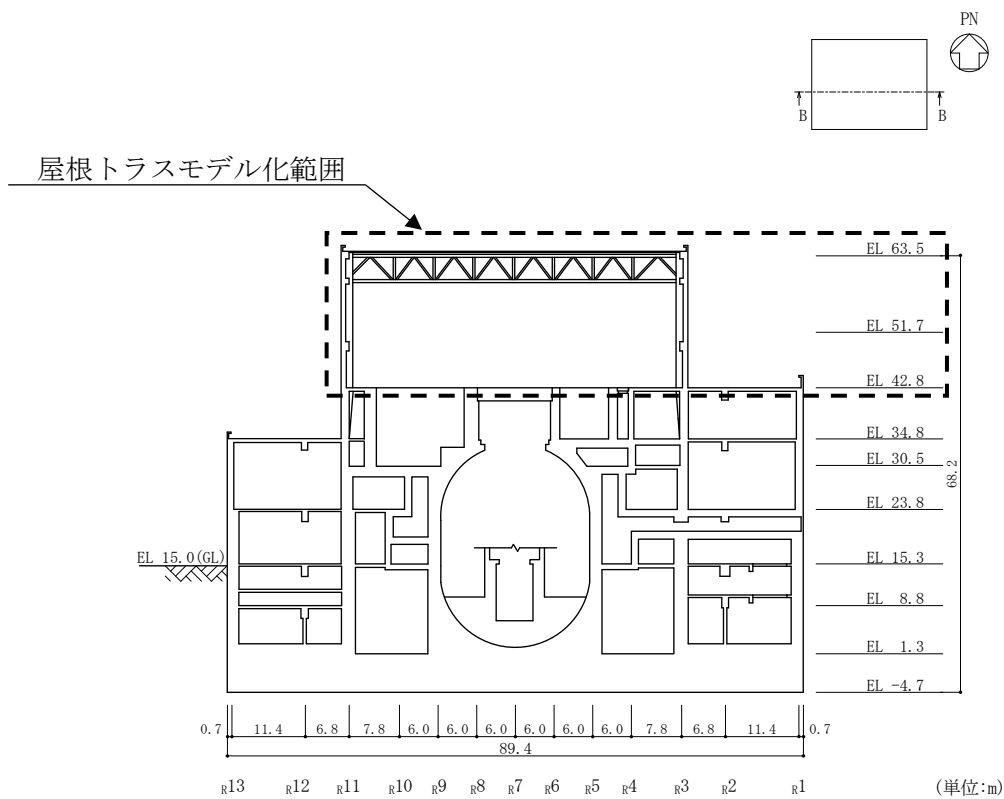
注記*: 開口部を考慮した等価厚さによりモデル化

(b) 面材によるモデル化部分

図 3-1(1) 解析モデルの概要



(c) NS方向断面図 (A-A断面)



(d) EW方向断面図 (B-B断面)

図 3-1(2) 解析モデルの概要

表 3-1 解析に用いる材料の物性値

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	2.25×10 ⁴	9.38×10 ³	5
鉄骨	2.05×10 ⁵	7.90×10 ⁴	2

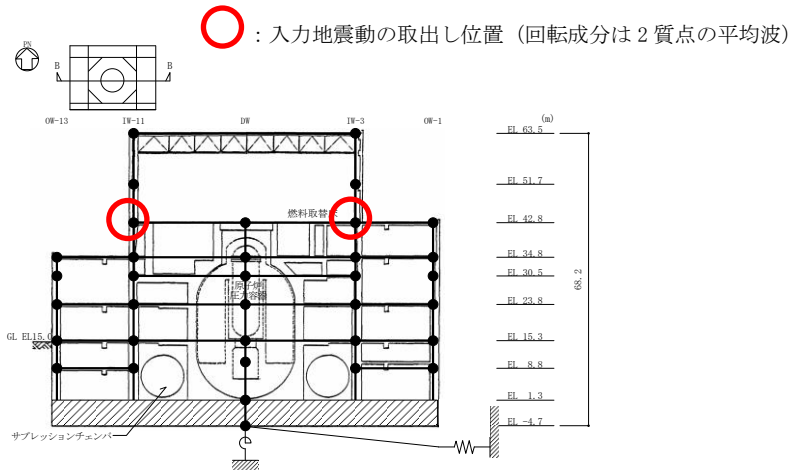
3.2 鉄骨部材の弾塑性評価

基準地震動 S_s に対する評価を実施する際、トラス要素としてモデル化した部材の一部については、塑性領域に入ると考えられるため、部材座屈後の挙動を模擬できる手法（修正若林モデル）に基づく弾塑性特性を考慮している。考慮した弾塑性特性の詳細については、「4. 弾塑性解析の採用について」に示す。

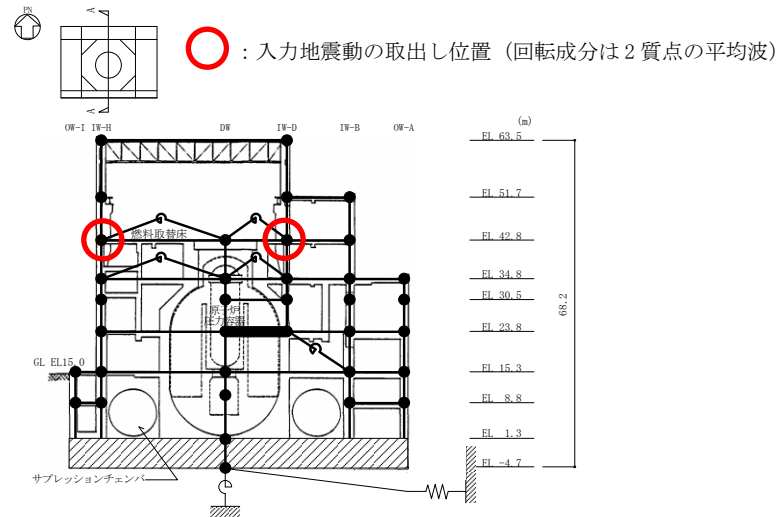
3.3 入力地震動及び材料減衰

解析モデルへの入力地震動は、原子炉建物の質点系モデルによる地震応答解析結果から得られる燃料取替階レベル（4F, EL 42.8m）の応答結果（水平、鉛直及び回転成分）を用いることとし、燃料取替階位置を固定として、水平方向と鉛直方向の同時入力による地震応答解析を実施する。原子炉建物水平方向の質点系モデルは床剛モデルを採用しているため、加速度並進成分は燃料取替階レベルの各質点で同一応答となるが、回転成分は各質点で応答が異なるため、回転成分の入力波は、モデル脚部の 2 質点の平均波を入力する。入力地震動の取出し位置を図 3-2 に示す。

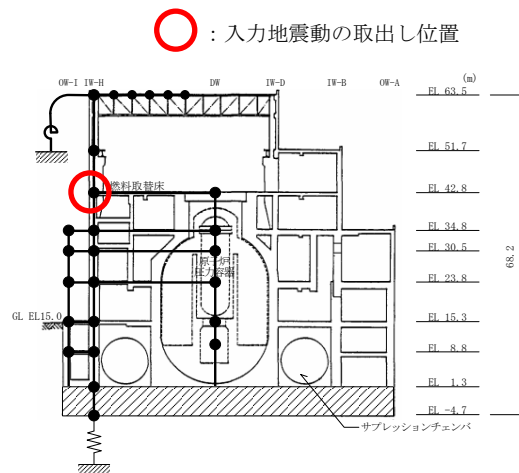
また、地震応答解析における減衰評価には、鉄骨造部分については、水平材の応答に影響の大きい鉛直方向 1 次固有振動数（4.60Hz）に対して減衰定数を 2% とし、鉄筋コンクリート造及び鉄骨鉄筋コンクリート造部分については、水平方向のうち大きい方の 1 次固有振動数（EW 方向 8.12Hz）に対して減衰定数を 5% とした減衰係数を設定する剛性比例型減衰（各部別）とする。なお、剛性比例型減衰を採用することの妥当性については、別紙 1-3 「屋根トラス評価モデルにおける減衰について」に示す。



(a) NS方向



(b) EW方向



(c) 鉛直方向

図 3-2 入力地震動の取出し位置

3.4 要求機能に対する設計方針（設計クライテリア）

屋根トラスの要求機能は屋根スラブの間接支持構造物であり、Sクラスである二次格納施設のバウンダリを構成する屋根スラブの要求機能である気密性が確保されるように基準地震動 S_s に対し屋根トラスの設計を行う。

屋根スラブの評価方針は、面内方向については屋根トラスの地震応答解析モデルにおいて屋根スラブの面内剛性を考慮しているため、屋根スラブに発生する面内応力を対象に機能維持評価を実施する。面外方向については、質点系モデルの屋根面に対応する鉛直方向震度を用いて、主トラス上弦材、サブトラス上弦材、サブビーム及び母屋に支持されるスラブとして評価する。また、屋根トラスの地震応答解析モデルにおいては屋根スラブの面外剛性は考慮していないが、別紙5「屋根スラブの面外剛性を考慮した影響検討」では面外剛性を考慮した解析により、屋根スラブの応答性状や応力分布などを確認のうえ機能維持評価を実施する。

屋根トラスの評価方針は、基準地震動 S_s に対して屋根スラブを支持できることを確認する。

なお、二次格納施設のバウンダリを構成する耐震壁の気密性については、質点系モデルによる算定結果を採用する。

表3-2に屋根トラスの解析モデルのうち二次格納施設のバウンダリを構成する屋根スラブ及び屋根トラスの機能維持の評価方針を示す。

表3-2 機能維持の評価方針

部位	要求機能	評価方針
屋根スラブ	気密性*4	(面内) おおむね弾性状態であることを要素毎に算定される応力度より確認する。おおむね弾性状態を超える場合は、要素毎の面内せん断ひずみを踏まえて漏えい量を算定し換気能力を下回ることを確認する*1。 (面外) 面外曲げに対して、鉄筋が降伏しないこと*2を確認する*3。
屋根トラス	間接支持構造物	基準地震動 S_s に対して屋根スラブを支持できること。(各部材のクライテリアは表5-1参照)

注記*1：漏えい量の算定に当たっては、別途算定する耐震壁の漏えい量を考慮する。

*2：鋼材の基準強度 F を「平12 建告第2464号」に基づき1.1倍した耐力を超えないこと。

*3：屋根スラブについては、主トラス上弦材、サブトラス上弦材、サブビーム及び母屋に支持されるスラブとして鉛直方向の震度を考慮する。

*4：構造強度については、気密性に対する評価方針を満足していることを確認することにより、構造強度を確保する方針とする。

4. 弾塑性解析の採用について

4.1 弾塑性解析を採用することの目的

原子炉建物屋根トラスについては、基準地震動 S_s による地震動の増大に伴い、トラスを構成する部材の一部が塑性領域に入ると考えられるが、弾性解析では当該部材の塑性化による影響を考慮できないため、解析と実現象に乖離が生じることになる。そこで今回工認では、屋根トラスの弾塑性挙動を適切に評価することを目的として、部材の弾塑性特性を考慮した地震応答解析を採用する。

原子炉建物屋根トラスの応力解析に弾塑性解析を取り入れることによる利点としては、既工認で採用していた弾性解析では表現できないような大入力時の弾塑性挙動を評価できることにある。弾塑性挙動を適切に評価するに当たっては、部材の弾塑性特性を適切に設定し解析を実施する必要があると考えられる。

今回工認で採用する屋根トラス部材の弾塑性特性について、表 4-1 に示す。表 4-1 に示すとおり、軸力のみを負担するトラス要素に対してのみ弾塑性特性として修正若林モデルを採用する。

以下では、修正若林モデルの概要を確認した上で、原子炉建物屋根トラス部材への適用性を検討する。また、修正若林モデルを用いた弾塑性解析を実施することにより、一部部材の塑性化を考慮することとなるため、当該部材のクライテリアについても検討する。

表 4-1 屋根トラス部材の弾塑性特性について

部位		モデル要素	弾塑性特性
主トラス	上弦材	はり要素	考慮しない (弾性)
	下弦材		
	斜材	トラス要素	弾塑性 (修正若林モデル)
	束材		
サブトラス	上弦材	はり要素	考慮しない (弾性)
	下弦材		
	斜材	トラス要素	弾塑性 (修正若林モデル)
水平ブレース		トラス要素	弾塑性 (修正若林モデル)
サブビーム		はり要素	考慮しない (弾性)
母屋		はり要素	考慮しない (弾性)
サブトラス下弦材 座屈止め		トラス要素	弾塑性 (修正若林モデル)

4.2 弾塑性特性の設定の妥当性・適用性について

4.2.1 今回工認で採用する弾塑性特性（修正若林モデル）の概要

原子炉建物屋根トラスを構成する部材のうち、軸力のみを負担するトラス要素としてモデル化した部材については、弾塑性特性として修正若林モデルを使用している。

修正若林モデルは、原子力発電所建物（実機）を対象として実施された谷口らの研究⁽¹⁾に示される部材レベルの弾塑性特性である。修正若林モデルは、若林モデル⁽²⁾を基本としているが、谷口らの研究⁽¹⁾で実施された実験のシミュレーション解析を踏まえて、繰り返し载荷による初期座屈以降の耐力低下を累積塑性歪の関数で表現し、実験との対応度を向上させた手法であり、(4.1)式により評価される。

$$n/n_0 = 1/(\bar{\zeta} - Pn)^{1/6} \leq 1 \dots \dots \dots (4.1)$$

$n = N/N_y$ N : 軸力 N_y : 降伏軸力

n_0 : 無次元化初期座屈耐力 $\bar{\zeta}$: 無次元化圧縮側累積塑性歪

$Pn = (n_E^2/4) - 5$ $n_E = \pi^2 E / (\lambda_e^2 \sigma_y)$ λ_e : 有効細長比

修正若林モデルの弾塑性特性を図4-1に示す。

谷口らの研究⁽¹⁾においては、実機の特徴を反映したX型ブレース架構の静的繰り返し実験を実施している。また、修正若林モデルの妥当性を確認するに当たって、ブレース部材の弾塑性特性として修正モデルを適用した解析モデルによる実験のシミュレーション解析を実施しており、解析結果は実験結果をおおむねよくとらえているとしている。試験体の概要を図4-2、解析モデルを図4-3、解析結果と実験結果の比較を図4-4に示す。

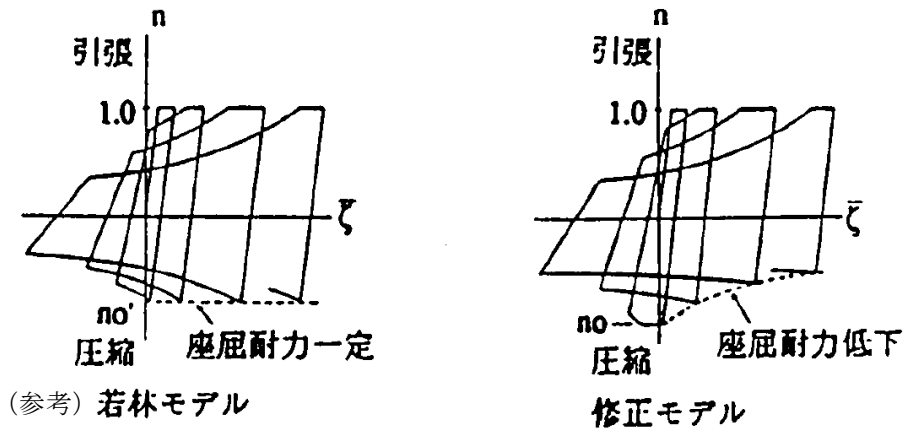


図 4-1 修正若林モデルの弾塑性特性 ((1)より引用, 一部加筆)

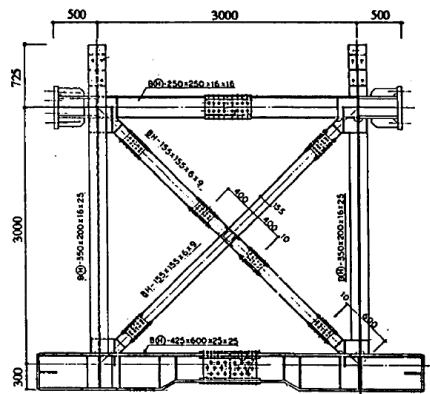
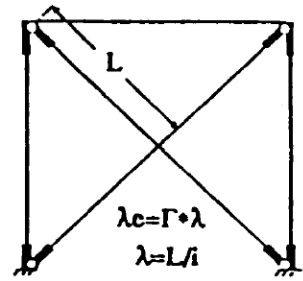


図 4-2 試験体の概要 ((1)より引用)



Γ ; 等価座屈長さ係数
 λ_c ; 有効細長比
 λ ; 細長比(芯々)

図 4-3 解析モデル ((1)より引用)

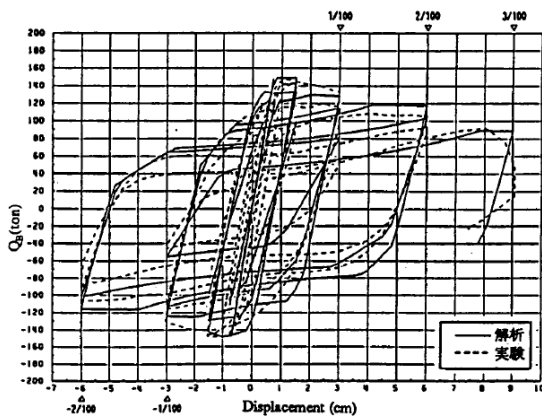
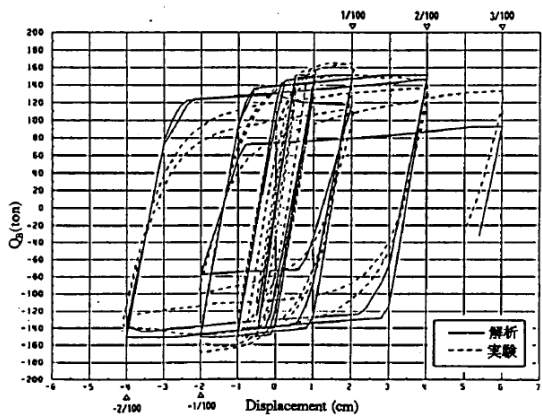


図 4-4 解析結果と実験結果の比較 ((1)より引用)

4.2.2 原子炉建物屋根トラスに対する検証例

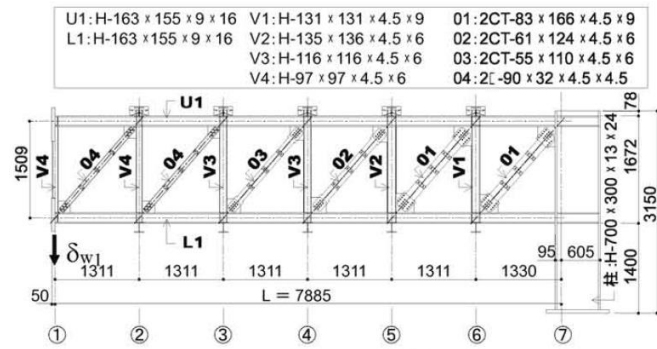
谷口らの研究⁽¹⁾は、X型ブレース架構を対象としたものであったが、原子炉建物屋根トラスに対して本弾塑性特性を適用した検討例として、鈴木らの研究⁽³⁾がある。

この研究は、原子炉建物屋根トラスの終局耐力について検討したものであるが、実験結果を高精度にシミュレーションするために構築したモデルの中で本弾塑性特性が適用されている。

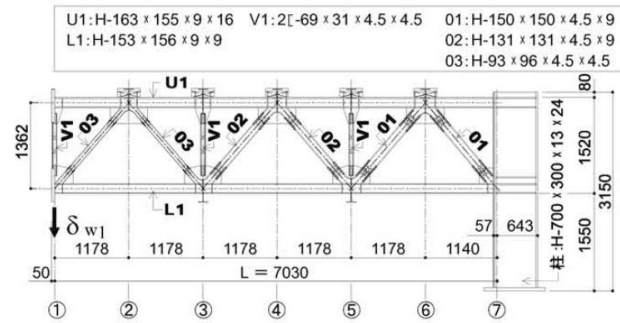
鈴木らの研究⁽³⁾では、終局耐力を検討するに当たり原子炉建物屋根トラスを模擬した縮小試験体を製作し、トラスの崩壊挙動に与える影響が大きい鉛直動的荷重を模擬した静的載荷試験により、その弾塑性挙動を確認している。なお、試験に当たっては、原子力発電所鉄骨屋根トラスがプラット形とワーレン形の2種類に分類されることを踏まえ、この2種類のトラス形式についての試験体を製作している。島根2号機原子炉建物屋根トラスはこのうち、プラット形に該当する。試験体の概要を図4-5に示す。

実験のシミュレーション解析においては、トラス要素としてモデル化した部材の弾塑性特性として修正若林モデルが適用されており、実験結果とシミュレーション解析を比較し、精度良く実験結果を追跡できているとしている。結果の比較を図4-6に示す。

以上のように修正若林モデルは、提案当初のX型ブレース架構に加えて、ワーレン形、プラット形の鉄骨トラスでも実験結果を精度良く追跡できており、幅広い鉄骨架構形式において軸力のみを負担する部材の弾塑性特性として適用可能であると考えられる。



(a) プラット形試験体



(b) ワーレン形試験体

図 4-5 試験体の概要 ((3)より引用)

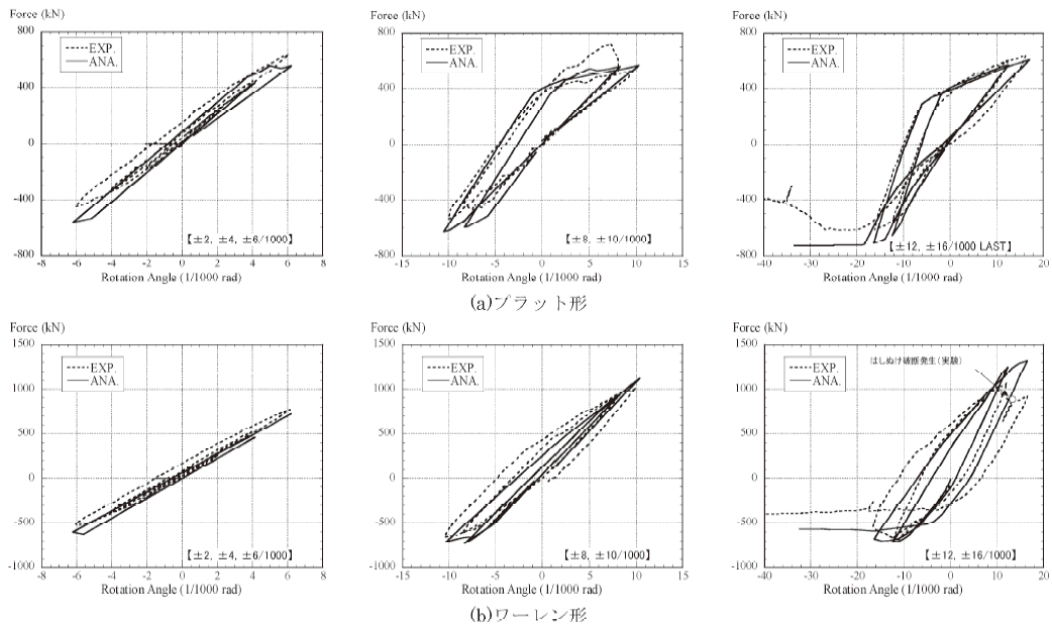


図 4-6 実験のシミュレーション解析結果 ((3)より引用)

4.2.3 原子力発電所鉄骨屋根トラスへの適用性

今回採用する修正若林モデルについては、提案当初より、原子力発電所（実機）を対象として実施された実験により妥当性が検証されており、また、原子炉建物鉄骨屋根トラスを模擬した加力実験のシミュレーション解析においてもその適用性・妥当性が検証されている。

島根2号機原子炉建物屋根トラスのうち、塑性領域に入るサブトラスの斜材の一般化細長比は1.10であり、修正若林モデルの適用範囲0.25～0.90より大きくなるが、以下の理由から適用範囲による影響は小さいと判断し、地震応答解析において修正若林モデルを採用している。

- ・表2-1に示すとおり、塑性領域に入るサブトラスの斜材の断面積は、その他の部材の断面積と同程度であることから、線形部材又は部材除去としてモデル化するよりも、復元力特性を考慮する方が実現象に近いと考えられる。なお、原子炉建物屋根トラスの応力解析において、塑性領域に入るサブトラスの斜材については、局部集中ひずみの繰返し回数が最大ひずみ度に対する破断寿命（繰返し回数）を十分に下回っており、破断しないことを確認している。

以上より、原子炉建物屋根トラスの鉄骨部材のうち、トラス要素としてモデル化した部材の弾塑性特性として、修正若林モデルを採用することは妥当であると考えられる。

5. 各部材のクライテリアについて

入力地震動の増大に伴い鉄骨部材の一部が塑性領域に入ると考えられることから、今回工認においては、弾塑性解析による評価を実施する。

表 5-1 に各部材のクライテリアを示す。

評価方法としては、主要部材が弾性範囲であることを確認する方針とし、弾性範囲を上回る応答が生じた場合は別途詳細な検討*を行う。

注記*：弾塑性特性を考慮してモデル化している部材については、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破断の可能性がないことを検討する。検討は、当該部材の履歴ループを参照し、局部集中ひずみの繰返し回数が、中込ほか（1995）⁽⁴⁾に基づき算定される当該部材の最大ひずみ度に対する破断寿命（繰返し回数）を十分に下回っていることを確認する。

表 5-1 今回工認における屋根トラス各部材のクライテリア

評価部位		要求機能* ¹	弾塑性特性	評価方法* ³
主トラス	上弦材	鉛直荷重の支持、 フレームを構成する部材として水平地震荷重及びクレール荷重の支持	考慮しない（弾性）	主要部材が弾性範囲であることを確認* ² (弾性範囲を上回る場合は別途詳細検討)
	下弦材		弾塑性 (修正若林モデル)	
	斜材			
	束材			
サブトラス	上弦材	鉛直荷重の支持	考慮しない（弾性）	
	下弦材		弾塑性 (修正若林モデル)	
	斜材			
水平ブレース		水平地震荷重の伝達	弾塑性 (修正若林モデル)	
サブビーム		鉛直荷重の支持	考慮しない（弾性）	
母屋		鉛直荷重の支持	考慮しない（弾性）	
サブトラス下弦材 座屈止め		サブトラス下弦材の座屈防止	弾塑性 (修正若林モデル)	

注記*1：主な機能を示しており基準地震動 S_s に対する発生応力の負担も考慮する。

*2：鋼材の基準強度 F を「平 12 建告第 2464 号」に基づき 1.1 倍した耐力を超えないこと。

*3：接合部はボルト接合としており、保有耐力接合を基本とする。

6. まとめ

今回工認では、原子炉建物屋根トラスの評価に当たって、3次元FEMモデルによる弾塑性解析（弾塑性特性としては修正若林モデルを考慮）を採用する。修正若林モデルは先行審査で採用実績のある弾塑性特性であるが、X型ブレース架構を対象として検討されたものであったため、既往文献（原子炉建物鉄骨屋根トラスを模擬した加力実験のシミュレーション解析）を参照し、その適用性・妥当性が検証されていることを確認した。原子炉建物屋根トラスにおいて修正若林モデルの適用範囲を超える塑性化部材があるが、断面積がその他の部材の断面積と同程度であることから、影響は小さいと判断した。また、屋根スラブの要求機能と評価方針を踏まえ、弾塑性特性を考慮する各部材のクライテリアについても検討し、妥当性を確認した。

以上より、今回工認において原子炉建物屋根トラスの評価に弾塑性解析を採用することは妥当であると考えられる。また、弾塑性特性を採用した屋根トラスの評価及び屋根スラブの検討により、屋根スラブの二次格納施設としての機能維持の評価方針を整理した。

なお、原子炉建物屋根トラスは、原子炉建物の地震応答解析結果に基づく燃料取替階レベル（4F, EL 42.8m）の応答を入力地震動として評価を実施しており、入力地震動の不確かさ（建物応答の不確かさ）を踏まえた場合でも許容値を満足することを確認することにより保守性に配慮した設計とする。

7. 参考文献

- (1) 谷口ほか：鉄骨 X 型ブレース架構の復元力特性に関する研究，日本建築学会構造工学論文集 Vol. 37B 号，1991 年 3 月，pp. 303-316
- (2) 柴田ほか：鉄骨筋違の履歴特性の定式化，日本建築学会論文報告集第 316 号，昭和 57 年 6 月，pp. 18-24
- (3) 鈴木ほか：原子力発電所鉄骨屋根トラスの終局限界に関する研究，日本建築学会構造系論文集 Vol. 76 No. 661，2011 年 3 月，pp. 571-580
- (4) 中込ほか（1995）：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 No. 469，1995 年 3 月，pp. 127-136

別紙 1-1-1 原子炉建物屋根トラスの入力地震動に係る
影響検討について

目 次

1. 概要	別紙 1-1-1-1
2. 屋根スラブの面外剛性に係る影響検討	別紙 1-1-1-2
3. 屋根トラスの耐震補強工事に伴う剛性変動に係る影響検討	別紙 1-1-1-7

1. 概要

原子炉建物屋根トラスの地震応答解析モデルへの入力地震動は、原子炉建物の質点系モデルによる地震応答解析結果から得られる燃料取替階レベル（4F, EL 42.8m）の水平及び鉛直方向の時刻歴応答加速度を用いるが、鉛直方向の質点系モデルにおいては屋根スラブの面外剛性を考慮していない。また、原子炉建物屋根トラスの地震応答解析モデルにおいては屋根トラスの耐震補強工事の内容を反映しているが、原子炉建物の質点系モデルには耐震補強工事の内容を反映していない。

本資料は、今回工認における質点系モデル（以下「今回工認モデル」という。）と屋根スラブの面外剛性を考慮した質点系モデル（以下「面外剛性考慮モデル」という。）の燃料取替階レベル（4F, EL 42.8m）の応答並びに屋根トラスの耐震補強工事に伴う剛性変動を反映した場合の解析諸元を比較し、屋根スラブの面外剛性及び屋根トラスの耐震補強工事が屋根トラスの入力地震動に与える影響を確認するものである。

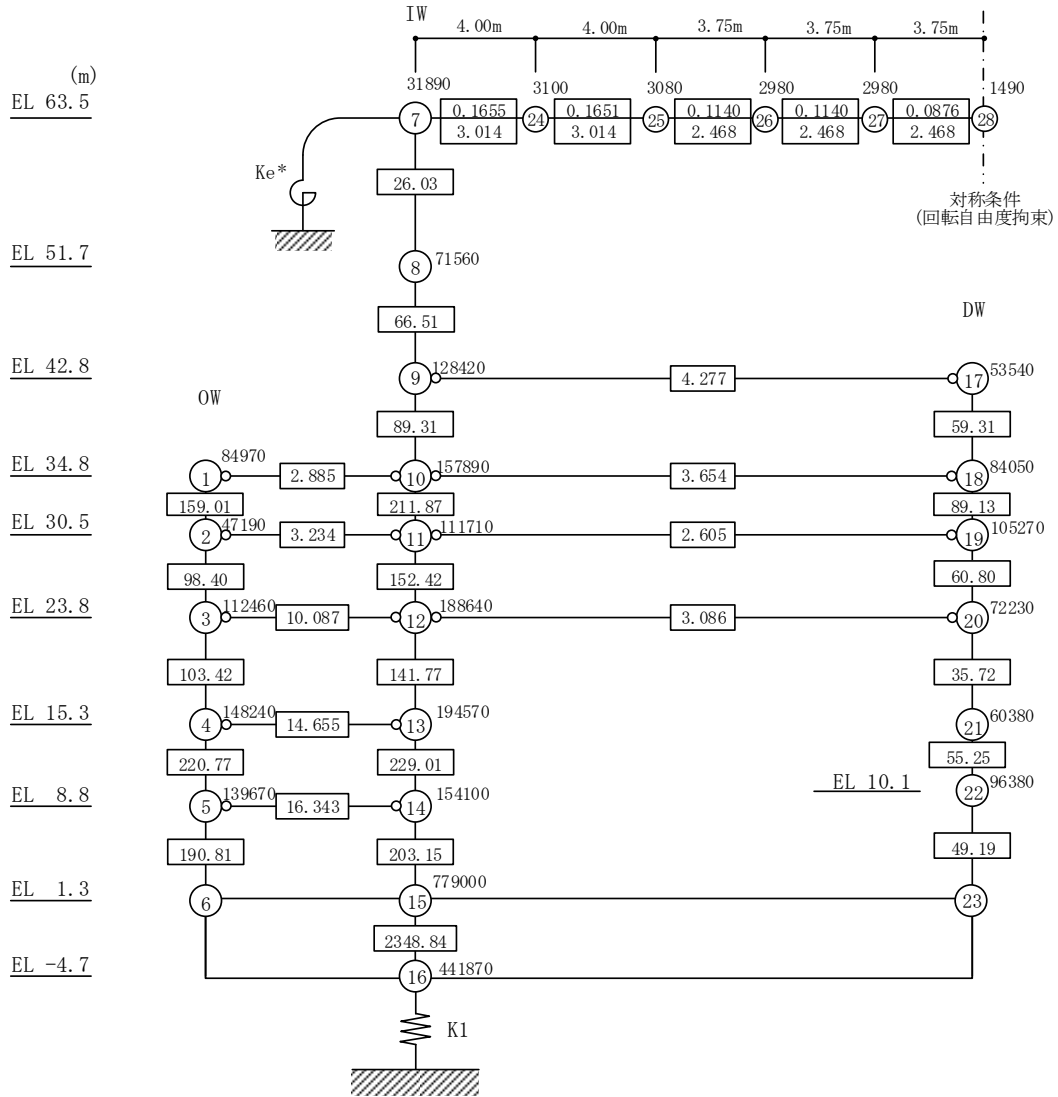
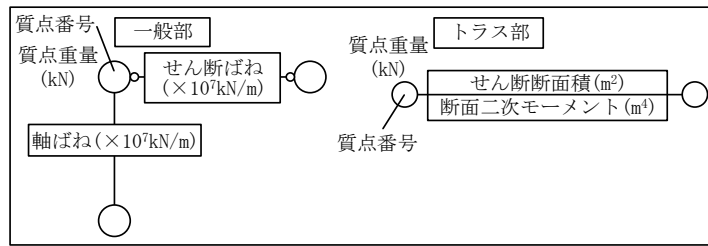
2. 屋根スラブの面外剛性に係る影響検討

鉛直方向の今回工認モデルを図 2-1 に、面外剛性考慮モデル*を図 2-2 に、今回工認モデルの地盤ばね定数と減衰係数を表 2-1 に、面外剛性考慮モデルの地盤ばね定数と減衰係数を表 2-2 に示す。

上記 2 つのモデルによる燃料取替階レベル (4F, EL 42.8m) の床応答スペクトルの比較 ($h=2\%$) を図 2-3 に示す。なお、床応答スペクトルは、位相特性の偏りがなく、全周期帯において安定した応答を生じさせる基準地震動 S_s-D の結果とする。

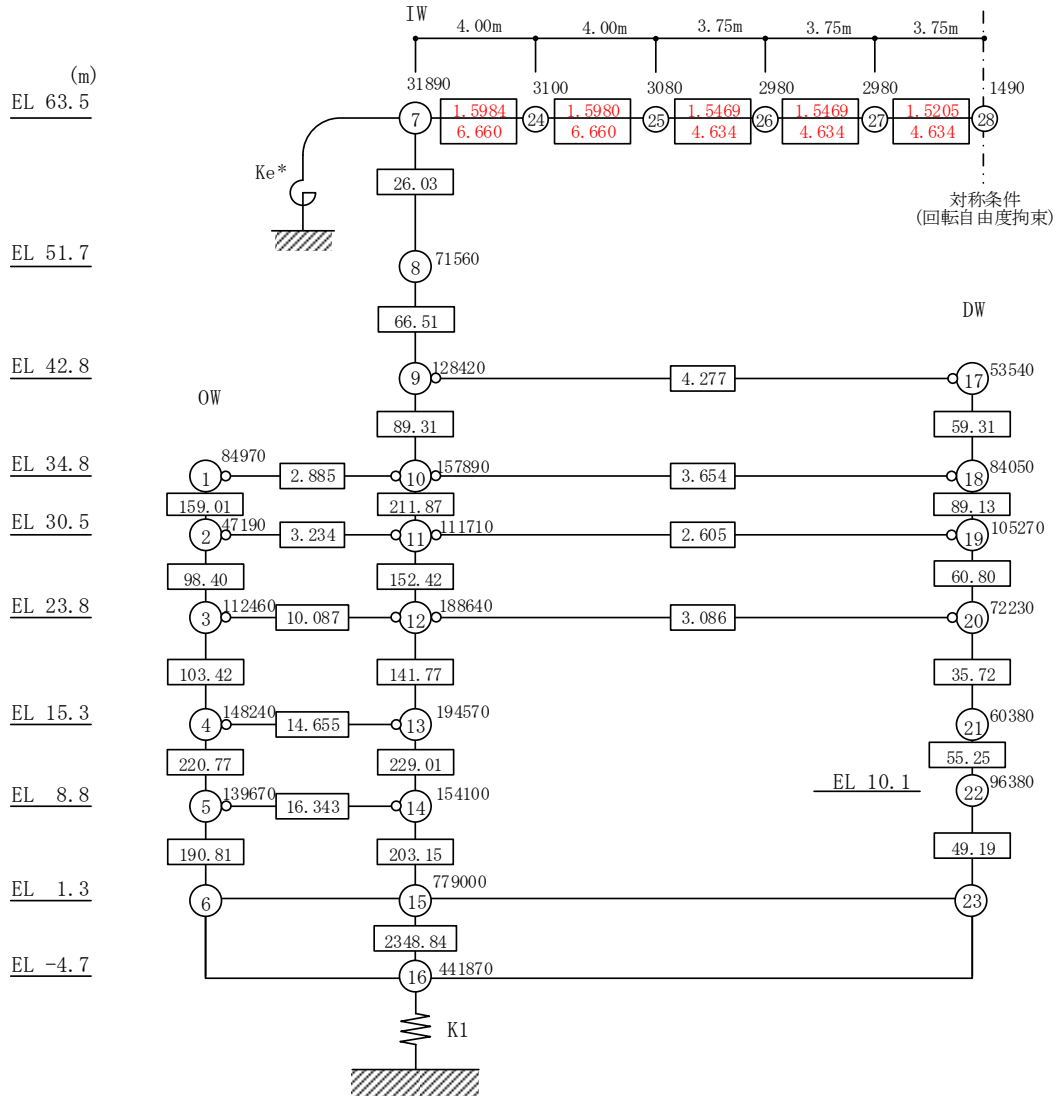
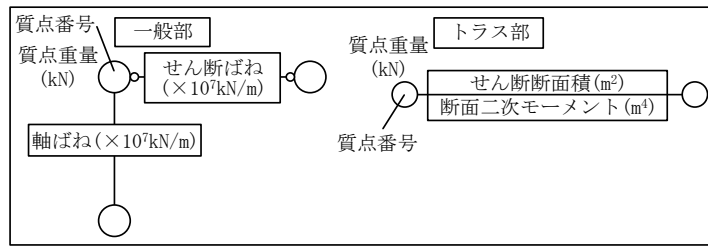
全周期帯にわたり、2 つのモデルによる床応答スペクトルにほとんど差は無く、屋根トラスの評価において無視できる範囲であることを確認した。

注記*：屋根スラブと屋根トラスによる完全合成梁とし、「各種合成構造設計指針・同解説 ((社) 日本建築学会, 2010 改定)」に基づく屋根スラブの有効幅を考慮している。



注記* : 屋根トラス端部回転拘束ばね ($12.36 \times 10^7 \text{kN} \cdot \text{m}/\text{rad}$)

図 2-1 今回工認モデル (鉛直方向)



注記* : 屋根トラス端部回転拘束ばね (12.36×10^7 kN \cdot m/rad)

注 : 赤字は今回工認モデルからの変更箇所を示す。

図 2-2 面外剛性考慮モデル (鉛直方向)

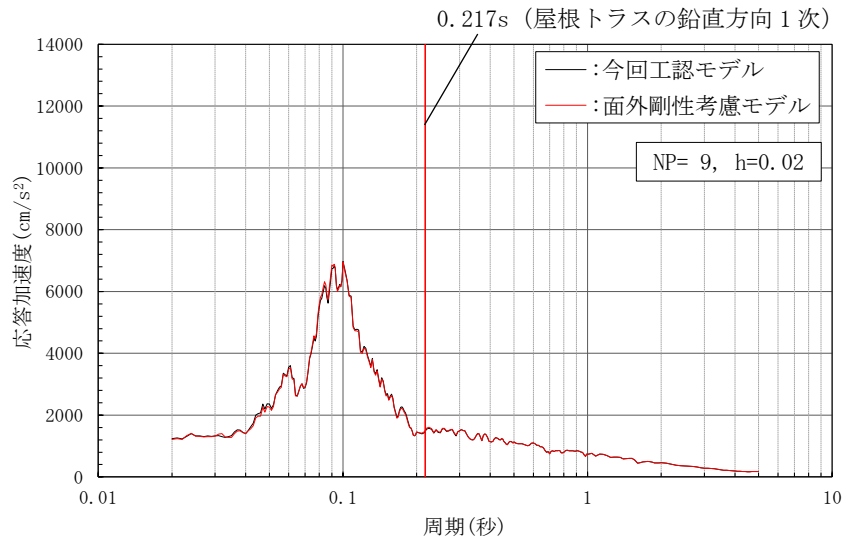
表 2-1 今回工認モデルの地盤ばね定数と減衰係数（鉛直方向）

ばね 番号	地盤ばね 成分	ばね定数 K c	減衰係数 C c
K1	底面・鉛直	2.41×10^9 (kN/m)	4.45×10^7 (kN・s/m)

表 2-2 面外剛性考慮モデルの地盤ばね定数と減衰係数（鉛直方向）

ばね 番号	地盤ばね 成分	ばね定数 K c	減衰係数 C c
K1	底面・鉛直	2.41×10^9 (kN/m)	4.45×10^7 (kN・s/m)

注：赤字は今回工認モデルからの変更（1次固有円振動数 ω_1 の変動に伴う減衰係数の変更）箇所を示す。



質点9 (EL 42.8m)

図 2-3 床応答スペクトルの比較 (基準地震動 S s - D, 鉛直方向, h = 2%)

3. 屋根トラスの耐震補強工事に伴う剛性変動に係る影響検討

屋根トラスの耐震補強工事に伴う質点系モデルの増加剛性を表 3-1 に示す。

屋根トラスの耐震補強工事を反映したせん断断面積及び断面二次モーメントは、図 2-2 に示す面外剛性考慮モデルよりも小さい値となっている。

以上より、屋根トラスの耐震補強工事による剛性変動が建物応答に与える影響は小さく、屋根トラスの評価において無視できる範囲であると判断した。

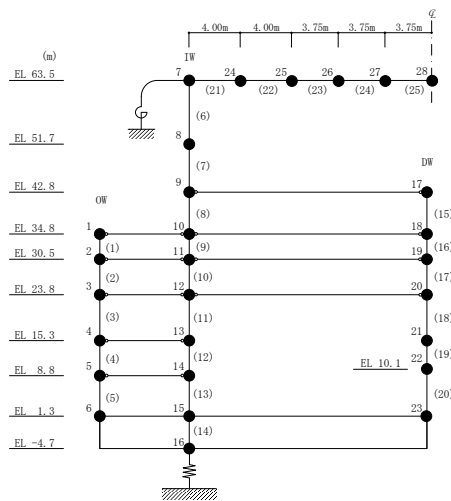
表 3-1 屋根トラスの耐震補強工事に伴う質点系モデルの増加剛性（鉛直方向）

(a) せん断断面積

要素番号	① 今回工認モデルの せん断断面積 (m ²)	② せん断断面積 の増加量 (m ²)	①+② 増加を反映した せん断断面積 (m ²)	図 2-2 に示す 面外剛性考慮モデルの せん断断面積 (m ²)
21	0.1655	0	0.1655	1.5984
22	0.1651	0	0.1651	1.5980
23	0.1140	0	0.1140	1.5469
24	0.1140	0.0227	0.1367	1.5469
25	0.0876	0.0301	0.1177	1.5205

(b) 断面二次モーメント

要素番号	① 今回工認モデルの 断面二次モーメント (m ⁴)	② 断面二次モーメント の増加量 (m ⁴)	①+② 増加を反映した 断面二次モーメント (m ⁴)	図 2-2 に示す 面外剛性考慮モデルの 断面二次モーメント (m ⁴)
21	3.014	0.043	3.057	6.660
22	3.014	0.043	3.057	6.660
23	2.468	0	2.468	4.634
24	2.468	0	2.468	4.634
25	2.468	0	2.468	4.634



別紙 1-2 原子炉建物屋根トラスの耐震補強について

目 次

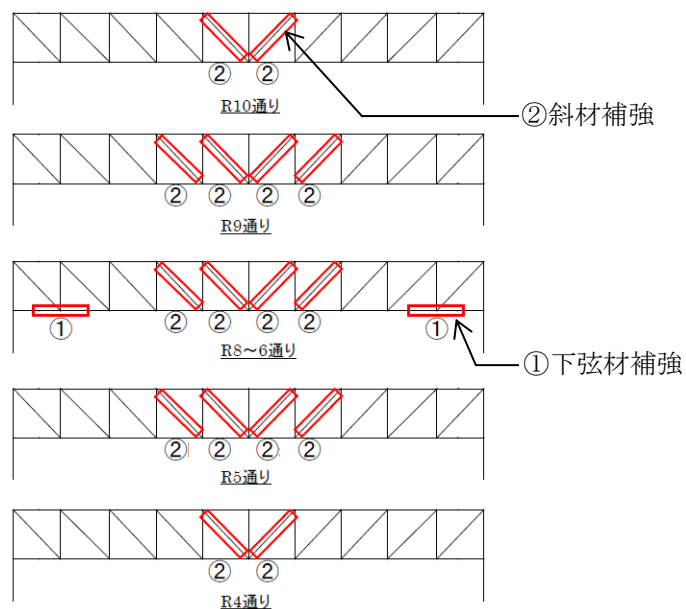
1. 概要	別紙 1-2-1
2. 補強内容	別紙 1-2-2

1. 概要

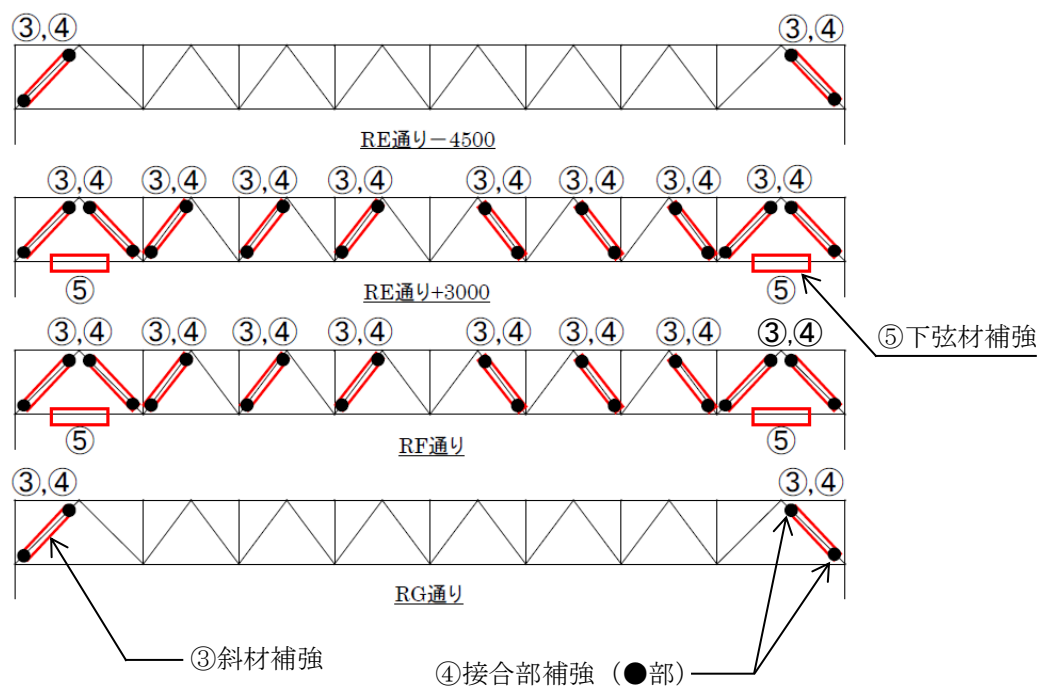
原子炉建物屋根トラスについては耐震補強工事を実施しており，本資料は，当該工事における補強の内容について説明するものである。

2. 補強内容

原子炉建物屋根トラスについては、主トラスやサブトラスの余裕の少ない部材に対して、補強材の追加等による耐震補強工事を実施している。耐震補強箇所を図 2-1 に、補強部材の詳細を表 2-1 に示す（VI-6「図面」の第 8-2-2-1 図「原子炉建物原子炉棟（二次格納施設）構造図（その 18）」参照）。





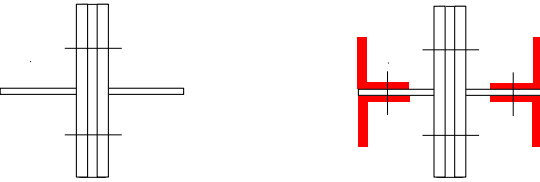
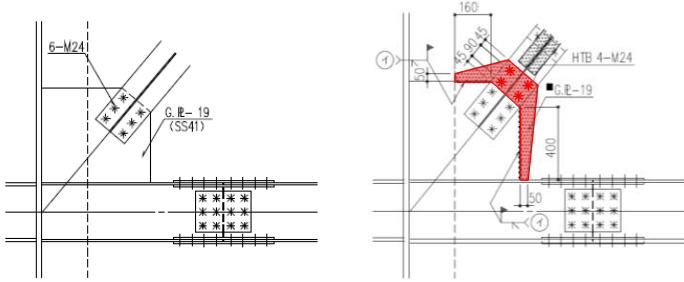
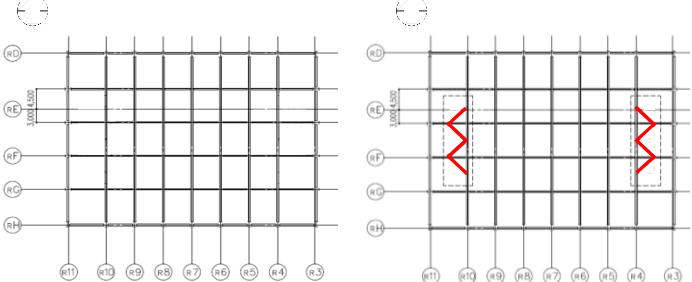
(a) 主トラス断面図



(b) サブトラス断面図

図 2-1 原子炉建物屋根トラスの補強箇所

表 2-1 補強部材の詳細

No	補強箇所及び補強方法	
①	主トラス下弦材 補強材追加	 <p data-bbox="1129 481 1284 510">補強材 PL-16</p> <p data-bbox="798 521 885 551">補強前</p> <p data-bbox="1173 521 1257 551">補強後</p>
②	主トラス斜材 補強材追加	 <p data-bbox="1077 772 1353 801">補強材 4Ls-90×90×10</p> <p data-bbox="798 813 885 842">補強前</p> <p data-bbox="1173 813 1257 842">補強後</p>
③	サブトラス斜材 補強材追加	 <p data-bbox="1093 1064 1353 1093">補強材 4Ls-65×65×6</p> <p data-bbox="798 1104 885 1133">補強前</p> <p data-bbox="1173 1104 1257 1133">補強後</p>
④	サブトラス斜材 接合部補強	 <p data-bbox="1045 1467 1356 1496">接合部補強 (PL-19, ボルト)</p> <p data-bbox="798 1507 885 1536">補強前</p> <p data-bbox="1173 1507 1257 1536">補強後</p>
⑤	サブトラス下弦材 補強材追加	 <p data-bbox="1045 1848 1356 1877">補強材 2Cs-150×75×9×12.5</p> <p data-bbox="798 1888 885 1917">補強前</p> <p data-bbox="1173 1888 1257 1917">補強後</p>

別紙 1-3 屋根トラス評価モデルにおける減衰について

目 次

1. 概要	別紙 1-3-1
2. 剛性比例型減衰設定の妥当性の確認	別紙 1-3-2
3. レーリー減衰による影響検討	別紙 1-3-5
3.1 解析モデル	別紙 1-3-5
3.2 入力地震動	別紙 1-3-9
3.3 レーリー減衰の設定	別紙 1-3-11
3.4 評価結果	別紙 1-3-12
3.4.1 主トラス, サブトラス (上下弦材), 水平ブレース, サブビーム, 母屋及びサブトラス下弦材座屈止め	別紙 1-3-12
3.4.2 サブトラス (斜材)	別紙 1-3-26
4. 引用文献	別紙 1-3-28

1. 概要

本資料は、原子炉建物屋根トラスの評価において、VI-2-9-3-1「原子炉建物原子炉棟（二次格納施設）の耐震性についての計算書」で示した評価に用いている剛性比例型減衰について説明するものである。

鉄骨造の構造物については、例えば「4. 引用文献」に示す引用文献（1）や引用文献（2）に記されているように地震応答解析を実施する場合、剛性比例型減衰を用いることが一般的である。また、（一財）日本建築センターより毎月発行されている「ビルディングレター」*に掲載されている評定条件の概要によると、振動系モデルに減衰の記載があるものについては、剛性比例型減衰を採用している。以上のことを踏まえ、屋根トラスの評価においては減衰を剛性比例型とすることを基本とする。

「2. 剛性比例型減衰設定の妥当性の確認」において、剛性比例型減衰の設定方法の妥当性を示し、「3. レーリー減衰による影響検討」において、剛性比例型減衰以外の減衰としてレーリー減衰を用いることによる影響を検討する。

注記*：2012年1月～2022年12月に発行されたものを対象に調査。

2. 剛性比例型減衰設定の妥当性の確認

屋根トラスについて、剛性比例型減衰の設定の妥当性を以下で確認する。基本モデルの剛性比例型減衰による減衰定数と振動数の関係を図 2-1 に、固有振動数、固有周期、刺激係数及び有効質量比の固有値解析結果を表 2-1 に、屋根トラスの各方向の固有周期及び解析モデルへの入力地震動の加速度応答スペクトルの関係を図 2-2～図 2-4 に示す。

屋根トラスの構造面からは、水平材に対して鉛直方向の挙動が卓越すると考えられ、表 2-1 より鉛直方向の固有振動数は、2 次以降の高次モードは明確ではなく、1 次モードが他のモードに対して刺激係数、有効質量比とも大きく、1 次モードが全体応答に対して支配的であると考えられる。

図 2-2 より、鉛直方向の入力地震動の応答スペクトルの卓越周期は原子炉建物の建物—地盤連成系の 1 次固有振動数 (9.48Hz*) におおむね対応しており、赤線で示す屋根トラスの 1 次固有振動数 4.60Hz よりも高振動数側にピークがある。図 2-1 に示すように剛性比例型減衰の特徴として高次モードの減衰を大きくとることになるが、屋根トラスは 1 次モードが全体応答に対して支配的であり、高次モードの屋根トラスの応答の影響は小さくなるため、剛性比例型減衰の採用による影響は小さいと考えられる。

一方、水平方向については、図 2-3 及び図 2-4 に示すとおり屋根トラスの 1 次固有振動数は、NS 方向 7.87Hz、EW 方向 8.12Hz であり、原子炉建物の建物—地盤連成系の水平方向の 1 次固有振動数 (NS 方向 4.55Hz*, EW 方向 4.94Hz*) と開きがあることから入力による影響は小さく、また、入力地震動のピークが屋根トラスの 1 次固有振動数よりも低振動数側にあることから、剛性比例型減衰の採用による影響は小さいと考えられる。

以上のことから、鉄骨造部分については、鉛直方向の 1 次固有振動数 (4.60Hz) に対して鋼材の減衰定数 (2%) とし、鉄筋コンクリート造及び鉄骨鉄筋コンクリート造部分については、水平方向のうち大きい方の 1 次固有振動数 (EW 方向 8.12Hz) に対してコンクリートの減衰定数 (5%) となる剛性比例型減衰を設定することは妥当である。なお、水平方向のうち大きい方の 1 次固有振動数に対してコンクリートの減衰定数 (5%) を設定することは、減衰を小さく評価する範囲が広がることから保守的な設定となる。

注記* : VI-2-2-2 「原子炉建物の地震応答計算書」に記載。

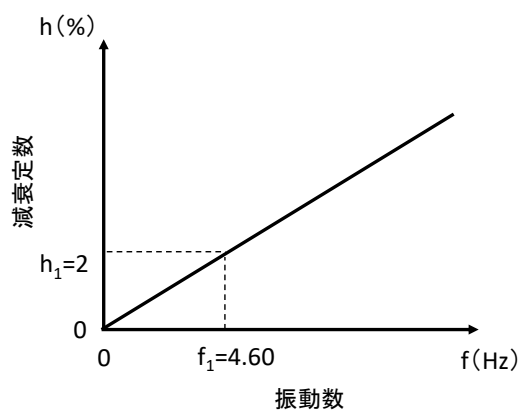


図 2-1 剛性比例型減衰による減衰定数と振動数の関係 (基本モデル)

表 2-1 屋根トラス解析モデルの固有値解析結果 (基本モデル)

次数	振動数 (Hz)	周期 (s)	刺激係数			有効質量比			備考
			水平方向 (N S)	水平方向 (E W)	鉛直方向 (U D)	水平方向 (N S)	水平方向 (E W)	鉛直方向 (U D)	
1	4.60	0.217	0.085	-0.003	1.748	0.000	0.000	0.095	鉛直方向1次
2	6.23	0.160	-0.004	-0.040	-0.001	0.000	0.000	0.000	
3	7.87	0.127	-1.717	0.016	-0.002	0.654	0.000	0.000	N S 方向1次
4	8.12	0.123	-0.014	-1.988	0.006	0.000	0.769	0.000	E W 方向1次
5	8.37	0.119	0.269	-0.069	-0.797	0.001	0.000	0.012	
6	9.00	0.111	0.911	0.003	-0.070	0.025	0.000	0.000	
7	9.90	0.101	0.006	-0.021	0.003	0.000	0.000	0.000	
8	10.46	0.096	0.001	0.070	-0.001	0.000	0.000	0.000	
9	10.90	0.092	-0.112	0.001	-0.140	0.000	0.000	0.000	
10	10.90	0.092	0.000	-0.111	0.000	0.000	0.000	0.000	
11	11.05	0.090	0.554	0.002	0.541	0.038	0.000	0.036	
12	11.34	0.088	0.020	0.000	0.121	0.000	0.000	0.000	
13	11.85	0.084	0.001	-0.001	-0.003	0.000	0.000	0.000	
14	11.92	0.084	-0.315	-0.001	0.777	0.009	0.000	0.056	
15	12.12	0.083	0.380	-0.008	-1.183	0.000	0.000	0.004	
16	12.15	0.082	-0.009	-0.052	0.019	0.000	0.000	0.000	
17	12.16	0.082	0.439	0.001	-1.151	0.000	0.000	0.002	
18	12.48	0.080	-0.001	-0.074	0.001	0.000	0.000	0.000	
19	12.61	0.079	0.001	-0.053	-0.003	0.000	0.000	0.000	
20	12.62	0.079	-0.003	-0.002	0.001	0.000	0.000	0.000	

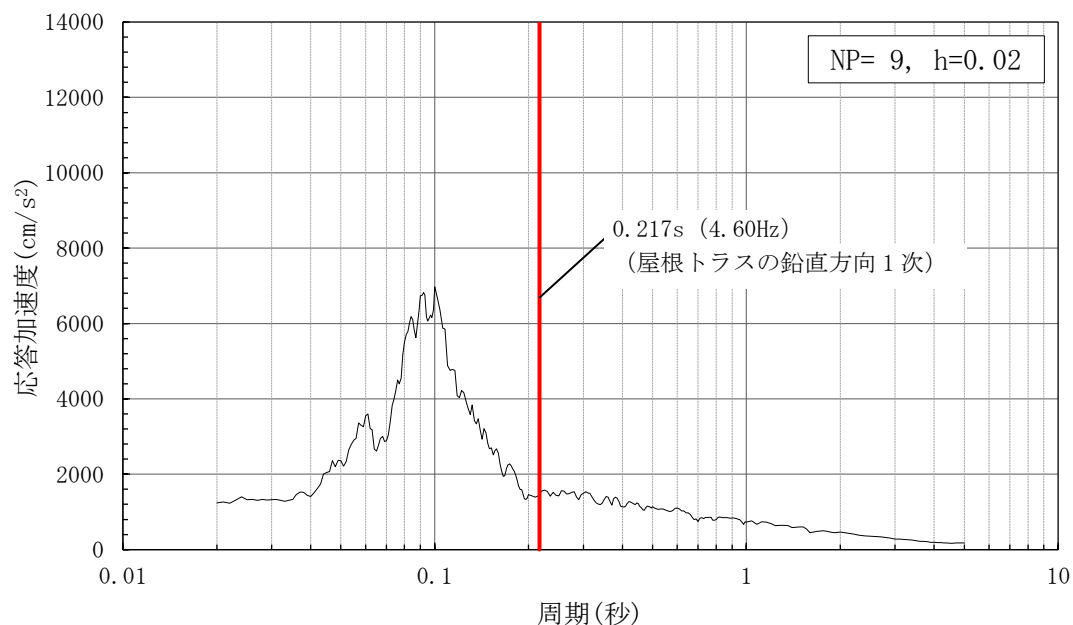


図 2-2 固有周期と入力地震動の加速度応答スペクトルの関係
(基準地震動 S_s-D, ケース 1, 鉛直方向, h=2%)

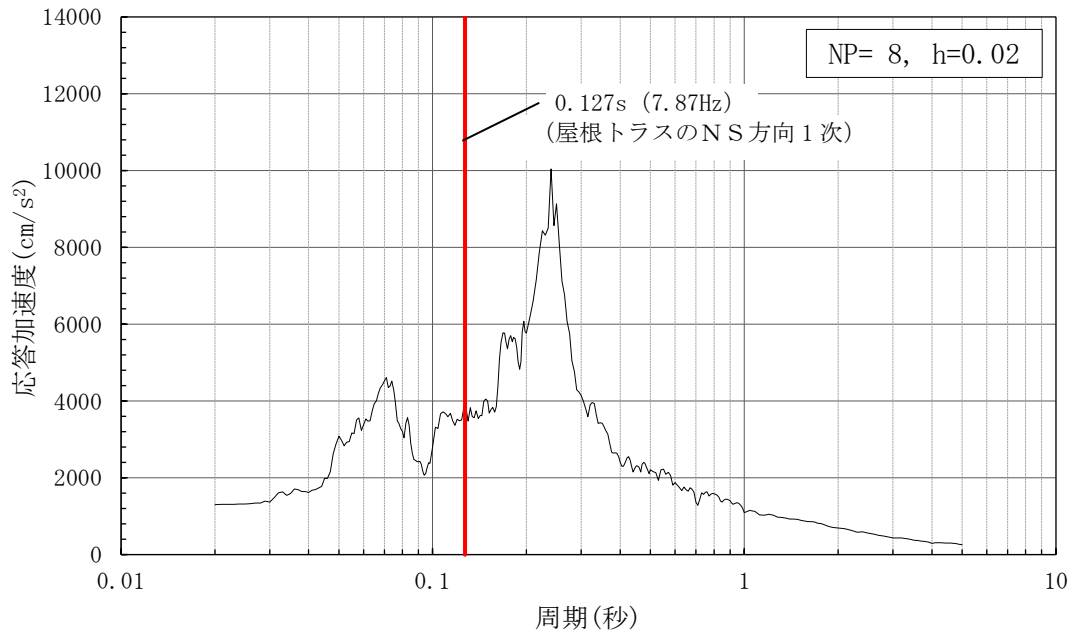


図 2-3 固有周期と入力地震動の加速度応答スペクトルの関係
(基準地震動 S s -D, ケース 1, N S 方向, h =2%)

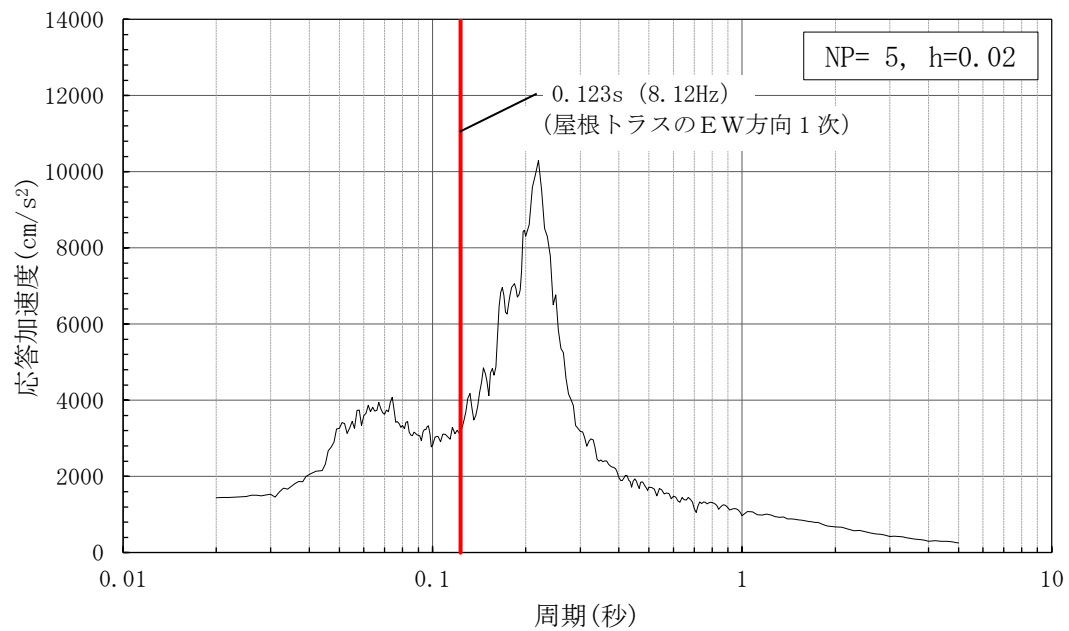


図 2-4 固有周期と入力地震動の加速度応答スペクトルの関係
(基準地震動 S s -D, ケース 1, E W 方向, h =2%)

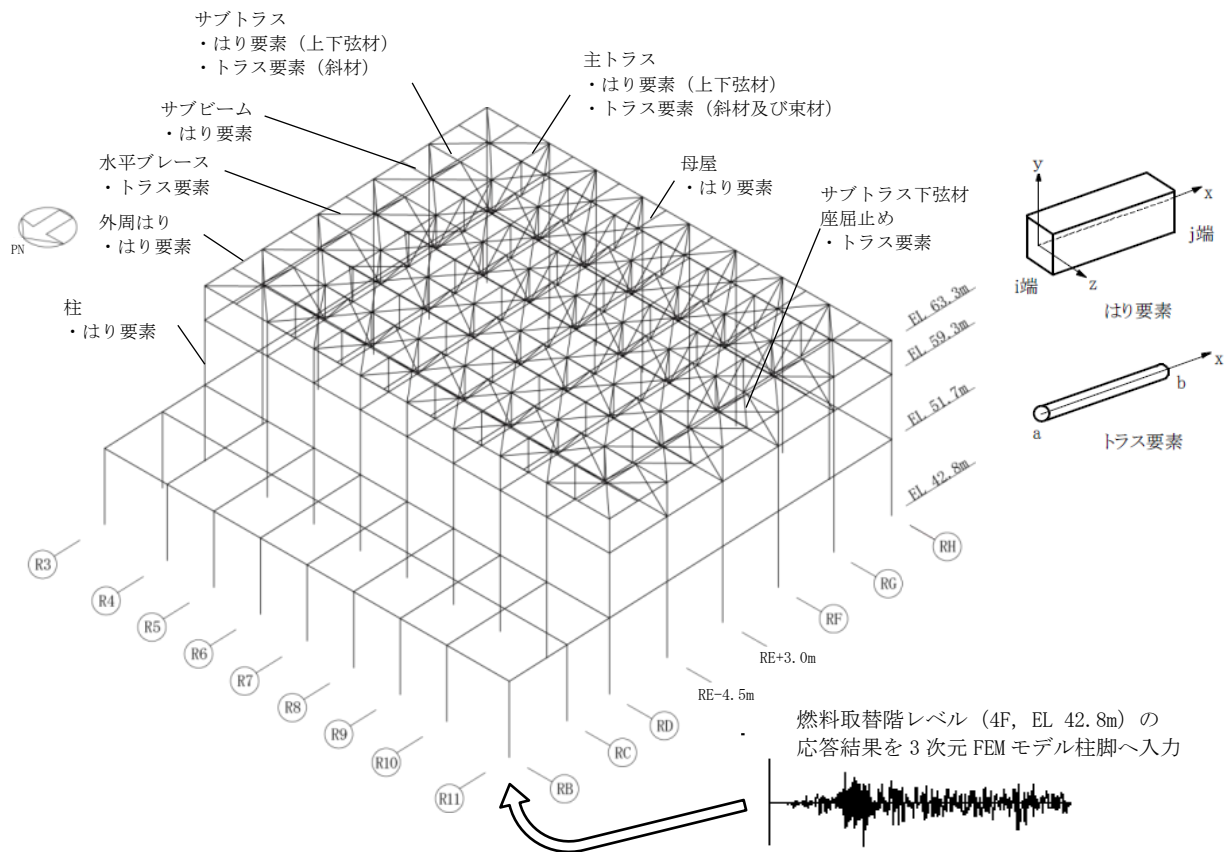
3. レーリー減衰による影響検討

3.1 解析モデル

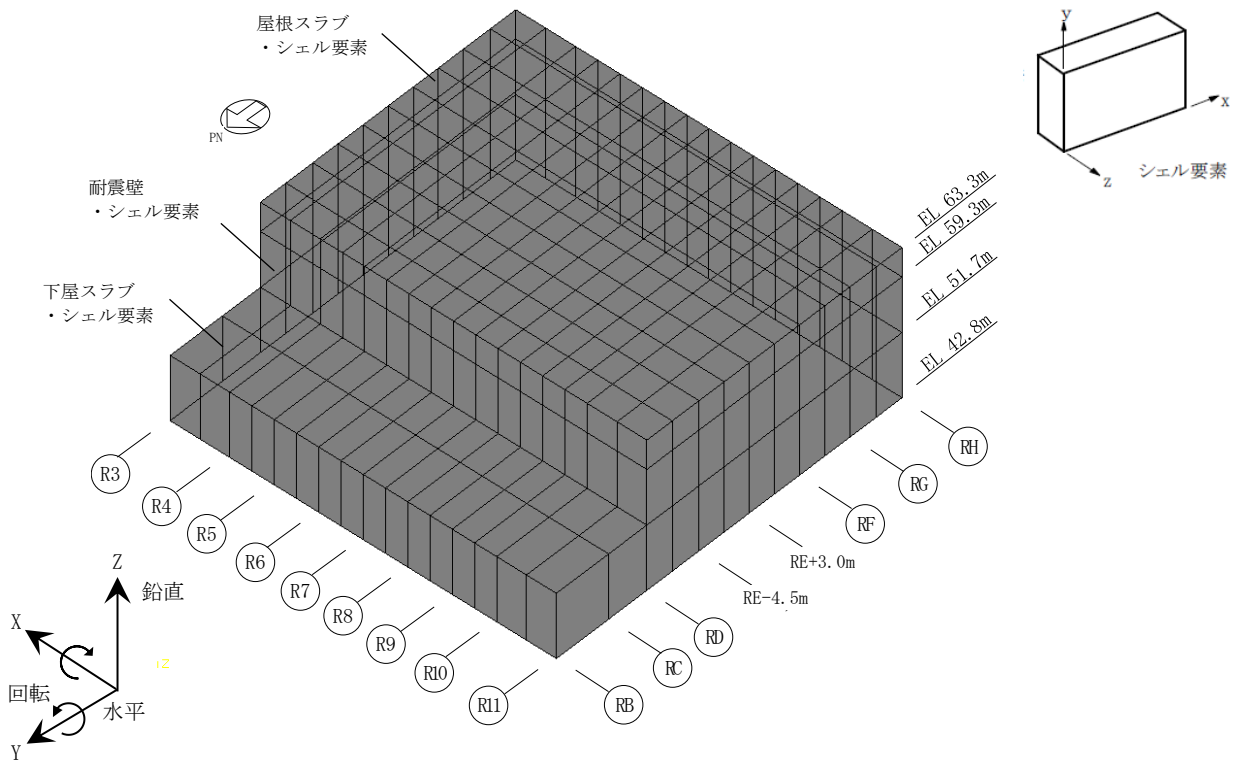
本検討に用いる解析モデルは、VI-2-9-3-1「原子炉建物原子炉棟（二次格納施設）の耐震性についての計算書」で用いているモデルと同じであり、燃料取替階（4F, EL 42.8m）より上部の鉄筋コンクリート造（一部鉄骨鉄筋コンクリート造）の柱、はり、耐震壁及び屋根スラブ並びに鉄骨造の屋根トラスを線材及び面材により立体的にモデル化した3次元FEMモデルとする。

解析モデルへの入力は、VI-2-9-3-1「原子炉建物原子炉棟（二次格納施設）の耐震性についての計算書」と同様に、VI-2-2-2「原子炉建物の地震応答計算書」に示す原子炉建物全体の地震応答解析から得られる燃料取替階レベル（4F, EL 42.8m）の応答結果を用いることとし、燃料取替階位置を固定として水平方向（並進・回転）と鉛直方向の同時入力とする。

解析モデルの概要を図3-1に、部材リストを表3-1に示す。



(a) 線材によるモデル化部分



(b) 面材によるモデル化部分

図 3-1(1) 解析モデルの概要

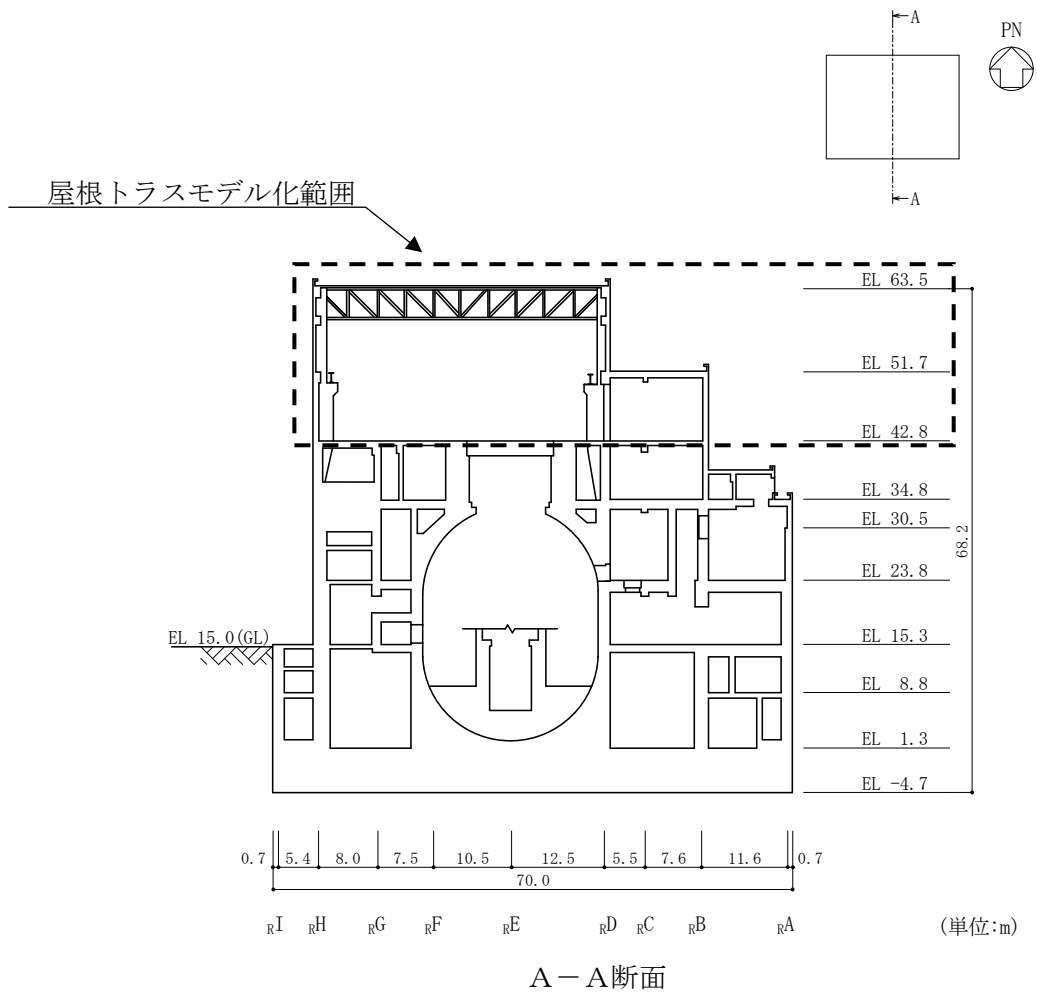


図 3-1(2) 解析モデルの概要

表 3-1 部材リスト

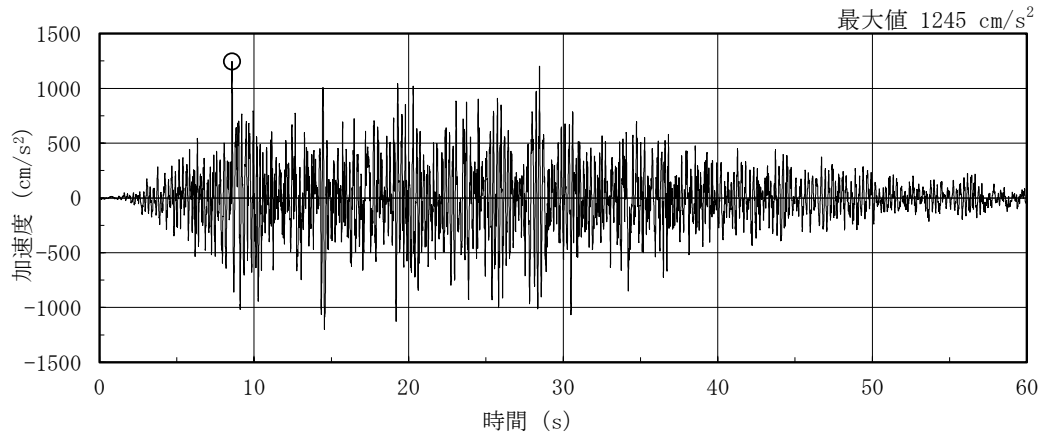
部位		使用部材	材質	断面積 ($\times 10^2 \text{mm}^2$)	断面二次 モーメント ($\times 10^4 \text{mm}^4$)	
主トラス	上弦材	H-400 \times 400 \times 13 \times 21	SM50A (SM490A 相当)	218.7	66600	
	下弦材	H-400 \times 400 \times 13 \times 21	SM50A (SM490A 相当) SN490B	218.7	66600	
		BH-400 \times 400 \times 19 \times 35		342.7	99230	
		BH-400 \times 400 \times 19 \times 35 +2PLs-16 \times 330*		448.3	108800	
	斜材	2CTs-175 \times 350 \times 12 \times 19	SS41 (SS400 相当) SS400	173.9	—	
		2CTs-150 \times 300 \times 10 \times 15		119.8		
		2CTs-150 \times 300 \times 10 \times 15 +4Ls-90 \times 90 \times 10*		187.8		
		2CTs-125 \times 250 \times 9 \times 14 +4Ls-90 \times 90 \times 10*		160.2		
	束材	2CTs-175 \times 350 \times 12 \times 19	SS41 (SS400 相当)	173.9	—	
		2CTs-150 \times 300 \times 10 \times 15		119.8		
		2CTs-125 \times 250 \times 9 \times 14		92.20		
	サブ トラス	上弦材 下弦材	H-390 \times 300 \times 10 \times 16	SS41 (SS400 相当)	136.0	38700
		斜材	2CTs-125 \times 250 \times 9 \times 14	SS41 (SS400 相当)	92.20	—
2CTs-125 \times 250 \times 9 \times 14 +4Ls-65 \times 65 \times 6*			SS400	122.3		
水平ブレース	H-400 \times 408 \times 21 \times 21	SS41 (SS400 相当)	250.7	—		
	H-400 \times 400 \times 13 \times 21		218.7			
	H-394 \times 398 \times 11 \times 18		186.8			
サブビーム	H-400 \times 400 \times 13 \times 21	SS41	218.7	66600		
	H-390 \times 300 \times 10 \times 16	(SS400 相当)	136.0	38700		
母屋	H-244 \times 175 \times 7 \times 11	SS41	56.24	6120		
	H-294 \times 200 \times 8 \times 12	(SS400 相当)	72.38	11300		
サブトラス下弦材 座屈止め	2[s-150 \times 75 \times 9 \times 12.5*	SS400	61.20	—		

注記*：補強工事で追加した部材

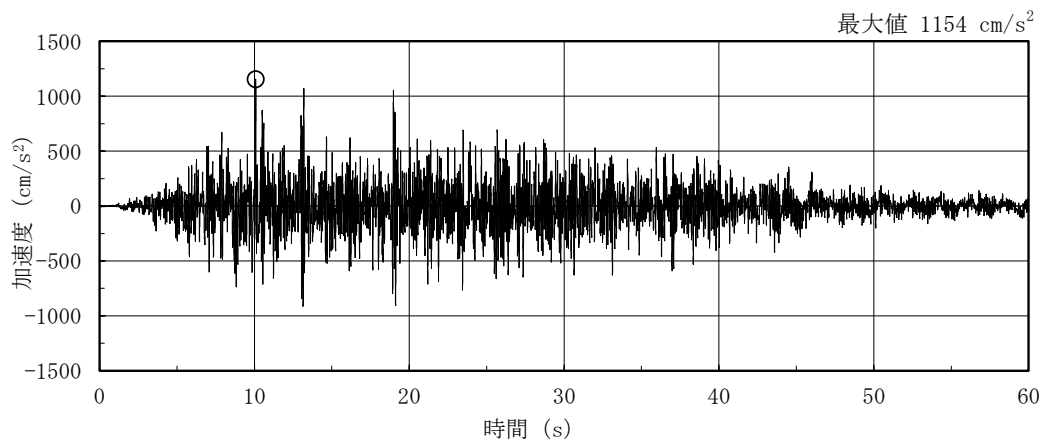
3.2 入力地震動

入力地震動は、VI-2-2-2「原子炉建物の地震応答計算書」に示す原子炉建物全体の地震応答解析から得られる燃料取替階レベル（4F, EL 42.8m）の時刻歴応答加速度とする。なお、検討ケースは、VI-2-9-3-1「原子炉建物原子炉棟（二次格納施設）の耐震性についての計算書」に示す屋根トラスの評価結果において、多くの部材で検定値が最大となった基準地震動 $S_s - D$ のケース 4 の NS 方向及び鉛直方向とする。

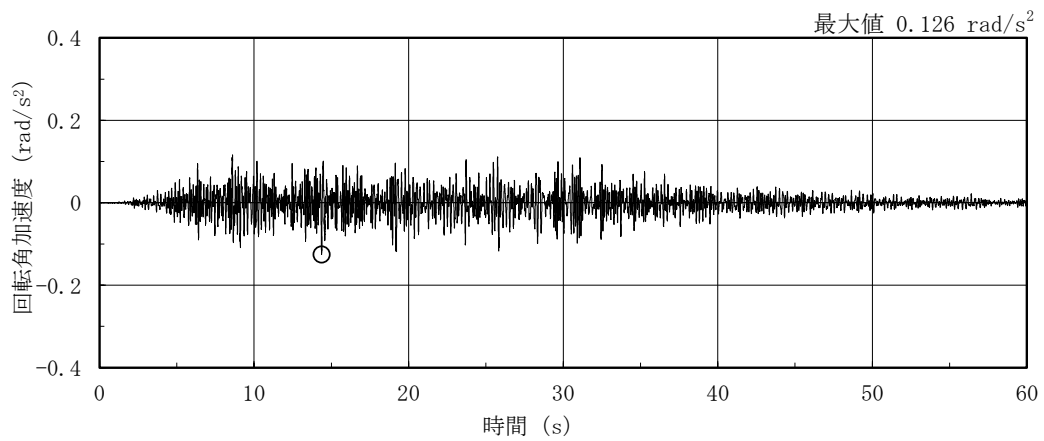
図 3-2 に燃料取替階レベル（4F, EL 42.8m）の水平成分、鉛直成分及び回転成分の加速度時刻歴波形を示す。



(a) NS方向 (水平)



(b) 鉛直方向



(c) NS方向 (回転)

図 3-2 燃料取替階レベル (4F, EL 42.8m) の加速度時刻歴波形
(S_s-D, ケース 4)

3.3 レーリー減衰の設定

レーリー減衰は、影響が大きいと考えられる鉛直方向の1次固有振動数(4.50Hz)及び水平方向のうち大きい方の1次固有振動数(EW方向8.06Hz)に対し、鋼材の減衰定数(2%)並びにコンクリートの減衰定数(5%)となるように設定する。鋼材におけるレーリー減衰の設定について、図3-3に示す。なお、水平方向のうち大きい方の1次固有振動数に対して減衰定数を設定することは、減衰を小さく評価する範囲が広くなることから保守的な設定となる。

注：1次固有振動数は、VI-2-9-3-1「原子炉建物原子炉棟(二次格納施設)の耐震性についての計算書」の表6-4 固有値解析結果(積雪モデル)による。

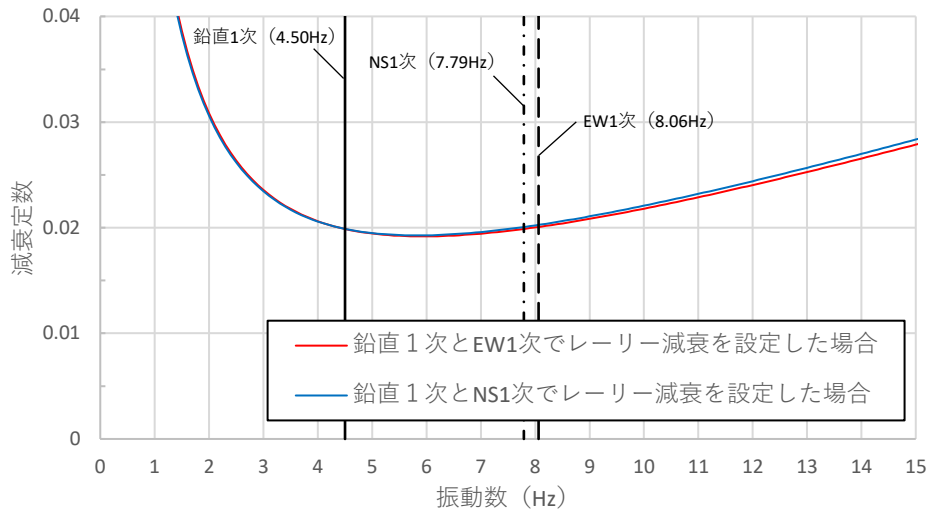


図3-3 レーリー減衰の設定(ケース4, 鋼材)

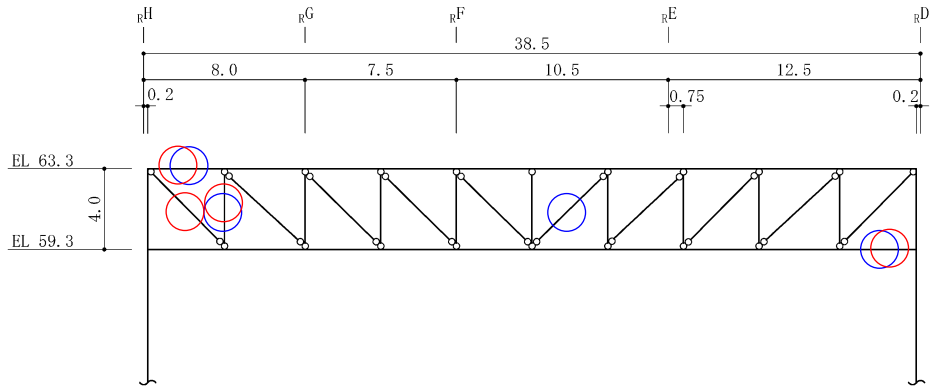
3.4 評価結果

剛性比例型減衰及びレーリー減衰を用いた地震応答解析結果から各部材の断面の評価を実施し、結果の比較を行う。なお、断面の評価方法については、VI-2-9-3-1「原子炉建物原子炉棟（二次格納施設）の耐震性についての計算書」で示した方法と同じである。

3.4.1 主トラス，サブトラス（上下弦材），水平ブレース，サブビーム，母屋及びサブトラス下弦材座屈止め

評価対象箇所は、各部材の検定値が最も大きい箇所とする。評価対象箇所を図 3-4～図 3-9 に示す。また、断面算定結果を表 3-2～表 3-7 に示す。

レーリー減衰による各部材の評価結果は、いずれも評価基準値を下回っており、減衰の違いが耐震性に影響を与えないことを確認した。



- : 剛性比例型減衰ケースの最大応力発生箇所を示す。
- : レーリー減衰ケースの最大応力発生箇所を示す。

(単位 : m)

図 3-4 評価対象箇所 (主トラス : R7 通り)

表 3-2(1) 断面算定結果 (主トラス)

部材 (種類)		上弦材			
減衰		剛性比例減衰		レーリー減衰	
位置		$R7$ 通り (R_G 通り R_H 通り間)		$R7$ 通り (R_G 通り R_H 通り間)	
鉄骨断面	部材	H-400×400×13×21		H-400×400×13×21	
	種別	SM50A(SM490A 相当)		SM50A(SM490A 相当)	
応力状態		引張	圧縮	引張	圧縮
N (kN)		392	343	383	315
M (kN・m)		435	435	413	413
断面算定	σ_t (N/mm ²)	17.9	—	17.5	—
	σ_c (N/mm ²)	—	15.7	—	14.4
	σ_b (N/mm ²)	131	131	124	124
	f_t (N/mm ²)	357	—	357	—
	f_c (N/mm ²)	—	357	—	357
	f_b (N/mm ²)	357	357	357	357
	$\frac{\sigma_t}{f_t} + \frac{\sigma_b}{f_b}$	0.42 (<1.0)	—	0.40 (<1.0)	—
	$\frac{\sigma_c}{f_c} + \frac{\sigma_b}{f_b}$	—	0.42 (<1.0)	—	0.39 (<1.0)
判定		可	可	可	可

表 3-2(2) 断面算定結果 (主トラス)

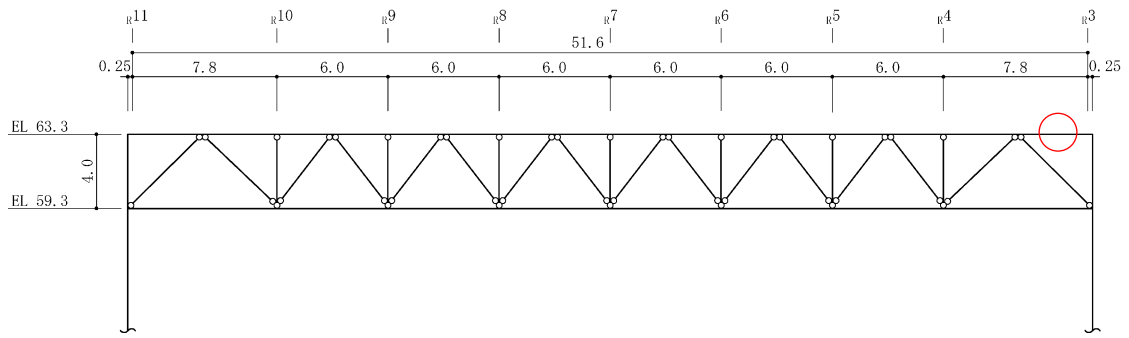
部材 (種類)		下弦材			
減衰		剛性比例減衰		レーリー減衰	
位置		$R7$ 通り (R_D 通り R_E 通り間)		$R7$ 通り (R_D 通り R_E 通り間)	
鉄骨断面	部材	BH-400×400×19×35 +2PLs-16×330		BH-400×400×19×35 +2PLs-16×330	
	種別	SM50A(SM490A 相当), SN490B		SM50A(SM490A 相当), SN490B	
応力状態		引張	圧縮	引張	圧縮
N (kN)		1150	5390	870	5060
M (kN・m)		482	482	437	437
断面算定	σ_t (N/mm ²)	33.6	—	25.4	—
	σ_c (N/mm ²)	—	157	—	148
	σ_b (N/mm ²)	97.1	97.1	88.1	88.1
	f_t (N/mm ²)	357	—	357	—
	f_c (N/mm ²)	—	301	—	301
	f_b (N/mm ²)	357	357	357	357
	$\frac{\sigma_t}{f_t} + \frac{\sigma_b}{f_b}$	0.38 (<1.0)	—	0.33 (<1.0)	—
	$\frac{\sigma_c}{f_c} + \frac{\sigma_b}{f_b}$	—	0.81 (<1.0)	—	0.75 (<1.0)
判定		可	可	可	可

表 3-2(3) 断面算定結果 (主トラス)

部材 (種類)		斜材			
減衰		剛性比例減衰		レーリー減衰	
位置		$R7$ 通り (R_G 通り R_H 通り間)		$R7$ 通り (R_E 通り R_F 通り間)	
鉄骨断面	部材	2CTs-175×350×12×19		2CTs-125×250×9×14 +4Ls-90×90×10	
	種別	SS41(SS400 相当)		SS41(SS400 相当), SS400	
応力状態		引張	圧縮	引張	圧縮
N (kN)		4260	1510	1900	1700
断面算定	σ_t (N/mm ²)	245	—	206	—
	σ_c (N/mm ²)	—	86.8	—	184
	f_t (N/mm ²)	258	—	258	—
	f_c (N/mm ²)	—	181	—	196
	$\frac{\sigma_t}{f_t}$	0.95 (<1.0)	—	0.80 (<1.0)	—
	$\frac{\sigma_c}{f_c}$	—	0.48 (<1.0)	—	0.94 (<1.0)
判定		可	可	可	可

表 3-2(4) 断面算定結果 (主トラス)

部材 (種類)		束材			
減衰		剛性比例減衰		レーリー減衰	
位置		$R7$ 通り (R_G 通り R_H 通り間)		$R7$ 通り (R_G 通り R_H 通り間)	
鉄骨断面	部材	2CTs-175×350×12×19		2CTs-175×350×12×19	
	種別	SS41(SS400 相当)		SS41(SS400 相当)	
応力状態		引張	圧縮	引張	圧縮
N (kN)		1120	3170	1030	3000
断面算定	σ_t (N/mm ²)	64.4	—	59.2	—
	σ_c (N/mm ²)	—	182	—	173
	f_t (N/mm ²)	258	—	258	—
	f_c (N/mm ²)	—	216	—	216
	$\frac{\sigma_t}{f_t}$	0.25 (<1.0)	—	0.23 (<1.0)	—
	$\frac{\sigma_c}{f_c}$	—	0.85 (<1.0)	—	0.80 (<1.0)
判定		可	可	可	可

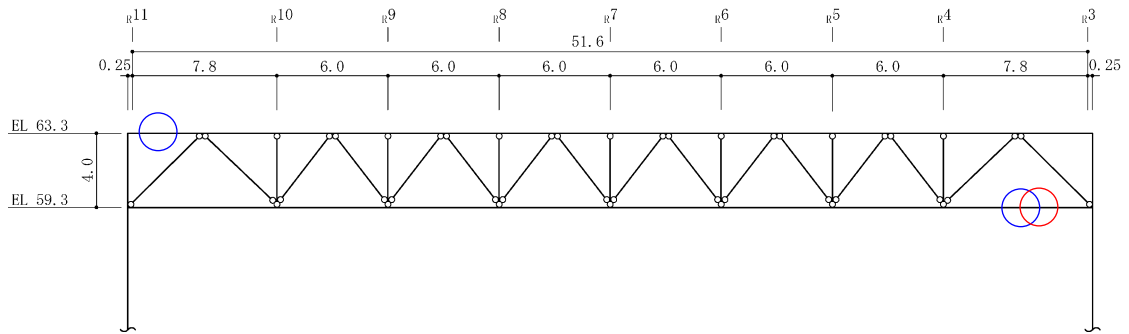


○：剛性比例型減衰ケースの最大応力発生箇所を示す。

○：レーリー減衰ケースの最大応力発生箇所を示す。

(単位：m)

(a) サブトラス： R_E 通り+3.0m



○：剛性比例型減衰ケースの最大応力発生箇所を示す。

○：レーリー減衰ケースの最大応力発生箇所を示す。

(単位：m)

(b) サブトラス： R_F 通り

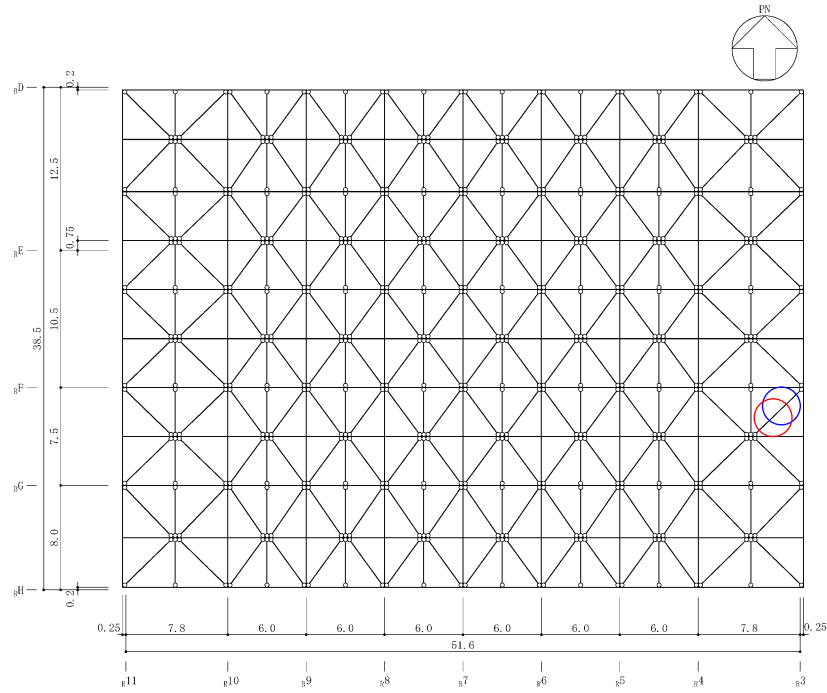
図 3-5 評価対象箇所 (サブトラス (上下弦材))

表3-3(1) 断面算定結果 (サブトラス)

部材 (種類)		上弦材			
減衰		剛性比例減衰		レーリー減衰	
位置		RE 通り+3.0m (R3 通り R4 通り間)		RF 通り (R10 通り R11 通り間)	
鉄骨断面	部材	H-390×300×10×16		H-390×300×10×16	
	種別	SS41(SS400 相当)		SS41(SS400 相当)	
応力状態		引張	圧縮	引張	圧縮
N (kN)		354	137	345	79.4
M (kN・m)		233	233	215	215
断面算定	σ_t (N/mm ²)	26.0	—	25.4	—
	σ_c (N/mm ²)	—	10.1	—	5.84
	σ_b (N/mm ²)	117	117	108	108
	f_t (N/mm ²)	258	—	258	—
	f_c (N/mm ²)	—	258	—	258
	f_b (N/mm ²)	258	258	258	258
	$\frac{\sigma_t}{f_t} + \frac{\sigma_b}{f_b}$	0.56 (<1.0)	—	0.52 (<1.0)	—
	$\frac{\sigma_c}{f_c} + \frac{\sigma_b}{f_b}$	—	0.50 (<1.0)	—	0.45 (<1.0)
判定		可	可	可	可

表3-3(2) 断面算定結果 (サブトラス)

部材 (種類)		下弦材			
減衰		剛性比例減衰		レーリー減衰	
位置		RF 通り (R3 通り R4 通り間)		RF 通り (R3 通り R4 通り間)	
鉄骨断面	部材	H-390×300×10×16		H-390×300×10×16	
	種別	SS41(SS400 相当)		SS41(SS400 相当)	
応力状態		引張	圧縮	引張	圧縮
N (kN)		677	1630	523	1550
M (kN・m)		131	131	118	118
断面算定	σ_t (N/mm ²)	49.8	—	38.5	—
	σ_c (N/mm ²)	—	120	—	114
	σ_b (N/mm ²)	66.0	66.0	59.4	59.4
	f_t (N/mm ²)	258	—	258	—
	f_c (N/mm ²)	—	243	—	243
	f_b (N/mm ²)	258	258	258	258
	$\frac{\sigma_t}{f_t} + \frac{\sigma_b}{f_b}$	0.46 (<1.0)	—	0.38 (<1.0)	—
	$\frac{\sigma_c}{f_c} + \frac{\sigma_b}{f_b}$	—	0.76 (<1.0)	—	0.70 (<1.0)
判定		可	可	可	可



○：剛性比例型減衰ケースの最大応力発生箇所を示す。

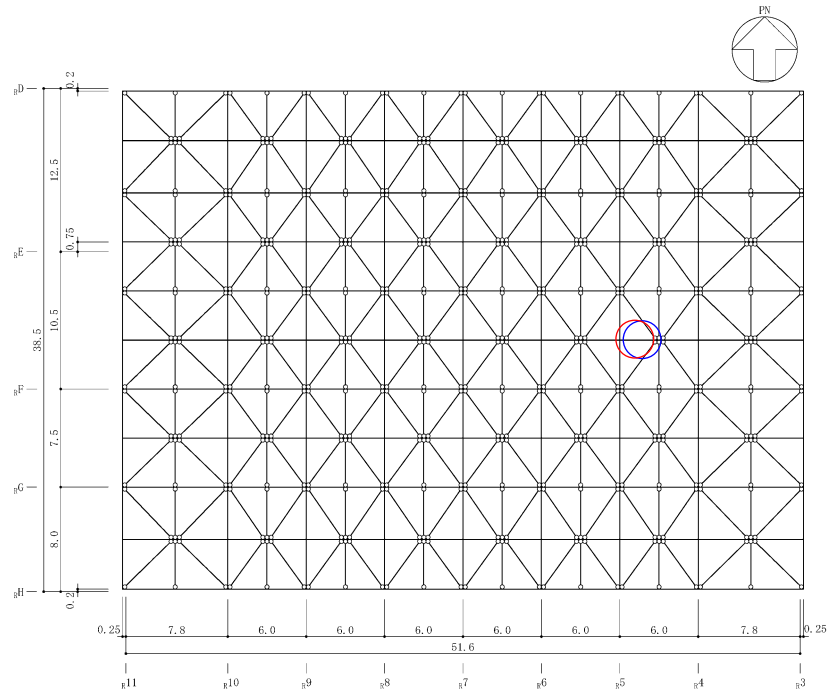
○：レーリー減衰ケースの最大応力発生箇所を示す。

(単位：m)

図 3-6 評価対象箇所 (水平ブレース：EL 63.3m)

表 3-4 断面算定結果 (水平ブレース)

部材 (種類)		水平ブレース			
減衰		剛性比例減衰		レーリー減衰	
位置		R_F 通り R_G 通り間 (R_3 通り R_4 通り間)		R_F 通り R_G 通り間 (R_3 通り R_4 通り間)	
鉄骨断面	部材	H-400×408×21×21		H-400×408×21×21	
	種別	SS41 (SS400 相当)		SS41 (SS400 相当)	
応力状態		引張	圧縮	引張	圧縮
N (kN)		2090	2510	2090	2520
断面算定	σ_t (N/mm ²)	83.4	—	83.4	—
	σ_c (N/mm ²)	—	100	—	101
	f_t (N/mm ²)	258	—	258	—
	f_c (N/mm ²)	—	247	—	247
	$\frac{\sigma_t}{f_t}$	0.33 (<1.0)	—	0.33 (<1.0)	—
	$\frac{\sigma_c}{f_c}$	—	0.41 (<1.0)	—	0.41 (<1.0)
判定		可	可	可	可



○：剛性比例型減衰ケースの最大応力発生箇所を示す。

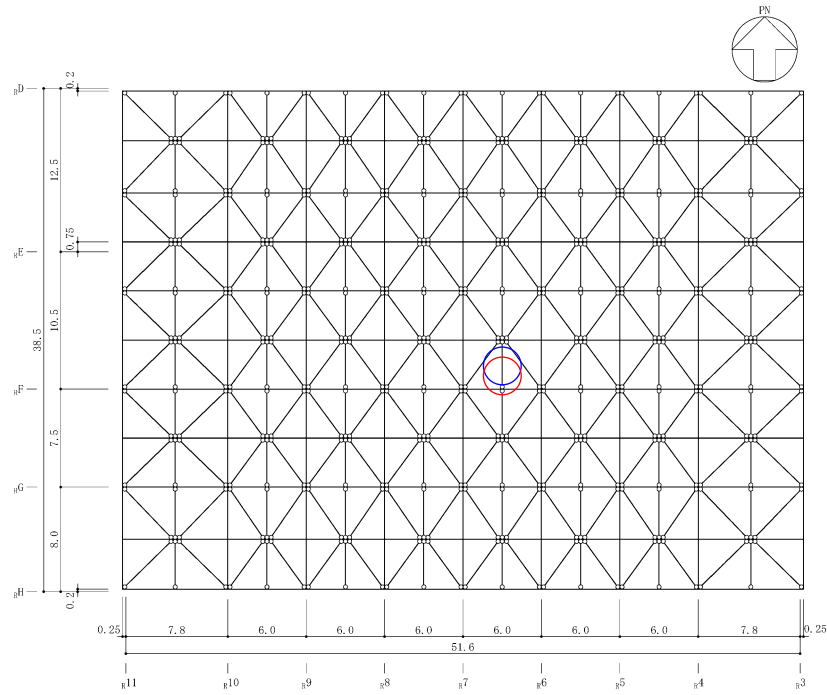
○：レーリー減衰ケースの最大応力発生箇所を示す。

(単位：m)

図 3-7 評価対象箇所 (サブビーム：EL 63.3m)

表 3-5 断面算定結果 (サブビーム)

部材 (種類)		サブビーム			
減衰		剛性比例減衰		レーリー減衰	
位置		R_E 通り R_F 通り間 (R_4 通り R_5 通り間)		R_E 通り R_F 通り間 (R_4 通り R_5 通り間)	
鉄骨断面	部材	H-390×300×10×16		H-390×300×10×16	
	種別	SS41 (SS400 相当)		SS41 (SS400 相当)	
応力状態		引張	圧縮	引張	圧縮
N (kN)		102	68.0	122	90.1
M (kN・m)		165	165	193	193
断面算定	σ_t (N/mm ²)	7.50	—	8.97	—
	σ_c (N/mm ²)	—	5.00	—	6.63
	σ_b (N/mm ²)	83.1	83.1	97.2	97.2
	f_t (N/mm ²)	258	—	258	—
	f_c (N/mm ²)	—	244	—	244
	f_b (N/mm ²)	258	258	258	258
	$\frac{\sigma_t}{f_t} + \frac{\sigma_b}{f_b}$	0.36 (<1.0)	—	0.42 (<1.0)	—
	$\frac{\sigma_c}{f_c} + \frac{\sigma_b}{f_b}$	—	0.35 (<1.0)	—	0.41 (<1.0)
判定		可	可	可	可



○：剛性比例型減衰ケースの最大応力発生箇所を示す。

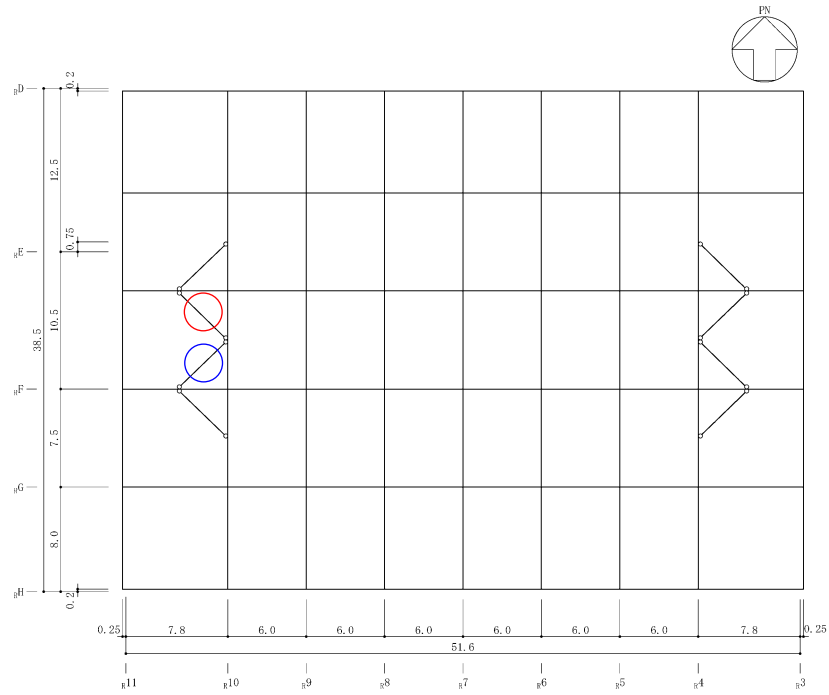
○：レーリー減衰ケースの最大応力発生箇所を示す。

(単位：m)

図 3-8 評価対象箇所 (母屋：EL 63.3m)

表 3-6 断面算定結果 (母屋)

部材 (種類)		母屋			
減衰		剛性比例減衰		レーリー減衰	
位置		R6 通り R7 通り間 (RE 通り RF 通り間)		R6 通り R7 通り間 (RE 通り RF 通り間)	
鉄骨断面	部材	H-244×175×7×11		H-244×175×7×11	
	種別	SS41 (SS400 相当)		SS41 (SS400 相当)	
応力状態		引張	圧縮	引張	圧縮
N (kN)		79.1	209	76.3	205
M (kN・m)		0	0	0	0
断面算定	σ_t (N/mm ²)	14.1	—	13.6	—
	σ_c (N/mm ²)	—	37.2	—	36.5
	σ_b (N/mm ²)	0	0	0	0
	f_t (N/mm ²)	258	—	258	—
	f_c (N/mm ²)	—	194	—	194
	f_b (N/mm ²)	258	258	258	258
	$\frac{\sigma_t}{f_t} + \frac{\sigma_b}{f_b}$	0.06 (<1.0)	—	0.06 (<1.0)	—
	$\frac{\sigma_c}{f_c} + \frac{\sigma_b}{f_b}$	—	0.20 (<1.0)	—	0.19 (<1.0)
判定		可	可	可	可



○：剛性比例型減衰ケースの最大応力発生箇所を示す。

○：レーリー減衰ケースの最大応力発生箇所を示す。

(単位：m)

図 3-9 評価対象箇所 (サブトラス下弦材座屈止め：EL 59.3m)

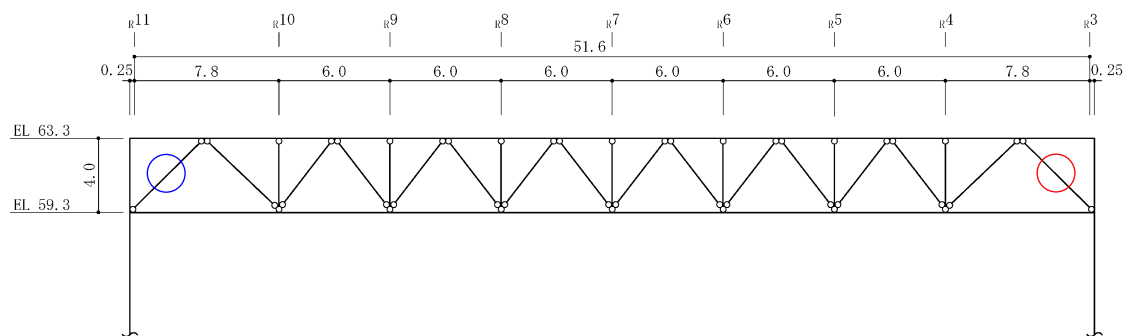
表 3-7 断面算定結果 (サブトラス下弦材座屈止め)

部材 (種類)		サブトラス下弦材座屈止め			
減衰		剛性比例減衰		レーリー減衰	
位置		R10 通り R11 通り間 (RE 通り RF 通り間)		R10 通り R11 通り間 (RE 通り RF 通り間)	
鉄骨断面	部材	2[s-150×75×9×12.5		2[s-150×75×9×12.5	
	種別	SS400		SS400	
応力状態		引張	圧縮	引張	圧縮
N (kN)		219	226	225	231
断面算定	σ_t (N/mm ²)	56.9	—	58.4	—
	σ_c (N/mm ²)	—	36.9	—	37.7
	f_t (N/mm ²)	235	—	235	—
	f_c (N/mm ²)	—	61.3	—	61.3
	$\frac{\sigma_t}{f_t}$	0.25 (<1.0)	—	0.25 (<1.0)	—
	$\frac{\sigma_c}{f_c}$	—	0.61 (<1.0)	—	0.62 (<1.0)
判定		可	可	可	可

3.4.2 サブトラス（斜材）

サブトラス（斜材）は弾性範囲を超えることが確認されたため、破断評価を実施する。評価対象箇所は、弾性範囲を超える各部材の評価結果のうち、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3-10に示す。また、破断評価結果を表3-8に示す。

レーリー減衰によるサブトラス（斜材）の評価結果は、評価基準値を下回っており、減衰の違いが耐震性に影響を与えないことを確認した。



○ : 剛性比例型減衰ケースの累積塑性変形倍率が最も大きい箇所を示す。
 ○ : レーリー減衰ケースの累積塑性変形倍率が最も大きい箇所を示す。
 (単位 : m)

図 3-10 評価対象箇所 (サブトラス (斜材) : rF 通り)

表 3-8 破断評価結果

(a) 剛性比例型減衰ケース (rF 通り)

使用部材	位置	最大等価軸ひずみ $\epsilon_{max} (\times 10^{-3})$	累積塑性変形倍率 η	応答による繰返し回数*1 n_i	評価基準*2 (破断寿命) N_p	$\frac{n_i}{N_p}$	判定
2CTs-125×250×9×14 +4Ls-65×65×6 SS41 (SS400 相当), SS400	r3 通り r4 通り間	0.800	0.8406	915	1190000	0.001	可

注記*1 : ピークカウント法を用い、対象部材の軸ひずみの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 (3) より算定し、これを評価基準とする。

(b) レーリー減衰ケース (rF 通り)

使用部材	位置	最大等価軸ひずみ $\epsilon_{max} (\times 10^{-3})$	累積塑性変形倍率 η	応答による繰返し回数*1 n_i	評価基準*2 (破断寿命) N_p	$\frac{n_i}{N_p}$	判定
2CTs-125×250×9×14 +4Ls-65×65×6 SS41 (SS400 相当), SS400	r10 通り r11 通り間	0.654	0.7303	992	1190000	0.001	可

注記*1 : ピークカウント法を用い、対象部材の軸ひずみの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 (3) より算定し、これを評価基準とする。

4. 引用文献

- (1) 大振幅地震動と建築物の耐震性評価—巨大海溝型地震・内陸地震に備えて— ((社) 日本建築学会, 2013 年)
- (2) 長周期地震動と超高層建物の対応策—専門家として知っておきたいこと— ((社) 日本建築学会, 2013 年)
- (3) 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, pp. 127-136, 1995 年 3 月)

別紙2 応力解析におけるモデル化, 境界条件
及び拘束条件の考え方

目 次

1. 概要 別紙 2-1
2. 応力解析におけるモデル化, 境界条件及び拘束条件 別紙 2-2

1. 概要

本資料は、原子炉建物屋根トラスの応力解析におけるモデル化、境界条件及び拘束条件についての概要を示すものである。

2. 応力解析におけるモデル化，境界条件及び拘束条件

原子炉建物屋根トラスの応力解析におけるモデル化，境界条件及び拘束条件を表 2-1 に示す。

有限要素法を用いた解析モデルにおける要素分割の考え方*については，以下のとおり。

- ・トラス要素

トラス要素は要素内応力が一定であるため，部材長さに合わせて分割する。

- ・はり要素

はり要素の場合は，曲げの変位関数が 3 次で精度が高いため，基本的に要素分割の細分化は不要であるが，部材の接合点間で変位情報出力や荷重入力がある場合には複数要素に細分し，曲線部材がある場合は，その曲線が直線近似できる程度の分割にすることが一般的である。また，分布荷重がある場合や分布質量が関係する自重荷重などの計算では，要素分割することにより質量分布がより正確になり，解析結果の精度が向上する。さらに，要素分割の細分化により，変形図やモード図で構造物の変形状態を容易に把握することが可能となる。

注記*：構造解析のための有限要素法実践ハンドブック（非線形 CAE 協会，2006 年）

表 2-1(1) モデル化, 境界条件及び拘束条件

モデル概要

○モデル化範囲

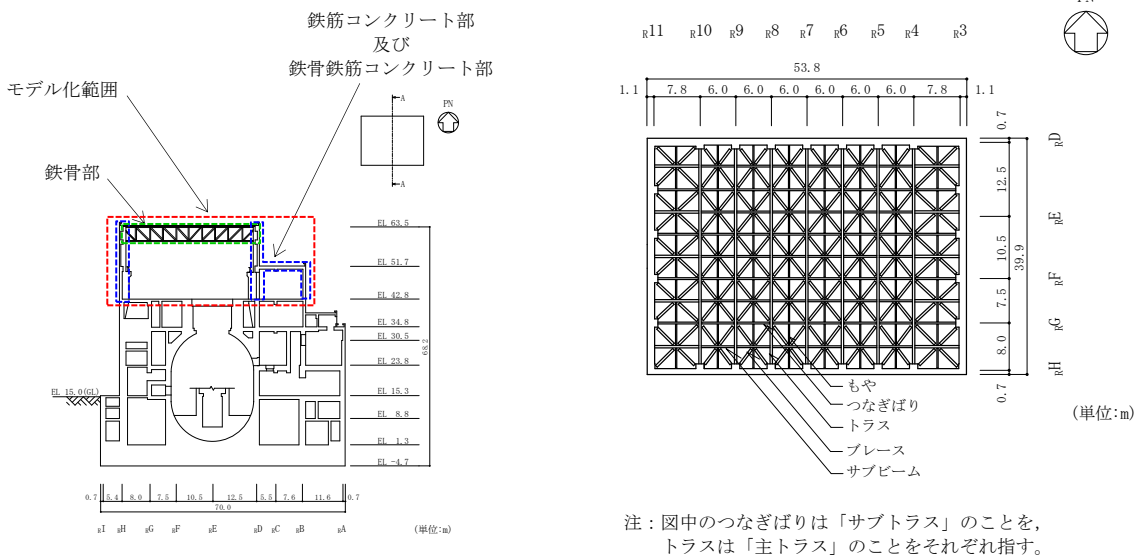
- ・燃料取替階 (4F, EL 42.8m) より上部の鉄筋コンクリート造, 鉄骨鉄筋コンクリート造及び鉄骨造部分をモデル化する。

○使用要素

- ・鉄筋コンクリート部：はり要素 (柱, はり), シェル要素 (耐震壁, 屋根スラブ, 下屋スラブ)
- ・鉄骨鉄筋コンクリート部：はり要素 (柱, はり)
- ・鉄骨部：はり要素 (主トラス及びサブトラスの上下弦材, サブビーム, 母屋), トラス要素 (主トラス及びサブトラスの斜材・束材, 水平ブレース, サブトラス下弦材座屈止め)

○要素分割

- ・評価対象である鉄骨部の部材長さに合わせて分割する。



概略断面図 (A-A断面, NS方向)

概略平面図 (EL 63.5m)

モデル化範囲

表 2-1(2) モデル化, 境界条件及び拘束条件

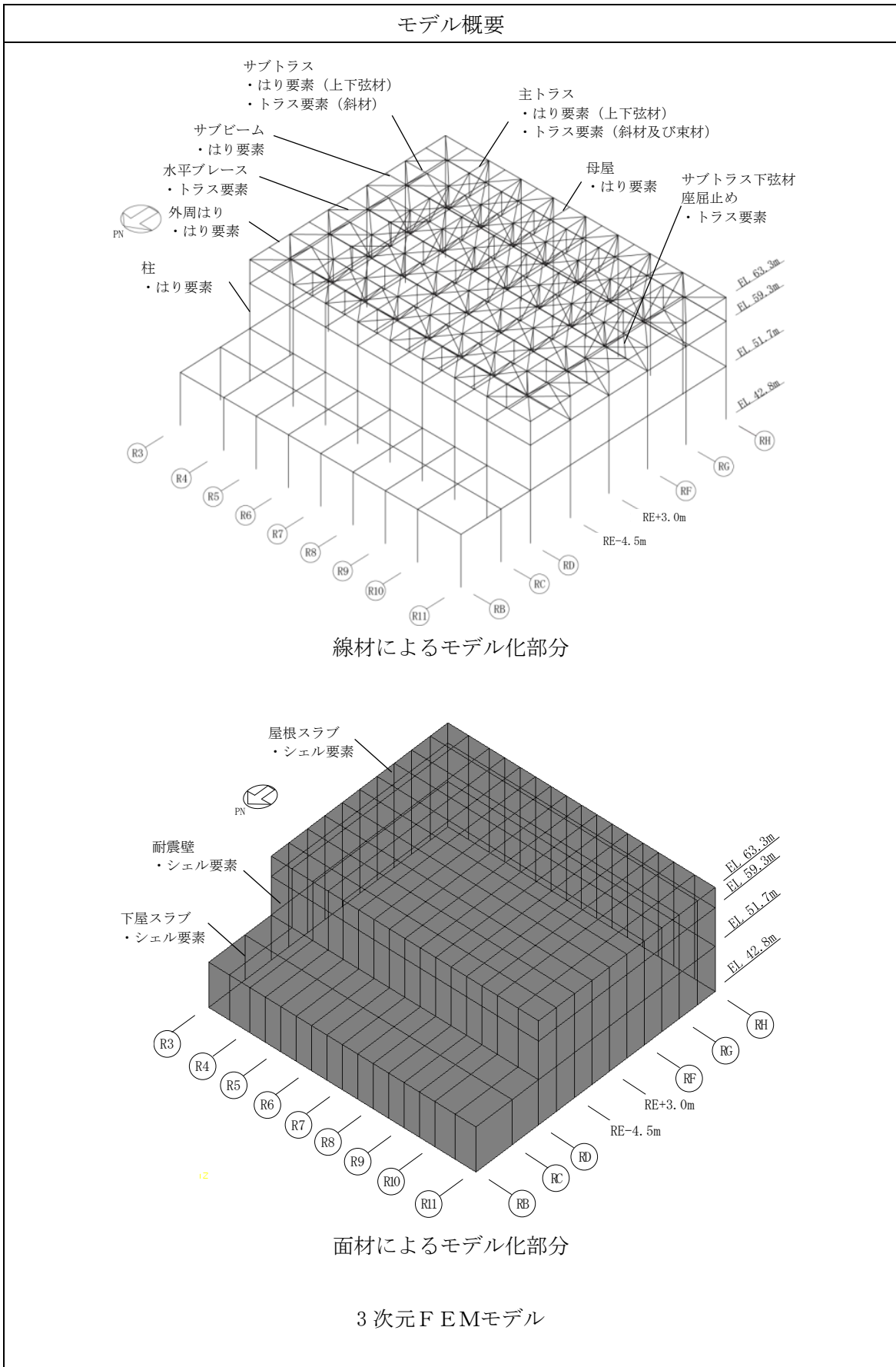
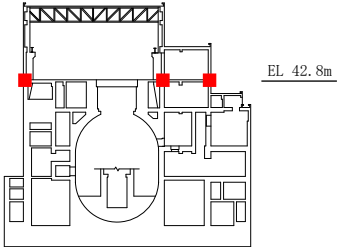
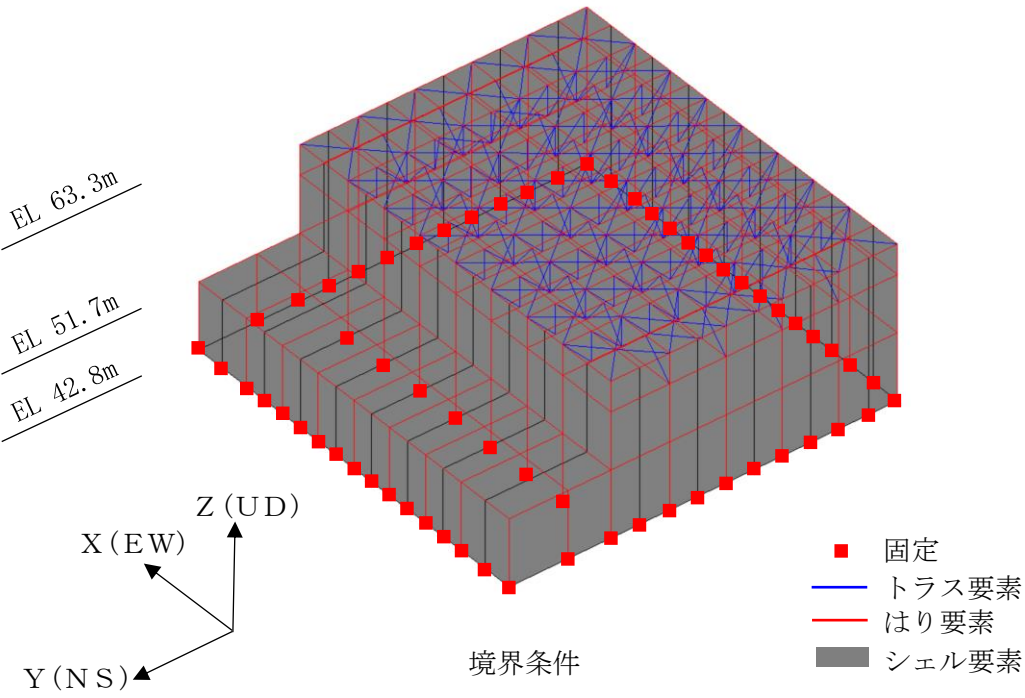


表 2-1(3) モデル化, 境界条件及び拘束条件

境界条件及び拘束条件	
モデル下端の境界	
○境界条件	<ul style="list-style-type: none"> モデル下端の境界条件は, 燃料取替階 (4F, EL 42.8m) 位置について固定とする。
○荷重の入力条件	<ul style="list-style-type: none"> 長期荷重は, 全体下向きの重力加速度を作用させること及び節点に集中荷重を作用させることで入力する。 地震荷重は, 質点系地震応答解析結果の燃料取替階レベル (4F, EL 42.8m) の質点の応答時刻歴 (水平, 鉛直, 回転: 回転中心は基礎スラブ中心) を入力する。



EL 42.8m



EL 63.3m
EL 51.7m
EL 42.8m

X (EW)
Y (NS)
Z (UD)

境界条件

- 固定
- トラス要素
- はり要素
- シェル要素

別紙 3 応力解析における断面の評価部位の選定

目 次

1. 概要	別紙 3-1
2. 屋根スラブ及び床スラブ	別紙 3-2
2.1 評価方針	別紙 3-2
2.2 断面の評価部位の選定	別紙 3-2
3. 耐震壁	別紙 3-20
3.1 評価方針	別紙 3-20
3.2 断面の評価部位の選定	別紙 3-22

別紙 3-1 屋根スラブ及び床スラブの固有振動数について

1. 概要

本資料は、原子炉建物の応力解析における断面の評価部位の選定について示すものである。

2. 屋根スラブ及び床スラブ

2.1 評価方針

屋根スラブは、屋根トラスで支持され、厚さが同じでスパンがほぼ均等なスラブが連続しており、その外周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耐震壁に接合されていることから、屋根スラブの辺長比を考慮して四辺固定版として評価する。

床スラブは、床スラブの辺長比及び周囲の境界条件を考慮して、片持ちはり、両端固定はり、三辺固定・一辺自由版又は四辺固定版として評価する。

2.2 断面の評価部位の選定

屋根スラブ及び床スラブの選定部位については、各階の原子炉建物原子炉棟（二次格納施設）、原子炉二次遮蔽及び補助遮蔽（原子炉建物）を構成するスラブの種類ごとに、スパンが長くスラブの応力が大きくなる部位が最も厳しくなると判断した。

原子炉建物原子炉棟（二次格納施設）、原子炉二次遮蔽及び補助遮蔽（原子炉建物）を構成するスラブの評価における荷重の組合せケースを表 2-1 に、屋根スラブの位置及び断面の評価位置を図 2-1 に、屋根スラブのスラブ厚及び配筋一覧を表 2-2 に、床スラブの位置及び断面の評価位置を図 2-2 に、床スラブのスラブ厚及び配筋一覧を表 2-3 に示す。

屋根スラブの検定値及び評価法一覧を表 2-4 に、床スラブの検定値及び評価法一覧を表 2-5 に、検定値を踏まえて選定した断面の評価位置及び評価結果を図 2-3 に示す。

表 2-1 荷重の組合せケース

外力の状態	荷重の組合せ
S _s 地震時	G + P + S _{NL} * + 1.0 S _{SUD}

G : 固定荷重

P : 積載荷重

S_{NL} : 積雪荷重

S_{SUD} : S_s 地震荷重（鉛直方向）

注記* : 積雪荷重（S_{NL}）は、屋根スラブ及び積雪荷重が作用する屋外に面する床スラブに対して考慮する。

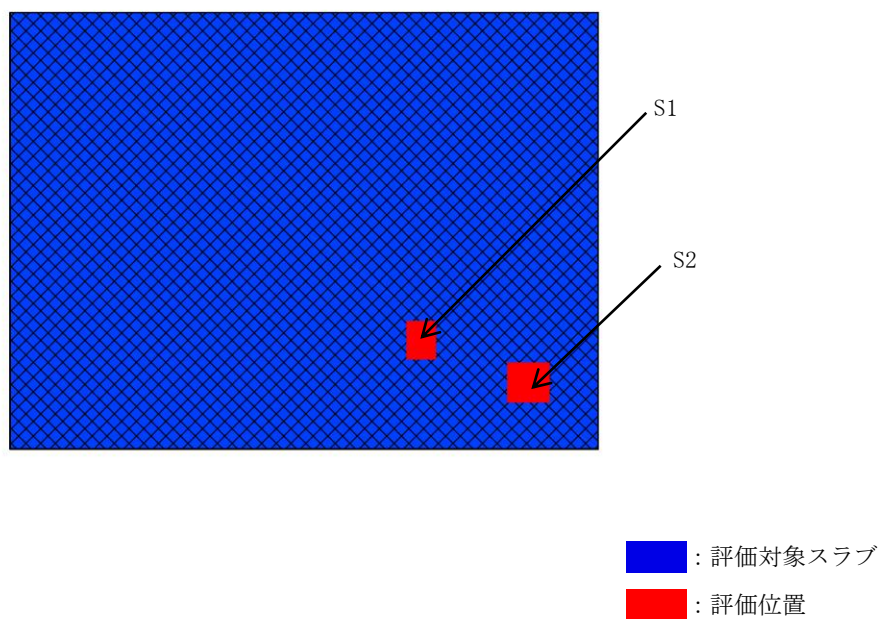
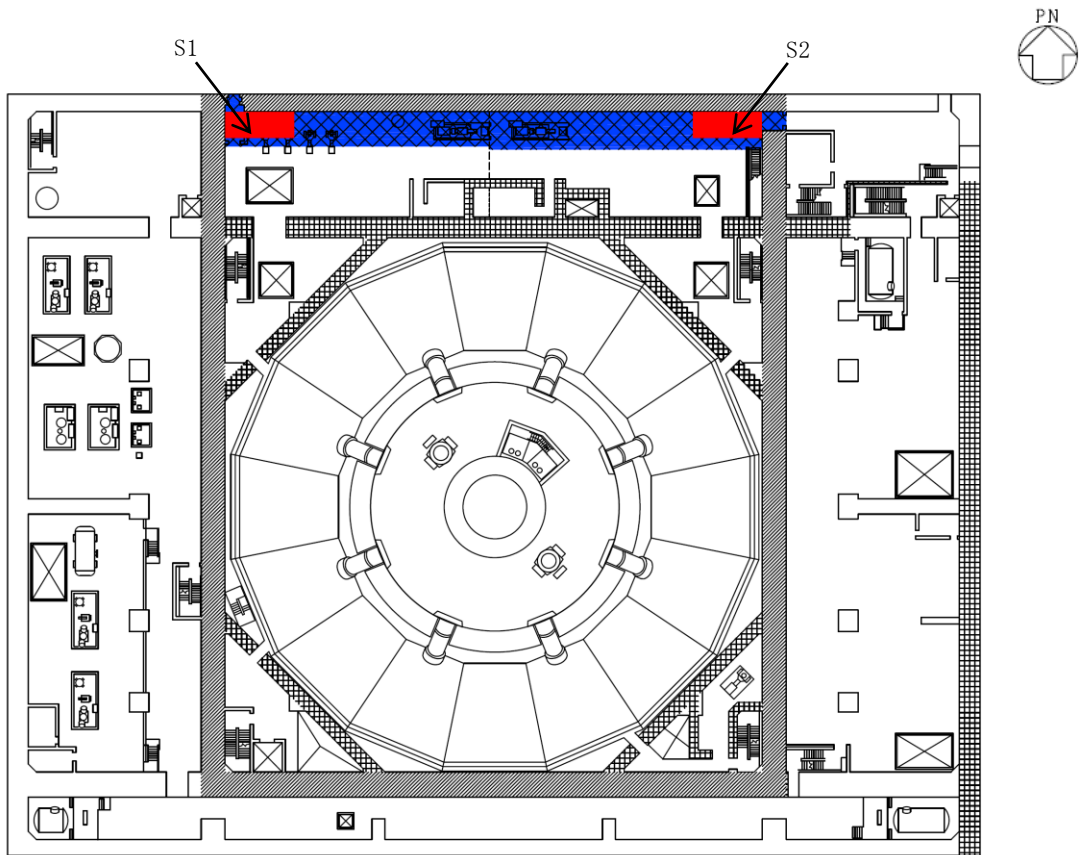


図 2-1 原子炉建物原子炉棟（二次格納施設）及び原子炉二次遮蔽を構成する屋根スラブの位置及び断面の評価位置（RF, EL 63.5m）

表 2-2 屋根スラブのスラブ厚及び配筋一覧（RF, EL 63.5m）

符号	スラブ厚 (mm)	配筋（上下共）	
		N S方向	E W方向
S1		D13@200	D13@200
S2		D13@100	D13@100

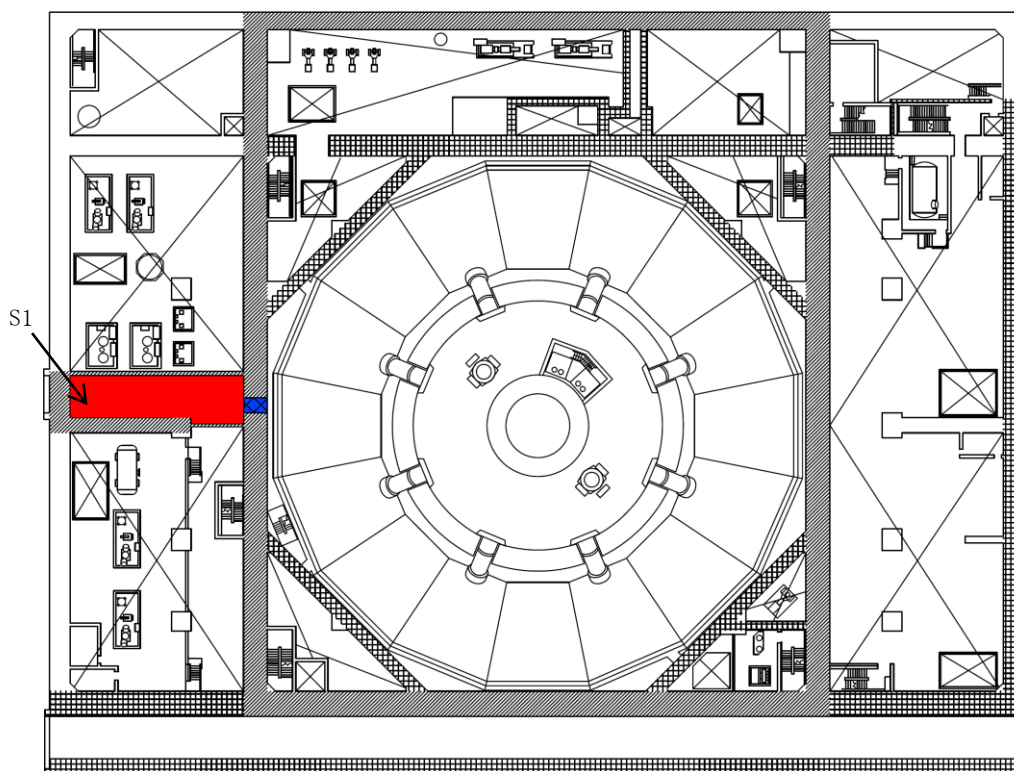


■ : 評価対象スラブ
 ■ : 評価位置

図 2-2(1) 原子炉建物原子炉棟（二次格納施設），原子炉二次遮蔽及び補助遮蔽（原子炉建物）を構成する床スラブの位置及び断面の評価位置（B1F, EL 8.8m）

表 2-3(1) 床スラブのスラブ厚及び配筋一覧（B1F, EL 8.8m）

符号	スラブ厚 (mm)	配筋（上下共）	
		N S 方向	E W 方向
S1	□	D16@200	D19@200
S2	□	D22@200	D22@200



■ : 評価対象スラブ
 ■ : 評価位置

図 2-2(2) 原子炉建物原子炉棟（二次格納施設），原子炉二次遮蔽及び補助遮蔽（原子炉建物）を構成する床スラブの位置及び断面の評価位置（MB1F, EL 12.5m）

表 2-3(2) 床スラブのスラブ厚及び配筋一覧（MB1F, EL 12.5m）

符号	スラブ厚 (mm)	配筋（上下共）	
		N S 方向	E W 方向
S1		D16@200	D16@200

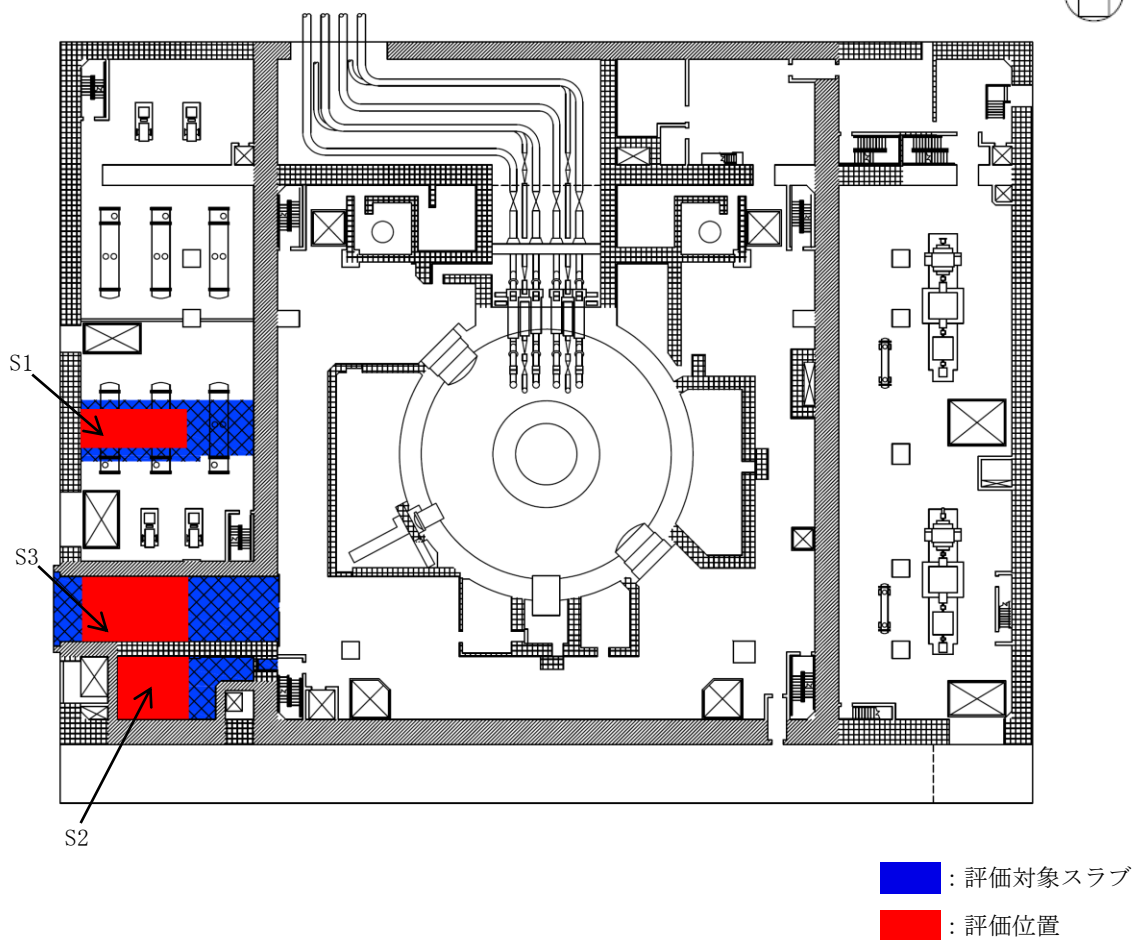
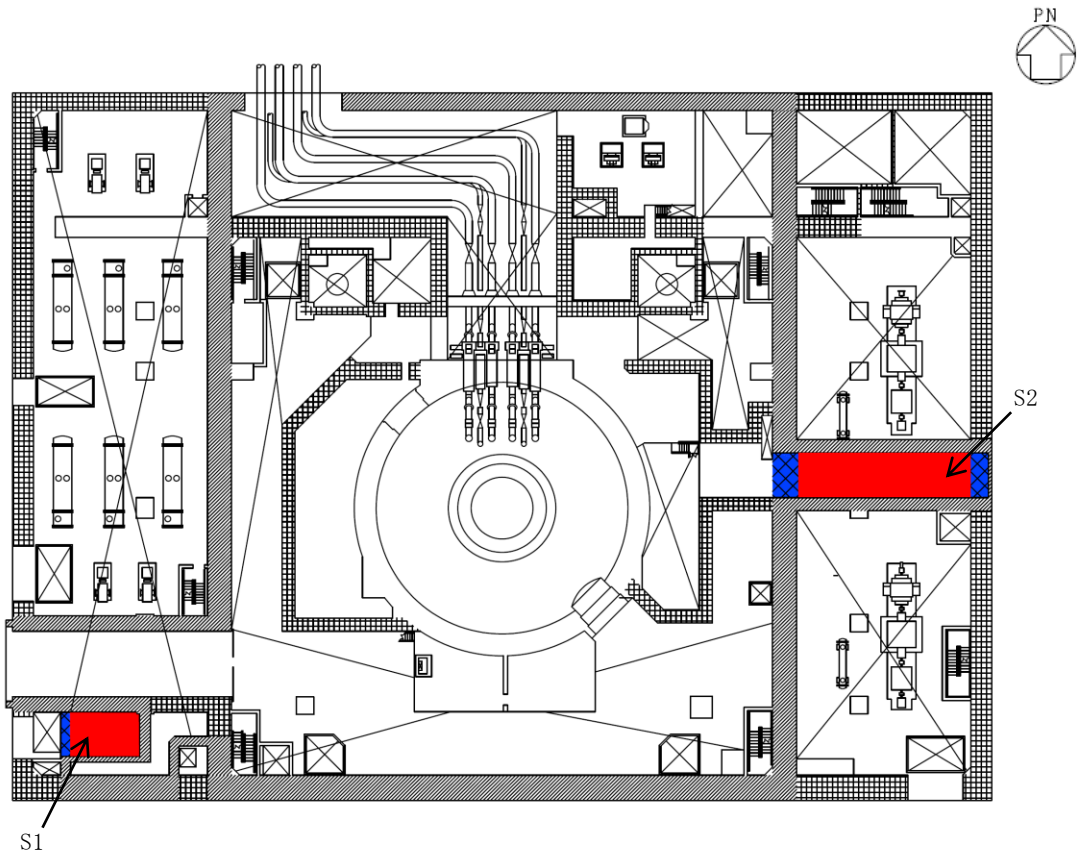


図 2-2(3) 原子炉建物原子炉棟（二次格納施設），原子炉二次遮蔽及び補助遮蔽（原子炉建物）を構成する床スラブの位置及び断面の評価位置（1F, EL 15.3m）

表 2-3(3) 床スラブのスラブ厚及び配筋一覧（1F, EL 15.3m）

符号	スラブ厚 (mm)	配筋（上下共）	
		N S 方向	E W 方向
S1		D22@200	D22@200
S2		D19@200	D19@200
S3		D32@200	D32@200



■ : 評価対象スラブ
 ■ : 評価位置

図 2-2(4) 原子炉建物原子炉棟（二次格納施設），原子炉二次遮蔽及び補助遮蔽（原子炉建物）を構成する床スラブの位置及び断面の評価位置（M2F, EL 19.5m）

表 2-3(4) 床スラブのスラブ厚及び配筋一覧（M2F, EL 19.5m）

符号	スラブ厚 (mm)	配筋（上下共）	
		N S 方向	E W 方向
S1	□	D16@200	D16@200
S2	□	D22@200	D19@200

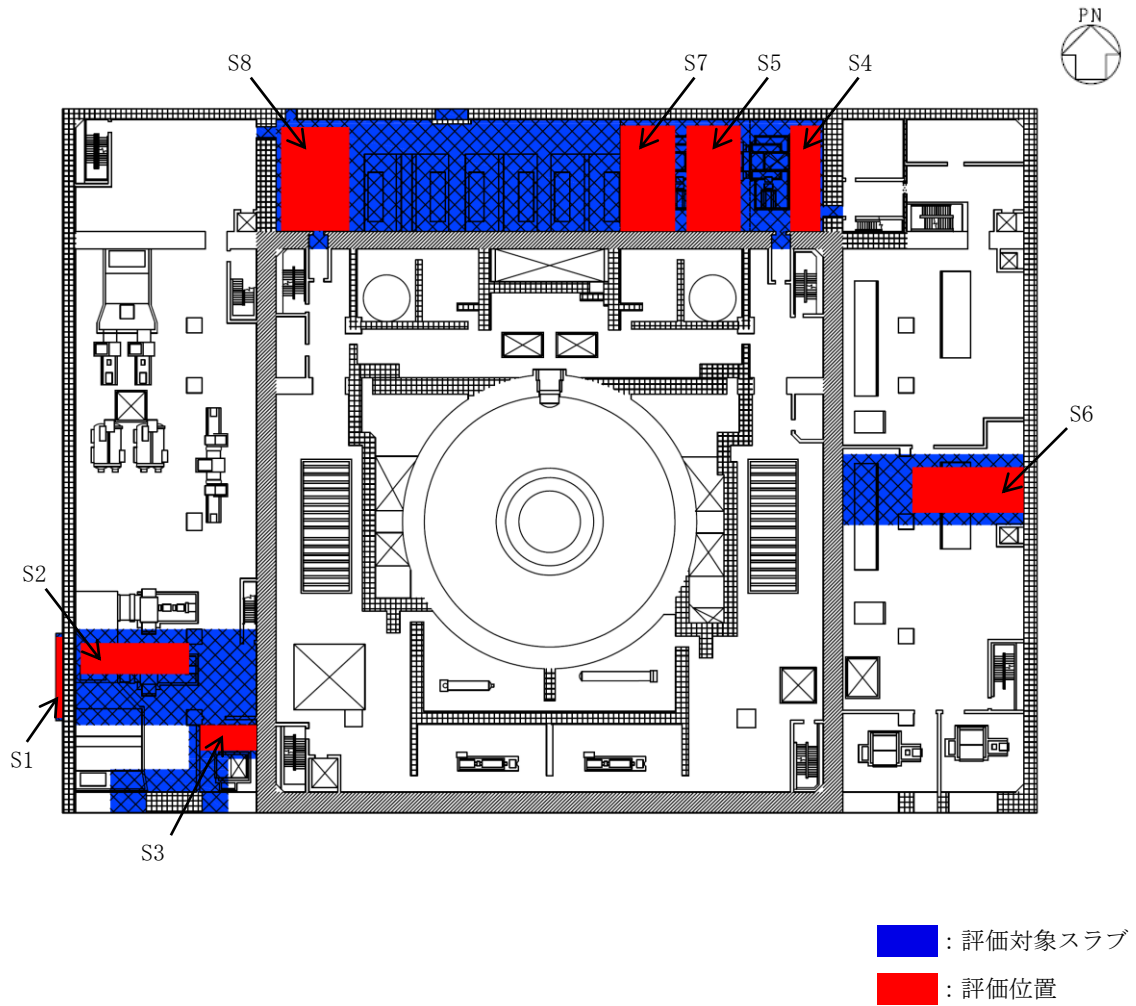
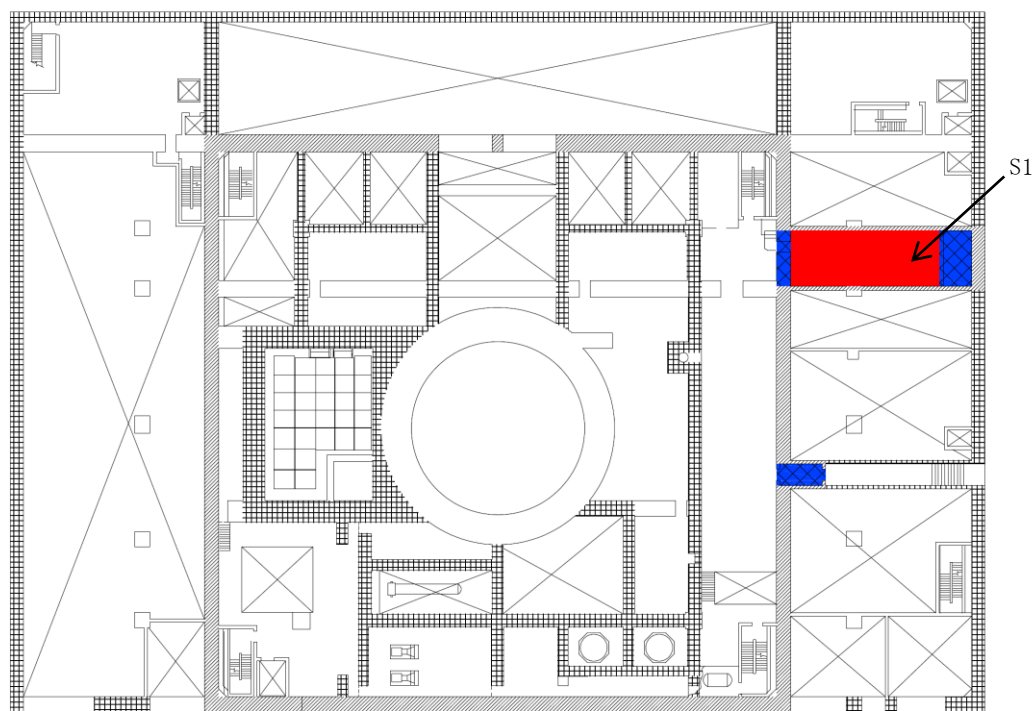


図 2-2(5) 原子炉建物原子炉棟（二次格納施設），原子炉二次遮蔽及び補助遮蔽（原子炉建物）を構成する床スラブの位置及び断面の評価位置（2F, EL 23.8m）

表 2-3(5) 床スラブのスラブ厚及び配筋一覧（2F, EL 23.8m）

符号	スラブ厚 (mm)	配筋（上下共）	
		N S 方向	E W 方向
S1		D22@200	D22@200
S2		D25@200	D25@200
S3		D25@200	D25@200
S4		D19@200	D16@200
S5		D22@200	D19@200
S6		D29@200	D29@200
S7		D35@200	D35@200
S8		D25@200	D22@200

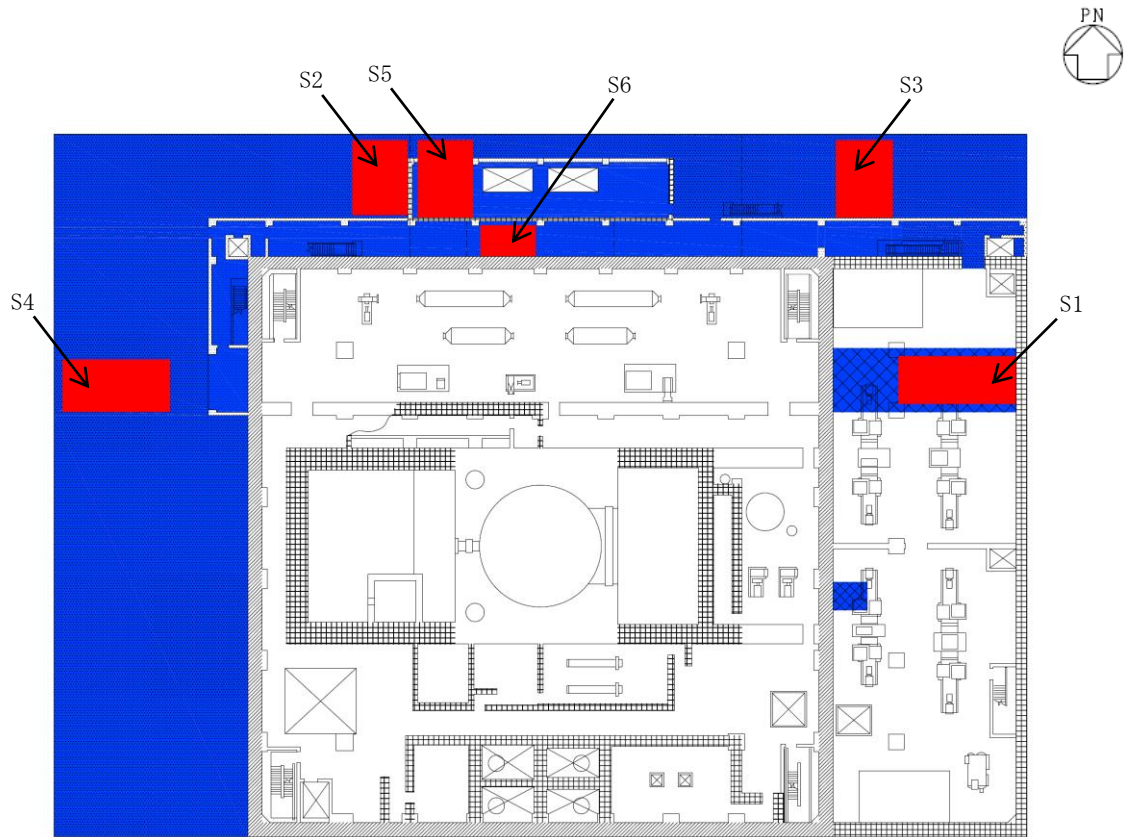


: 評価対象スラブ
 : 評価位置

図 2-2(6) 原子炉建物原子炉棟（二次格納施設），原子炉二次遮蔽及び補助遮蔽（原子炉建物）を構成する床スラブの位置及び断面の評価位置（M3F，EL 30.5m）

表 2-3(6) 床スラブのスラブ厚及び配筋一覧（M3F，EL 30.5m）

符号	スラブ厚 (mm)	配筋（上下共）	
		N S 方向	E W 方向
S1	□	D19@200	D19@200



■ : 評価対象スラブ
 ■ : 評価位置

図 2-2(7) 原子炉建物原子炉棟（二次格納施設），原子炉二次遮蔽及び補助遮蔽（原子炉建物）を構成する床スラブの位置及び断面の評価位置（3F，EL 34.8m）

表 2-3(7) 床スラブのスラブ厚及び配筋一覧（3F，EL 34.8m）

符号	スラブ厚 (mm)	配筋（上下共*）	
		N S 方向	E W 方向
S1		D22@200	D22@200
S2		D25@200	D25@200
S3		D25@200	D25@100
S4		上ば筋 D25+D19 交互@100 下ば筋 D25@200	上ば筋 D25+D19 交互@100 下ば筋 D25@200
S5		D29@200	D29@200
S6		D32@200	D32@200

注記* : S4 を除く。

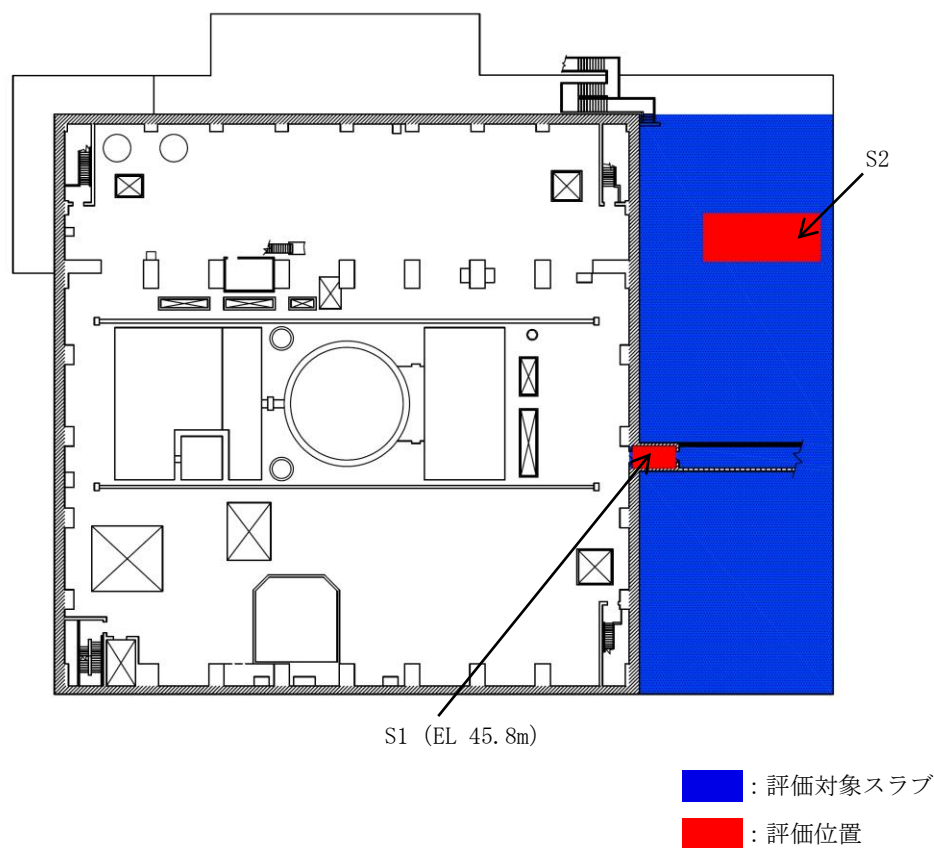
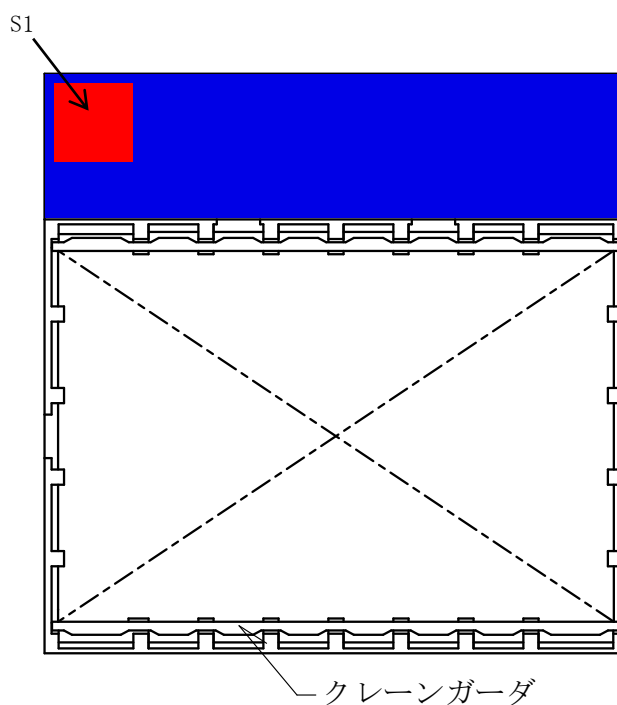


図 2-2(8) 原子炉建物原子炉棟（二次格納施設），原子炉二次遮蔽及び補助遮蔽（原子炉建物）を構成する床スラブの位置及び断面の評価位置（4F，EL 42.8m）

表 2-3(8) 床スラブのスラブ厚及び配筋一覧（4F，EL 42.8m）

符号	スラブ厚 (mm)	配筋	
		N S 方向	E W 方向
S1		上ば筋 D13@100	上ば筋 D13@100
		下ば筋 D13@200	下ば筋 D13@200
S2		上ば筋 D25+D19 交互@100	上ば筋 D25+D19 交互@100
		下ば筋 D25@200	下ば筋 D25@200



■ : 評価対象スラブ
■ : 評価位置

図 2-2(9) 原子炉建物原子炉棟（二次格納施設），原子炉二次遮蔽及び補助遮蔽（原子炉建物）を構成する床スラブの位置及び断面の評価位置（CRF，EL 51.7m）

表 2-3(9) 床スラブのスラブ厚及び配筋一覧（CRF，EL 51.7m）

符号	スラブ厚 (mm)	配筋（上下共）	
		N S 方向	E W 方向
S1	□	D29@200	D29@200

表 2-4 屋根スラブの検定値及び評価法一覧 (RF, EL 63.5m)

符号	検定値				評価法
	曲げモーメント		せん断力		
	短辺方向	長辺方向	短辺方向	長辺方向	
S1	0.85	0.80	0.49	0.60	四辺固定版
S2	0.72	0.54	0.90	0.60	四辺固定版

注：■ は、曲げモーメント及びせん断力に対する評価の検定値の最大値を示す。

表 2-5(1) 床スラブの検定値及び評価法一覧

(a) B1F (EL 8.8m)

符号	検定値				評価法
	曲げモーメント		せん断力		
	短辺方向	長辺方向	短辺方向	長辺方向	
S1	0.13	—	0.05	—	両端固定はり
S2	0.06	—	0.05	—	両端固定はり

(b) MB1F (EL 12.5m)

符号	検定値				評価法
	曲げモーメント		せん断力		
	短辺方向	長辺方向	短辺方向	長辺方向	
S1	0.64	—	0.28	—	両端固定はり

注：□ は、曲げモーメントに対する評価の検定値の最大値を示す。

(c) 1F (EL 15.3m)

符号	検定値				評価法
	曲げモーメント		せん断力		
	短辺方向	長辺方向	短辺方向	長辺方向	
S1	0.22	—	0.16	—	両端固定はり
S2	0.29	0.26	0.13	0.12	四辺固定版
S3	0.16	0.10	0.12	0.11	四辺固定版

(d) M2F (EL 19.5m)

符号	検定値				評価法
	曲げモーメント		せん断力		
	短辺方向	長辺方向	短辺方向	長辺方向	
S1	0.26	0.16	0.09	0.07	四辺固定版
S2	0.14	—	0.07	—	両端固定はり

表 2-5(2) 床スラブの検定値及び評価法一覧

(e) 2F (EL 23.8m)

符号	検定値				評価法
	曲げモーメント		せん断力		
	短辺方向	長辺方向	短辺方向	長辺方向	
S1	0.05	—	0.04	—	片持ちはり
S2	0.12	—	0.13	—	両端固定はり
S3	0.05	—	0.06	—	両端固定はり
S4	0.19	—	0.07	—	両端固定はり
S5	0.32	0.13	0.10	0.09	四辺固定版
S6	0.11	—	0.08	—	両端固定はり
S7	0.10	0.06	0.10	0.09	四辺固定版
S8	0.29	0.13	0.11	0.10	四辺固定版

(f) M3F (EL 30.5m)

符号	検定値				評価法
	曲げモーメント		せん断力		
	短辺方向	長辺方向	短辺方向	長辺方向	
S1	0.49	—	0.25	—	両端固定はり

(g) 3F (EL 34.8m)

符号	検定値				評価法
	曲げモーメント		せん断力		
	短辺方向	長辺方向	短辺方向	長辺方向	
S1	0.47	—	0.33	—	両端固定はり
S2	0.30	0.14	0.19	0.13	四辺固定版
S3	0.11	0.16	0.15	0.14	四辺固定版
S4	0.13	—	0.14	—	両端固定はり
S5	0.31	0.12	0.19	0.13	四辺固定版
S6	0.05	0.03	0.07	0.06	四辺固定版

注：■ は、せん断力に対する評価の検定値の最大値を示す。

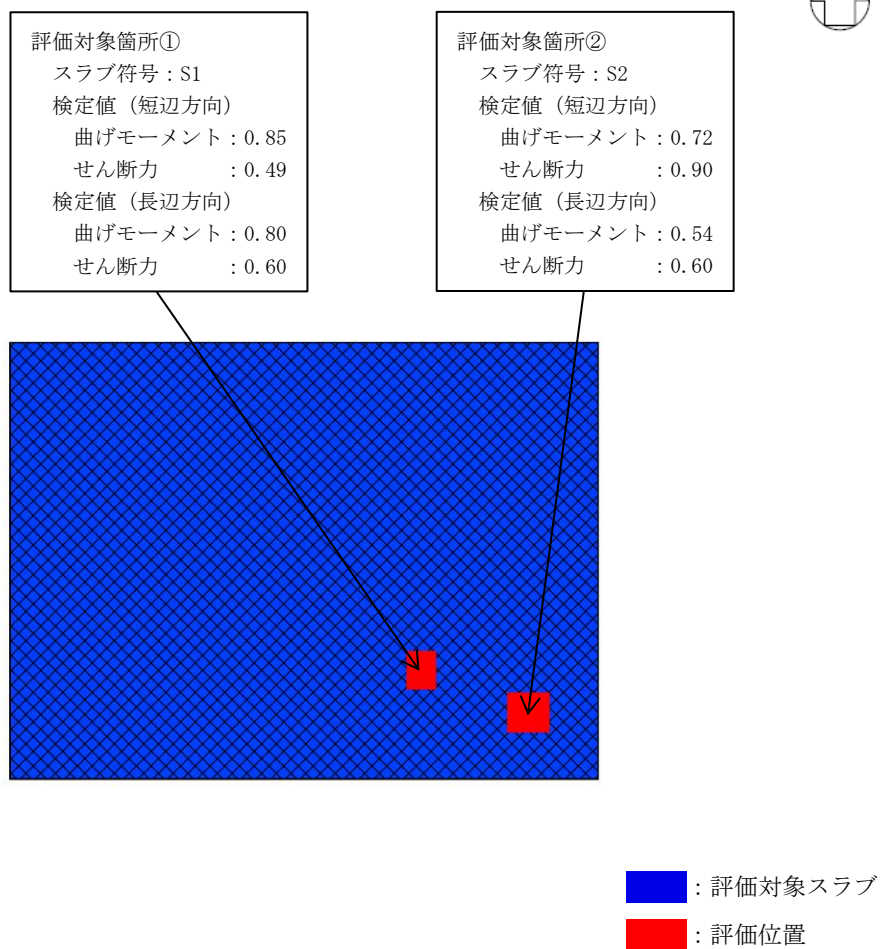
表 2-5(3) 床スラブの検定値及び評価法一覧

(h) 4F (EL 42.8m)

符号	検定値				評価法
	曲げモーメント		せん断力		
	短辺方向	長辺方向	短辺方向	長辺方向	
S1	0.15	—	0.12	—	両端固定はり
S2	0.15	—	0.15	—	両端固定はり

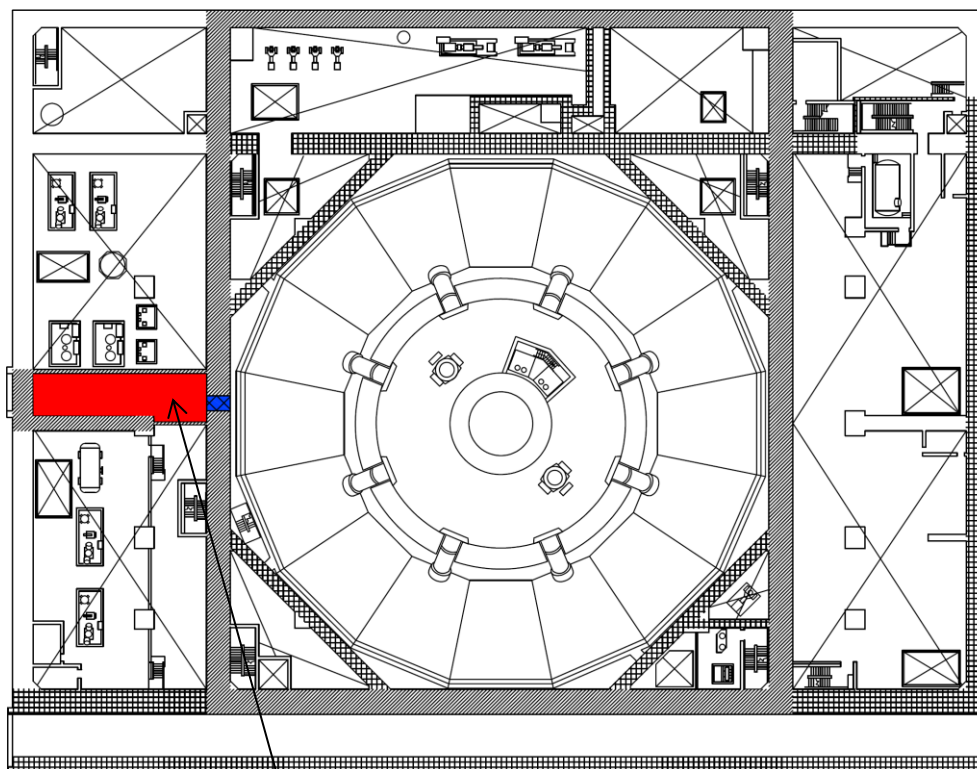
(i) CRF (EL 51.7m)

符号	検定値				評価法
	曲げモーメント		せん断力		
	短辺方向	長辺方向	短辺方向	長辺方向	
S1	0.22	0.22	0.20	0.20	四辺固定版



(a) 屋根スラブ (RF, EL 63.5m)

図 2-3(1) 断面の評価位置及び評価結果



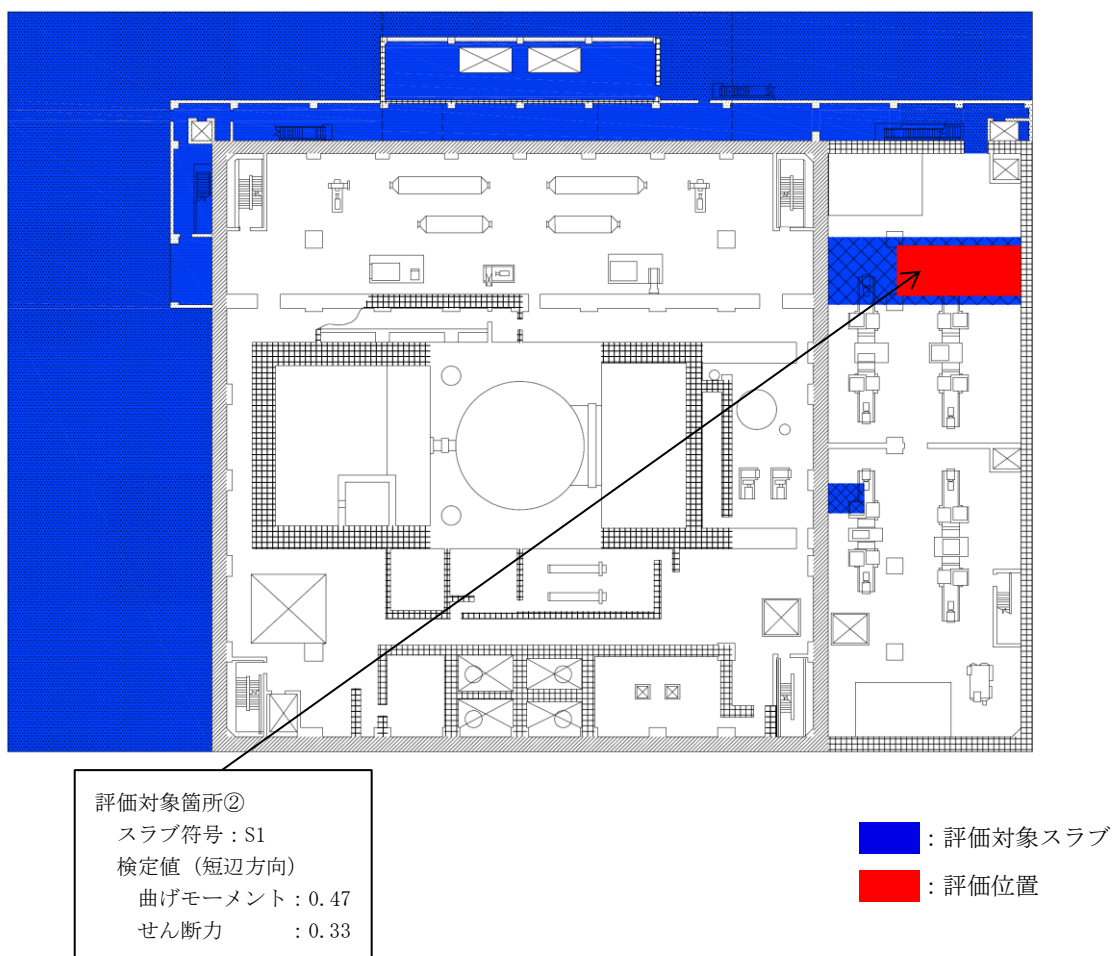
評価対象箇所①
 スラブ符号 : S1
 検定値 (短辺方向)
 曲げモーメント : 0.64
 せん断力 : 0.28

■ : 評価対象スラブ

■ : 評価位置

(b) 床スラブ (MB1F, EL 12.5m)

図 2-3(2) 断面の評価位置及び評価結果



(c) 床スラブ (3F, EL 34.8m)

図 2-3(3) 断面の評価位置及び評価結果

3. 耐震壁

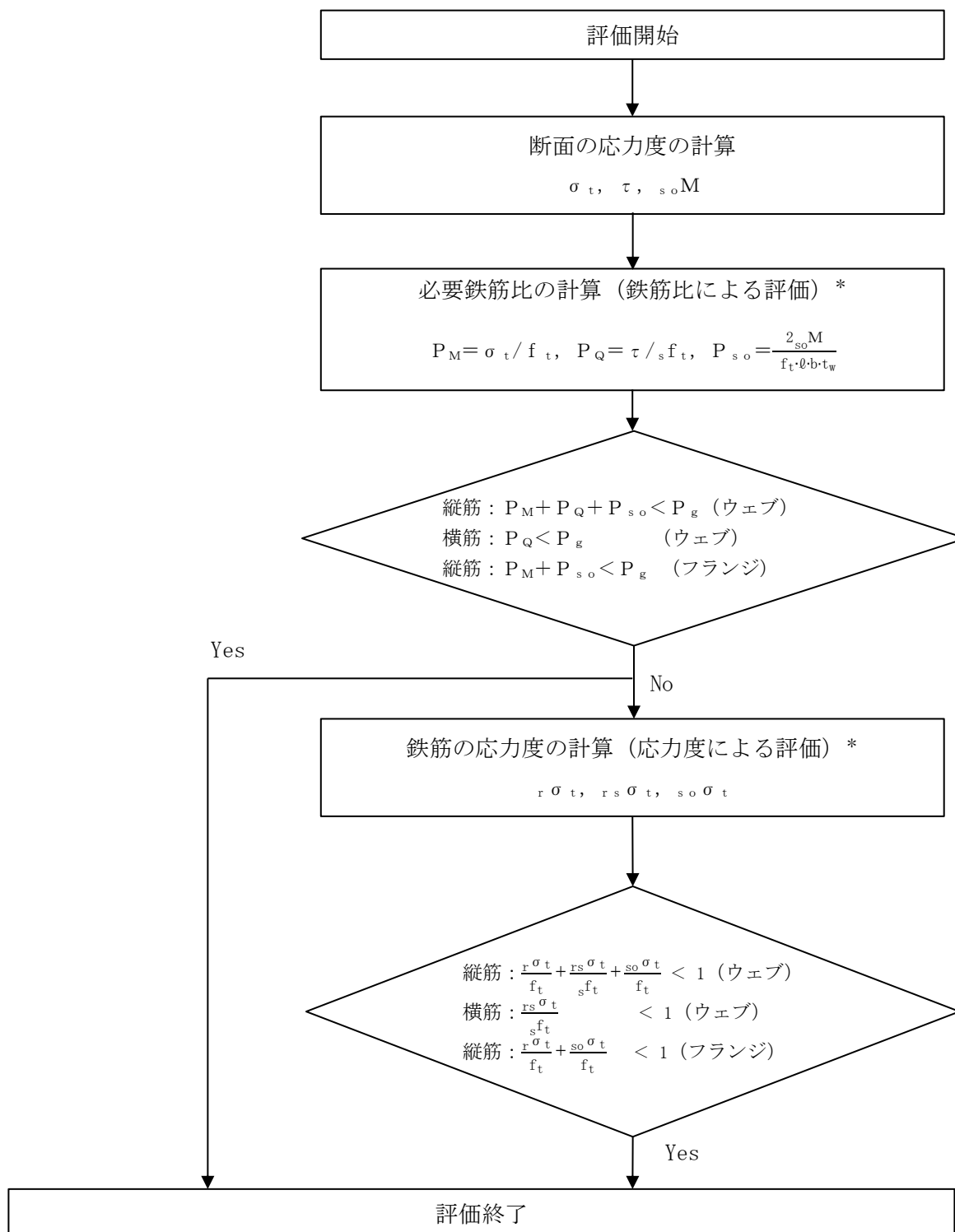
3.1 評価方針

耐震壁の評価では、VI-2-9-3-1「原子炉建物原子炉棟（二次格納施設）の耐震性についての計算書」の「4.5.4 耐震壁」に示すとおり、鉄筋比による評価を行う。この評価で健全性が確認できない場合は、「原子力施設鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説（（社）日本建築学会，2005 制定）」の「14 条 柱の軸方向力と曲げに対する断面算定」に準じて、応力度による評価を行う。

図 3-1 に耐震壁の評価フローを示す。

ここで、図中の記号は以下による。

- σ_t : 軸方向最大引張応力度
- τ : 面内せん断応力度
- $s_o \sigma_t$: 土圧による鉄筋の最大引張応力度
- f_t : 鉄筋の許容引張応力度
- $s f_t$: 鉄筋のせん断補強用許容引張応力度
- P_g : 設計鉄筋比
- P_Q : 面内せん断力による必要鉄筋比
- P_{s_o} : 土圧による面外曲げモーメントによる必要鉄筋比
- P_M : 曲げモーメント及び軸力による必要鉄筋比
- $s_o M$: 土圧による面外曲げモーメント
- $r \sigma_t$: 曲げモーメント及び軸力による鉄筋の最大引張応力度
- $r s \sigma_t$: 面内せん断力による鉄筋の最大引張応力度
- b : 耐震壁の幅
- t_w : 耐震壁の厚さ
- \varnothing : 鉄筋の重心間距離



注記* : VI-2-9-3-1 「原子炉建物原子炉棟 (二次格納施設) の耐震性についての計算書」の「4.5.4 耐震壁」による。

図 3-1 耐震壁の評価フロー

3.2 断面の評価部位の選定

耐震壁の選定部位については、原子炉建物原子炉棟（二次格納施設）を構成する耐震壁すべてにおいて評価を実施し、検定値が最も厳しい部位を選定する。

原子炉建物原子炉棟（二次格納施設）を構成する耐震壁の評価における荷重の組合せケースを表 3-1 に、耐震壁の評価結果のうちVI-2-9-3-1「原子炉建物原子炉棟（二次格納施設）の耐震性についての計算書」の「4.5.4 耐震壁」に基づき鉄筋比による評価を行った結果を表 3-2～表 3-9 に示す。

耐震壁の検定値一覧を表 3-10 に示す。

表 3-1 荷重の組合せケース

外力の状態	荷重の組合せ
S d 地震時	G + P + S d

G : 固定荷重

P : 積載荷重（常時土圧を含む）

S d : 地震荷重（地震時土圧荷重を含む）

表 3-2(1) 耐震壁断面算定表 (EL 1.3m~EL 8.8m)

(a) NS方向 (ウェブ検討)

階	壁位置	断面積 ($\times 10^6 \text{mm}^2$)	壁厚 ($\times 10 \text{mm}$)	配筋 上段 縦筋 下段 横筋 () 内は P_g : %	せん断力に対する検討			曲げモーメントに対する検討				土圧に対する検討		$\frac{P_Q + P_M + P_{SO}}{P_g}$
					せん断力 Q ($\times 10^4 \text{kN}$)	せん断 応力度 τ (N/mm^2)	必 要 鉄筋比 P_Q (%)	曲 げ モーメント M ($\times 10^5 \text{kN} \cdot \text{m}$)	軸力 N* ($\times 10^3 \text{kN}$)	必 要 鉄筋比 P_M (%)	コンクリート の最大圧縮 応 力 度 σ_c (N/mm^2)	必 要 鉄筋比 P_{SO} (%)	コンクリート の最大圧縮 応 力 度 $s_o \sigma_c$ (N/mm^2)	
B2F	R3	164.2		4-D38@200 (1.036)	33.0	2.01	0.583	114.4	343.0	0.285	3.91	—	—	0.84
				4-D35@200 (0.870)						—		—	—	0.68
	R11	164.4		4-D38@200 (1.036)	33.0	2.01	0.583	111.9	331.7	0.304	3.92	—	—	0.86
				4-D35@200 (0.870)						—		—	—	0.68

注記* : 上段は鉛直震度上向き, 下段は鉛直震度下向きを示す。

表 3-2(2) 耐震壁断面算定表 (EL 1.3m~EL 8.8m)

(b) EW方向 (ウェブ検討)

階	壁位置	断面積 ($\times 10^6 \text{mm}^2$)	壁厚 ($\times 10 \text{mm}$)	配筋 上段 縦筋 下段 横筋 () 内は P_g :%	せん断力に対する検討			曲げモーメントに対する検討				土圧に対する検討		$\frac{P_Q+P_M+P_{SO}}{P_g}$
					せん断力 Q ($\times 10^4 \text{kN}$)	せん断 応力度 τ (N/mm^2)	必 要 鉄筋比 P_Q (%)	曲 げ モーメント M ($\times 10^5 \text{kN} \cdot \text{m}$)	軸力 N* ($\times 10^3 \text{kN}$)	必 要 鉄筋比 P_M (%)	コンクリート の最大圧縮 応 力 度 σ_c (N/mm^2)	必 要 鉄筋比 P_{SO} (%)	コンクリート の最大圧縮 応 力 度 $s_o \sigma_c$ (N/mm^2)	
B2F	RH	277.9	□	4-D38@200 (0.991)	42.1	1.52	0.439	139.2	344.9	0.107	2.87	—	—	0.56
				4-D35@200 (0.832)								—	—	

注記* : 上段は鉛直震度上向き, 下段は鉛直震度下向きを示す。

表 3-3(1) 耐震壁断面算定表 (EL 8.8m~EL 15.3m)

(a) NS方向 (ウェブ検討)

階	壁位置	断面積 ($\times 10^6 \text{mm}^2$)	壁厚 ($\times 10 \text{mm}$)	配筋 上段 縦筋 下段 横筋 () 内は P_g : %	せん断力に対する検討			曲げモーメントに対する検討					土圧に対する検討		$\frac{P_Q + P_M + P_{SO}}{P_g}$
					せん断力 Q ($\times 10^4 \text{kN}$)	せん断 応力度 τ (N/mm^2)	必 要 鉄筋比 P_Q (%)	曲 げ モーメント M ($\times 10^5 \text{kN} \cdot \text{m}$)	軸力 N* ($\times 10^3 \text{kN}$)	必 要 鉄筋比 P_M (%)	コンクリート の最大圧縮 応 力 度 σ_c (N/mm^2)	必 要 鉄筋比 P_{SO} (%)	コンクリート の最大圧縮 応 力 度 $s_o \sigma_c$ (N/mm^2)		
B1F	R3	164.5	[]	2-D38@200 (0.953) 2-D35@200	31.8	1.93	0.560	89.6	289.1	0.207	3.17	—	—	0.81	
				2-D35@200 (0.796) 2-D32@200						—					—
	R11	162.9	[]	2-D38@200 (0.953) 2-D35@200	31.6	1.94	0.562	87.2	281.2	0.227	3.33	—	—	0.83	
				2-D35@200 (0.796) 2-D32@200						—					—

注記* : 上段は鉛直震度上向き, 下段は鉛直震度下向きを示す。

表 3-3(2) 耐震壁断面算定表 (EL 8.8m~EL 15.3m)

(b) EW方向 (ウェブ検討)

階	壁位置	断面積 ($\times 10^6 \text{mm}^2$)	壁厚 ($\times 10 \text{mm}$)	配筋 上段 縦筋 下段 横筋 () 内は P_g : %	せん断力に対する検討			曲げモーメントに対する検討				土圧に対する検討		$\frac{P_Q + P_M + P_{SO}}{P_g}$
					せん断力 Q ($\times 10^4 \text{kN}$)	せん断 応力度 τ (N/mm^2)	必 要 鉄筋比 P_Q (%)	曲 げ モーメント M ($\times 10^5 \text{kN} \cdot \text{m}$)	軸力 N* ($\times 10^3 \text{kN}$)	必 要 鉄筋比 P_M (%)	コンクリート の最大圧縮 応 力 度 σ_c (N/mm^2)	必 要 鉄筋比 P_{SO} (%)	コンクリート の最大圧縮 応 力 度 $s_o \sigma_c$ (N/mm^2)	
B1F	RA	142.0	[]	4-D32@200 (0.993)	21.5	1.51	0.438	51.0	97.4	0.148	2.00	—	—	0.60
				4-D29@200 (0.803)						—	—	—	—	0.55
	RH	227.7	[]	4-D38@200 (0.991)	37.3	1.64	0.474	108.6	280.6	0.085	2.37	—	—	0.57
				4-D35@200 (0.832)						—	—	—	—	0.57

注記* : 上段は鉛直震度上向き, 下段は鉛直震度下向きを示す。

表 3-4(1) 耐震壁断面算定表 (EL 15.3m~EL 23.8m)

(a) NS方向 (ウェブ検討)

階	壁位置	断面積 ($\times 10^6 \text{mm}^2$)	壁厚 ($\times 10 \text{mm}$)	配筋 上段 縦筋 下段 横筋 () 内は P_g : %	せん断力に対する検討			曲げモーメントに対する検討				土圧に対する検討		$\frac{P_Q + P_M + P_{SO}}{P_g}$
					せん断力 Q ($\times 10^4 \text{kN}$)	せん断 応力度 τ (N/mm^2)	必 要 鉄筋比 P_Q (%)	曲 げ モーメント M ($\times 10^5 \text{kN} \cdot \text{m}$)	軸力 N* ($\times 10^3 \text{kN}$)	必 要 鉄筋比 P_M (%)	コンクリート の最大圧縮 応 力 度 σ_c (N/mm^2)	必 要 鉄筋比 P_{SO} (%)	コンクリート の最大圧縮 応 力 度 $s_o \sigma_c$ (N/mm^2)	
1F	R3	139.5	□	2-D38@200 (0.953) 2-D35@200	28.8	2.07	0.599	69.1	193.8	0.241	2.99	—	—	0.89
				2-D35@200 (0.796) 2-D32@200						—		—	—	
	R11	131.8	□	2-D38@200 (0.953) 2-D35@200	26.9	2.04	0.592	66.8	178.0	0.266	2.94	—	—	0.91
				2-D35@200 (0.796) 2-D32@200						—		—	—	

注記* : 上段は鉛直震度上向き, 下段は鉛直震度下向きを示す。

表 3-4(2) 耐震壁断面算定表 (EL 15.3m~EL 23.8m)

(b) EW方向 (ウェブ検討)

階	壁位置	断面積 ($\times 10^6 \text{mm}^2$)	壁厚 ($\times 10 \text{mm}$)	配筋 上段 縦筋 下段 横筋 () 内は P_g : %	せん断力に対する検討			曲げモーメントに対する検討				土圧に対する検討		$\frac{P_Q + P_M + P_{SO}}{P_g}$
					せん断力 Q ($\times 10^4 \text{kN}$)	せん断 応力度 τ (N/mm^2)	必 要 鉄筋比 P_Q (%)	曲 げ モーメント M ($\times 10^5 \text{kN} \cdot \text{m}$)	軸力 N* ($\times 10^3 \text{kN}$)	必 要 鉄筋比 P_M (%)	コンクリートの 最大圧縮 応 力 度 σ_c (N/mm^2)	必 要 鉄筋比 P_{SO} (%)	コンクリートの 最大圧縮 応 力 度 $s_o \sigma_c$ (N/mm^2)	
1F	RA	137.0	[]	4-D32@200 (0.993)	25.4	1.85	0.537	37.2	59.1	0.116	1.35	—	—	0.66
				2-D32@200 (0.898) 2-D29@200						—		—	0.60	
	RH	196.1	[]	4-D38@200 (1.131) 2-D29@400	38.6	1.97	0.570	84.8	173.4	0.316	2.84	—	—	0.79
				4-D35@200 (0.972) 2-D29@400						—		—	—	—

注記* : 上段は鉛直震度上向き, 下段は鉛直震度下向きを示す。

表 3-5(1) 耐震壁断面算定表 (EL 23.8m~EL 30.5m)

(a) NS方向 (ウェブ検討)

階	壁位置	断面積 ($\times 10^6 \text{mm}^2$)	壁厚 ($\times 10 \text{mm}$)	配筋 上段 縦筋 下段 横筋 () 内は P_g : %	せん断力に対する検討			曲げモーメントに対する検討				土圧に対する検討		$\frac{P_Q + P_M + P_{SO}}{P_g}$
					せん断力 Q ($\times 10^4 \text{kN}$)	せん断 応力度 τ (N/mm^2)	必 要 鉄筋比 P_Q (%)	曲 げ モーメント M ($\times 10^5 \text{kN} \cdot \text{m}$)	軸力 N* ($\times 10^3 \text{kN}$)	必 要 鉄筋比 P_M (%)	コンクリート の最大圧縮 応 力 度 σ_c (N/mm^2)	必 要 鉄筋比 P_{SO} (%)	コンクリート の最大圧縮 応 力 度 $so \sigma_c$ (N/mm^2)	
2F	R3	116.2	□	2-D38@200 (0.899) 2-D35@400	23.4	2.02	0.584	44.7	140.9	0.246	2.76	—	—	0.93
				2-D35@200 (0.798) 2-D35@400					229.9	—	—	—	—	0.74
	R11	116.2	□	2-D38@200 (0.899) 2-D35@400	23.5	2.02	0.585	44.0	138.6	0.239	2.74	—	—	0.92
				2-D35@200 (0.798) 2-D35@400					226.1	—	—	—	—	0.74

注記* : 上段は鉛直震度上向き, 下段は鉛直震度下向きを示す。

表 3-5 (2) 耐震壁断面算定表 (EL 23.8m~EL 30.5m)

(b) EW方向 (ウェブ検討)

階	壁位置	断面積 ($\times 10^6 \text{mm}^2$)	壁厚 ($\times 10 \text{mm}$)	配筋 上段 縦筋 下段 横筋 () 内は P_g : %	せん断力に対する検討			曲げモーメントに対する検討				土圧に対する検討		$\frac{P_Q + P_M + P_{SO}}{P_g}$
					せん断力 Q ($\times 10^4 \text{kN}$)	せん断 応力度 τ (N/mm^2)	必 要 鉄筋比 P_Q (%)	曲 げ モーメント M ($\times 10^5 \text{kN} \cdot \text{m}$)	軸力 N* ($\times 10^3 \text{kN}$)	必 要 鉄筋比 P_M (%)	コンクリート の最大圧縮 応 力 度 σ_c (N/mm^2)	必 要 鉄筋比 P_{SO} (%)	コンクリート の最大圧縮 応 力 度 $so \sigma_c$ (N/mm^2)	
2F	RB	136.8	□	2-D35@200 2-D29@400 (0.799)	25.1	1.84	0.532	44.5	100.6	0.033	1.47	—	—	0.71
				2-D35@200 2-D29@400 (0.799)					164.1	—	—	—	0.67	
	RH	125.6	□	2-D38@200 2-D32@200 (1.018)	23.5	1.87	0.541	52.2	122.1	0.112	2.13	—	—	0.65
				4-D32@200 (0.836)					199.1	—	—	—	0.65	

注記* : 上段は鉛直震度上向き, 下段は鉛直震度下向きを示す。

表 3-6(1) 耐震壁断面算定表 (EL 30.5m~EL 34.8m)

(a) NS方向 (ウェブ検討)

階	壁位置	断面積 ($\times 10^6 \text{mm}^2$)	壁厚 ($\times 10 \text{mm}$)	配筋 上段 縦筋 下段 横筋 () 内は P_g : %	せん断力に対する検討			曲げモーメントに対する検討				土圧に対する検討		$\frac{P_Q+P_M+P_{SO}}{P_g}$
					せん断力 Q ($\times 10^4 \text{kN}$)	せん断 応力度 τ (N/mm^2)	必要 鉄筋比 P_Q (%)	曲 げ モーメント M ($\times 10^5 \text{kN}\cdot\text{m}$)	軸力 N* ($\times 10^3 \text{kN}$)	必要 鉄筋比 P_M (%)	コンクリートの 最大圧縮 応 力 度 σ_c (N/mm^2)	必要 鉄筋比 P_{SO} (%)	コンクリートの 最大圧縮 応 力 度 $so\sigma_c$ (N/mm^2)	
M3F	R1	77.5	□	2-D38@200 2-D29@400 (1.218)	13.4	1.73	0.501	13.0	30.3	0.000	0.74	—	—	0.42
				2-D32@200 2-D29@400 (0.929)										
	R3	82.4	□	2-D38@200 2-D32@400 (1.182)	16.5	2.01	0.581	29.1	116.9	0.154	2.28	—	—	0.63
				2-D32@200 2-D29@400 (0.858)										
	R11	83.9	□	2-D38@200 2-D32@400 (1.182)	16.0	1.90	0.551	28.4	79.7	0.190	1.81	—	—	0.63
				2-D32@200 2-D29@400 (0.858)										

注記* : 上段は鉛直震度上向き, 下段は鉛直震度下向きを示す。

表 3-6(2) 耐震壁断面算定表 (EL 30.5m~EL 34.8m)

(b) EW方向 (ウェブ検討)

階	壁位置	断面積 ($\times 10^6 \text{mm}^2$)	壁厚 ($\times 10 \text{mm}$)	配筋 上段 縦筋 下段 横筋 () 内は P_g : %	せん断力に対する検討			曲げモーメントに対する検討					土圧に対する検討		$\frac{P_Q + P_M + P_{SO}}{P_g}$
					せん断力 Q ($\times 10^4 \text{kN}$)	せん断 応力度 τ (N/mm^2)	必 要 鉄筋比 P_Q (%)	曲 げ モーメント M ($\times 10^5 \text{kN} \cdot \text{m}$)	軸力 N* ($\times 10^3 \text{kN}$)	必 要 鉄筋比 P_M (%)	コンクリート の 最 大 圧 縮 応 力 度 σ_c (N/mm^2)	必 要 鉄筋比 P_{SO} (%)	コンクリート の 最 大 圧 縮 応 力 度 $s_o \sigma_c$ (N/mm^2)		
M3F	RB	134.2	□	2-D35@200 2-D29@400 (0.799)	22.6	1.68	0.488	27.7	70.4	0.007	0.97	—	—	—	0.62
				2-D35@200 2-D29@400 (0.799)						—					
	RH	140.9	□	2-D38@200 2-D25@200 (0.969)	20.6	1.46	0.424	36.5	89.7	0.072	1.69	—	—	—	0.52
				2-D35@200 2-D25@200 (0.861)						—					

注記* : 上段は鉛直震度上向き, 下段は鉛直震度下向きを示す。

表 3-7(1) 耐震壁断面算定表 (EL 34.8m~EL 42.8m)

(a) NS方向 (ウェブ検討)

階	壁位置	断面積 ($\times 10^6 \text{mm}^2$)	壁厚 ($\times 10 \text{mm}$)	配筋 上段 縦筋 下段 横筋 () 内は P_g : %	せん断力に対する検討			曲げモーメントに対する検討				土圧に対する検討		$\frac{P_Q + P_M + P_{SO}}{P_g}$
					せん断力 Q ($\times 10^4 \text{kN}$)	せん断 応力度 τ (N/mm^2)	必 要 鉄筋比 P_Q (%)	曲 げ モーメント M ($\times 10^5 \text{kN} \cdot \text{m}$)	軸力 N* ($\times 10^3 \text{kN}$)	必 要 鉄筋比 P_M (%)	コンクリート の最大圧縮 応 力 度 σ_c (N/mm^2)	必 要 鉄筋比 P_{SO} (%)	コンクリート の最大圧縮 応 力 度 σ_c (N/mm^2)	
3F	R3	69.3	□	2-D38@200 (1.182) 2-D32@400	12.5	1.81	0.523	22.1	48.7	0.210	1.72	—	—	0.63
				2-D32@200 (0.916) 2-D32@400						—		—	—	
	R11	69.3	□	2-D38@200 (1.182) 2-D32@400	12.5	1.80	0.523	21.6	40.6	0.316	2.06	—	—	0.71
				2-D32@200 (0.916) 2-D32@400						—		—	—	

注記* : 上段は鉛直震度上向き, 下段は鉛直震度下向きを示す。

表 3-7(2) 耐震壁断面算定表 (EL 34.8m~EL 42.8m)

(b) EW方向 (ウェブ検討)

階	壁位置		断面積 ($\times 10^6 \text{mm}^2$)	壁厚 ($\times 10 \text{mm}$)	配筋 上段 縦筋 下段 横筋 () 内は P_g : %	せん断力に対する検討			曲げモーメントに対する検討				土圧に対する検討		$\frac{P_Q + P_M + P_{SO}}{P_g}$
						せん断力 Q ($\times 10^4 \text{kN}$)	せん断 応力度 τ (N/mm^2)	必 要 鉄筋比 P_Q (%)	曲 げ モーメント M ($\times 10^5 \text{kN} \cdot \text{m}$)	軸力 N* ($\times 10^3 \text{kN}$)	必 要 鉄筋比 P_M (%)	コンクリート の最大圧縮 応 力 度 σ_c (N/mm^2)	必 要 鉄筋比 P_{SO} (%)	コンクリート の最大圧縮 応 力 度 $s_o \sigma_c$ (N/mm^2)	
3F	RB	R3 ~ R9	78.2	□	2-D35@200 (0.870)	12.4	1.59	0.460	18.0	36.8	0.109	1.31	—	—	0.66
		2-D35@200 (0.870)			—						—	—	—	0.53	
		4-D35@200 (1.740)			0.219						1.69	—	—	0.40	
		2-D35@200 (0.870)			—						—	—	—	0.53	
	RH	R3 ~ R9	93.1	□	2-D38@200 (0.877)	13.7	1.47	0.427	25.8	53.1	0.123	1.54	—	—	0.63
		2-D38@200 (0.877)			—						—	—	—	0.49	
		2-D38@200 4-D25@200 (1.657)			0.254						1.99	—	—	0.42	
		2-D38@200 (0.877)			—						—	—	—	0.49	

注記* : 上段は鉛直震度上向き, 下段は鉛直震度下向きを示す。

表 3-8(1) 耐震壁断面算定表 (EL 42.8m~EL 51.7m)

(a) NS方向 (ウェブ検討)

階	壁位置	断面積 ($\times 10^6 \text{mm}^2$)	壁厚 ($\times 10 \text{mm}$)	配筋 上段 縦筋 下段 横筋 () 内は P_g : %	せん断力に対する検討			曲げモーメントに対する検討				土圧に対する検討		$\frac{P_Q + P_M + P_{SO}}{P_g}$
					せん断力 Q ($\times 10^4 \text{kN}$)	せん断 応力度 τ (N/mm^2)	必 要 鉄筋比 P_Q (%)	曲 げ モーメント M ($\times 10^5 \text{kN} \cdot \text{m}$)	軸力 N* ($\times 10^3 \text{kN}$)	必 要 鉄筋比 P_M (%)	コンクリート の 最 大 圧 縮 応 力 度 σ_c (N/mm^2)	必 要 鉄筋比 P_{SO} (%)	コンクリート の 最 大 圧 縮 応 力 度 $s_o \sigma_c$ (N/mm^2)	
4F	R3	54.8	□	2-D35@200 (1.007)	8.8	1.60	0.463	12.4	27.1	0.240	1.85	—	—	0.70
				2-D32@200 (0.836)						—				
	R11	54.8	□	2-D35@200 (1.007)	8.2	1.49	0.432	11.8	24.5	0.234	1.73	—	—	0.67
				2-D32@200 (0.836)						—				

注記* : 上段は鉛直震度上向き, 下段は鉛直震度下向きを示す。

表 3-8(2) 耐震壁断面算定表 (EL 42.8m~EL 51.7m)

(b) EW方向 (ウェブ検討)

階	壁位置	断面積 ($\times 10^6 \text{mm}^2$)	壁厚 ($\times 10 \text{mm}$)	配筋 上段 縦筋 下段 横筋 () 内は P_g : %	せん断力に対する検討			曲げモーメントに対する検討				土圧に対する検討		$\frac{P_Q + P_M + P_{SO}}{P_g}$
					せん断力 Q ($\times 10^4 \text{kN}$)	せん断 応力度 τ (N/mm^2)	必 要 鉄筋比 P_Q (%)	曲 げ モーメント M ($\times 10^5 \text{kN} \cdot \text{m}$)	軸力 N* ($\times 10^3 \text{kN}$)	必 要 鉄筋比 P_M (%)	コンクリート の 最 大 圧 縮 応 力 度 σ_c (N/mm^2)	必 要 鉄筋比 P_{SO} (%)	コンクリート の 最 大 圧 縮 応 力 度 $s_o \sigma_c$ (N/mm^2)	
4F	RB	52.2	[]	2-D35@200 (1.063)	9.2	1.75	0.509	8.2	11.0	0.242	1.32	—	—	0.71
				2-D32@200 (0.882)						—				
	RH	49.2	[]	2-D32@200 (1.059)	8.5	1.73	0.501	13.3	24.6	0.311	2.14	—	—	0.77
				2-D29@200 (0.856)						—				

注記* : 上段は鉛直震度上向き, 下段は鉛直震度下向きを示す。

表 3-9(1) 耐震壁断面算定表 (EL 51.7m~EL 63.5m)

(a) NS方向 (ウェブ検討)

階	壁位置	断面積 ($\times 10^6 \text{mm}^2$)	壁厚 ($\times 10 \text{mm}$)	配筋 上段 縦筋 下段 横筋 () 内は P_g : %	せん断力に対する検討			曲げモーメントに対する検討				土圧に対する検討		$\frac{P_Q + P_M + P_{SO}}{P_g}$
					せん断力 Q ($\times 10^4 \text{kN}$)	せん断 応力度 τ (N/mm^2)	必 要 鉄筋比 P_Q (%)	曲 げ モーメント M ($\times 10^5 \text{kN} \cdot \text{m}$)	軸力 N* ($\times 10^3 \text{kN}$)	必 要 鉄筋比 P_M (%)	コンクリート の最大圧縮 応 力 度 σ_c (N/mm^2)	必 要 鉄筋比 P_{SO} (%)	コンクリート の最大圧縮 応 力 度 $s_o \sigma_c$ (N/mm^2)	
CRF	R3	30.2	[]	2-D29@200 (0.988)	4.3	1.43	0.415	5.1	9.4	0.266	1.58	—	—	0.69
				2-D25@200 (0.780)						—				
	R11	29.1	[]	2-D29@200 (0.988)	4.2	1.45	0.420	5.0	9.4	0.254	1.58	—	—	0.69
				2-D25@200 (0.780)						—				

注記* : 上段は鉛直震度上向き, 下段は鉛直震度下向きを示す。

表 3-9(2) 耐震壁断面算定表 (EL 51.7m~EL 63.5m)

(b) EW方向 (ウェブ検討)

階	壁位置	断面積 ($\times 10^6 \text{mm}^2$)	壁厚 ($\times 10 \text{mm}$)	配筋 上段 縦筋 下段 横筋 () 内は P_g : %	せん断力に対する検討			曲げモーメントに対する検討				土圧に対する検討		$\frac{P_Q + P_M + P_{SO}}{P_g}$
					せん断力 Q ($\times 10^4 \text{kN}$)	せん断 応力度 τ (N/mm^2)	必 要 鉄筋比 P_Q (%)	曲 げ モーメント M ($\times 10^5 \text{kN} \cdot \text{m}$)	軸力 N* ($\times 10^3 \text{kN}$)	必 要 鉄筋比 P_M (%)	コンクリート の 最 大 圧 縮 応 力 度 σ_c (N/mm^2)	必 要 鉄筋比 P_{SO} (%)	コンクリート の 最 大 圧 縮 応 力 度 $s_o \sigma_c$ (N/mm^2)	
CRF	RD	31.3	[]	2-D22@200 (0.860)	4.2	1.34	0.387	4.9	11.4	0.151	1.33	—	—	0.63
				2-D22@200 (0.860)						—		—	—	
	RH	32.8	[]	2-D22@200 (0.860)	4.8	1.48	0.428	5.7	12.8	0.180	1.46	—	—	0.71
				2-D22@200 (0.860)						—		—	—	

注記* : 上段は鉛直震度上向き, 下段は鉛直震度下向きを示す。

表 3-10(1) 耐震壁の検定値一覧

(a) N S 方向

階	EL (m)	壁位置 (通り)	検定値	
			縦筋	横筋
CRF	63.5~51.7	R3	0.69	0.54
		R11	0.69	0.54
4F	51.7~42.8	R3	0.70	0.56
		R11	0.67	0.52
3F	42.8~34.8	R3	0.63	0.58
		R11	0.71	0.58
M3F	34.8~30.5	R1	0.42	0.54
		R3	0.63	0.68
		R11	0.63	0.65
2F	30.5~23.8	R3	0.93	0.74
		R11	0.92	0.74
1F	23.8~15.3	R3	0.89	0.76
		R11	0.91	0.75
B1F	15.3~8.8	R3	0.81	0.71
		R11	0.83	0.71
B2F	8.8~1.3	R3	0.84	0.68
		R11	0.86	0.68

注：■ は、検定値の最大値を示す。

表 3-10(2) 耐震壁の検定値一覧

(b) E W方向

階	EL (m)	壁位置 (通り)		検定値	
				縦筋	横筋
CRF	63.5~51.7	RD		0.63	0.45
		RH		0.71	0.50
4F	51.7~42.8	RB		0.71	0.58
		RH		0.77	0.59
3F	42.8~34.8	RB	R3~R9	0.66	0.53
			R9~R11	0.40	0.53
		RH	R3~R9	0.63	0.49
			R9~R11	0.42	0.49
M3F	34.8~30.5	RB		0.62	0.62
		RH		0.52	0.50
2F	30.5~23.8	RB		0.71	0.67
		RH		0.65	0.65
1F	23.8~15.3	RA		0.66	0.60
		RH		0.79	0.59
B1F	15.3~8.8	RA		0.60	0.55
		RH		0.57	0.57
B2F	8.8~1.3	RH		0.56	0.53

別紙 3-1 屋根スラブ及び床スラブの固有振動数について

目 次

1. 概要	別紙 3-1-1
2. 検討方針	別紙 3-1-2
3. 算定諸元	別紙 3-1-4
4. 評価結果	別紙 3-1-5

1. 概要

本資料は、原子炉建物原子炉棟（二次格納施設）、原子炉二次遮蔽及び補助遮蔽（原子炉建物）を構成するスラブのうち、V-2-9-3-1「原子炉建物原子炉棟（二次格納施設）の耐震性についての耐震計算書」（以下「二次格納施設の耐震計算書」という。）において耐震評価を実施している屋根スラブ及び床スラブについて、共振を考慮しないことの妥当性について説明するものである。

2. 検討方針

本検討は、二次格納施設の耐震計算書で評価対象としている屋根スラブ及び床スラブを対象に、土木学会「構造力学公式集」に則り、四辺固定長方形版又は両端固定はりとして固有振動数を下式より算定し、固有振動数が20Hzを上回ることを確認する。

(四辺固定版)

$$f = \frac{\omega}{2\pi}$$

$$\omega = \pi^2 \frac{\lambda}{a^2} \sqrt{\frac{D}{\rho h}}$$

ここで、

f : 固有振動数 (Hz)

ω : 固有角振動数 (rad/s)

a : 短辺方向スパン (m)

b : 長辺方向スパン (m)

D : 曲げ剛性 (N・m)

ρ : 密度 (N・s²/m⁴)

h : スラブ厚さ (m)

λ : 四辺固定長方形版の無次元係数 (表 2-1 参照)

表 2-1 四辺固定長方形版の無次元係数 λ

モード		b/a			
		1.0	1.5	2.0	3.0
x, y 軸に 対 称	1	3.646	2.730	2.480	2.336
	2	13.37	6.740	4.535	3.112
	3	13.37	12.69	8.839	4.859
x, y 軸に 逆 対 称	1	10.96	8.085	7.202	6.639
	2	24.55	13.79	10.21	7.854
	3	24.55	22.03	15.39	9.990
x 軸に 対 称	1	7.437	6.699	6.485	6.347
	2	16.72	10.45	8.438	7.137
y 軸に 逆 対 称	3	21.33	18.08	12.53	8.803

[土木学会「構造力学公式集」による。]

(両端固定はり)

$$f = \frac{\omega}{2\pi}$$

$$\omega = \frac{4.73^2}{a^2} \sqrt{\frac{E I}{M}}$$

ここで,

f : 固有振動数 (Hz)

ω : 固有角振動数 (rad/s)

a : 短辺方向スパン (m)

E : ヤング係数 (N/m²)

I : 断面二次モーメント (m⁴)

M : 分布質量 (N・s²/m²)

3. 算定諸元

表 3-1 に固有振動数の算定諸元を示す。無次元係数 λ については、表 2-1 よりスラブの短辺方向と長辺方向の比から、保守的になるように設定する。

表 3-1 算定諸元

(a) 屋根スラブ (評価対象箇所①)

a	3.00 (m)
b	3.75 (m)
b / a	1.25
D	6.59×10^6 (N・m)
ρ	4.63×10^3 (N・s ² /m ⁴)
h	<input type="text"/> (m)
λ	2.730

(b) 屋根スラブ (評価対象箇所②)

a	4.00 (m)
b	4.03 (m)
b / a	1.01
D	6.59×10^6 (N・m)
ρ	4.63×10^3 (N・s ² /m ⁴)
h	<input type="text"/> (m)
λ	2.730

(c) 床スラブ (評価対象箇所①)

a	4.40 (m)
E	2.25×10^{10} (N/m ²)
I	3.58×10^{-2} (m ⁴)
M	2.35×10^4 (N・s ² /m ²)

(d) 床スラブ (評価対象箇所②)

a	4.50 (m)
b	10.4 (m)
b / a	2.31
D	1.25×10^8 (N・m)
ρ	6.05×10^3 (N・s ² /m ⁴)
h	<input type="text"/> (m)
λ	2.336

4. 評価結果

表4-1に評価結果を示す。評価対象としているスラブの固有振動数は、20Hz以上であることを確認した。

表 4-1 評価結果

評価部位		固有振動数 (Hz)
屋根スラブ	評価対象箇所①	46
	評価対象箇所②	26
床スラブ	評価対象箇所①	34
	評価対象箇所②	41

別紙 4 原子炉建物の既工認時の設計用地震力と今回工認に
おける静的地震力及び弾性設計用地震動 S_d による
地震力の比較

目 次

1. 概要	別紙 4-1
2. 検討方針	別紙 4-2
2.1 水平地震力	別紙 4-2
2.2 鉛直地震力	別紙 4-4
3. 検討結果	別紙 4-5

1. 概要

設計基準対象施設のうち「Sクラスの施設」については、耐震性の検討において、弾性設計用地震動S_dによる地震力（以下「S_d地震力」という。）又は静的地震力のいずれか大きい方の地震力に対する評価（以下「S_d地震時に対する評価」という。）を行うこととしている。

本資料では、S_d地震力及び静的地震力と既工認時の設計用地震力（以下「設計時地震力」という。）を比較し、建物・構築物の評価への影響について確認する。

また、本資料は、以下の添付書類の補足説明をするものである。

- ・ VI-2-4-2-1 「燃料プール（キャスク置場を含む）の耐震性についての計算書」
- ・ VI-2-9-3-1 「原子炉建物原子炉棟（二次格納施設）の耐震性についての計算書」

2. 検討方針

原子炉建物について、Sd地震力及び静的地震力と設計時地震力の比較を行う。なお、Sd地震力及び静的地震力については、VI-2-2-2「原子炉建物の地震応答計算書」において実施した地震応答解析に基づき算定したものとし、材料物性の不確かさを考慮する。静的地震力の算定について以下に示す。

2.1 水平地震力

水平地震力算定用の基準面は基礎スラブ上端 (EL 1.3m) とし、基準面より上の部分 (地上部分) の地震力は、地震層せん断力係数を用いて、次式により算定する。

$$Q_i = n \cdot C_i \cdot W_i$$
$$C_i = Z \cdot R_t \cdot A_i \cdot C_0$$

ここで、

Q_i	: 第 i 層に生じる水平地震力
n	: 施設の重要度分類に応じた係数 (3.0)
C_i	: 第 i 層の地震層せん断力係数
W_i	: 第 i 層が支える重量
Z	: 地震地域係数 (1.0)
R_t	: 振動特性係数 (0.8)
A_i	: 第 i 層の地震層せん断力係数の高さ方向の分布係数
C_0	: 標準せん断力係数 (0.2)

基準面より下の部分 (地下部分) の地震力は、当該部分の重量に、次式によって算定する地下震度を乗じて定める。

$$K = 0.1 \cdot n \cdot (1 - H/40) \cdot Z \cdot \alpha$$

ここで、

K	: 地下部分の水平震度
n	: 施設の重要度分類に応じた係数 (3.0)
H	: 地下の各部分の基準面からの深さ (m)
Z	: 地震地域係数 (1.0)
α	: 建物・構築物側方地盤の影響を考慮した水平地下震度の補正係数 (1.0)

また、 A_i はモーダルアナリシスにより算定する。

$$A_i = A_i' / A_1'$$

ここで、

$$A_i' = \sqrt{\sum_{j=i}^k \left(\sum_{m=i}^s W_m \cdot \beta_j \cdot U_{mj} \cdot R_{tj} \right)^2} / \sum_{m=i}^s W_m$$

k : 考慮すべき最高次数で通常3以上とする。

(NS方向: 16次, EW方向: 17次まで考慮)

s : 建築物の層数

W_m : 第 m 層の重量

$\beta_j \cdot U_{mj}$: 第 m 層の j 次刺激関数

R_{tj} : j 次固有周期に対応する加速度応答スペクトルの値 (1.0)

2.2 鉛直地震力

鉛直地震力は、鉛直震度 0.3 を基準とし、建物・構築物の振動特性、地盤の種類等を考慮して、次式によって算定する鉛直震度を用いて定める。

$$C_v = R_v \cdot 0.3$$

ここで、

C_v : 鉛直震度

R_v : 鉛直方向振動特性係数 (0.8)

3. 検討結果

比較結果を図 3-1～図 3-5 及び表 3-1～表 3-5 に示す。燃料プール（キャスク置場を含む）は EL 42.8m～EL 30.5m，原子炉建物原子炉棟（二次格納施設）については EL 63.5m～EL 1.3m の応答が対象となる。

S d 地震力，静的地震力及び設計時地震力を比較すると，せん断力及び曲げモーメントについては，S d 地震力が N S，E W 方向とも一部で設計時地震力を上回り，静的地震力は S d 地震力に包絡される傾向がある。鉛直地震力は全てのレベルにおいて，S d 地震力が最大となり，S d 地震力及び静的地震力が設計時地震力を上回る。

以上より，燃料プール（キャスク置場を含む）及び原子炉建物原子炉棟（二次格納施設）の対象となる応答において，S d 地震力及び静的地震力が設計時地震力を上回る部分があることから，S d 地震時に対する評価を行う。

S d 地震時に対する評価部位を表 3-6 に示す。

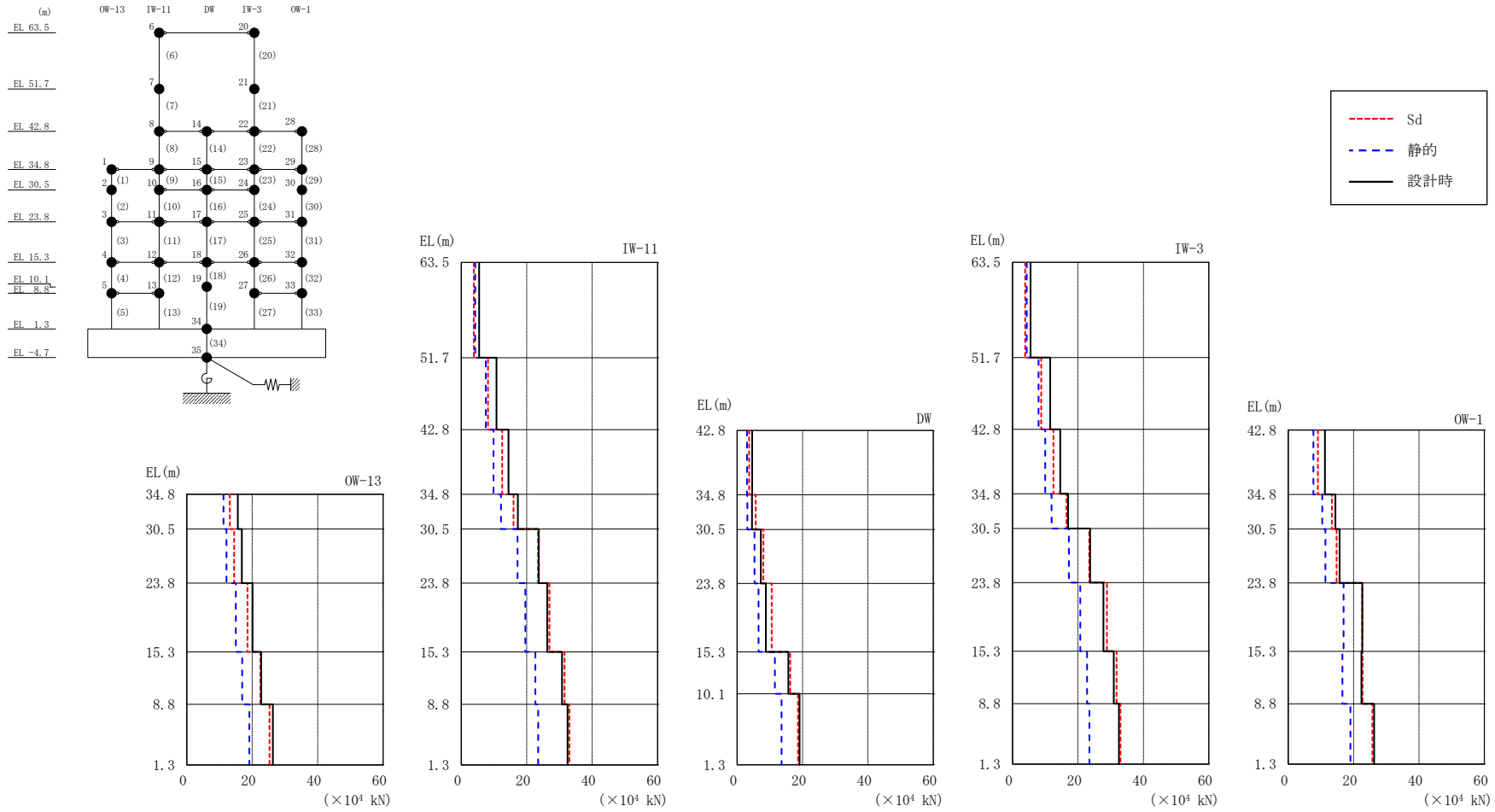
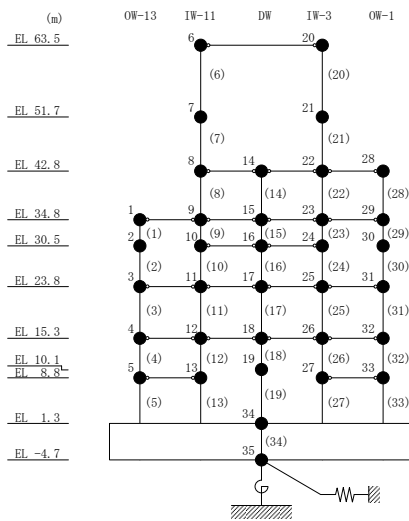


図 3-1 せん断力の比較 (NS方向)

表 3-1 せん断力の比較 (N S 方向)

部位	EL (m)	要素 番号	せん断力 ($\times 10^4$ kN)		
			Sd	静的	設計時
OW-13	34.8~30.5	1	13.2	11.2	15.6
	30.5~23.8	2	14.5	12.2	16.8
	23.8~15.3	3	18.6	15.0	20.1
	15.3~8.8	4	22.5	16.9	22.8
	8.8~1.3	5	25.3	19.1	26.3
IW-11	63.5~51.7	6	3.86	4.22	5.45
	51.7~42.8	7	8.16	7.48	10.8
	42.8~34.8	8	12.5	9.87	14.5
	34.8~30.5	9	16.0	12.1	17.3
	30.5~23.8	10	23.4	17.2	23.7
	23.8~15.3	11	26.9	19.6	26.3
	15.3~8.8	12	31.6	22.6	30.8
	8.8~1.3	13	33.0	23.5	32.5
DW	42.8~34.8	14	3.68	3.02	4.58
	34.8~30.5	15	5.66	3.12	4.53
	30.5~23.8	16	8.04	5.33	7.27
	23.8~15.3	17	10.6	6.57	8.80
	15.3~10.1	18	16.2	11.5	15.7
	10.1~1.3	19	18.6	13.6	19.1
IW-3	63.5~51.7	20	3.89	4.32	5.50
	51.7~42.8	21	8.76	7.94	11.5
	42.8~34.8	22	12.5	9.97	14.6
	34.8~30.5	23	16.5	11.9	17.0
	30.5~23.8	24	23.4	17.2	23.7
	23.8~15.3	25	28.8	20.7	27.8
	15.3~8.8	26	31.8	22.8	30.9
	8.8~1.3	27	33.0	23.5	32.5
OW-1	42.8~34.8	28	9.09	7.69	11.2
	34.8~30.5	29	13.4	10.4	14.4
	30.5~23.8	30	14.8	11.4	15.7
	23.8~15.3	31	22.7	17.0	22.6
	15.3~8.8	32	22.7	16.6	22.4
	8.8~1.3	33	25.8	19.0	26.3



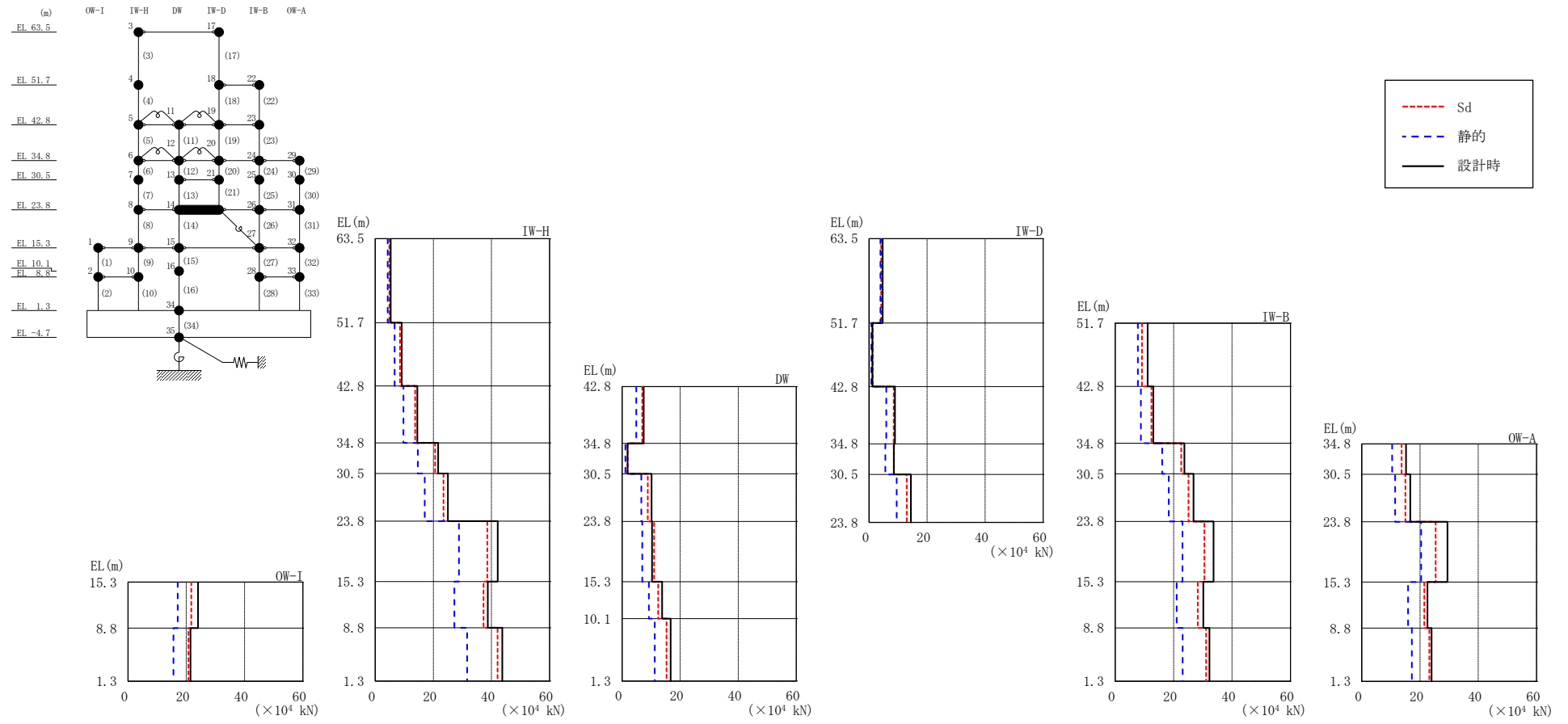
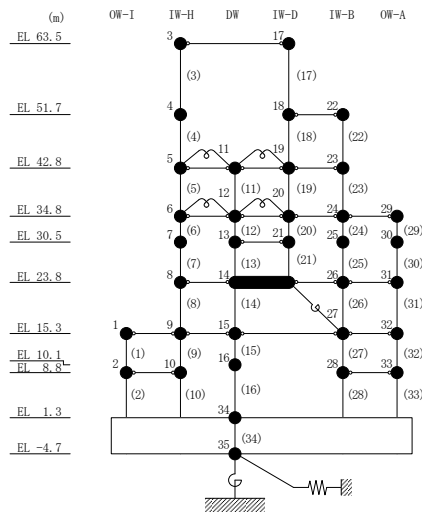


図 3-2 せん断力の比較 (EW方向)

表 3-2 セン断力の比較 (EW方向)

部位	EL (m)	要素 番号	せん断力 ($\times 10^4$ kN)		
			Sd	静的	設計時
OW-I	15.3~8.8	1	21.7	17.1	24.1
	8.8~1.3	2	20.8	15.6	21.4
IW-H	63.5~51.7	3	4.84	4.26	5.29
	51.7~42.8	4	8.50	6.66	9.07
	42.8~34.8	5	13.7	9.68	14.5
	34.8~30.5	6	20.6	14.6	21.6
	30.5~23.8	7	23.5	17.0	25.0
	23.8~15.3	8	38.6	28.8	42.2
	15.3~8.8	9	37.3	27.2	38.7
	8.8~1.3	10	42.1	31.6	43.7
DW	42.8~34.8	11	6.98	4.92	7.43
	34.8~30.5	12	1.92	1.13	1.93
	30.5~23.8	13	8.89	6.63	10.2
	23.8~15.3	14	11.1	6.97	10.3
	15.3~10.1	15	12.4	9.22	13.8
	10.1~1.3	16	15.3	11.3	16.7
IW-D	63.5~51.7	17	4.18	3.92	4.69
	51.7~42.8	18	1.27	0.785	1.14
	42.8~34.8	19	8.51	5.93	8.92
	34.8~30.5	20	8.53	5.62	8.56
	30.5~23.8	21	13.0	9.55	14.4
IW-B	51.7~42.8	22	9.16	7.77	11.1
	42.8~34.8	23	12.4	8.78	13.0
	34.8~30.5	24	22.6	16.1	23.7
	30.5~23.8	25	25.1	18.4	26.8
	23.8~15.3	26	30.6	23.0	33.7
	15.3~8.8	27	28.3	21.0	30.2
	8.8~1.3	28	31.1	23.1	32.3
OW-A	34.8~30.5	29	13.7	10.4	15.2
	30.5~23.8	30	15.0	11.5	16.7
	23.8~15.3	31	25.4	20.4	29.4
	15.3~8.8	32	21.4	15.9	22.6
	8.8~1.3	33	23.2	17.2	24.0



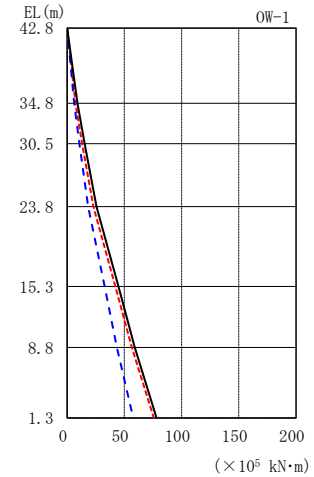
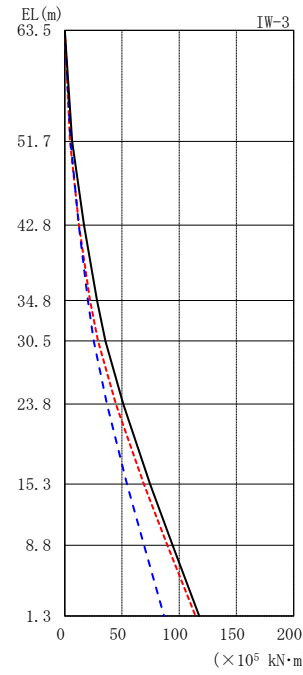
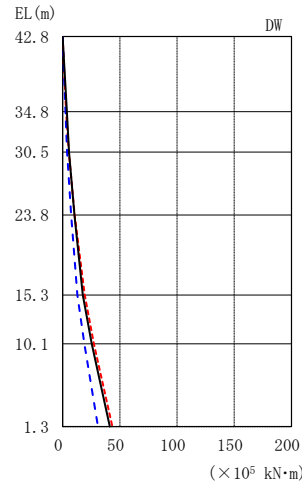
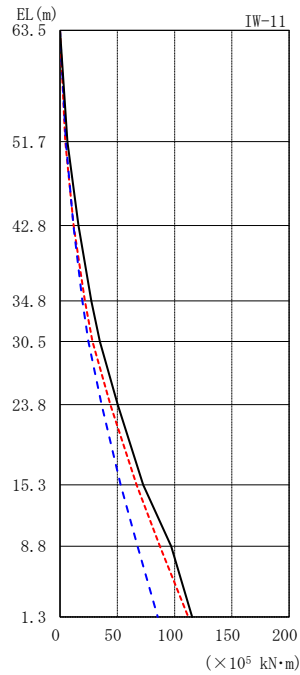
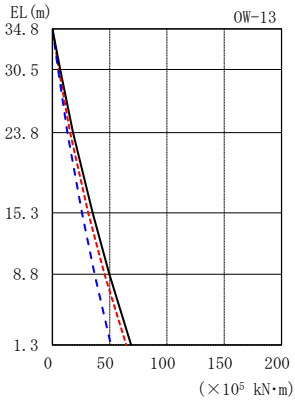
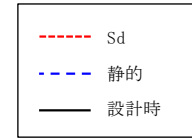
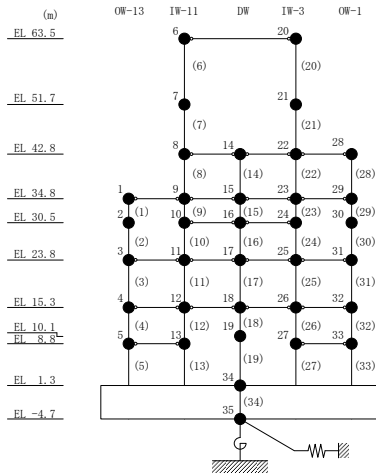


図 3-3 曲げモーメントの比較 (NS方向)

表 3-3(1) 曲げモーメントの比較 (NS方向)

部位	EL (m)	要素 番号	曲げモーメント ($\times 10^5$ kN·m)		
			Sd	静的	設計時
OW-13	34.8~30.5	1	0.00 5.66	0.00 4.84	0.00 6.73
	30.5~23.8	2	5.66 15.4	4.84 13.0	6.73 18.0
	23.8~15.3	3	15.4 31.1	13.0 25.8	18.0 35.1
	15.3~8.8	4	31.1 45.5	25.8 36.8	35.1 49.6
	8.8~1.3	5	45.5 64.4	36.8 51.1	49.6 68.6
IW-11	63.5~51.7	6	0.00 4.55	0.00 4.98	0.00 6.42
	51.7~42.8	7	4.55 11.8	4.98 11.6	6.42 16.0
	42.8~34.8	8	11.8 21.6	11.6 19.5	16.0 27.4
	34.8~30.5	9	21.6 28.4	19.5 24.8	27.4 34.8
	30.5~23.8	10	28.4 44.0	24.8 36.3	34.8 50.4
	23.8~15.3	11	44.0 66.8	36.3 52.9	50.4 72.6
	15.3~8.8	12	66.8 87.2	52.9 67.6	72.6 96.9
	8.8~1.3	13	87.2 112	67.6 85.3	96.9 115
DW	42.8~34.8	14	0.00 2.94	0.00 2.42	0.00 3.67
	34.8~30.5	15	2.94 5.37	2.42 3.76	3.67 5.59
	30.5~23.8	16	5.37 10.5	3.76 7.33	5.59 10.3
	23.8~15.3	17	10.5 19.4	7.33 12.9	10.3 17.6
	15.3~10.1	18	19.4 27.3	12.9 18.9	17.6 25.5
	10.1~1.3	19	27.3 43.4	18.9 30.9	25.5 41.2

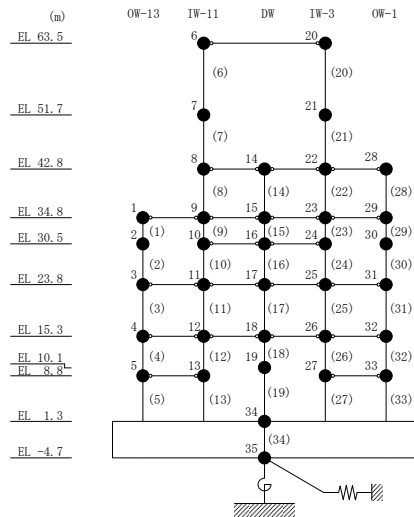
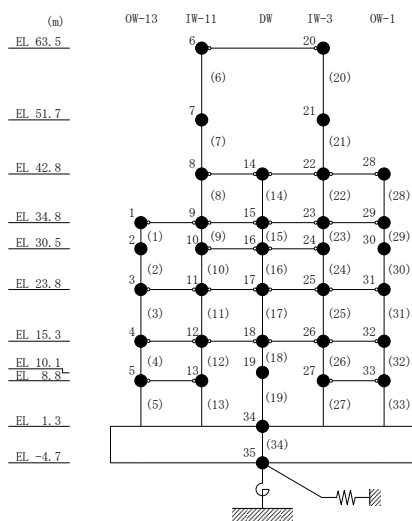


表 3-3(2) 曲げモーメントの比較 (NS方向)

部位	EL (m)	要素 番号	曲げモーメント ($\times 10^5$ kN·m)		
			Sd	静的	設計時
IW-3	63.5~51.7	20	0.00 4.59	0.00 5.09	0.00 6.50
	51.7~42.8	21	4.59 12.4	5.09 12.2	6.50 16.8
	42.8~34.8	22	12.4 22.1	12.2 20.1	16.8 28.2
	34.8~30.5	23	22.1 29.1	20.1 25.3	28.2 35.5
	30.5~23.8	24	29.1 44.7	25.3 36.8	35.5 51.1
	23.8~15.3	25	44.7 69.1	36.8 54.4	51.1 74.6
	15.3~8.8	26	69.1 89.6	54.4 69.2	74.6 94.2
	8.8~1.3	27	89.6 114	69.2 86.8	94.2 118
OW-1	42.8~34.8	28	0.00 7.27	0.00 6.16	0.00 8.99
	34.8~30.5	29	7.27 13.0	6.16 10.6	8.99 15.2
	30.5~23.8	30	13.0 22.9	10.6 18.3	15.2 25.7
	23.8~15.3	31	22.9 42.2	18.3 32.7	25.7 44.9
	15.3~8.8	32	42.2 56.5	32.7 43.5	44.9 59.2
	8.8~1.3	33	56.5 75.8	43.5 57.7	59.2 78.1



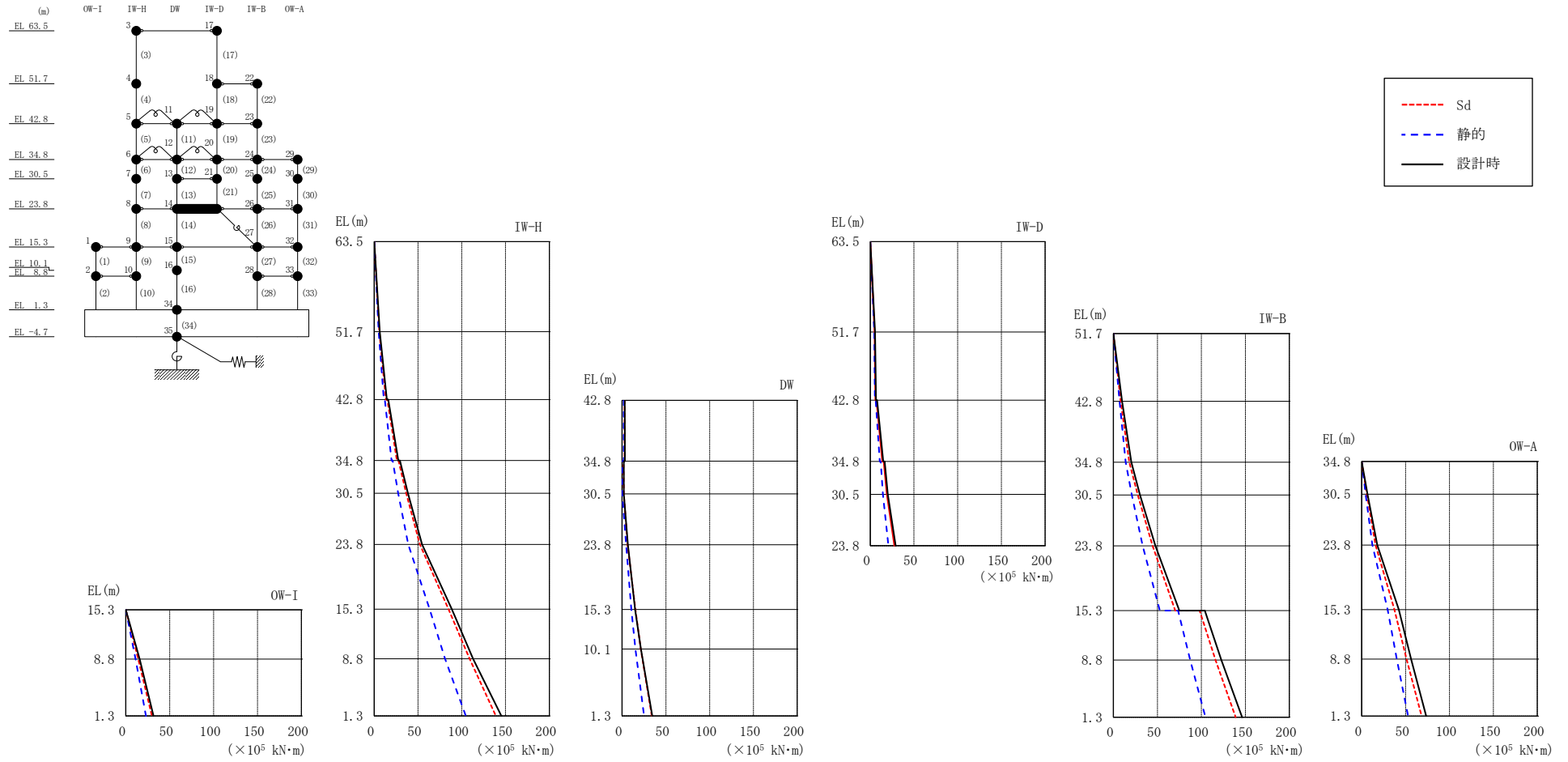


図 3-4 曲げモーメントの比較 (EW方向)

表 3-4(1) 曲げモーメントの比較 (EW方向)

部位	EL (m)	要素 番号	曲げモーメント ($\times 10^5$ kN \cdot m)		
			Sd	静的	設計時
OW-I	15.3~8.8	1	0.00 14.1	0.00 11.1	0.00 15.6
	8.8~1.3	2	14.1 29.6	11.1 22.8	15.6 31.5
IW-H	63.5~51.7	3	0.00 5.71	0.00 5.02	0.00 6.24
	51.7~42.8	4	5.71 13.3	5.02 10.9	6.24 14.3
	42.8~34.8	5	14.9 25.8	12.1 19.8	15.9 27.5
	34.8~30.5	6	27.7 36.5	21.1 27.4	29.4 38.5
	30.5~23.8	7	36.5 52.2	27.4 38.8	38.5 54.6
	23.8~15.3	8	52.2 84.8	38.8 63.3	54.6 88.6
	15.3~8.8	9	84.8 109	63.3 81.0	88.6 113
	8.8~1.3	10	109 139	81.0 105	113 145
	DW	42.8~34.8	11	2.87 2.72	1.98 1.95
34.8~30.5		12	1.63 1.89	0.373 0.114	1.94 1.89
30.5~23.8		13	1.89 6.23	0.114 4.56	1.89 6.59
23.8~15.3		14	6.23 15.2	4.56 10.5	6.59 14.9
15.3~10.1		15	15.2 21.4	10.5 15.3	14.9 21.6
10.1~1.3		16	21.4 33.9	15.3 25.2	21.6 34.5

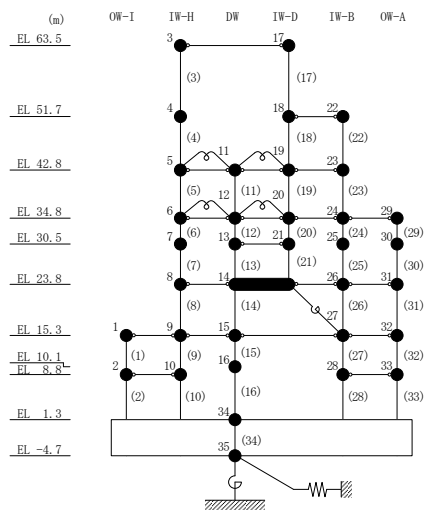
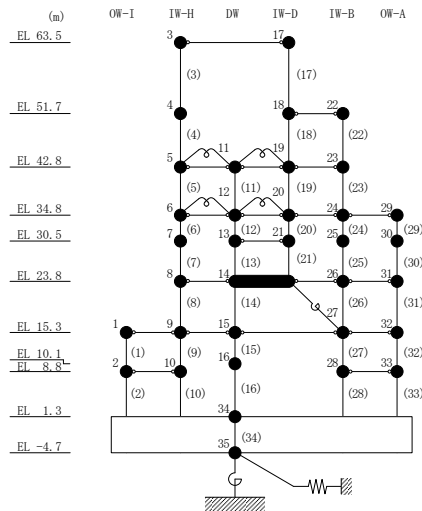


表 3-4(2) 曲げモーメントの比較 (EW方向)

部位	EL (m)	要素番号	曲げモーメント ($\times 10^5$ kN·m)		
			Sd	静的	設計時
IW-D	63.5~51.7	17	0.00	0.00	0.00
			4.93	4.63	5.53
	51.7~42.8	18	4.93	4.63	5.53
			5.82	5.33	6.51
	42.8~34.8	19	7.06	6.20	7.79
34.8~30.5	20	15.3	12.0	16.4	
		18.9	14.4	20.1	
30.5~23.8	21	18.9	14.4	20.1	
		27.6	20.8	29.0	
IW-B	51.7~42.8	22	0.00	0.00	0.00
			8.15	6.91	9.89
	42.8~34.8	23	8.15	6.91	9.89
			18.0	13.9	20.3
	34.8~30.5	24	18.0	13.9	20.3
			27.7	20.9	30.3
	30.5~23.8	25	27.7	20.9	30.3
			44.5	33.2	47.7
23.8~15.3	26	44.5	33.2	47.7	
		70.3	52.8	74.9	
15.3~8.8	27	97.9	73.6	104	
		116	87.2	123	
8.8~1.3	28	116	87.2	123	
		139	105	146	
OW-A	34.8~30.5	29	0.00	0.00	0.00
			5.89	4.47	6.54
	30.5~23.8	30	5.89	4.47	6.54
			15.8	12.2	17.7
	23.8~15.3	31	15.8	12.2	17.7
37.2			29.5	42.3	
15.3~8.8	32	37.2	29.5	42.3	
		51.0	39.8	56.2	
8.8~1.3	33	51.0	39.8	56.2	
		68.2	52.7	73.5	



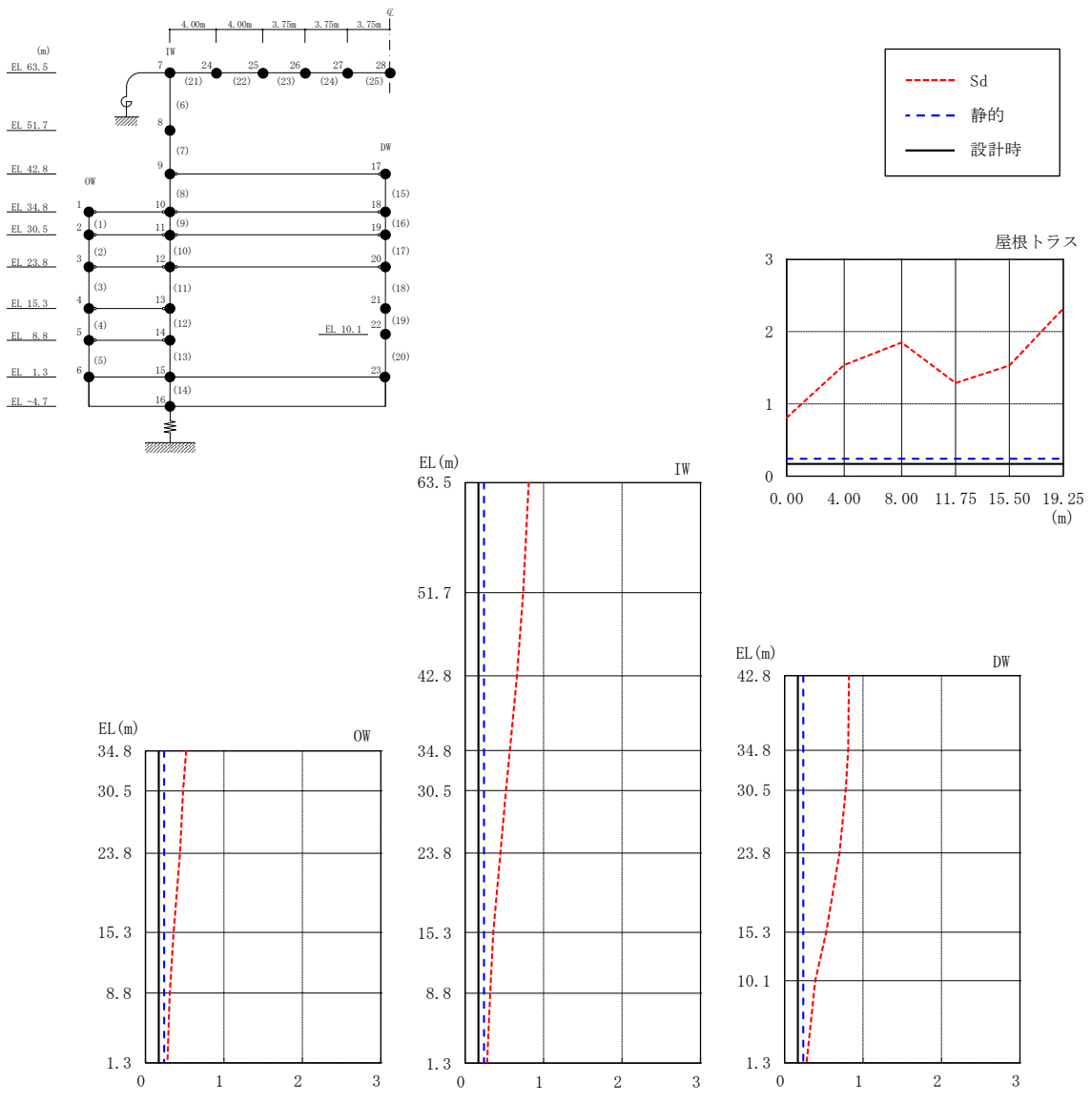


図 3-5 鉛直地震力の比較

表 3-5 鉛直地震力の比較

部位	EL* (m)	質点 番号	鉛直震度		
			Sd	静的	設計時
OW	34.8	1	0.52	0.24	0.17
	30.5	2	0.48	0.24	0.17
	23.8	3	0.44	0.24	0.17
	15.3	4	0.36	0.24	0.17
	8.8	5	0.31	0.24	0.17
	1.3	6	0.28	0.24	0.17
IW	63.5	7	0.81	0.24	0.17
	51.7	8	0.74	0.24	0.17
	42.8	9	0.66	0.24	0.17
	34.8	10	0.57	0.24	0.17
	30.5	11	0.52	0.24	0.17
	23.8	12	0.45	0.24	0.17
	15.3	13	0.36	0.24	0.17
	8.8	14	0.32	0.24 </td <td>0.17</td>	0.17
DW	42.8	17	0.82	0.24	0.17
	34.8	18	0.81	0.24	0.17
	30.5	19	0.78	0.24	0.17
	23.8	20	0.70	0.24	0.17
	15.3	21	0.53	0.24	0.17
	10.1	22	0.39	0.24	0.17
	1.3	23	0.28	0.24	0.17
屋根 トラス	0.00	7	0.81	0.24	0.17
	4.00	24	1.54	0.24	0.17
	8.00	25	1.85	0.24	0.17
	11.75	26	1.29	0.24	0.17
	15.50	27	1.53	0.24	0.17
	19.25	28	2.32	0.24	0.17

注記*：屋根トラスはIW軸からの距離を示す。

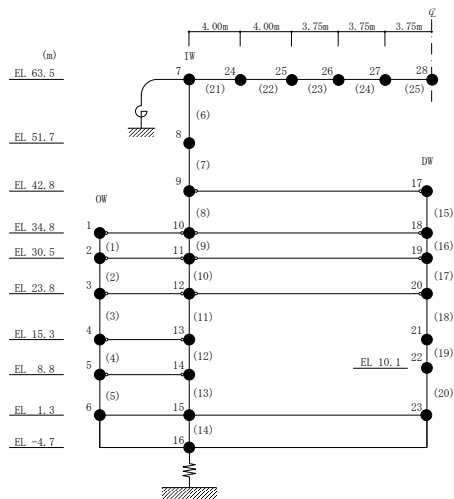


表 3-6 S d 地震時に対する評価部位

施設	部位	S d 地震時に対する評価
燃料プール (キャスク置場を含む)	壁	○
	底面スラブ	○
原子炉建物原子炉棟 (二次格納施設)	屋根スラブ	—
	床スラブ	—
	耐震壁	○

○：評価を実施する。

—：基準地震動 S s による地震力に対する評価に包絡される。

別紙 5 屋根スラブの面外剛性を考慮した影響検討

目 次

1. 概要	別紙 5-1
2. 屋根スラブの面外剛性を考慮した影響検討	別紙 5-2
2.1 解析モデル	別紙 5-2
2.2 入力地震動	別紙 5-6
2.3 評価結果	別紙 5-8
2.3.1 屋根トラス	別紙 5-8
2.3.2 屋根スラブ	別紙 5-25
3. 引用文献	別紙 5-37

1. 概要

原子炉建物屋根トラスの評価においては、屋根トラス部材の応力評価に対する保守性を考慮し、屋根スラブの面外剛性は考慮しないこととしている。

本資料は、屋根トラスの地震応答解析モデルにおいて屋根スラブの面外剛性を考慮した場合について、屋根トラスへの影響を確認するとともに、屋根スラブに発生する応力を確認し、屋根スラブの機能維持について説明するものである。

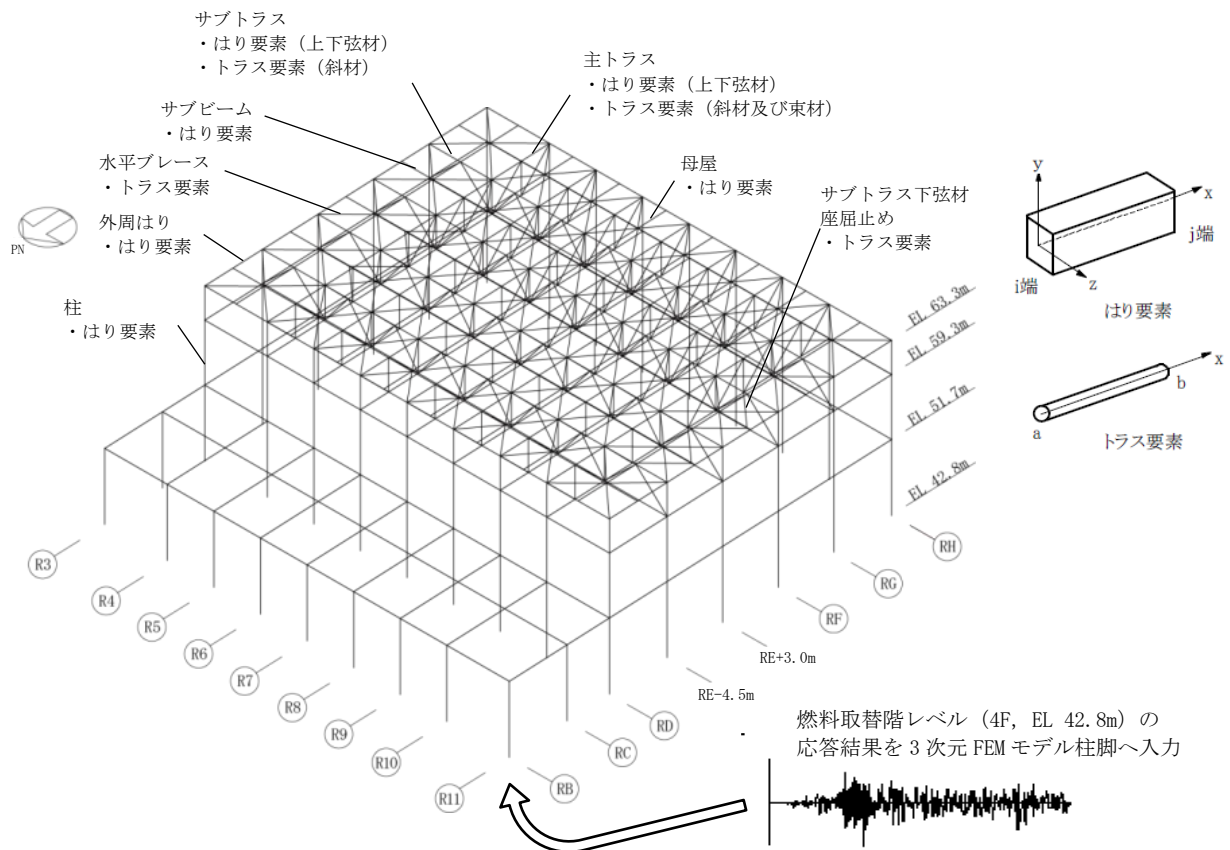
2. 屋根スラブの面外剛性を考慮した影響検討

2.1 解析モデル

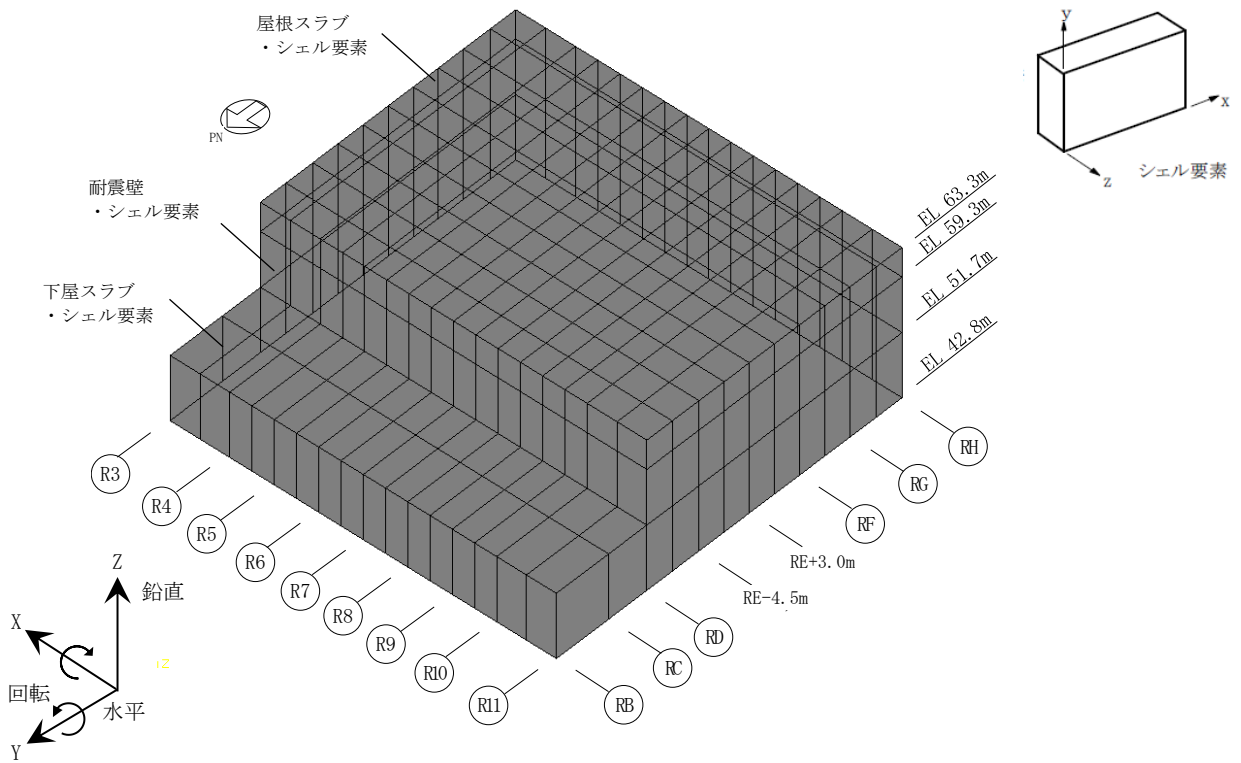
本検討に用いる解析モデルは、VI-2-9-3-1「原子炉建物原子炉棟（二次格納施設）の耐震性についての計算書」で用いる屋根トラスの地震応答解析モデルに屋根スラブの面外剛性を考慮したものとする。

解析モデルへの入力は、VI-2-9-3-1「原子炉建物原子炉棟（二次格納施設）の耐震性についての計算書」と同様に、VI-2-2-2「原子炉建物の地震応答計算書」に示す原子炉建物全体の地震応答解析から得られる燃料取替階レベル（4F, EL 42.8m）の応答結果を用いることとし、燃料取替階位置を固定として水平方向（並進・回転）と鉛直方向の同時入力とする。

解析モデルの概要を図 2-1 に、部材リストを表 2-1 に示す。



(a) 線材によるモデル化部分



(b) 面材によるモデル化部分

図 2-1(1) 解析モデルの概要

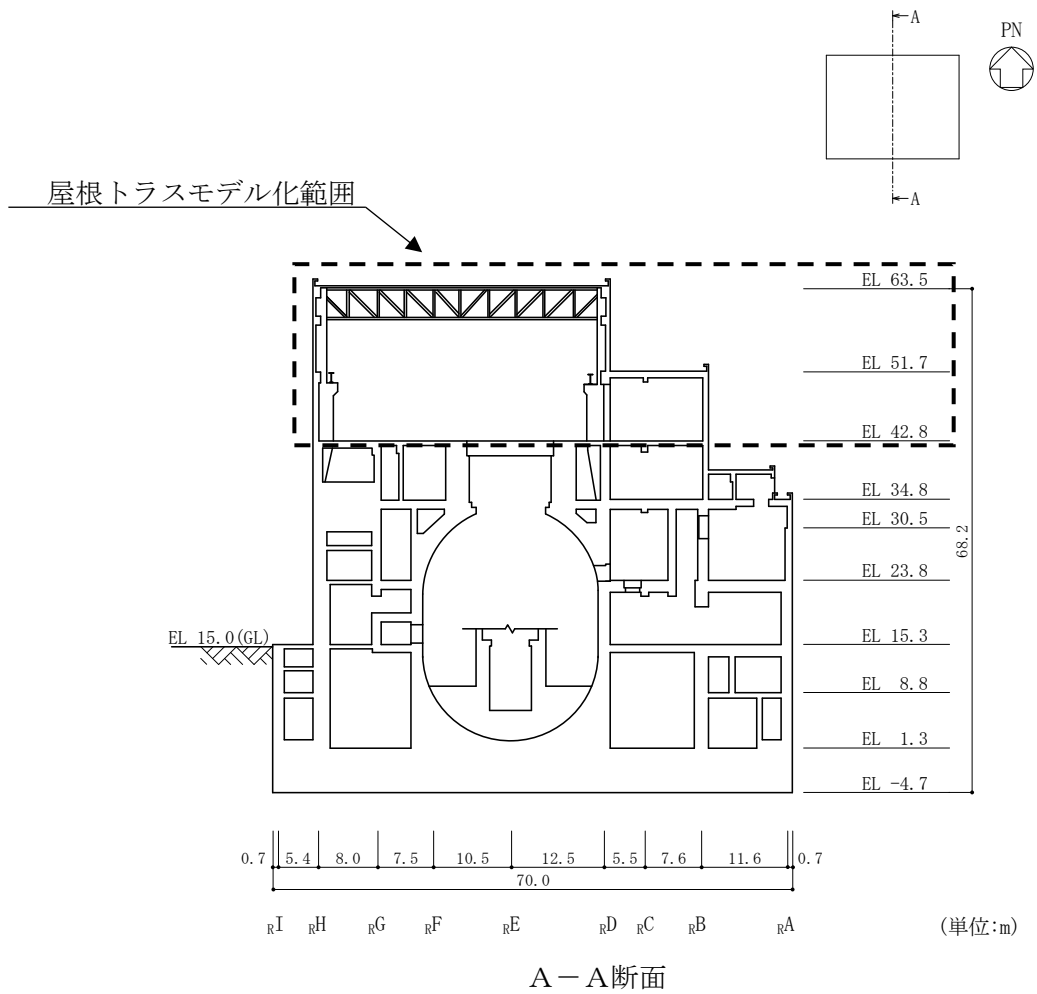


図 2-1(2) 解析モデルの概要

表 2-1 部材リスト

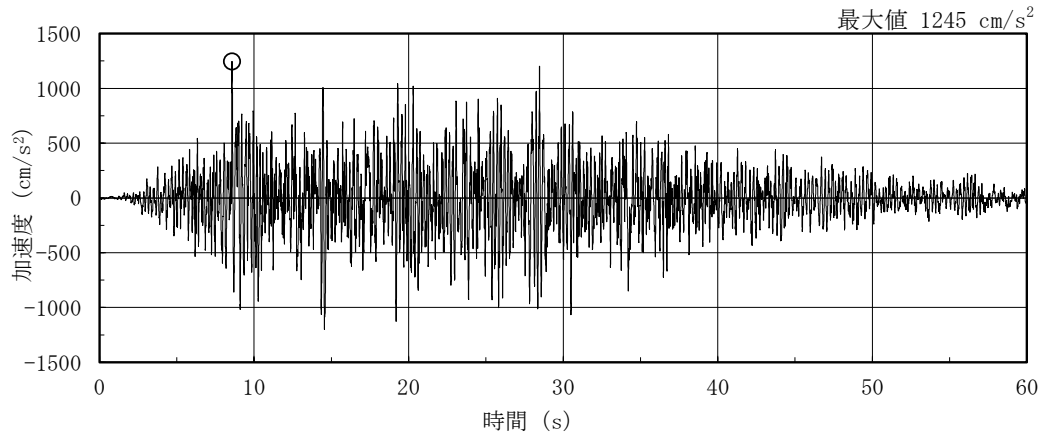
部位		使用部材	材質	断面積 ($\times 10^2 \text{mm}^2$)	断面二次 モーメント ($\times 10^4 \text{mm}^4$)	
主トラス	上弦材	H-400 \times 400 \times 13 \times 21	SM50A (SM490A 相当)	218.7	66600	
	下弦材	H-400 \times 400 \times 13 \times 21	SM50A (SM490A 相当) SN490B	218.7	66600	
		BH-400 \times 400 \times 19 \times 35		342.7	99230	
		BH-400 \times 400 \times 19 \times 35 +2PLs-16 \times 330*		448.3	108800	
	斜材	2CTs-175 \times 350 \times 12 \times 19	SS41 (SS400 相当) SS400	173.9	—	
		2CTs-150 \times 300 \times 10 \times 15		119.8		
		2CTs-150 \times 300 \times 10 \times 15 +4Ls-90 \times 90 \times 10*		187.8		
		2CTs-125 \times 250 \times 9 \times 14 +4Ls-90 \times 90 \times 10*		160.2		
	束材	2CTs-175 \times 350 \times 12 \times 19	SS41 (SS400 相当)	173.9	—	
		2CTs-150 \times 300 \times 10 \times 15		119.8		
		2CTs-125 \times 250 \times 9 \times 14		92.20		
	サブ トラス	上弦材 下弦材	H-390 \times 300 \times 10 \times 16	SS41 (SS400 相当)	136.0	38700
		斜材	2CTs-125 \times 250 \times 9 \times 14	SS41 (SS400 相当) SS400	92.20	—
2CTs-125 \times 250 \times 9 \times 14 +4Ls-65 \times 65 \times 6*			122.3			
水平ブレース		H-400 \times 408 \times 21 \times 21	SS41 (SS400 相当)	250.7	—	
		H-400 \times 400 \times 13 \times 21		218.7		
		H-394 \times 398 \times 11 \times 18		186.8		
サブビーム		H-400 \times 400 \times 13 \times 21	SS41	218.7	66600	
		H-390 \times 300 \times 10 \times 16	(SS400 相当)	136.0	38700	
母屋		H-244 \times 175 \times 7 \times 11	SS41	56.24	6120	
		H-294 \times 200 \times 8 \times 12	(SS400 相当)	72.38	11300	
サブトラス下弦材 座屈止め		2[s-150 \times 75 \times 9 \times 12.5*	SS400	61.20	—	

注記*：補強工事で追加した部材

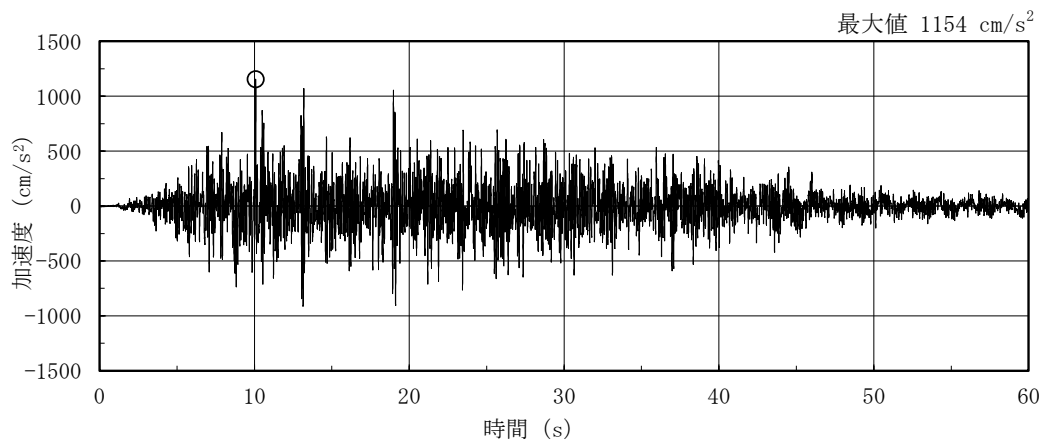
2.2 入力地震動

入力地震動は、VI-2-2-2「原子炉建物の地震応答計算書」に示す原子炉建物全体の地震応答解析から得られる燃料取替階レベル（4F, EL 42.8m）の時刻歴応答加速度とする。なお、検討ケースは、VI-2-9-3-1「原子炉建物原子炉棟（二次格納施設）の耐震性についての計算書」に示す屋根トラスの評価結果において、多くの部材で検定比が最大となった基準地震動 $S_s - D$ のケース 4 の NS 方向及び鉛直方向とする。

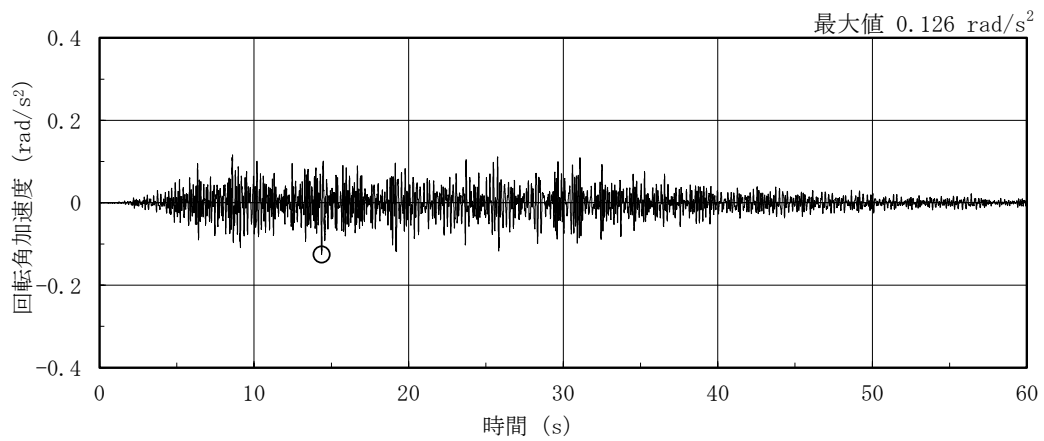
図 2-2 に燃料取替階レベル（4F, EL 42.8m）の水平成分、鉛直成分及び回転成分の加速度時刻歴波形を示す。



(a) NS方向 (水平)



(b) 鉛直方向



(c) NS方向 (回転)

図 2-2 燃料取替階レベル (4F, EL 42.8m) の加速度時刻歴波形
(S_s-D, ケース 4)

2.3 評価結果

2.3.1 屋根トラス

屋根スラブの面外剛性を考慮した地震応答解析結果から各部材の断面の評価を実施し、結果の比較を行う。なお、断面の評価方法については、VI-2-9-3-1「原子炉建物原子炉棟（二次格納施設）の耐震性についての計算書」で示した方法と同じである。

(1) 主トラス，サブトラス（上下弦材），水平ブレース，サブビーム，母屋及びサブトラス下弦材座屈止め

評価対象箇所は，各部材の検定値が最も大きい箇所とする。評価対象箇所を図 2-3～図 2-8 に示す。また，断面算定結果を表 2-2～表 2-7 に示す。

屋根スラブの面外剛性を考慮した場合の評価結果は，いずれも評価基準値を下回っており，面外剛性の考慮有無の違いが耐震性に影響を与えないことを確認した。

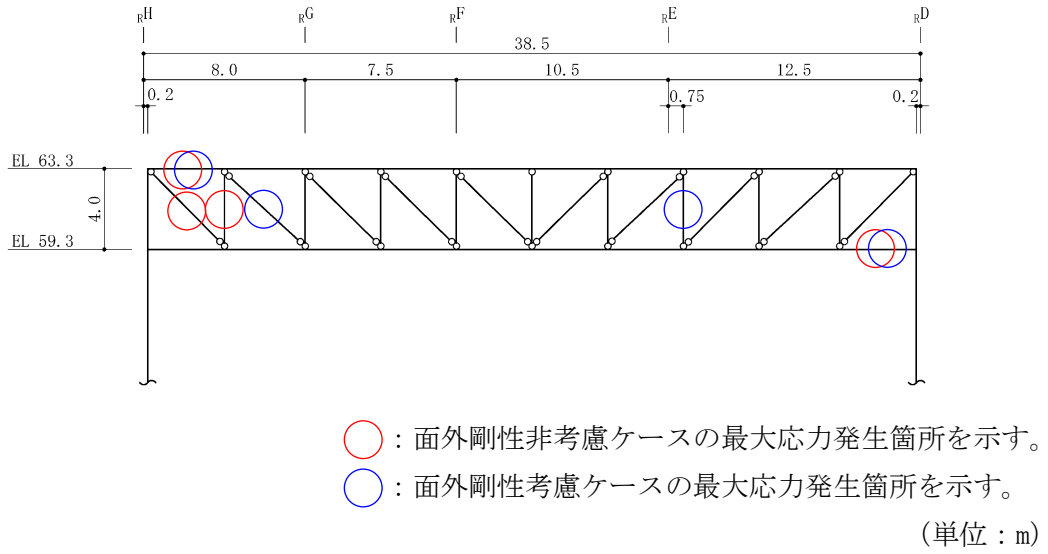


図 2-3 評価対象箇所 (主トラス : R7 通り)

表 2-2(1) 断面算定結果 (主トラス)

部材 (種類)		上弦材			
面外剛性		非考慮		考慮	
位置		R7 通り (_R G 通り _R H 通り間)		R7 通り (_R G 通り _R H 通り間)	
鉄骨断面	部材	H-400×400×13×21		H-400×400×13×21	
	種別	SM50A(SM490A 相当)		SM50A(SM490A 相当)	
応力状態		引張	圧縮	引張	圧縮
N (kN)		392	343	494	330
M (kN・m)		435	435	241	241
断面算定	σ_t (N/mm ²)	17.9	—	22.6	—
	σ_c (N/mm ²)	—	15.7	—	15.1
	σ_b (N/mm ²)	131	131	72.4	72.4
	f_t (N/mm ²)	357	—	357	—
	f_c (N/mm ²)	—	357	—	357
	f_b (N/mm ²)	357	357	357	357
	$\frac{\sigma_t}{f_t} + \frac{\sigma_b}{f_b}$	0.42 (<1.0)	—	0.28 (<1.0)	—
	$\frac{\sigma_c}{f_c} + \frac{\sigma_b}{f_b}$	—	0.42 (<1.0)	—	0.26 (<1.0)
判定		可	可	可	可

表 2-2(2) 断面算定結果 (主トラス)

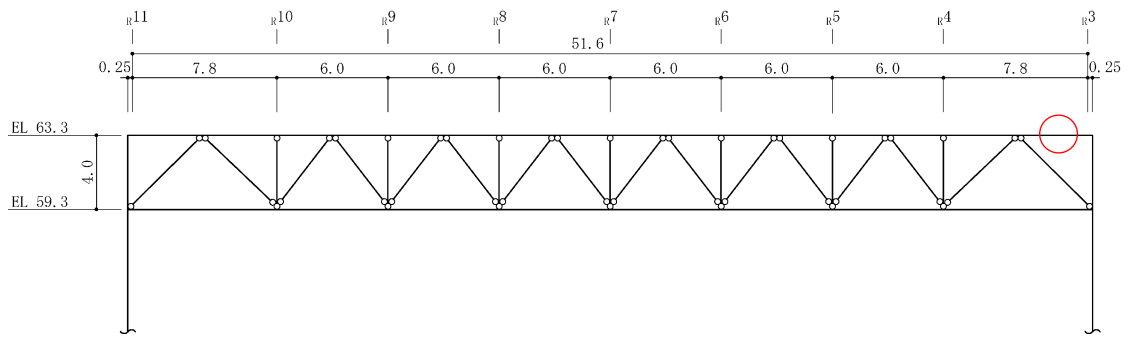
部材 (種類)		下弦材			
面外剛性		非考慮		考慮	
位置		R7 通り (_R D 通り _R E 通り間)		R7 通り (_R D 通り _R E 通り間)	
鉄骨断面	部材	BH-400×400×19×35 +2PLS-16×330		BH-400×400×19×35 +2PLS-16×330	
	種別	SM50A(SM490A 相当), SN490B		SM50A(SM490A 相当), SN490B	
応力状態		引張	圧縮	引張	圧縮
N (kN)		1150	5390	1310	5140
M (kN・m)		482	482	420	420
断面算定	σ_t (N/mm ²)	33.6	—	38.2	—
	σ_c (N/mm ²)	—	157	—	150
	σ_b (N/mm ²)	97.1	97.1	84.6	84.6
	f_t (N/mm ²)	357	—	357	—
	f_c (N/mm ²)	—	301	—	301
	f_b (N/mm ²)	357	357	357	357
	$\frac{\sigma_t}{f_t} + \frac{\sigma_b}{f_b}$	0.38 (<1.0)	—	0.35 (<1.0)	—
	$\frac{\sigma_c}{f_c} + \frac{\sigma_b}{f_b}$	—	0.81 (<1.0)	—	0.74 (<1.0)
判定		可	可	可	可

表 2-2(3) 断面算定結果 (主トラス)

部材 (種類)		斜材			
面外剛性		非考慮		考慮	
位置		R7 通り (_R G 通り _R H 通り間)		R7 通り (_R G 通り _R H 通り間)	
鉄骨断面	部材	2CTs-175×350×12×19		2CTs-175×350×12×19	
	種別	SS41(SS400 相当)		SS41(SS400 相当)	
応力状態		引張	圧縮	引張	圧縮
N (kN)		4260	1510	4220	1890
断面算定	σ_t (N/mm ²)	245	—	243	—
	σ_c (N/mm ²)	—	86.8	—	109
	f_t (N/mm ²)	258	—	258	—
	f_c (N/mm ²)	—	181	—	178
	$\frac{\sigma_t}{f_t}$	0.95 (<1.0)	—	0.95 (<1.0)	—
	$\frac{\sigma_c}{f_c}$	—	0.48 (<1.0)	—	0.62 (<1.0)
判定		可	可	可	可

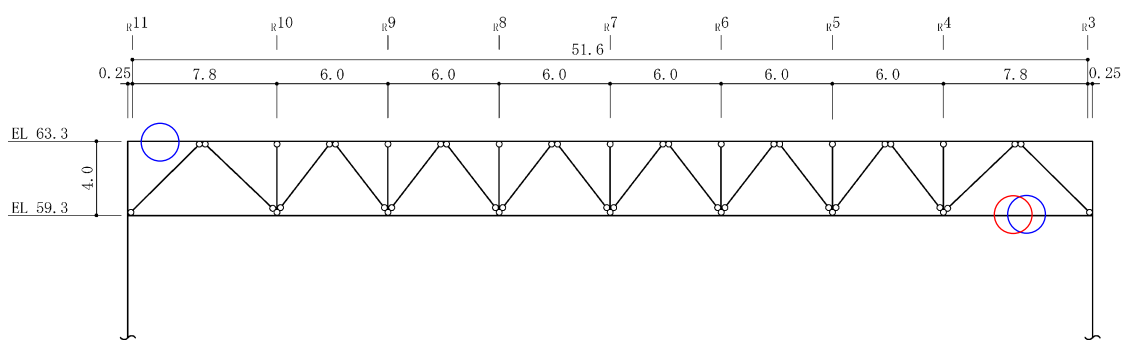
表 2-2(4) 断面算定結果 (主トラス)

部材 (種類)		束材			
面外剛性		非考慮		考慮	
位置		R7 通り (_R G 通り _R H 通り間)		R7 通り (_R D 通り _R E 通り間)	
鉄骨断面	部材	2CTs-175×350×12×19		2CTs-150×300×10×15	
	種別	SS41(SS400 相当)		SS41(SS400 相当)	
応力状態		引張	圧縮	引張	圧縮
N (kN)		1120	3170	540	1540
断面算定	σ_t (N/mm ²)	64.4	—	45.1	—
	σ_c (N/mm ²)	—	182	—	129
	f_t (N/mm ²)	258	—	258	—
	f_c (N/mm ²)	—	216	—	202
	$\frac{\sigma_t}{f_t}$	0.25 (<1.0)	—	0.18 (<1.0)	—
	$\frac{\sigma_c}{f_c}$	—	0.85 (<1.0)	—	0.64 (<1.0)
判定		可	可	可	可



○ : 面外剛性非考慮ケースの最大応力発生箇所を示す。
 ○ : 面外剛性考慮ケースの最大応力発生箇所を示す。
 (単位 : m)

(a) サブトラス : rE 通り+3.0m



○ : 面外剛性非考慮ケースの最大応力発生箇所を示す。
 ○ : 面外剛性考慮ケースの最大応力発生箇所を示す。
 (単位 : m)

(b) サブトラス : rF 通り

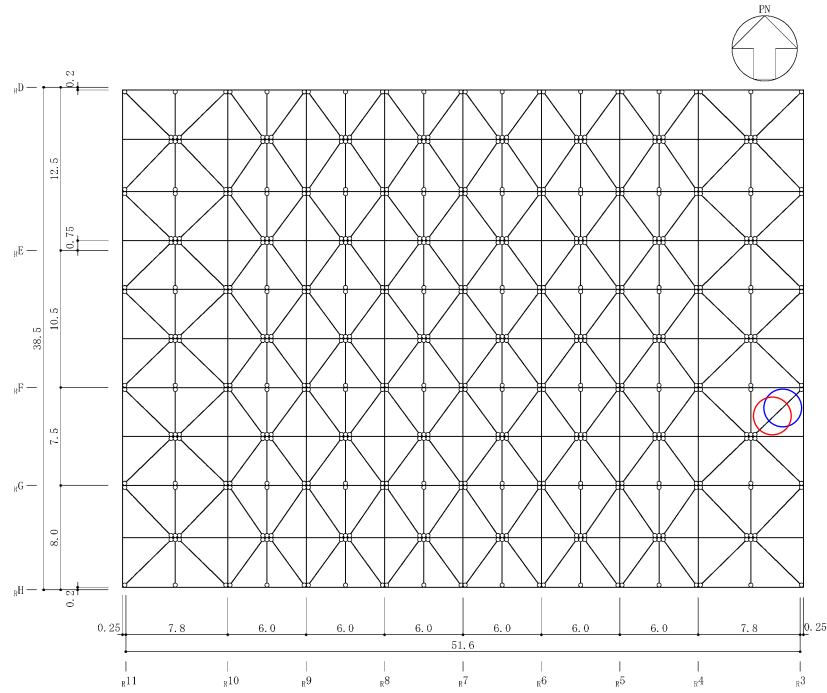
図 2-4 評価対象箇所 (サブトラス (上下弦材))

表2-3(1) 断面算定結果 (サブトラス)

部材 (種類)		上弦材			
面外剛性		非考慮		考慮	
位置		RE 通り+3.0m (R3 通り R4 通り間)		RF 通り (R10 通り R11 通り間)	
鉄骨断面	部材	H-390×300×10×16		H-390×300×10×16	
	種別	SS41(SS400 相当)		SS41(SS400 相当)	
応力状態		引張	圧縮	引張	圧縮
N (kN)		354	137	378	105
M (kN・m)		233	233	113	113
断面算定	σ_t (N/mm ²)	26.0	—	27.8	—
	σ_c (N/mm ²)	—	10.1	—	7.72
	σ_b (N/mm ²)	117	117	56.9	56.9
	f_t (N/mm ²)	258	—	258	—
	f_c (N/mm ²)	—	258	—	258
	f_b (N/mm ²)	258	258	258	258
	$\frac{\sigma_t}{f_t} + \frac{\sigma_b}{f_b}$	0.56 (<1.0)	—	0.33 (<1.0)	—
	$\frac{\sigma_c}{f_c} + \frac{\sigma_b}{f_b}$	—	0.50 (<1.0)	—	0.25 (<1.0)
判定		可	可	可	可

表2-3(2) 断面算定結果 (サブトラス)

部材 (種類)		下弦材			
面外剛性		非考慮		考慮	
位置		RF 通り (R3 通り R4 通り間)		RF 通り (R3 通り R4 通り間)	
鉄骨断面	部材	H-390×300×10×16		H-390×300×10×16	
	種別	SS41(SS400 相当)		SS41(SS400 相当)	
応力状態		引張	圧縮	引張	圧縮
N (kN)		677	1630	631	1690
M (kN・m)		131	131	126	126
断面算定	σ_t (N/mm ²)	49.8	—	46.4	—
	σ_c (N/mm ²)	—	120	—	124
	σ_b (N/mm ²)	66.0	66.0	63.5	63.5
	f_t (N/mm ²)	258	—	258	—
	f_c (N/mm ²)	—	243	—	243
	f_b (N/mm ²)	258	258	258	258
	$\frac{\sigma_t}{f_t} + \frac{\sigma_b}{f_b}$	0.46 (<1.0)	—	0.43 (<1.0)	—
	$\frac{\sigma_c}{f_c} + \frac{\sigma_b}{f_b}$	—	0.76 (<1.0)	—	0.76 (<1.0)
判定		可	可	可	可



○：面外剛性非考慮ケースの最大応力発生箇所を示す。

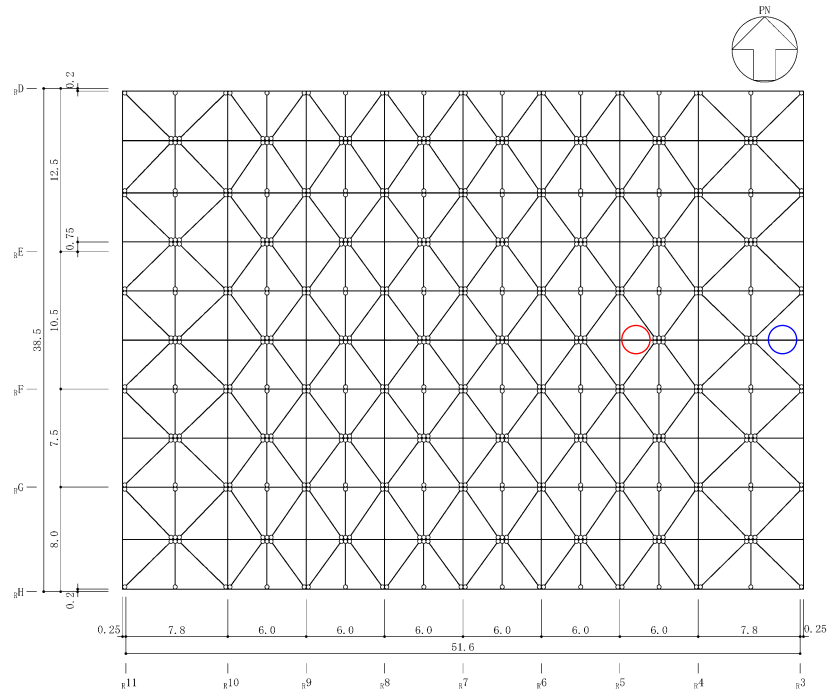
○：面外剛性考慮ケースの最大応力発生箇所を示す。

(単位：m)

図 2-5 評価対象箇所 (水平ブレース：EL 63.3m)

表 2-4 断面算定結果 (水平ブレース)

部材 (種類)		水平ブレース			
面外剛性		非考慮		考慮	
位置		R_F 通り R_G 通り間 (R_3 通り R_4 通り間)		R_F 通り R_G 通り間 (R_3 通り R_4 通り間)	
鉄骨断面	部材	H-400×408×21×21		H-400×408×21×21	
	種別	SS41 (SS400 相当)		SS41 (SS400 相当)	
応力状態		引張	圧縮	引張	圧縮
N (kN)		2090	2510	2100	2520
断面算定	σ_t (N/mm ²)	83.4	—	83.8	—
	σ_c (N/mm ²)	—	100	—	101
	f_t (N/mm ²)	258	—	258	—
	f_c (N/mm ²)	—	247	—	247
	$\frac{\sigma_t}{f_t}$	0.33 (<1.0)	—	0.33 (<1.0)	—
	$\frac{\sigma_c}{f_c}$	—	0.41 (<1.0)	—	0.41 (<1.0)
判定		可	可	可	可



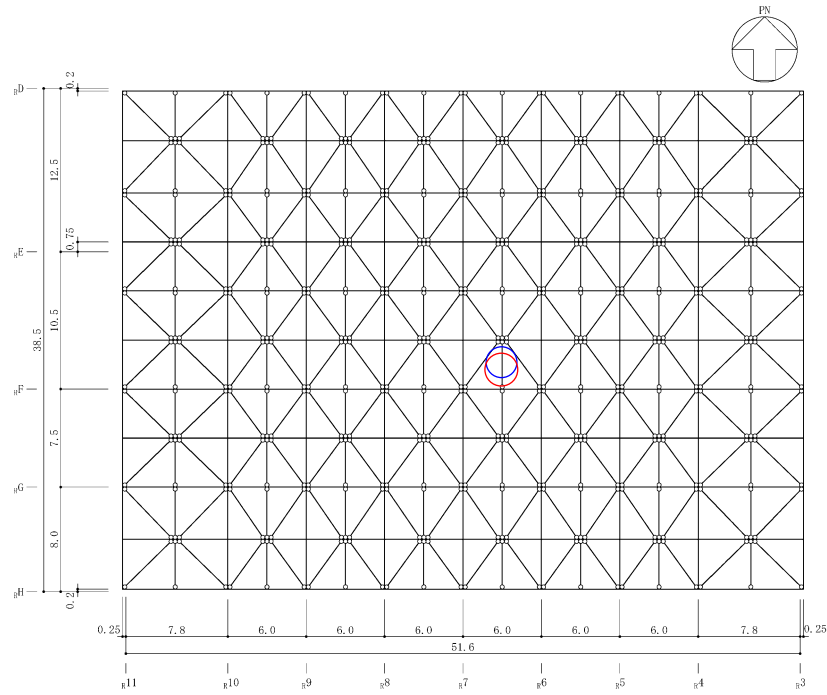
- : 面外剛性非考慮ケースの最大応力発生箇所を示す。
- : 面外剛性考慮ケースの最大応力発生箇所を示す。

(単位 : m)

図 2-6 評価対象箇所 (サブビーム : EL 63.3m)

表 2-5 断面算定結果 (サブビーム)

部材 (種類)		サブビーム			
面外剛性		非考慮		考慮	
位置		_R E 通り _R F 通り間 (_R 4 通り _R 5 通り間)		_R E 通り _R F 通り間 (_R 3 通り _R 4 通り間)	
鉄骨断面	部材	H-390×300×10×16		H-400×400×13×21	
	種別	SS41 (SS400 相当)		SS41 (SS400 相当)	
応力状態		引張	圧縮	引張	圧縮
N (kN)		102	68.0	150	94.9
M (kN・m)		165	165	308	308
断面算定	σ_t (N/mm ²)	7.50	—	6.86	—
	σ_c (N/mm ²)	—	5.00	—	4.34
	σ_b (N/mm ²)	83.1	83.1	92.5	92.5
	f_t (N/mm ²)	258	—	258	—
	f_c (N/mm ²)	—	244	—	241
	f_b (N/mm ²)	258	258	258	258
	$\frac{\sigma_t}{f_t} + \frac{\sigma_b}{f_b}$	0.36 (<1.0)	—	0.39 (<1.0)	—
	$\frac{\sigma_c}{f_c} + \frac{\sigma_b}{f_b}$	—	0.35 (<1.0)	—	0.38 (<1.0)
判定		可	可	可	可



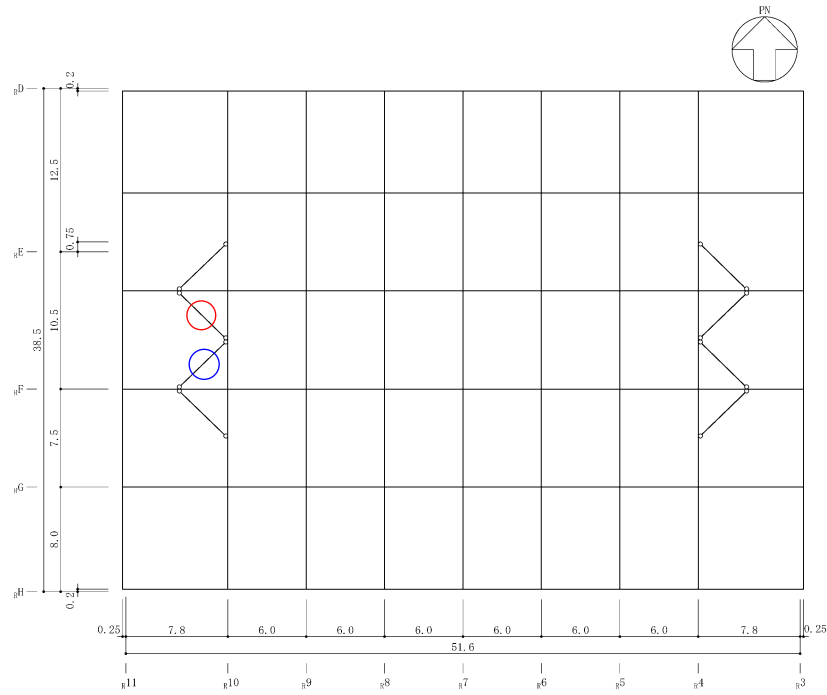
- : 面外剛性非考慮ケースの最大応力発生箇所を示す。
- : 面外剛性考慮ケースの最大応力発生箇所を示す。

(単位 : m)

図 2-7 評価対象箇所 (母屋 : EL 63.3m)

表 2-6 断面算定結果 (母屋)

部材 (種類)		母屋			
面外剛性		非考慮		考慮	
位置		R6 通り R7 通り間 (RE 通り RF 通り間)		R6 通り R7 通り間 (RE 通り RF 通り間)	
鉄骨断面	部材	H-244×175×7×11		H-244×175×7×11	
	種別	SS41 (SS400 相当)		SS41 (SS400 相当)	
応力状態		引張	圧縮	引張	圧縮
N (kN)		79.1	209	90.3	202
M (kN・m)		0	0	0	0
断面算定	σ_t (N/mm ²)	14.1	—	16.1	—
	σ_c (N/mm ²)	—	37.2	—	35.9
	σ_b (N/mm ²)	0	0	0	0
	f_t (N/mm ²)	258	—	258	—
	f_c (N/mm ²)	—	194	—	194
	f_b (N/mm ²)	258	258	258	258
	$\frac{\sigma_t}{f_t} + \frac{\sigma_b}{f_b}$	0.06 (<1.0)	—	0.07 (<1.0)	—
	$\frac{\sigma_c}{f_c} + \frac{\sigma_b}{f_b}$	—	0.20 (<1.0)	—	0.19 (<1.0)
判定		可	可	可	可



- : 面外剛性非考慮ケースの最大応力発生箇所を示す。
- : 面外剛性考慮ケースの最大応力発生箇所を示す。

(単位 : m)

図 2-8 評価対象箇所 (サブトラス下弦材座屈止め : EL 59.3m)

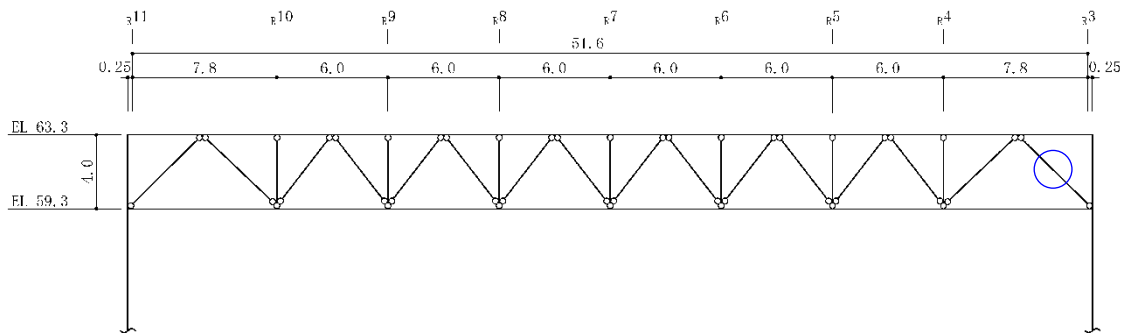
表 2-7 断面算定結果 (サブトラス下弦材座屈止め)

部材 (種類)		サブトラス下弦材座屈止め			
面外剛性		非考慮		考慮	
位置		R10 通り R11 通り間 (RE 通り RF 通り間)		R10 通り R11 通り間 (RE 通り RF 通り間)	
鉄骨断面	部材	2[s-150×75×9×12.5		2[s-150×75×9×12.5	
	種別	SS400		SS400	
応力状態		引張	圧縮	引張	圧縮
N (kN)		219	226	220	231
断面算定	σ_t (N/mm ²)	56.9	—	57.1	—
	σ_c (N/mm ²)	—	36.9	—	37.7
	f_t (N/mm ²)	235	—	235	—
	f_c (N/mm ²)	—	61.3	—	61.3
	$\frac{\sigma_t}{f_t}$	0.25 (<1.0)	—	0.25 (<1.0)	—
	$\frac{\sigma_c}{f_c}$	—	0.61 (<1.0)	—	0.62 (<1.0)
判定		可	可	可	可

(2) サブトラス（斜材）

サブトラス（斜材）は弾性範囲を超えることが確認されたため、破断評価を実施する。評価対象箇所は、弾性範囲を超える各部材の評価結果のうち、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 2-9 に示す。また、破断評価結果を表 2-8 に示す。

屋根スラブの面外剛性を考慮した場合のサブトラス（斜材）の評価結果は、評価基準値を下回っており、面外剛性の考慮有無の違いが耐震性に影響を与えないことを確認した。

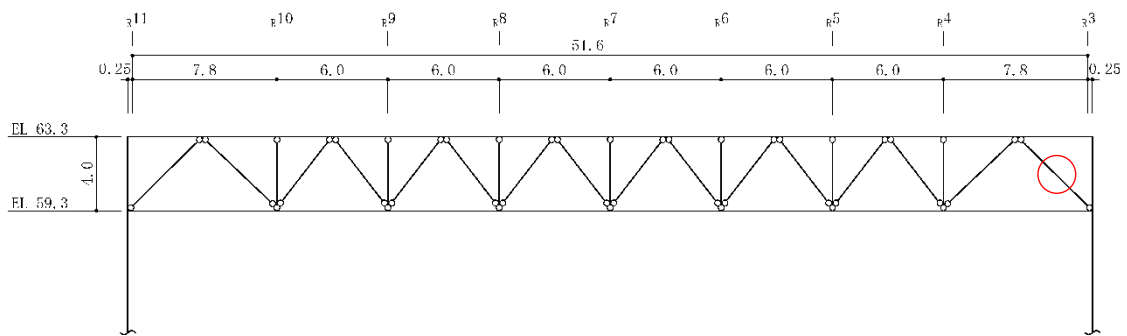


○ : 面外剛性非考慮ケースの累積塑性変形倍率が最も大きい箇所を示す。

○ : 面外剛性考慮ケースの累積塑性変形倍率が最も大きい箇所を示す。

(単位 : m)

(a) サブトラス : R_E 通り+3.0m



○ : 面外剛性非考慮ケースの累積塑性変形倍率が最も大きい箇所を示す。

○ : 面外剛性考慮ケースの累積塑性変形倍率が最も大きい箇所を示す。

(単位 : m)

(b) サブトラス : R_F 通り

図 2-9 評価対象箇所 (サブトラス (斜材))

表 2-8 破断評価結果

(a) 面外剛性非考慮 (R_F 通り)

使用部材	位置	最大等価軸ひずみ $\epsilon_{max} (\times 10^{-3})$	累積塑性変形倍率 η	応答による繰返し回数* ¹ n_i	評価基準* ² (破断寿命) N_p	$\frac{n_i}{N_p}$	判定
2CTs-125×250×9×14 +4Ls-65×65×6 SS41 (SS400 相当), SS400	R ₃ 通り R ₄ 通り間	0.800	0.8406	915	1190000	0.001	可

注記*1: ピークカウント法を用い、対象部材の軸ひずみの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。

(b) 面外剛性考慮 (R_E+3.0m 通り)

使用部材	位置	最大等価軸ひずみ $\epsilon_{max} (\times 10^{-3})$	累積塑性変形倍率 η	応答による繰返し回数* ¹ n_i	評価基準* ² (破断寿命) N_p	$\frac{n_i}{N_p}$	判定
2CTs-125×250×9×14 +4Ls-65×65×6 SS41 (SS400 相当), SS400	R ₃ 通り R ₄ 通り間	0.504	0.5338	967	1190000	0.001	可

注記*1: ピークカウント法を用い、対象部材の軸ひずみの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。

2.3.2 屋根スラブ

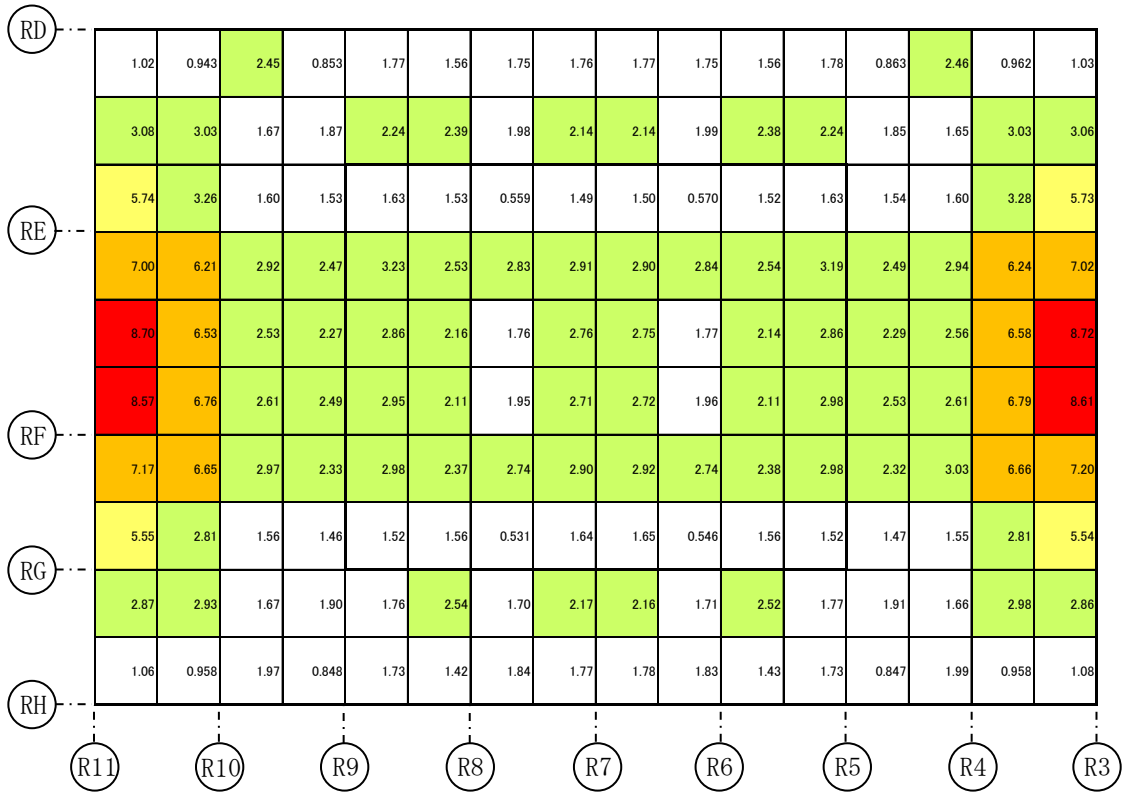
(1) 面外応力の検討

屋根スラブの面外剛性を考慮した場合に屋根スラブに発生する最大応答面外曲げモーメントを図 2-10 に、最大応答面外せん断力を図 2-11 に示す。

これらの発生応力に対する屋根スラブの断面の評価を実施する。なお、断面の評価方法については、VI-2-9-3-1「原子炉建物原子炉棟（二次格納施設）の耐震性についての計算書」で示した方法と同じである。

評価対象箇所は、各断面の検定値が最も大きい箇所とする。評価対象箇所を図 2-12 に示す。また、評価結果を表 2-9 に示す。

屋根スラブについて、屋根スラブの面外剛性を考慮した場合においても、曲げモーメントに対する鉄筋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。



Y (N S 方向)
 ↑
 X (E W 方向)
 →

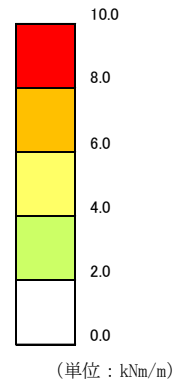
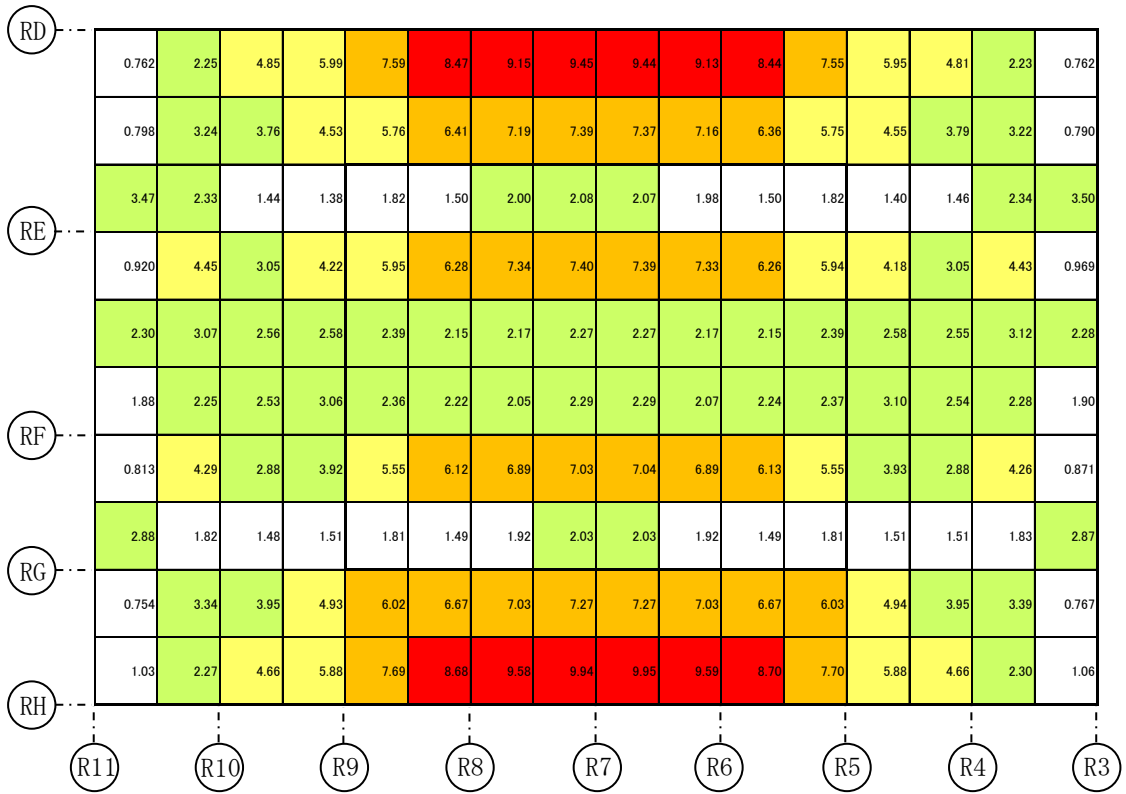


図 2-10(1) 最大応答面外曲げモーメント (M_x)



Y (N S 方向)

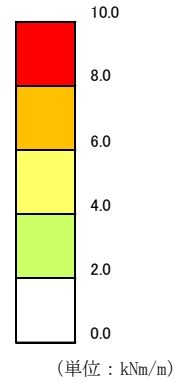


図 2-10(2) 最大応答面外曲げモーメント (My)

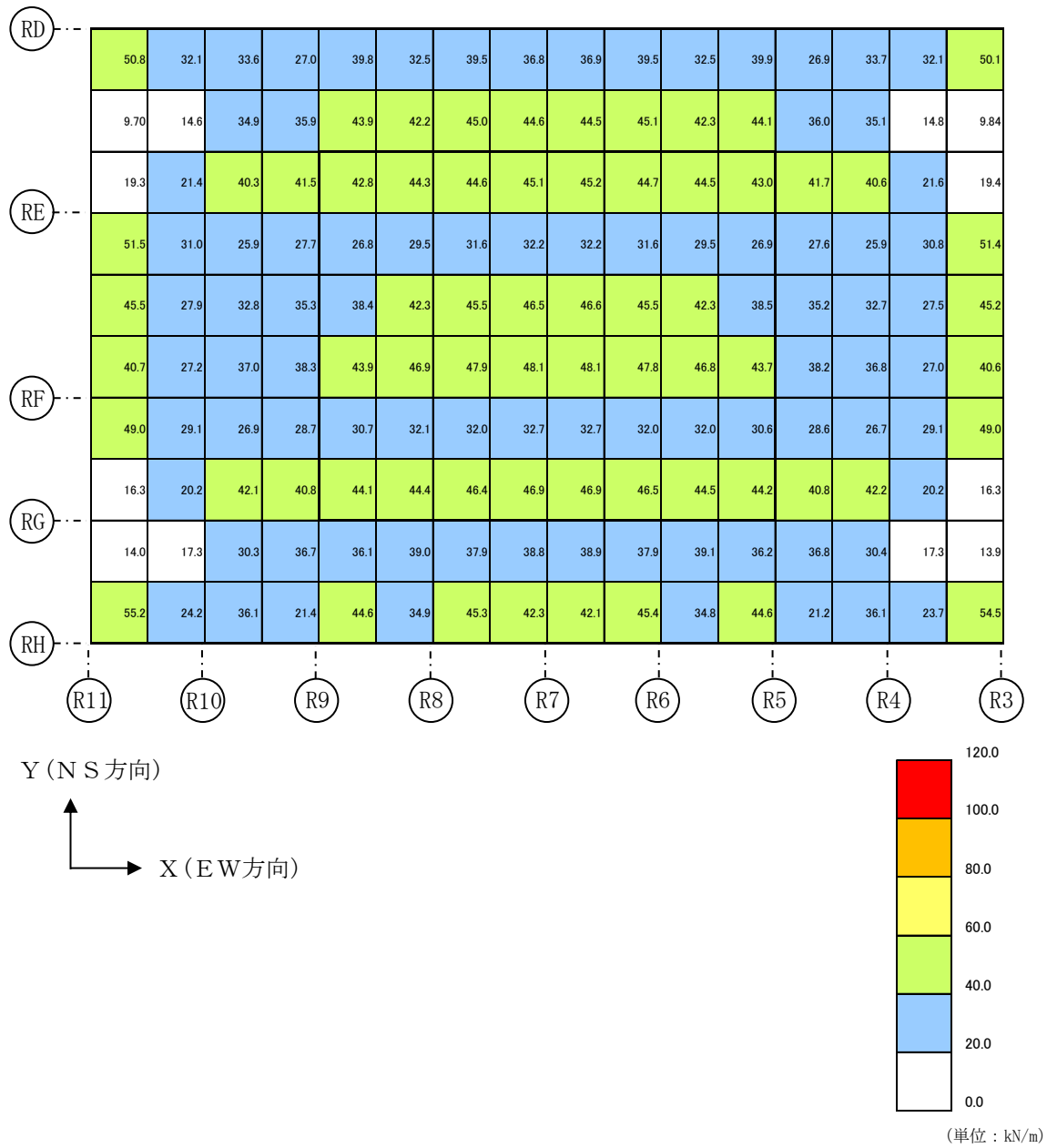


図 2-11(1) 最大応答面外せん断力 (Q_x)

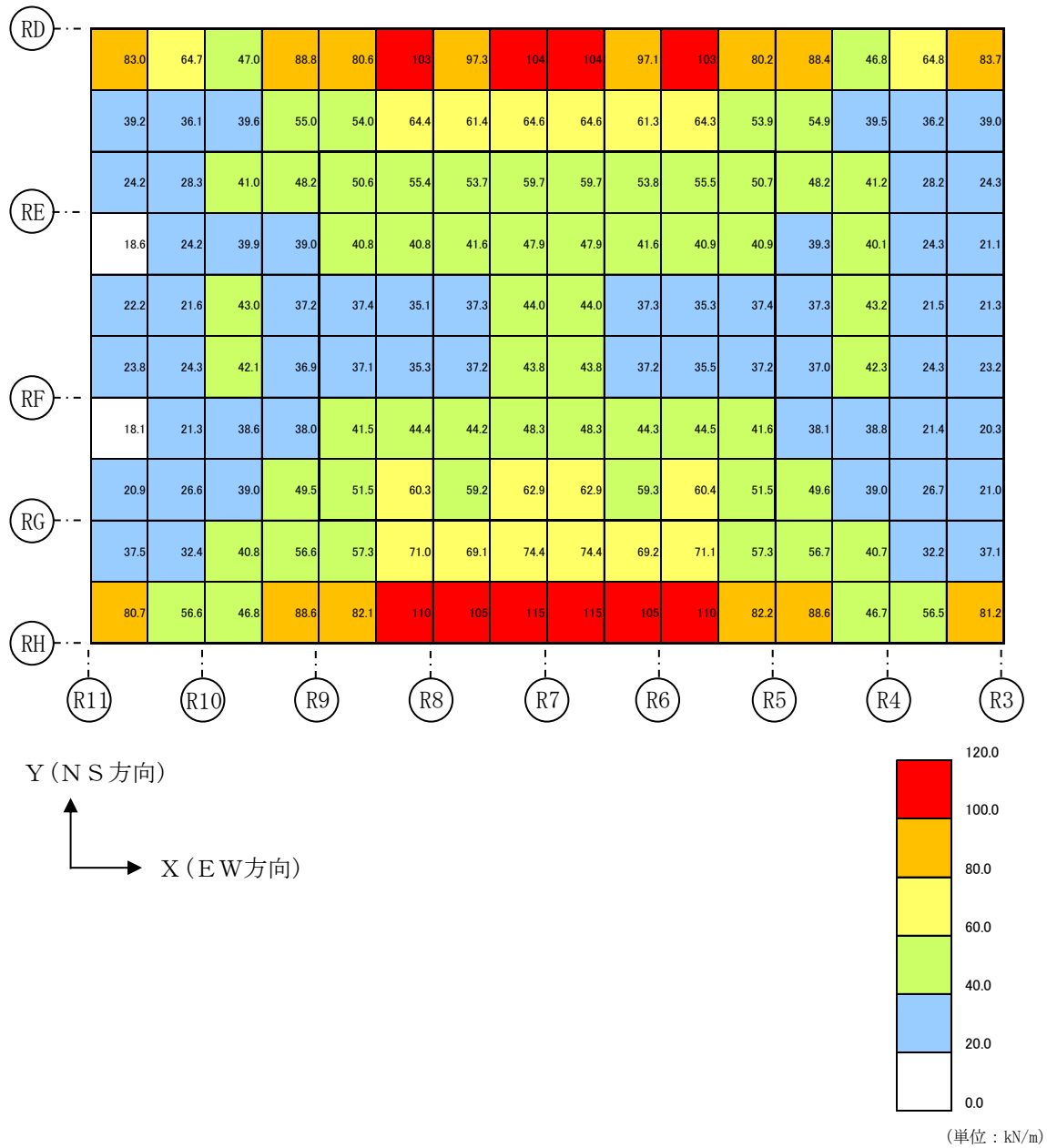
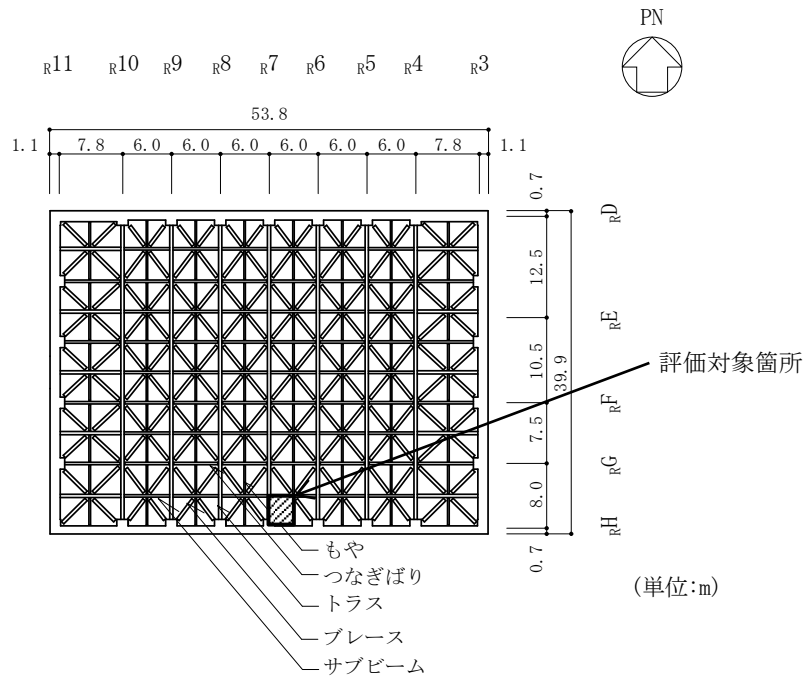


図 2-11(2) 最大応答面外せん断力 (Q_y)



注：評価対象箇所は、各断面の検定値が最も大きい箇所とする。

図 2-12 面外応力に対する評価対象箇所（屋根スラブ）

表 2-9 評価結果 (屋根スラブ) (評価対象箇所)

方向		短辺 (EW) 方向	長辺 (NS) 方向
EL (m)		63.5	
厚さ t (mm)		□	
有効せい d (mm)		□	□
配筋 (鉄筋断面積)	上ば筋	D13@100 (1270 mm ² /m)	D13@100 (1270 mm ² /m)
	下ば筋	D13@100 (1270 mm ² /m)	D13@100 (1270 mm ² /m)
曲げモーメント	発生曲げモーメント M (kN・m/m)	1.78	9.95
	鉄筋応力度 σ_t (N/mm ²)	13.3	99.4
	許容限界 (N/mm ²)	345	345
	検定値	0.04 (<1.0)	0.29 (<1.0)
面外せん断力	発生せん断力 Q (kN/m)	42.1	115
	せん断スパン比による 割増し係数 α	2.00	2.00
	許容限界 (kN/m)	226.8	170.2
	検定値	0.19 (<1.0)	0.68 (<1.0)
判定		可	可

(2) 面内応力の検討

屋根スラブの面外剛性を考慮した場合に屋根スラブに発生する最大応答面内せん断応力度を図 2-13 に示す。また、屋根トラスの固有値解析結果を表 2-10 に、NS 方向 1 次における屋根スラブの変形モードを図 2-14 に示す。

屋根スラブの最大応答面内せん断応力度を図 2-15 のようにエネルギー一定則を用いて屋根スラブの面内せん断スケルトン曲線上の応答値に換算し、屋根スラブの最大応答面内せん断ひずみが許容限界 (2.0×10^{-3}) 以下であることを確認する。なお、図 2-13 に示す最大応答面内せん断応力度の分布は、R7 通りを中心軸として概ね EW 方向に対称であり、屋根スラブ全体の面内変形モードは、図 2-14 に示すように NS 方向 1 次モードが卓越すると考えられることから、屋根スラブ全体としての最大応答面内せん断応力度は、R7 通りから東側の範囲と西側の範囲において要素面積で重み付け平均した値とする。また、屋根スラブの面内せん断スケルトンは、「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)」に基づき、軸応力度を考慮せずに算定する。

評価対象範囲は、最大応答面内せん断ひずみの平均値が最も大きい範囲とする。評価対象範囲を図 2-16 に示す。また、最大応答面内せん断ひずみを表 2-11 に示す。

屋根スラブの面外剛性を考慮した場合には、屋根スラブが負担する応力が大きくなると考えられるが、屋根スラブの平均的な最大応答面内せん断ひずみは 0.766×10^{-3} であり、許容限界 (2.0×10^{-3}) を超えていないため、屋根スラブが原子炉建物原子炉棟 (二次格納施設) として気密性を維持することを確認した。

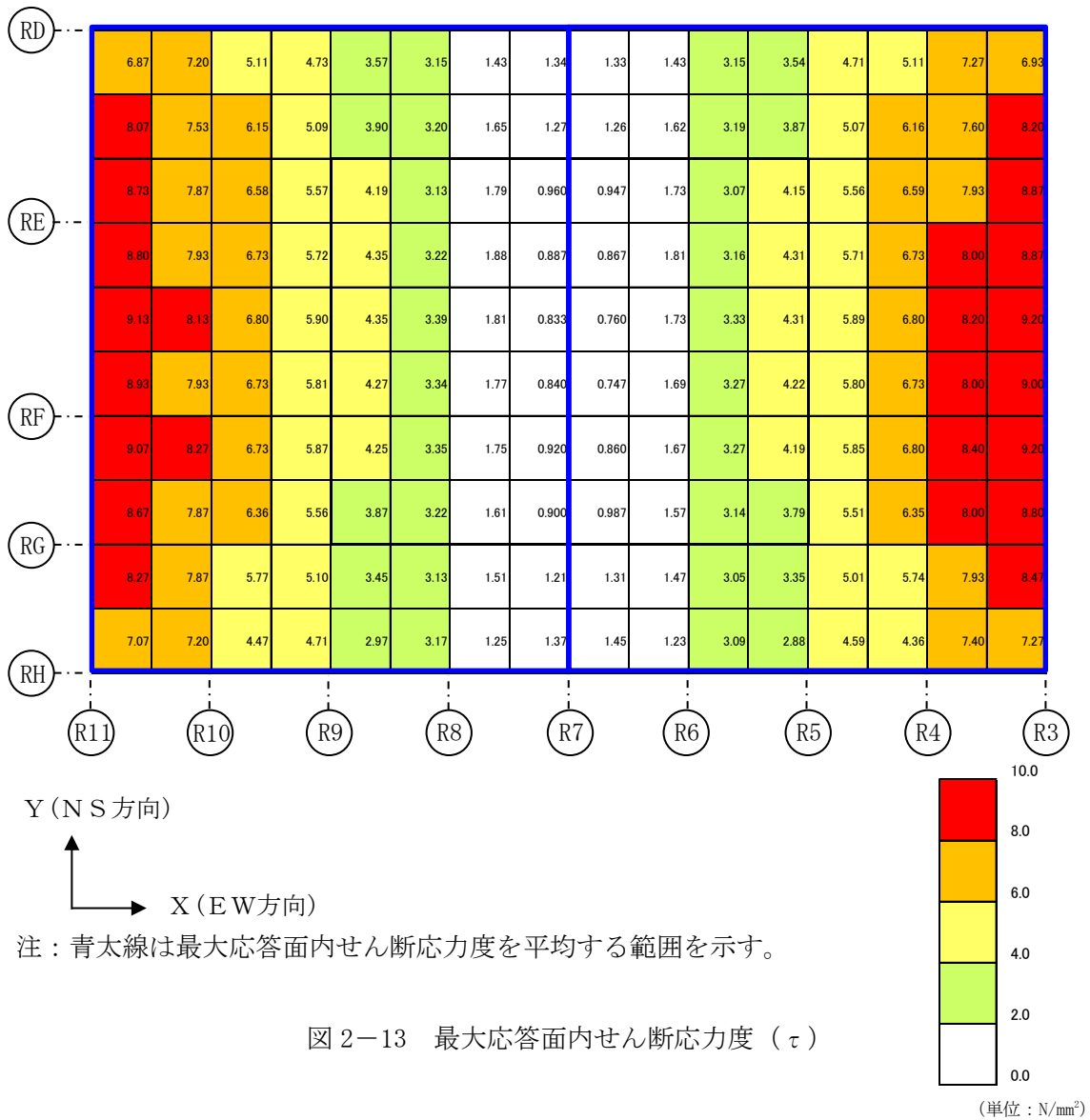
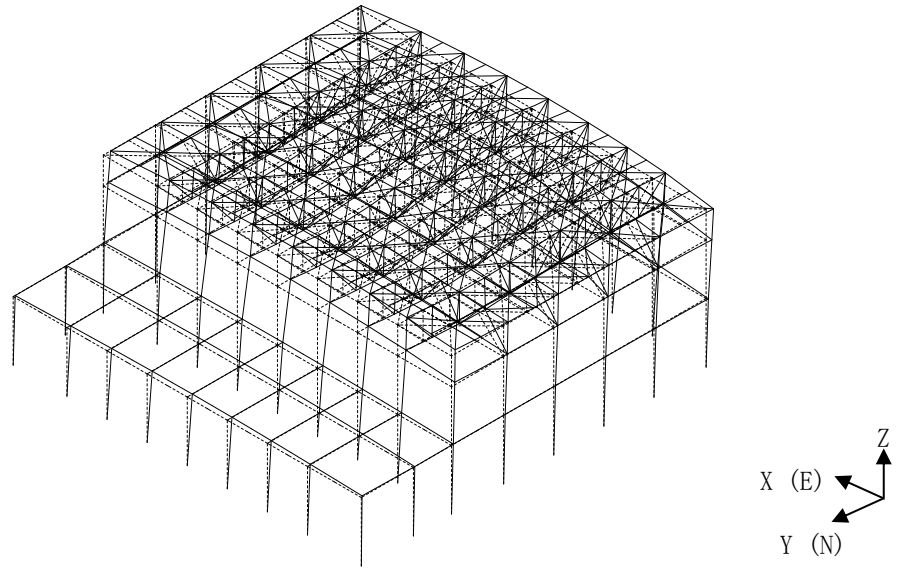


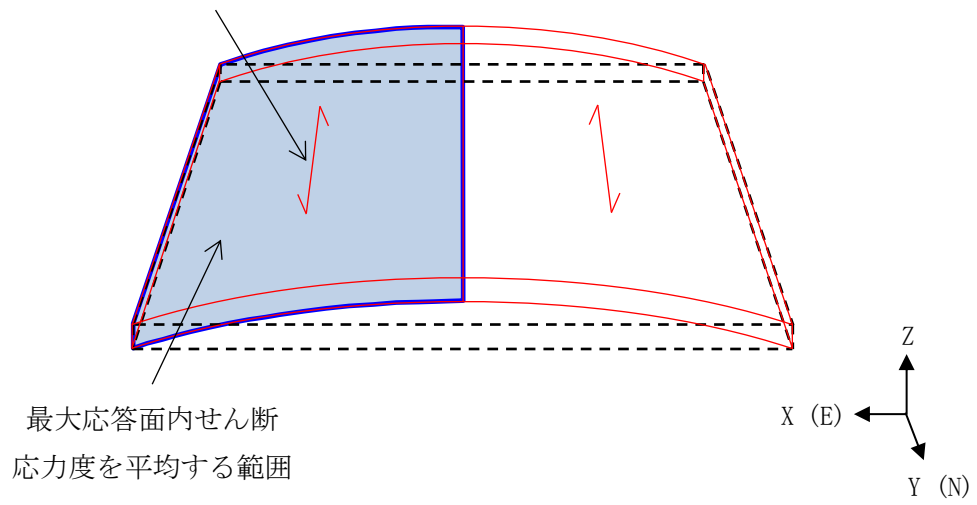
表 2-10 固有値解析結果 (面外剛性考慮モデル)

次数	振動数 (Hz)	周期 (s)	刺激係数			備考
			水平方向 (N S)	水平方向 (E W)	鉛直方向 (U D)	
1	4.60	0.218	0.085	-0.003	1.706	鉛直方向 1 次
2	6.25	0.160	-0.004	-0.042	-0.001	
3	7.80	0.128	-1.712	0.015	0.002	N S 方向 1 次
4	8.06	0.124	-0.012	-1.971	0.005	E W 方向 1 次



(a) 鳥瞰図

屋根スラブ全体としての
最大応答面内せん断応力度



(b) 概略変形図

図 2-14 屋根スラブの変形モード (面外剛性考慮モデル, NS方向1次)

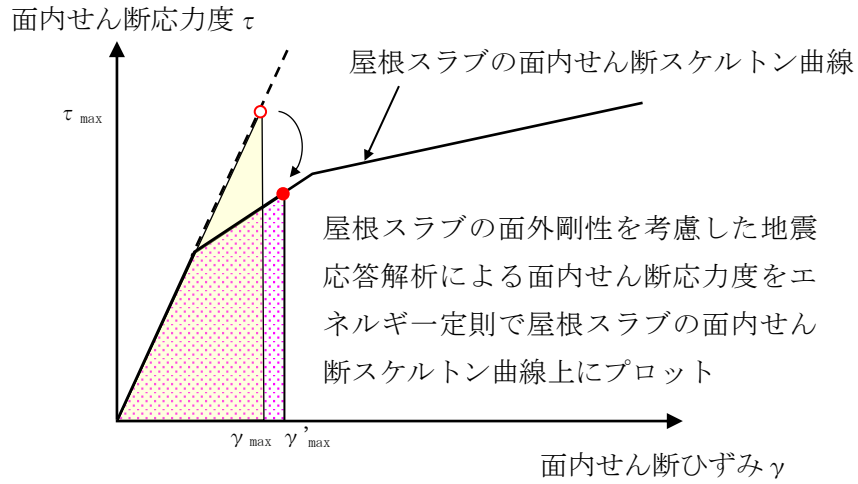
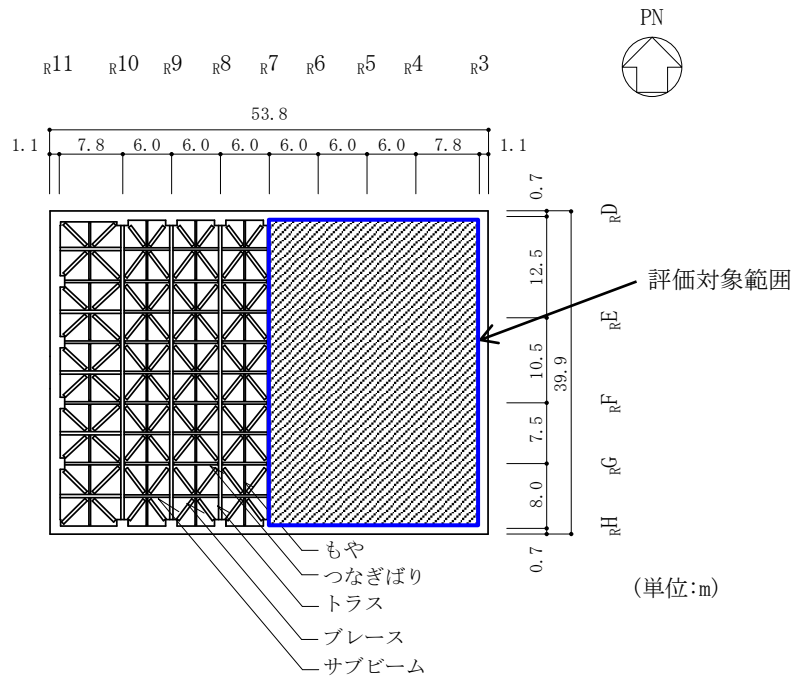


図 2-15 エネルギー一定則に基づく屋根スラブの面内せん断ひずみの評価方法



注：評価対象範囲は，最大応答面内せん断ひずみの平均値が最も大きい範囲とする。

図 2-16 面内応力に対する評価対象箇所（屋根スラブ）

表 2-11 屋根スラブの最大応答面内せん断ひずみ

位置	平均 最大応答面内 せん断応力度* ¹ τ_{max} (N/mm ²)	平均 最大応答面内 せん断ひずみ* ¹ γ_{max} ($\times 10^{-3}$)	等価平均 最大応答面内 せん断ひずみ* ² γ'_{max} ($\times 10^{-3}$)
R _D 通り R _H 通り間 (R ₃ 通り R ₇ 通り間)	4.96	0.529	0.766

注記*1：屋根スラブの最大応答面内せん断応力度分布及び変形モードを考慮して設定した範囲において要素面積で重み付け平均した値。

*2：エネルギー一定則を適用し、面内せん断スケルトン曲線上にプロットした値。

3. 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, pp. 127-136, 1995 年 3 月)

別紙6 スタッドボルトの検討

目 次

1. 概要	別紙 6-1
2. 検討方針	別紙 6-2
3. 応力解析による評価方法	別紙 6-3
3.1 評価対象	別紙 6-3
3.2 荷重及び荷重の組合せ	別紙 6-4
3.2.1 荷重	別紙 6-4
3.2.2 荷重の組合せケース	別紙 6-6
3.3 使用材料及び許容値	別紙 6-7
3.4 スタッドボルトに発生する荷重	別紙 6-7
3.5 許容限界	別紙 6-8
4. 評価結果	別紙 6-11
5. まとめ	別紙 6-13

1. 概要

原子炉建物の二次格納施設バウンダリを構成している屋根スラブは、スタッドボルトにより屋根トラスと一体化し、スタッドボルトを介して屋根トラスに荷重を伝達する構造となっている。

本資料は、二次格納施設バウンダリである屋根スラブの荷重を伝達するスタッドボルトについて、基準地震動 S_s に対する健全性を確認するものである。

2. 検討方針

基準地震動 S_s による水平及び鉛直方向地震力の組合せに対するスタッドボルトの健全性について検討を行う。

検討は、基準地震動 S_s に対する屋根スラブの慣性力によって、スタッドボルトに作用する引張力及びせん断力が、「各種合成構造設計指針・同解説」（（社）日本建築学会，2010 改定）（以下「各種合成構造設計指針」という。）に基づき設定した許容限界を超えないことを確認する。水平及び鉛直震度については、VI-2-2-2「原子炉建物の地震応答計算書」により得られた基準地震動 S_s による結果を用いることとし、材料物性の不確かさを考慮する。

なお、スタッドボルトに作用する引張力及びせん断力は、スタッドボルト 1 組あたりの荷重の負担幅を考慮して算定する。

3. 応力解析による評価方法

3.1 評価対象

評価対象は、主トラスのスタッドボルト（以下「スタッドボルト（主トラス部）」という。）及びサブトラスのスタッドボルト（以下「スタッドボルト（サブトラス部）」という。）とする。

原子炉建物の概略平面図及び屋根スラブの概略断面図を図 3-1 及び図 3-2 に、スタッドボルトの諸元を表 3-1 に示す。

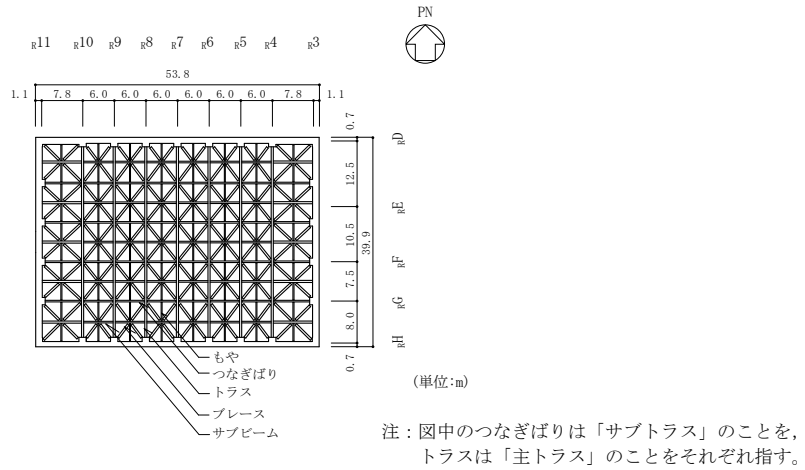


図 3-1 概略平面図 (EL 63.5m)

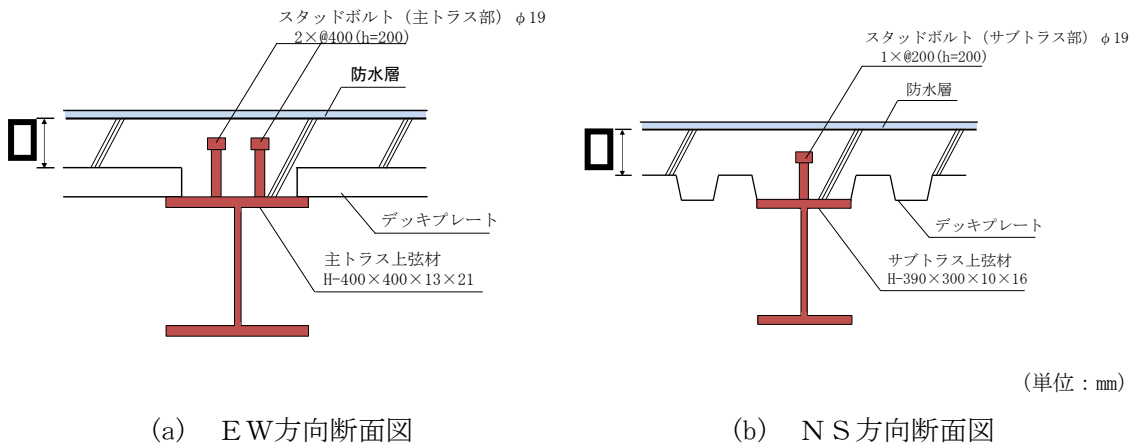


図 3-2 屋根スラブ概略断面図

表 3-1 スタッドボルトの諸元

評価対象	諸元
スタッドボルト（主トラス部）	2-φ19@400, h=200
スタッドボルト（サブトラス部）	1-φ19@200, h=200

3.2 荷重及び荷重の組合せ

3.2.1 荷重

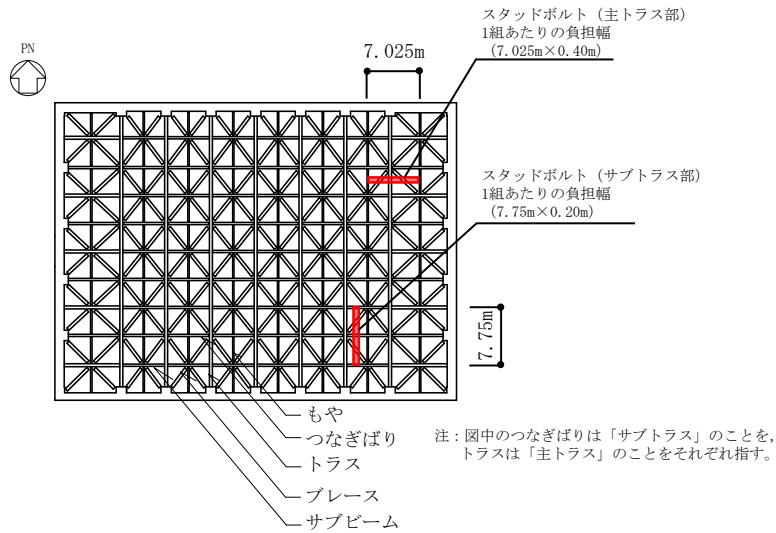
スタッドボルトに作用する地震荷重は、屋根スラブの固定荷重、積載荷重及び積雪荷重に対して、水平及び鉛直震度を乗じて算定する。水平及び鉛直震度算定のための最大応答加速度は、VI-2-2-2「原子炉建物の地震応答計算書」に示す質点系モデルにより得られた屋根面の加速度のうち、最大の加速度を採用する。最大応答加速度及び震度を表 3-2 に示す。

なお、屋根スラブの固定荷重、積載荷重及び積雪荷重については、VI-2-9-3-1「原子炉建物原子炉棟（二次格納施設）の耐震性についての計算書」における屋根スラブ評価用の荷重と同様とする。

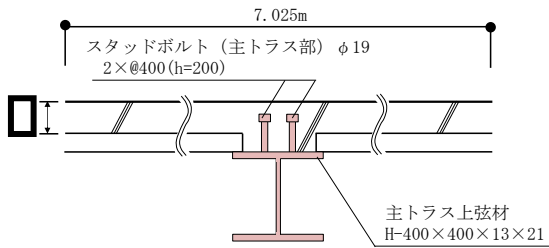
スタッドボルトの評価は屋根スラブの支持スパンを考慮して、スタッドボルト 1 組あたりの負担荷重が最も大きくなる箇所を対象とする。スタッドボルト 1 組あたりの屋根スラブの荷重の負担幅を図 3-3 に示す。

表 3-2 最大応答加速度及び震度

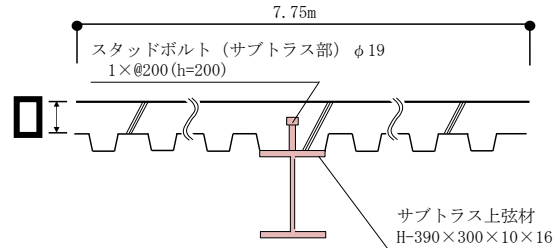
EL (m)	階	方向	ケース	最大応答加速度 (cm/s^2)	震度
63.5	RF	NS	S s - D (ケース 2)	2640	2.70
		EW	S s - D (ケース 1)	2700	2.76
		鉛直	S s - D (ケース 2)	4287	4.38



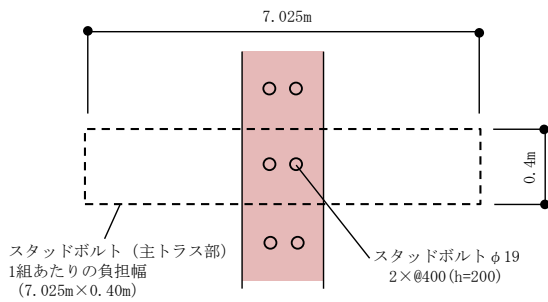
(a) 概略平面図 (EL 63.5m)



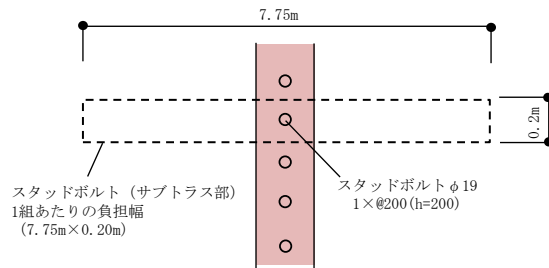
(b) E-W方向断面図



(c) N-S方向断面図



(d) 伏図 (主トラス上弦材)



(e) 伏図 (サブトラス上弦材)

図3-3 スタッドボルト1組あたりの屋根スラブの荷重の負担幅

3.2.2 荷重の組合せケース

荷重の組合せケースを表 3-3 に示す。

スタッドボルト（主トラス部）は水平方向（EW方向）及び鉛直方向地震力を、スタッドボルト（サブトラス部）は水平方向（NS方向）及び鉛直方向地震力を負担するものとし、水平方向及び鉛直方向の地震荷重の組合せを考慮した評価を行う。

水平地震力と鉛直地震力の組合せは、「原子力発電所耐震設計技術規程 J E A C 4 6 0 1 -2008（（社）日本電気協会）」を参考に、組合せ係数法（組合せ係数は 1.0 と 0.4）を用いるものとする。

表 3-3 荷重の組合せケース

外力の状態	評価対象	荷重の組合せ
S _s 地震時	スタッドボルト (主トラス部)	1.0 S _{s EW} + 0.4 S _{s UD}
		0.4 S _{s EW} + 1.0 S _{s UD}
	スタッドボルト (サブトラス部)	1.0 S _{s NS} + 0.4 S _{s UD}
		0.4 S _{s NS} + 1.0 S _{s UD}

S_{s NS} : 水平方向（NS方向） S_s地震荷重

S_{s EW} : 水平方向（EW方向） S_s地震荷重

S_{s UD} : 鉛直方向（上向き） S_s地震荷重

3.3 使用材料及び許容値

スタッドボルトの許容応力度を表 3-4 に、コンクリートの物性値を表 3-5 に示す。

表 3-4 スタッドボルトの許容応力度

(単位：N/mm²)

種別	降伏点強度
SS41 (SS400 相当)	235

表 3-5 コンクリートの物性値

(単位：N/mm²)

設計基準強度	ヤング係数
F _c	E _c
23.5	2.25×10 ⁴

3.4 スタッドボルトに発生する荷重

地震荷重により生じるスタッドボルト 1 本あたりの引張力 p 及びせん断力 q は次式により求める。

- ・スタッドボルト 1 本あたりに発生する引張力 (p)

$$p = k_v \times w / n$$

- ・スタッドボルト 1 本あたりに発生するせん断力 (q)

$$q = k_H \times w / n$$

ここで、

k_H : 水平震度

k_v : 鉛直震度

w : スタッドボルトの負担幅を考慮した屋根スラブの重量 (N)

n : スタッドボルト 1 組の本数

3.5 許容限界

スタッドボルトが負担する荷重が、「各種合成構造設計指針」に基づき求めた許容限界を超えないことを確認する。

(1) 許容引張力

スタッドボルト1本あたりの許容引張力 p_a は、スタッドボルト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} 及び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。スタッドボルトの許容引張力 p_a の算定式を以下に示す。

$$p_a = \min(p_{a1}, p_{a2}, p_{a3})$$

ただし、

$$p_{a1} = \phi_1 \cdot s \sigma_{pa} \cdot s_{ca}$$

$$p_{a2} = \phi_2 \cdot c \sigma_t \cdot A_C$$

$$p_{a3} = f_n \cdot A_0$$

ここで、

p_{a1} : スタッドボルトの降伏により定まる場合のスタッドボルト1本あたりの許容引張力(N)

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ボルト1本あたりの許容引張力(N)

p_{a3} : コンクリートの支圧破壊により定まる場合のスタッドボルト1本あたりの許容引張力(N)

ϕ_1, ϕ_2 : 低減係数であり、以下の表に従う。

	ϕ_1	ϕ_2
短期荷重用	1.0	2/3

$s \sigma_{pa}$: スタッドボルトの引張強度で、 $s \sigma_{pa} = s \sigma_y$ とする。(N/mm²)

$s \sigma_y$: スタッドボルトの規格降伏点強度(N/mm²)

s_{ca} : スタッドボルトの断面積で、軸部断面積とねじ部有効断面積の小なる方の値とする。(mm²)

$c \sigma_t$: コーン状破壊に対するコンクリートの引張強度で、 $c \sigma_t = 0.31\sqrt{F_C}$ とする。(N/mm²)

F_C : コンクリートの設計基準強度(N/mm²)

A_C : コーン状破壊面の有効水平投影面積(mm²)

ℓ_{ce} : スタッドボルトの強度算定用埋込み長さで、 $\ell_{ce} = \ell_e$ とする。(mm)

ℓ_e : スタッドボルトのコンクリート内への有効埋込み長さ(mm)

D : スタッドボルト頭部の直径(mm)

f_n : コンクリートの支圧強度で、 $f_n = \sqrt{A_C/A_0} \cdot F_C$ とする。ただし、

$\sqrt{A_c/A_0}$ が6を超える場合は6とする。(N/mm²)

A_0 : スタッドボルト頭部の支圧面積で、 $A_0 = \pi \cdot (D^2 - d^2) / 4$ とする。
(mm²)

d : スタッドボルト軸部の直径(mm)

(2) 許容せん断力

スタッドボルト1本あたりの許容せん断力 q_a は、スタッドボルトのせん断強度により定まる場合の許容せん断力 q_{a1} 及び定着したコンクリート躯体の支圧強度により定まる場合の許容せん断力 q_{a2} のうち、最も小さい値とする。スタッドボルトの許容せん断力 q_a の算定式を以下に示す。

$$q_a = \min(q_{a1}, q_{a2})$$

ただし、

$$q_{a1} = \phi_1 \cdot s \sigma_{qa} \cdot s_c a$$

$$q_{a2} = \phi_2 \cdot c \sigma_{qa} \cdot s_c a$$

ここで、

q_{a1} : スタッドボルトのせん断強度により定まる場合のスタッドボルト1本あたりの許容せん断力(N)

q_{a2} : 定着したコンクリート躯体の支圧強度により定まる場合のスタッドボルト1本あたりの許容せん断力(N)

ϕ_1, ϕ_2 : 低減係数であり、以下の表に従う。

	ϕ_1	ϕ_2
短期荷重用	1.0	2/3

$s \sigma_{qa}$: ボルトのせん断強度で、 $s \sigma_{qa} = 0.7 \cdot s \sigma_y$ とする。(N/mm²)

$s \sigma_y$: スタッドボルトの規格降伏点強度(N/mm²)

$s_c a$: スタッドボルトの軸部断面積とねじ部有効断面積の小なるほうの値とする。(mm²)

$c \sigma_{qa}$: 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。(N/mm²)

F_c : コンクリートの設計基準強度(N/mm²)

E_c : コンクリートのヤング係数(N/mm²)

(3) 組合せ荷重

引張力及びせん断力の組合せに対するスタッドボルト1本あたりの許容値は以下のとおりとする。

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

ここで、

- p : スタッドボルト 1 本あたりに発生する引張力 (N)
- q : スタッドボルト 1 本あたりに発生するせん断力 (N)
- p_a : スタッドボルト 1 本あたりの許容引張力 (N)
- q_a : スタッドボルト 1 本あたりの許容せん断力 (N)

4. 評価結果

スタッドボルトの評価結果を表 4-1 に示す。基準地震動 S_s によりスタッドボルトに発生する引張力，せん断力並びに引張力及びせん断力の組合せ荷重に対して，「各種合成構造設計指針」に基づき求めた許容限界を超えないことを確認した。

表 4-1 スタッドボルトの評価結果

(a) スタッドボルト (主トラス部)

スタッドボルト			2-φ19@400
引張	発生引張力 (kN)	p	32.3
	許容引張力 (kN)	p _{a1}	66
		p _{a2}	71
		p _{a3}	73
		採用値	66
せん断	発生せん断力 (kN)	q	26.4
	許容せん断力 (kN)	q _{a1}	46
		q _{a2}	68
		採用値	46
組合せ	検定値 $\left(\frac{p}{p_a}\right)^2 + \left(\frac{q}{q_a}\right)^2$		0.37
判定			可

(b) スタッドボルト (サブトラス部)

スタッドボルト			1-φ19@200
引張	発生引張力 (kN)	p	35.6
	許容引張力 (kN)	p _{a1}	66
		p _{a2}	59
		p _{a3}	73
		採用値	59
せん断	発生せん断力 (kN)	q	28.5
	許容せん断力 (kN)	q _{a1}	46
		q _{a2}	68
		採用値	46
組合せ	検定値 $\left(\frac{p}{p_a}\right)^2 + \left(\frac{q}{q_a}\right)^2$		0.45
判定			可

5. まとめ

二次格納施設バウンダリを構成する屋根スラブの荷重を伝達するスタッドボルトについて基準地震動 S_s に対する検討を行い、スタッドボルトの健全性を確認した。