

島根原子力発電所第2号機 審査資料	
資料番号	NS2-補-025 改01
提出年月日	2023年8月4日

補足-025 工事計画に係る補足説明資料
(建物・構築物の耐震性についての計算書)

2023年8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。

工事計画添付書類に係る補足説明資料

添付書類の記載内容を補足するための資料を以下に示す。

工認添付書類	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 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	補足-025-01 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
VI-2-2-6 制御室建物の耐震性についての計算書	補足-025-02 制御室建物の耐震性についての計算書に関する補足説明資料
VI-2-2-8 タービン建物の耐震性についての計算書	補足-025-03 タービン建物の耐震性についての計算書に関する補足説明資料
VI-2-2-10 廃棄物処理建物の耐震性についての計算書	補足-025-04 廃棄物処理建物の耐震性についての計算書に関する補足説明資料
VI-2-2-12 緊急時対策所の耐震性についての計算書	補足-025-05 緊急時対策所の耐震性についての計算書に関する補足説明資料
VI-2-2-14 排気筒の耐震性についての計算書	補足-025-06 排気筒の耐震性についての計算書に関する補足説明資料
VI-2-2-17 ガスタービン発電機建物の耐震性についての計算書	補足-025-07 ガスタービン発電機建物の耐震性についての計算書に関する補足説明資料
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	補足-025-08 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に関する補足説明資料
VI-2-8-4-3 中央制御室遮蔽（1，2号機共用）の耐震性についての計算書	補足-025-09 中央制御室遮蔽（1，2号機共用）の耐震性についての計算書に関する補足説明資料
VI-2-8-4-5 緊急時対策所遮蔽の耐震性についての計算書	補足-025-10 緊急時対策所遮蔽の耐震性についての計算書に関する補足説明資料

（次頁へ続く）

(前頁からの続き)

工認添付書類	補足説明資料
VI-2-9-3-4 原子炉建物基礎スラブの耐震性についての 計算書	補足-025-11 原子炉建物基礎スラブの耐震性についての 計算書に関する補足説明資料
VI-2-2-15 排気筒の基礎の耐震性についての計算書	補足-025-12 排気筒の基礎の耐震性についての計算書に 関する補足説明資料
VI-2-11-2-1-1 1号機原子炉建物の耐震性についての計算 書	補足-025-13 1号機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
VI-2-11-2-1-2 1号機タービン建物の耐震性についての計 算書	補足-025-14 1号機タービン建物の耐震性についての計 算書に関する補足説明資料
VI-2-11-2-1-3 1号機廃棄物処理建物の耐震性についての 計算書	補足-025-15 1号機廃棄物処理建物の耐震性についての 計算書に関する補足説明資料
VI-2-11-2-1-4 サイトバンカ建物の耐震性についての計算 書	補足-025-16 サイトバンカ建物の耐震性についての計算 書に関する補足説明資料
VI-2-11-2-1-5 サイトバンカ建物（増築部）の耐震性につ いての計算書	補足-025-17 サイトバンカ建物（増築部）の耐震性につ いての計算書に関する補足説明資料
VI-2-11-2-1-6 排気筒モニタ室の耐震性についての計算書	補足-025-18 排気筒モニタ室の耐震性についての計算書 に関する補足説明資料
VI-2-11-2-2 1号機排気筒の耐震性についての計算書	補足-025-19 1号機排気筒の耐震性についての計算書に 関する補足説明資料
VI-2-11-2-6-1 ディーゼル燃料移送ポンプエリア防護対策 設備の耐震性についての計算書	補足-025-20 ディーゼル燃料移送ポンプエリア防護対策 設備の耐震性についての計算書に関する補 足説明資料
VI-2-11-2-9 原子炉ウェルシールドプラグの耐震性につ いての計算書	補足-025-21 原子炉ウェルシールドプラグの耐震性につ いての計算書に関する補足説明資料

(次頁へ続く)

(前頁からの続き)

工認添付書類	補足説明資料
VI-2-2-5 制御室建物の地震応答計算書 VI-2-2-6 制御室建物の耐震性についての計算書 VI-2-2-8 タービン建物の耐震性についての計算書 VI-2-2-9 廃棄物処理建物の地震応答計算書 VI-2-2-12 緊急時対策所の耐震性についての計算書 VI-2-2-15 排気筒の基礎の耐震性についての計算書 VI-2-2-17 ガスタービン発電機建物の耐震性についての計算書 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-2-8-4-3 中央制御室遮蔽（1，2号機共用）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 VI-2-9-3-4 原子炉建物基礎スラブの耐震性についての計算書	補足-025-22 建物・構築物の耐震評価における組合せ係数法の適用

(次頁へ続く)

(前頁からの続き)

工認添付書類	補足説明資料
<p>VI-2-2-2 原子炉建物の地震応答計算書</p> <p>VI-2-2-5 制御室建物の地震応答計算書</p> <p>VI-2-2-7 タービン建物の地震応答計算書</p> <p>VI-2-2-9 廃棄物処理建物の地震応答計算書</p> <p>VI-2-2-11 緊急時対策所の地震応答計算書</p> <p>VI-2-2-16 ガスタービン発電機建物の地震応答計算書</p> <p>VI-2-2-39 屋外配管ダクト（排気筒）の耐震性についての計算書</p> <p>VI-2-8-4-3 中央制御室遮蔽（1，2号機共用）の耐震性についての計算書</p> <p>VI-2-8-4-5 緊急時対策所遮蔽の耐震性についての計算書</p> <p>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</p> <p>VI-2-11-2-1-1 1号機原子炉建物の耐震性についての計算書</p> <p>VI-2-11-2-1-2 1号機タービン建物の耐震性についての計算書</p> <p>VI-2-11-2-1-3 1号機廃棄物処理建物の耐震性についての計算書</p> <p>VI-2-11-2-1-4 サイトバンカ建物の耐震性についての計算書</p>	<p>補足-025-23 地震荷重と積雪荷重の組合せについて</p>

(次頁へ続く)

(前頁からの続き)

工認添付書類	補足説明資料
<p>VI-2-11-2-1-5 サイトバンカ建物（増築部）の耐震性についての計算書</p> <p>VI-2-11-2-1-6 排気筒モニタ室の耐震性についての計算書</p> <p>VI-2-11-2-6-1 ディーゼル燃料移送ポンプエリア防護対策設備の耐震性についての計算書</p> <p>VI-2-11-2-15 ディーゼル燃料貯蔵タンク室の耐震性についての計算書</p>	<p>補足-025-23 地震荷重と積雪荷重の組合せについて</p>
<p>VI-2-2-2 原子炉建物の地震応答計算書</p> <p>VI-2-2-5 制御室建物の地震応答計算書</p> <p>VI-2-2-7 タービン建物の地震応答計算書</p> <p>VI-2-2-9 廃棄物処理建物の地震応答計算書</p> <p>VI-2-2-11 緊急時対策所の地震応答計算書</p> <p>VI-2-2-16 ガスタービン発電機建物の地震応答計算書</p>	<p>補足-025-24 地震荷重と風荷重の組合せについて</p>
<p>VI-2-11-2-6-2 建物開口部竜巻防護対策設備の耐震性についての計算書</p>	<p>補足-025-25 建物開口部竜巻防護対策設備の耐震性についての計算書に関する補足説明資料</p>
<p>VI-2-2-39 屋外配管ダクト（排気筒）の耐震性についての計算書</p> <p>VI-2-11-2-15 ディーゼル燃料貯蔵タンク室の耐震性についての計算書</p>	<p>補足-025-26 屋外配管ダクト（排気筒）の耐震性についての計算書及びディーゼル燃料貯蔵タンク室の耐震性についての計算書に関する補足説明資料</p>

補足-025-01 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

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。

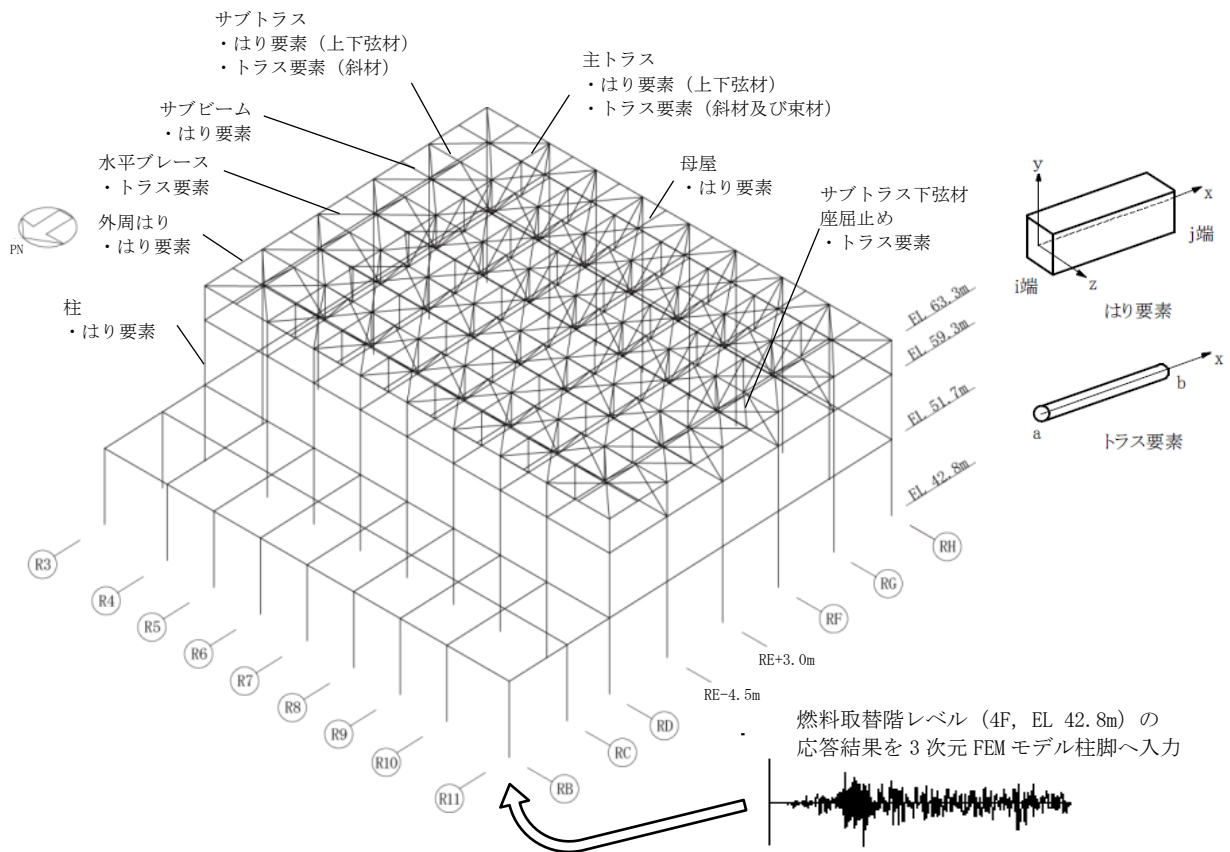
比較に用いる既工認時の応力解析モデル及び手法は、昭和 59 年 2 月 24 日付け 58 資庁第 15180 号にて認可された工事計画の IV-2-4-2 「原子炉建物の耐震性についての計算書」（以下「既工認」という。）のものである。

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)

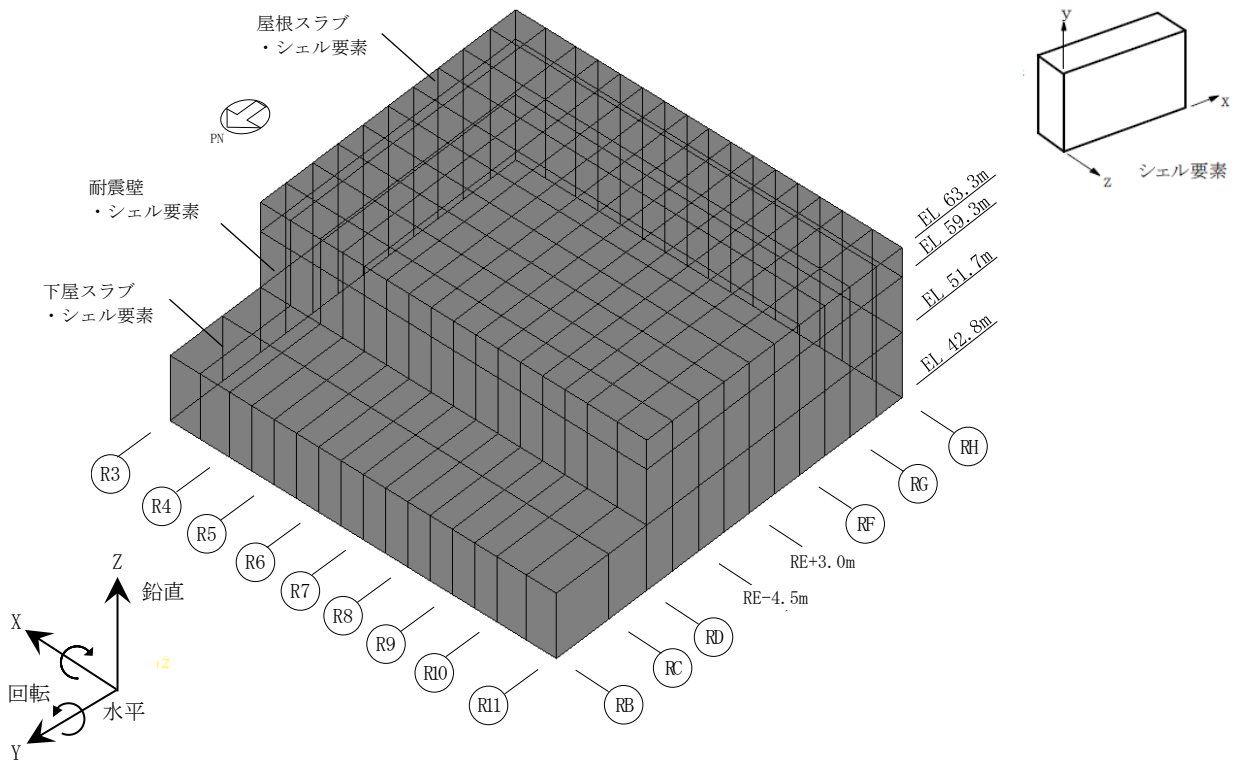
項目	内容	既工認	今回工認	備考
解析手法		2次元フレームモデルを用いた応力解析 (静的弾性解析)	3次元 F E Mモデルを用いた応力解析 (時刻歴弾塑性解析)	①, ②
解析コード		S D	f a p p a s e	②
モデル	材料物性	検討時の規準に基づき設定 ・コンクリートのヤング係数： $E = 2.06 \times 10^4 \text{ N/mm}^2$ (SI換算) ・コンクリートのポアソン比： $\nu = 0.167$ ・鋼材のヤング係数： $E = 2.05 \times 10^5 \text{ N/mm}^2$ (SI換算) ・鋼材のポアソン比： $\nu = 0.3$	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： $E = 2.25 \times 10^4 \text{ N/mm}^2$ ・コンクリートのポアソン比： $\nu = 0.2$ ・鋼材のヤング係数： $E = 2.05 \times 10^5 \text{ N/mm}^2$ ・鋼材のポアソン比： $\nu = 0.3$	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： $G + P + S N L + S_s$ G：固定荷重 P：積載荷重 S N L：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。

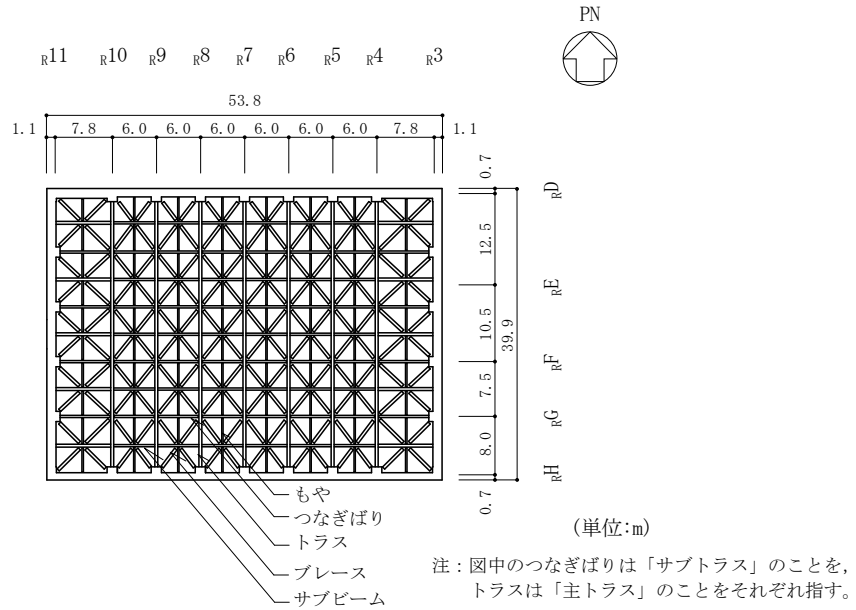
本資料は、屋根トラスが原子炉建物原子炉棟（二次格納施設）（以下「二次格納施設」という。）のバウンダリを構成する屋根スラブの間接支持構造物であることから、屋根トラスの 3次元弾塑性解析の妥当性・適用性について確認し、屋根スラブの二次格納施設としての機能維持評価の方針について説明するものである。

2. 原子炉建物屋根トラスについて

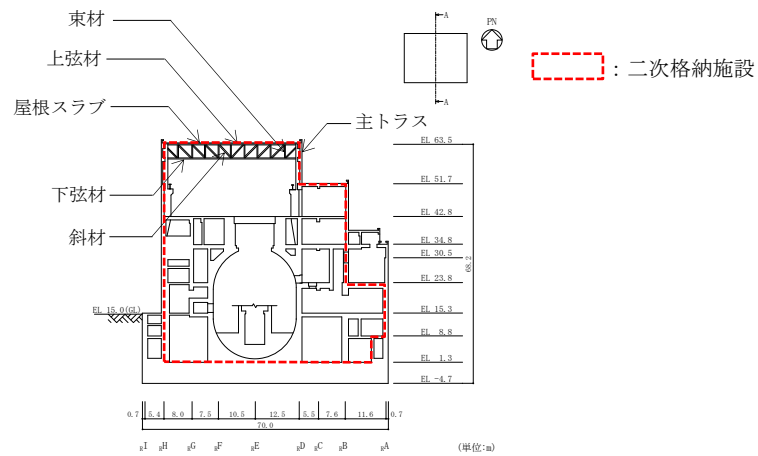
2.1 原子炉建物屋根トラスの概要

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。

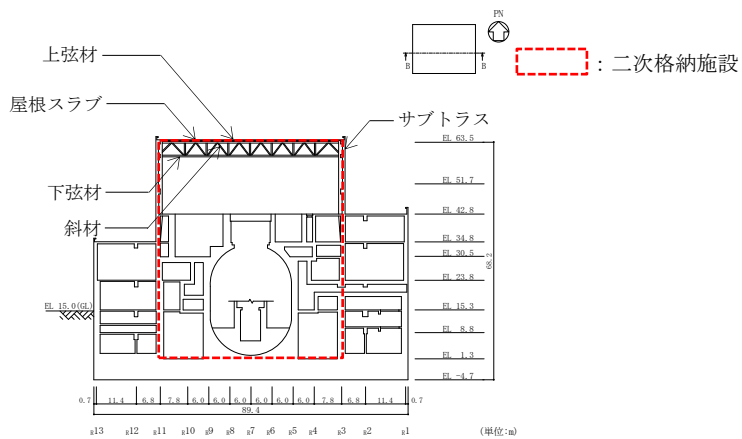
屋根トラス各部材の主な要求機能は、屋根スラブからの鉛直荷重の支持機能であり、主トラスについては、既工認と同様に水平地震荷重及びクレーン荷重についても支持する設計とし、水平ブレースについては、既工認と同様に水平地震荷重の伝達が可能な設計としている。表 2-2 に屋根トラスの各部材の要求機能を示す。



(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
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

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。

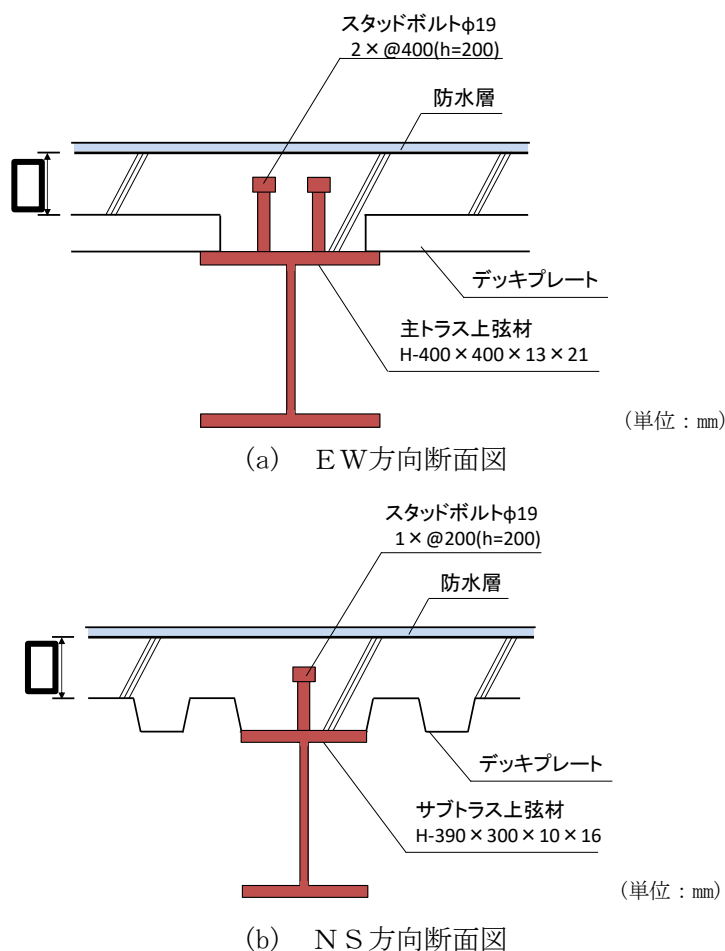


図2-2 屋根スラブ断面図

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。

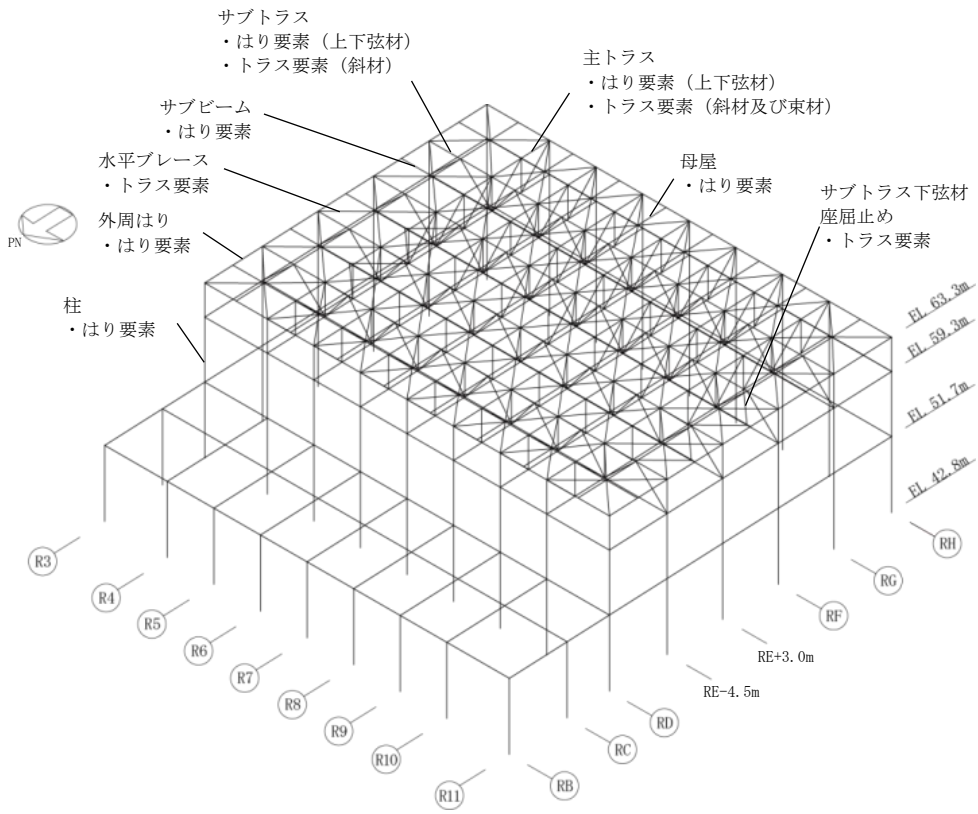
屋根トラスの地震応答解析モデルは、燃料取替階（4F, EL 42.8m）より上部の鉄筋コンクリート造（一部鉄骨鉄筋コンクリート造）の柱、はり、耐震壁及び屋根スラブ並びに鉄骨造の屋根トラスを線材及び面材により立体的にモデル化した 3 次元 FEM モデルとし、部材に発生する応力を地震応答解析によって直接評価できるモデルとしている。

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。

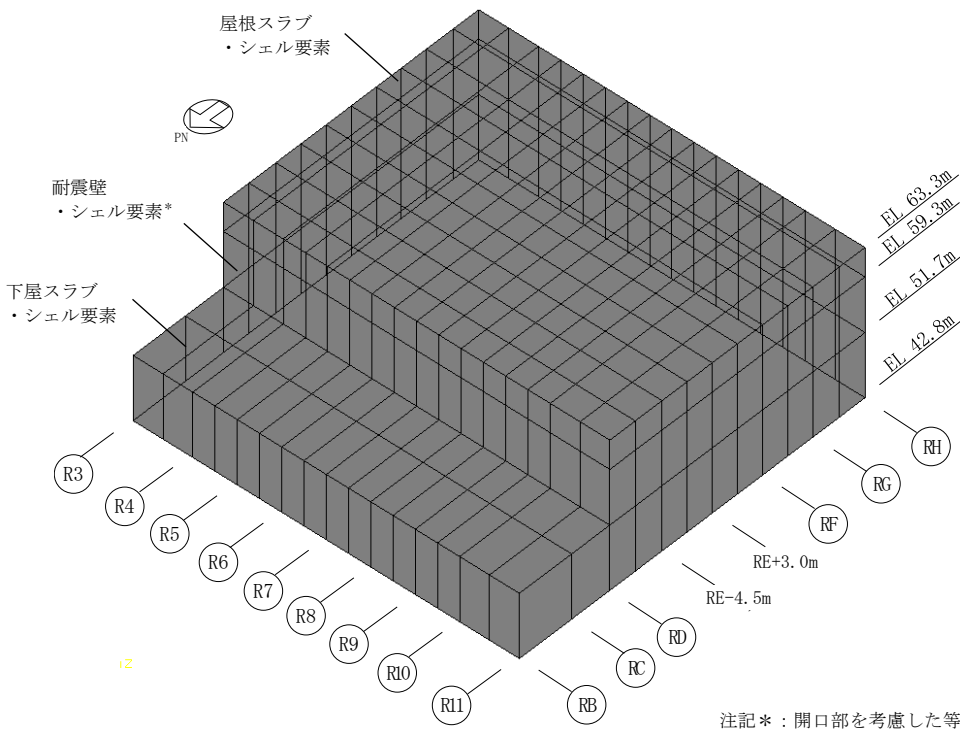
屋根トラスは屋根スラブとスタッドボルトで一体化されていることにより、高い剛性を確保しているため、屋根トラスの地震応答解析モデルにおいても屋根スラブをシェル要素でモデル化し、面内剛性を考慮することとする。なお、屋根トラス部材の応力評価に対する保守性を考慮し、屋根スラブの面外剛性は考慮しないこととする。屋根スラブのシェル要素は主トラス及びサブトラスの各交点、並びに主トラス及びサブトラスと母屋、サブビームの各交点で節点を共有するようにモデル化する。

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。



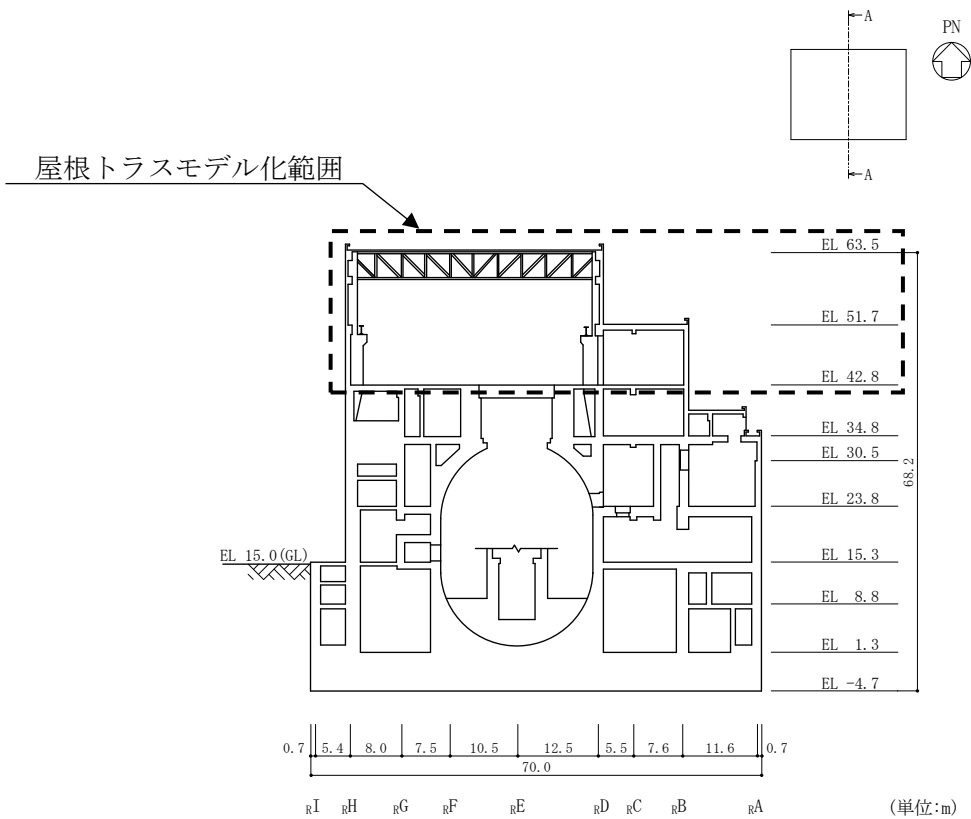
(a) 線材によるモデル化部分



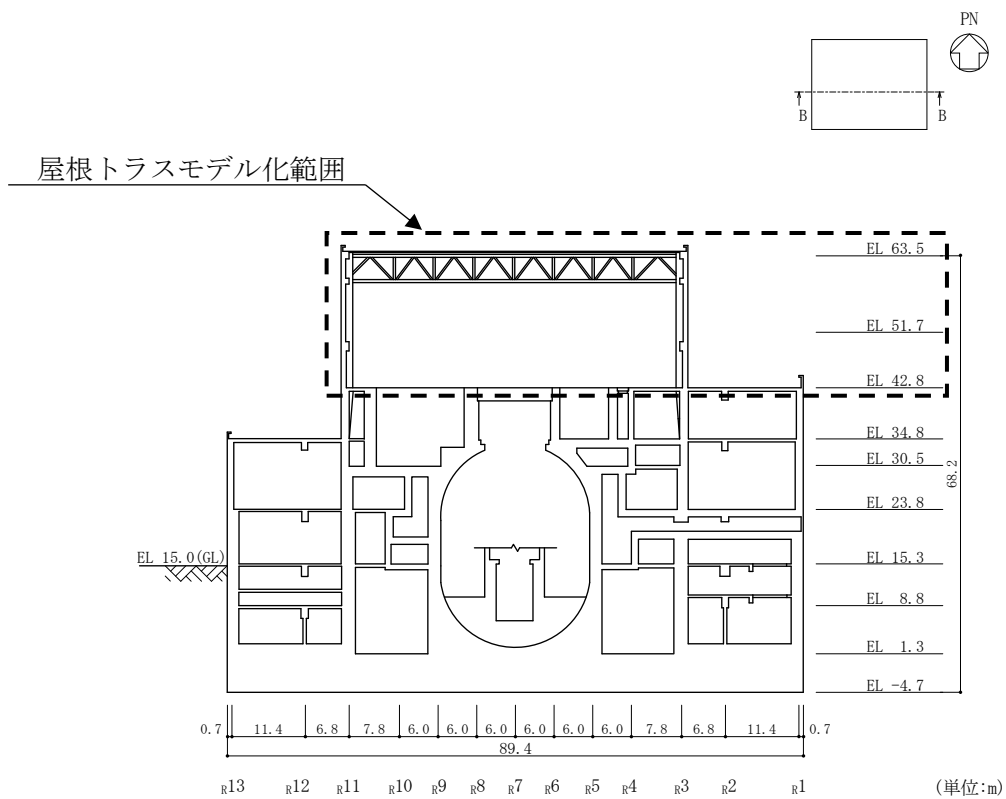
注記*: 開口部を考慮した等価厚さによりモデル化

(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

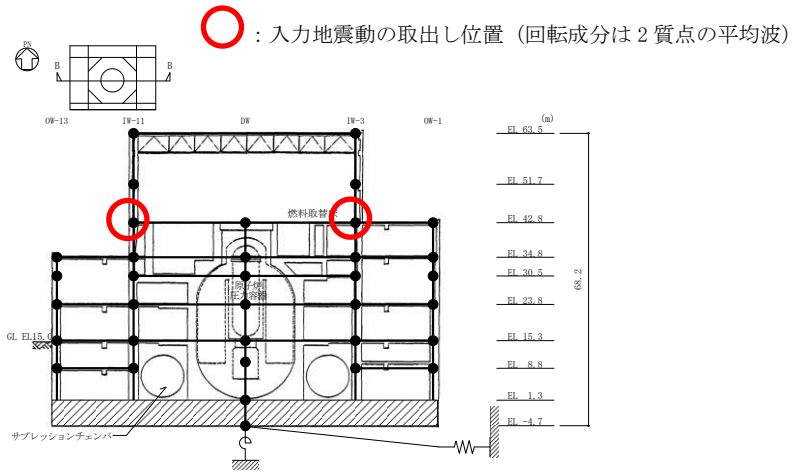
3.2 鉄骨部材の弾塑性評価

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。

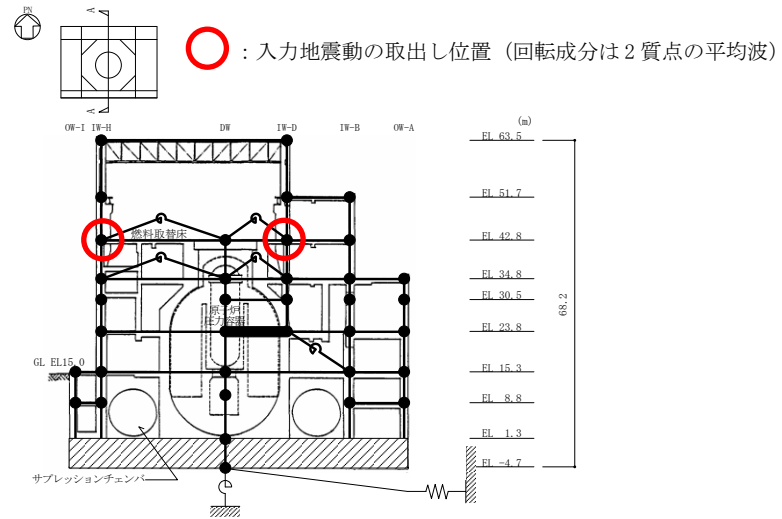
3.3 入力地震動及び材料減衰

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。

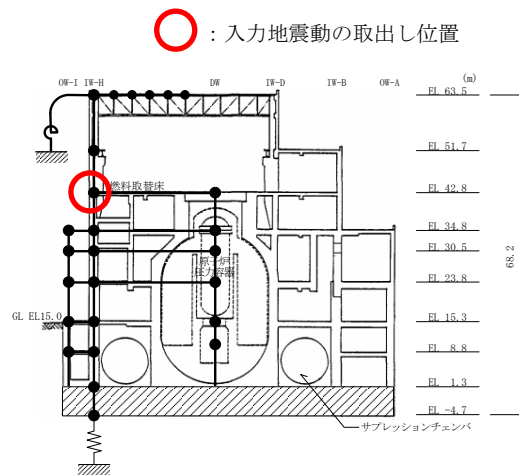
また、地震応答解析における減衰評価には、鉄骨造部分については、水平材の応答に影響の大きい鉛直方向 1 次固有振動数（4.60Hz）に対して減衰定数を 2% とし、鉄筋コンクリート造及び鉄骨鉄筋コンクリート造部分については、水平方向のうち大きい方の 1 次固有振動数（EW 方向 8.12Hz）に対して減衰定数を 5% とした減衰係数を設定する剛性比例型減衰（各部別）とする。なお、剛性比例型減衰を採用することの妥当性については、別紙 1-3 「屋根トラス評価モデルにおける減衰について」に示す。



(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。

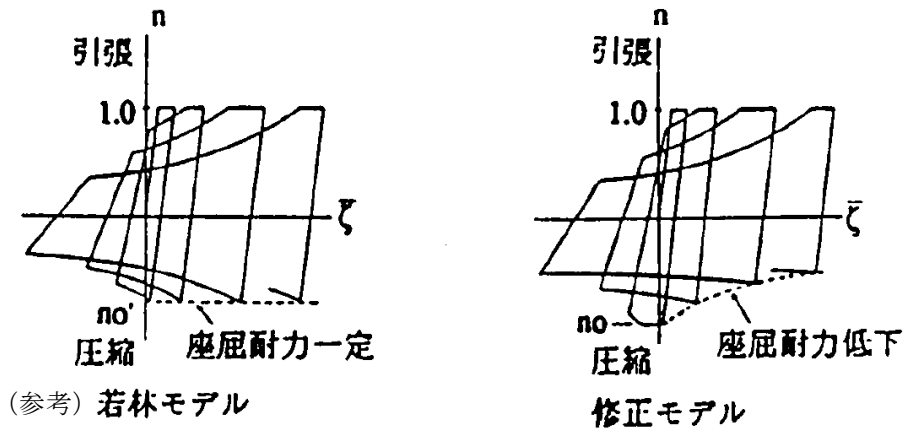


図 4-1 修正若林モデルの弾塑性特性 ((1)より引用, 一部加筆)

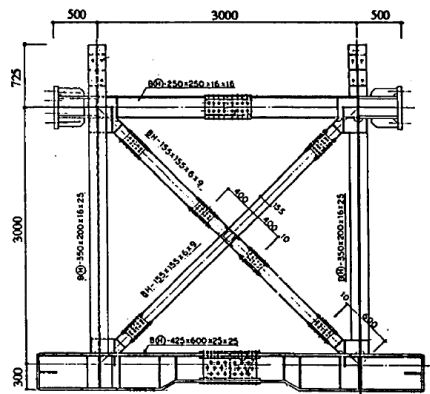
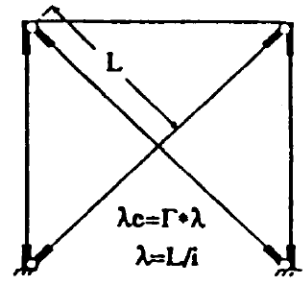


図 4-2 試験体の概要 ((1)より引用)



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

図 4-3 解析モデル ((1)より引用)

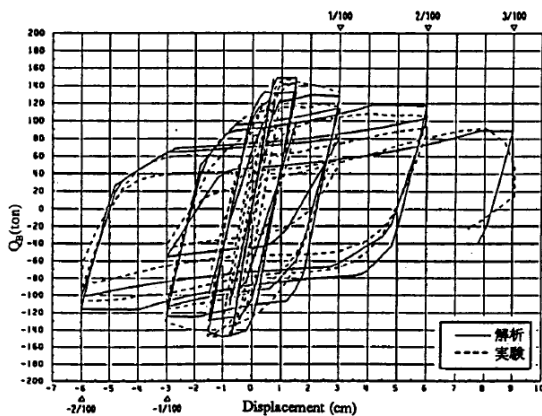
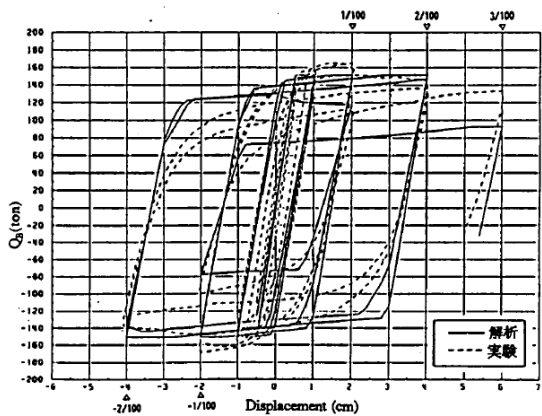


図 4-4 解析結果と実験結果の比較 ((1)より引用)

4.2.2 原子炉建物屋根トラスに対する検証例

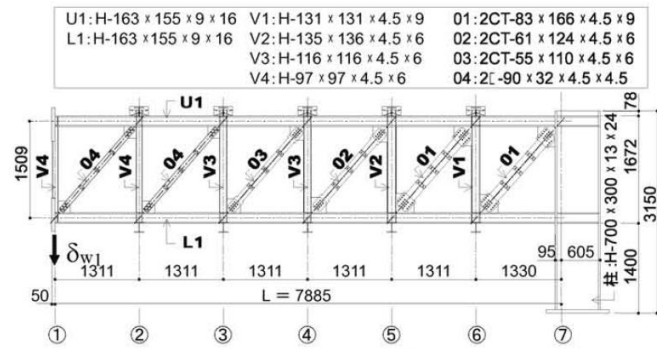
谷口らの研究⁽¹⁾は、X型ブレース架構を対象としたものであったが、原子炉建物屋根トラスに対して本弾塑性特性を適用した検討例として、鈴木らの研究⁽³⁾がある。

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。

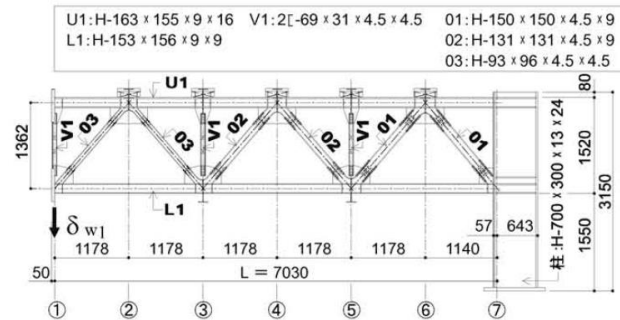
鈴木らの研究⁽³⁾では、終局耐力を検討するに当たり原子炉建物屋根トラスを模擬した縮小試験体を製作し、トラスの崩壊挙動に与える影響が大きい鉛直動的荷重を模擬した静的載荷試験により、その弾塑性挙動を確認している。なお、試験に当たっては、原子力発電所鉄骨屋根トラスがプラット形とワーレン形の2種類に分類されることを踏まえ、この2種類のトラス形式についての試験体を製作している。島根2号機原子炉建物屋根トラスはこのうち、プラット形に該当する。試験体の概要を図4-5に示す。

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)

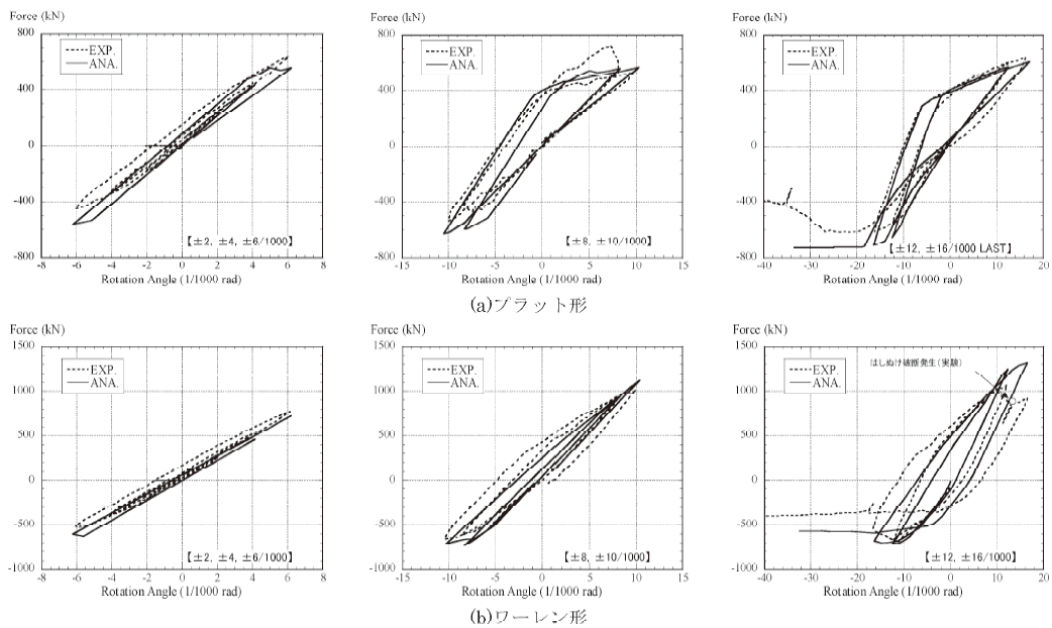


図 4-6 実験のシミュレーション解析結果 ((3)より引用)

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。

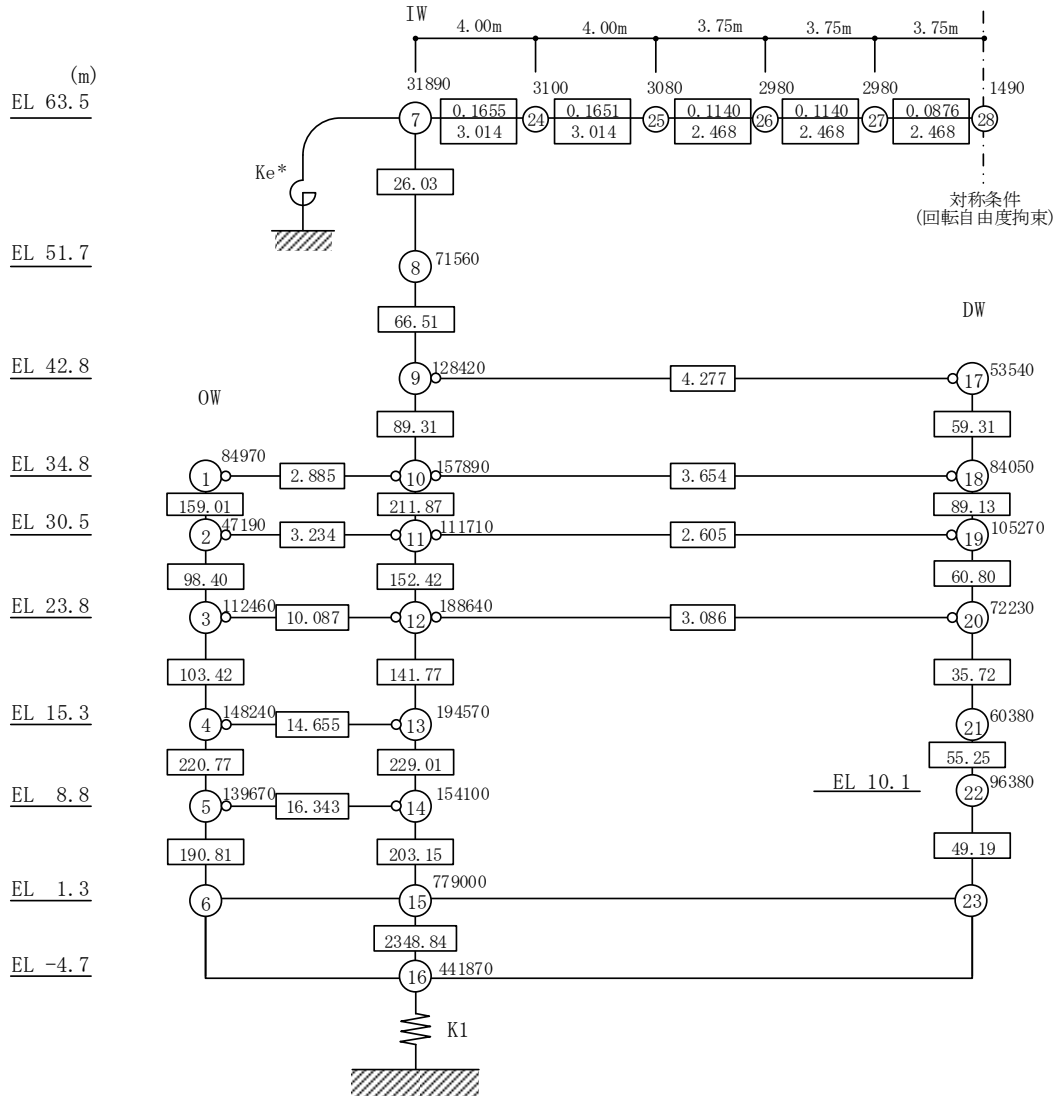
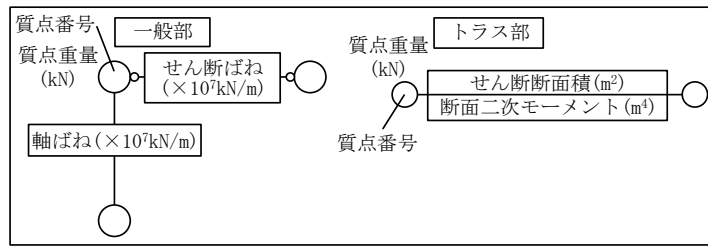
2. 屋根スラブの面外剛性に係る影響検討

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 ($12.36 \times 10^7 \text{ kN} \cdot \text{m/rad}$)

図 2-1 今回工認モデル (鉛直方向)

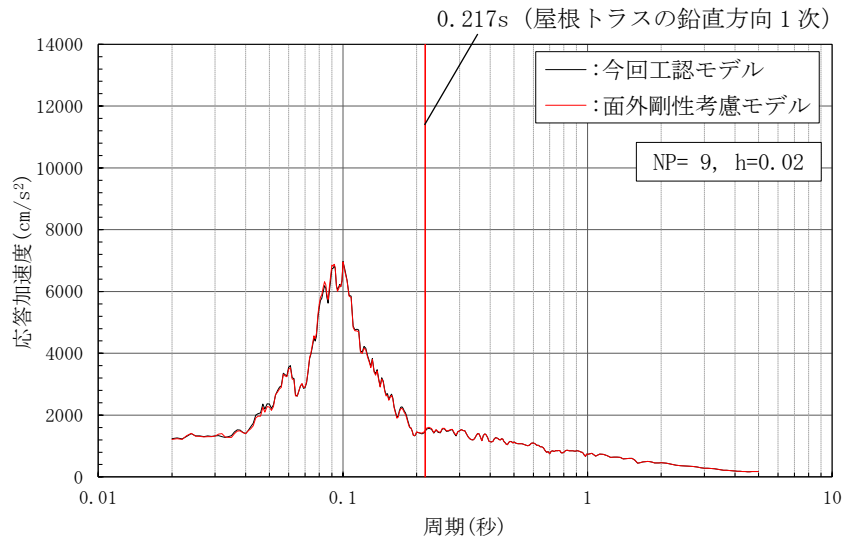
表 2-1 今回工認モデルの地盤ばね定数と減衰係数（鉛直方向）

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。

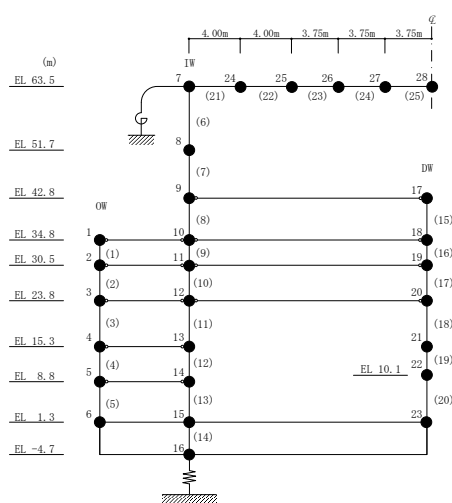
表 3-1 屋根トラスの耐震補強工事に伴う質点系モデルの増加剛性（鉛直方向）

(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

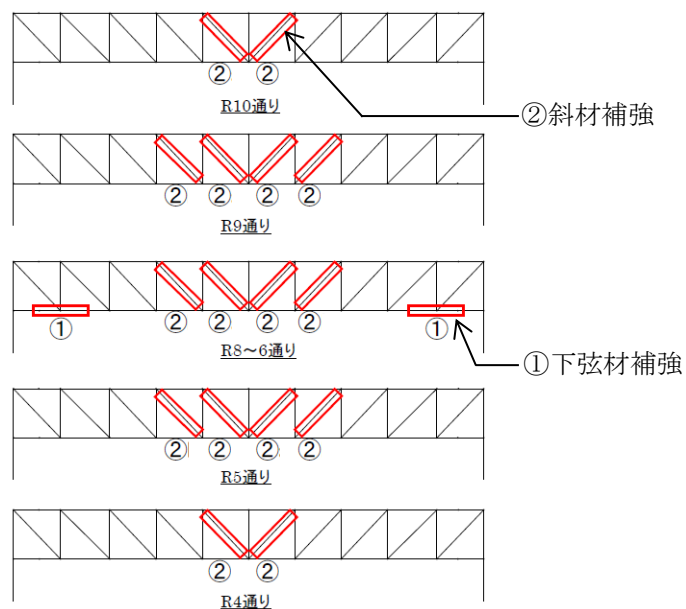
1. 概要	別紙 1-2-1
2. 補強内容	別紙 1-2-2

1. 概要

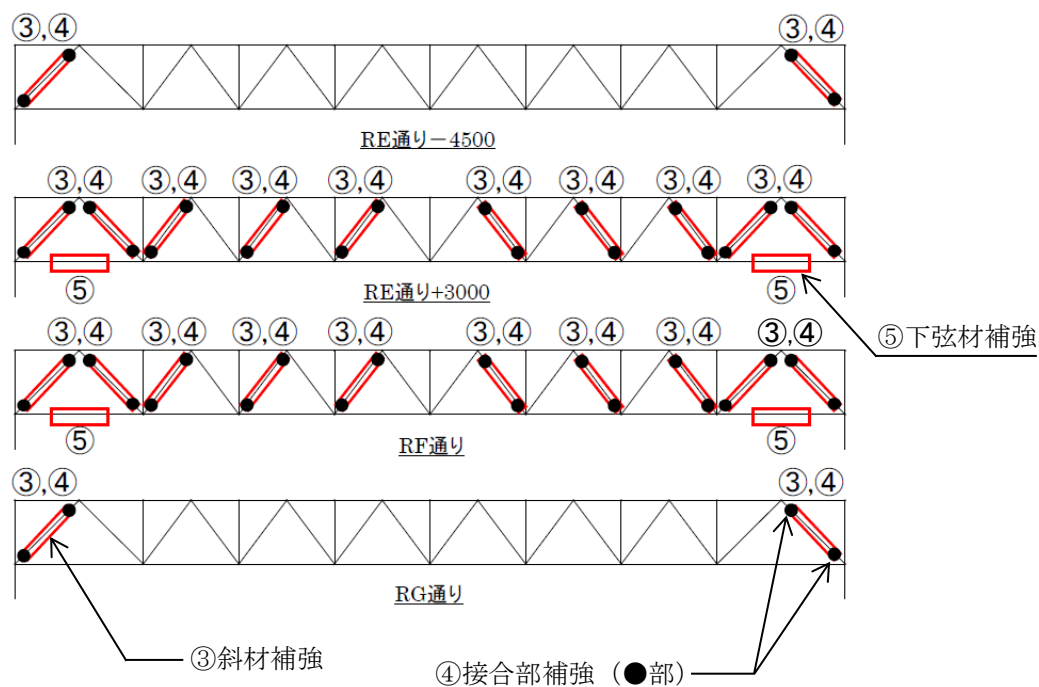
原子炉建物屋根トラスについては耐震補強工事を実施しており，本資料は，当該工事における補強の内容について説明するものである。

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）。





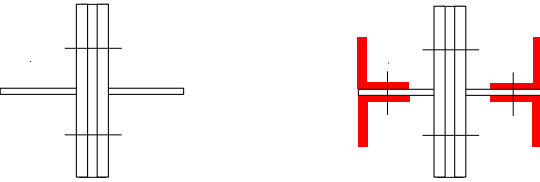
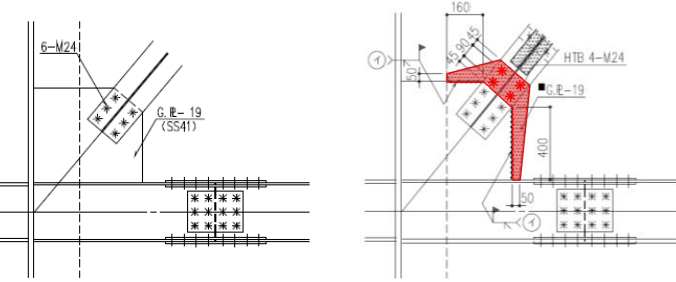
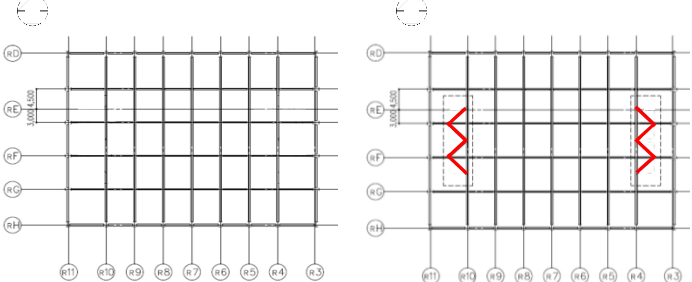
(a) 主トラス断面図



(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 1364 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。

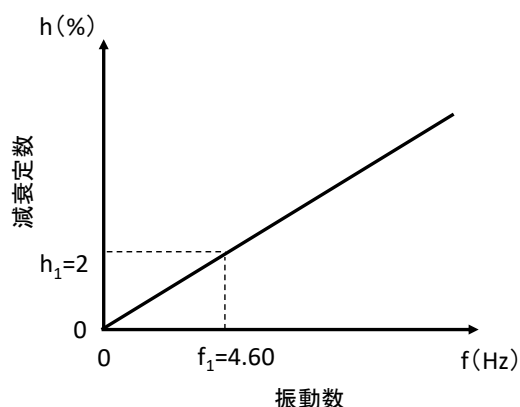


図 2-1 剛性比例型減衰による減衰定数と振動数の関係 (基本モデル)

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	

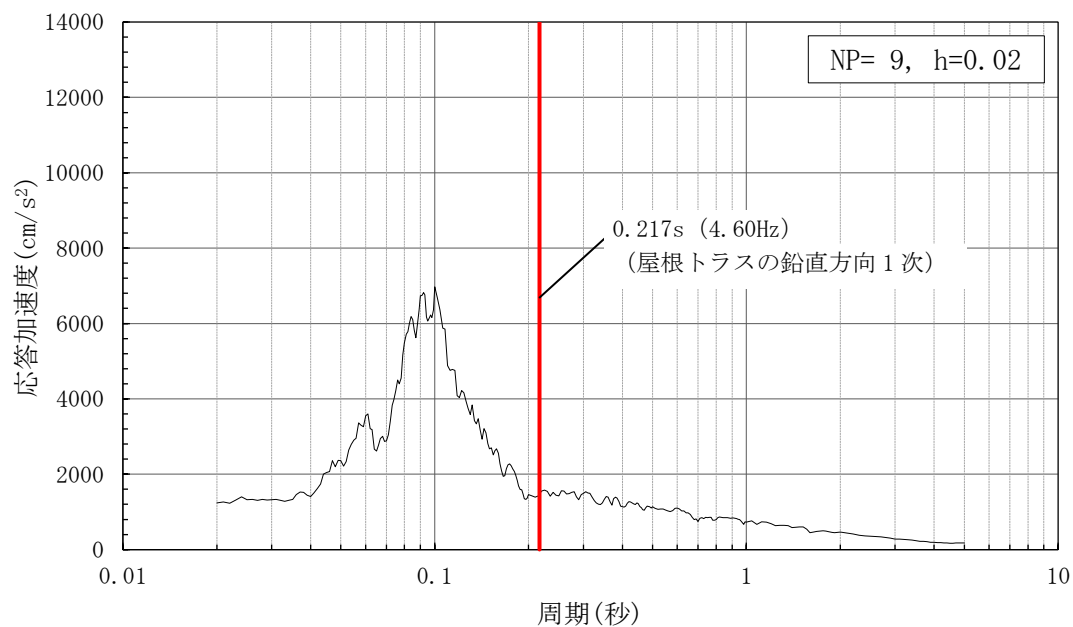


図 2-2 固有周期と入力地震動の加速度応答スペクトルの関係
(基準地震動 S_s-D, ケース 1, 鉛直方向, h=2%)

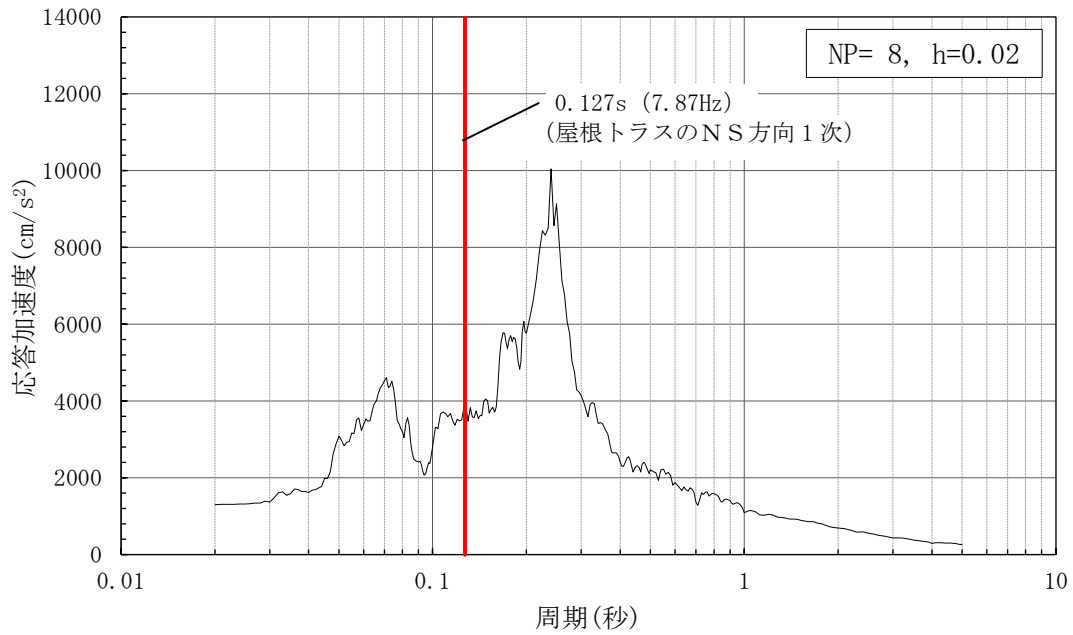


図 2-3 固有周期と入力地震動の加速度応答スペクトルの関係
(基準地震動 S s -D, ケース 1, N S 方向, h =2%)

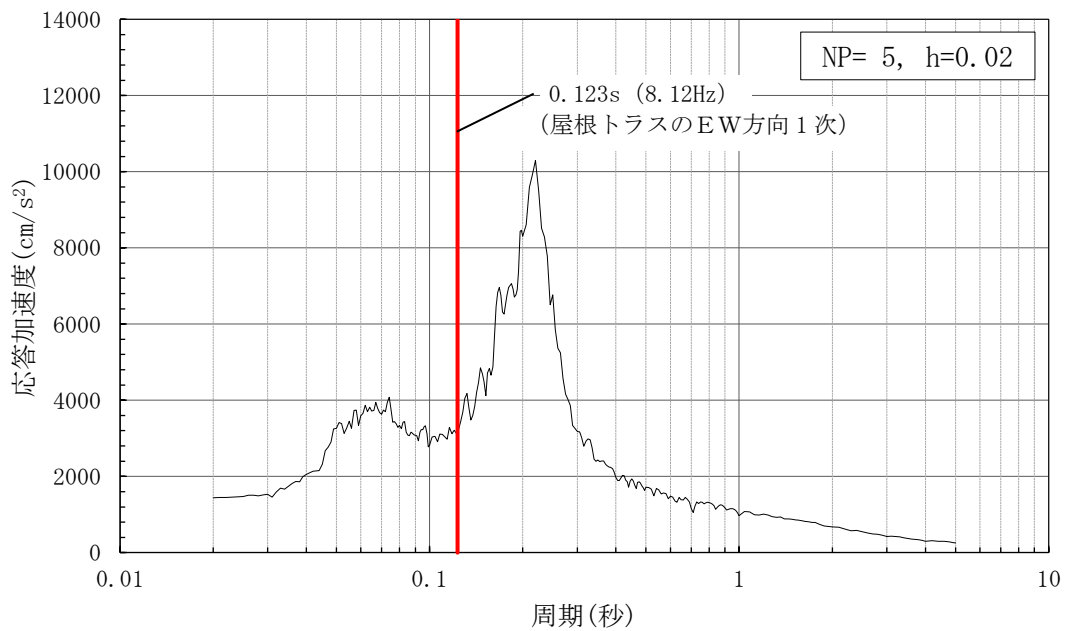


図 2-4 固有周期と入力地震動の加速度応答スペクトルの関係
(基準地震動 S s -D, ケース 1, E W 方向, h =2%)

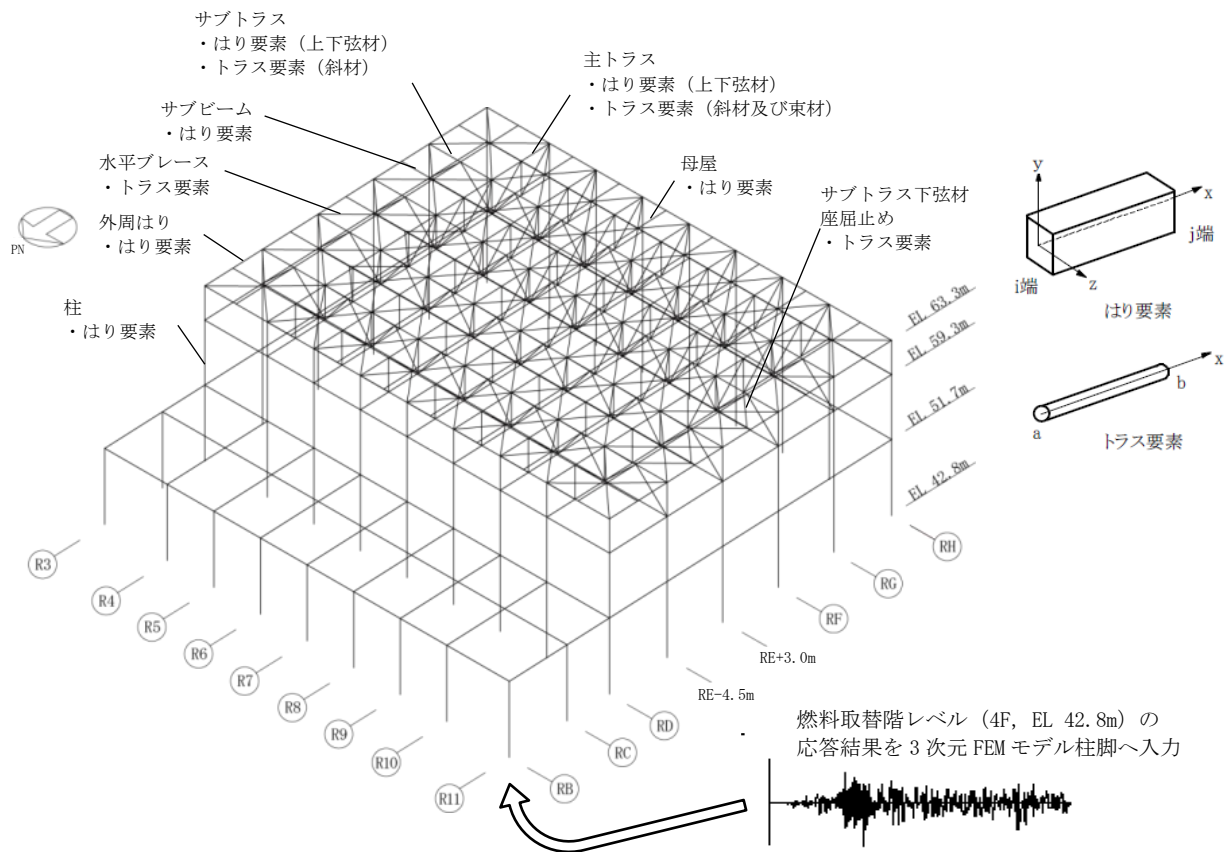
3. レーリー減衰による影響検討

3.1 解析モデル

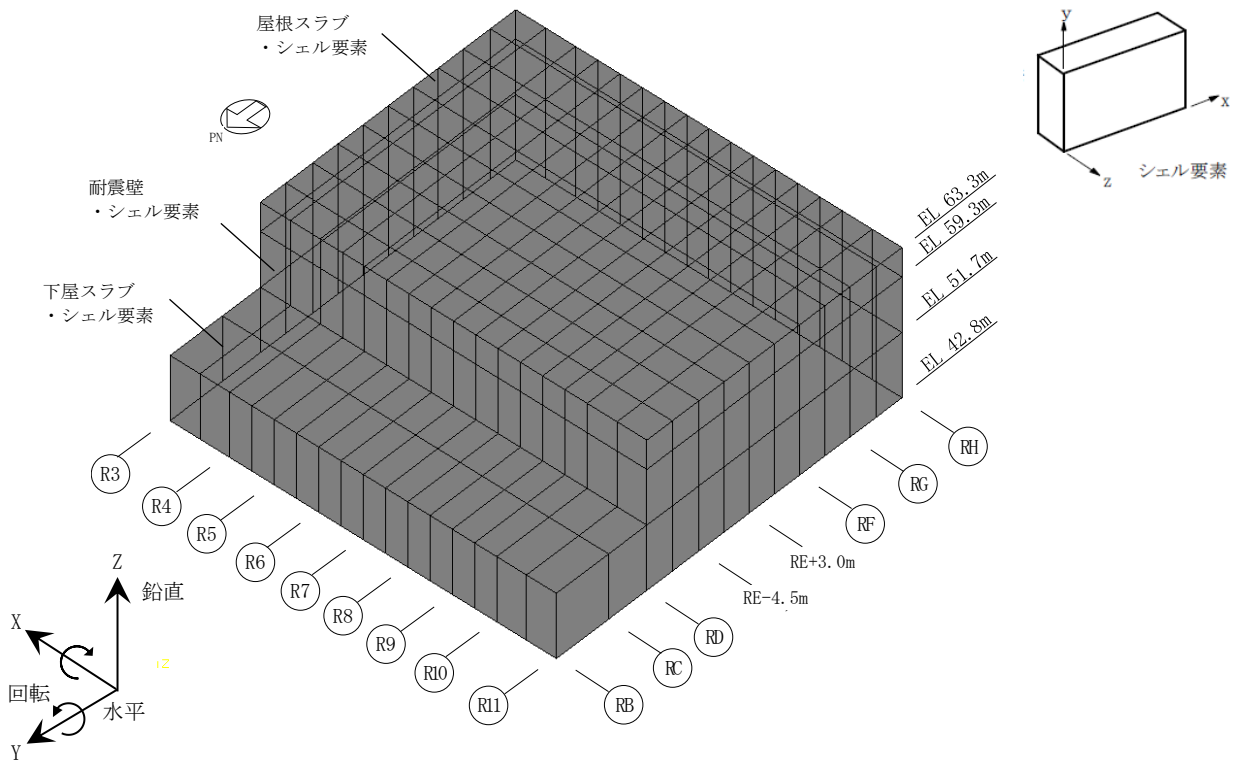
本検討に用いる解析モデルは、VI-2-9-3-1「原子炉建物原子炉棟（二次格納施設）の耐震性についての計算書」で用いているモデルと同じであり、燃料取替階（4F, EL 42.8m）より上部の鉄筋コンクリート造（一部鉄骨鉄筋コンクリート造）の柱、はり、耐震壁及び屋根スラブ並びに鉄骨造の屋根トラスを線材及び面材により立体的にモデル化した3次元FEMモデルとする。

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

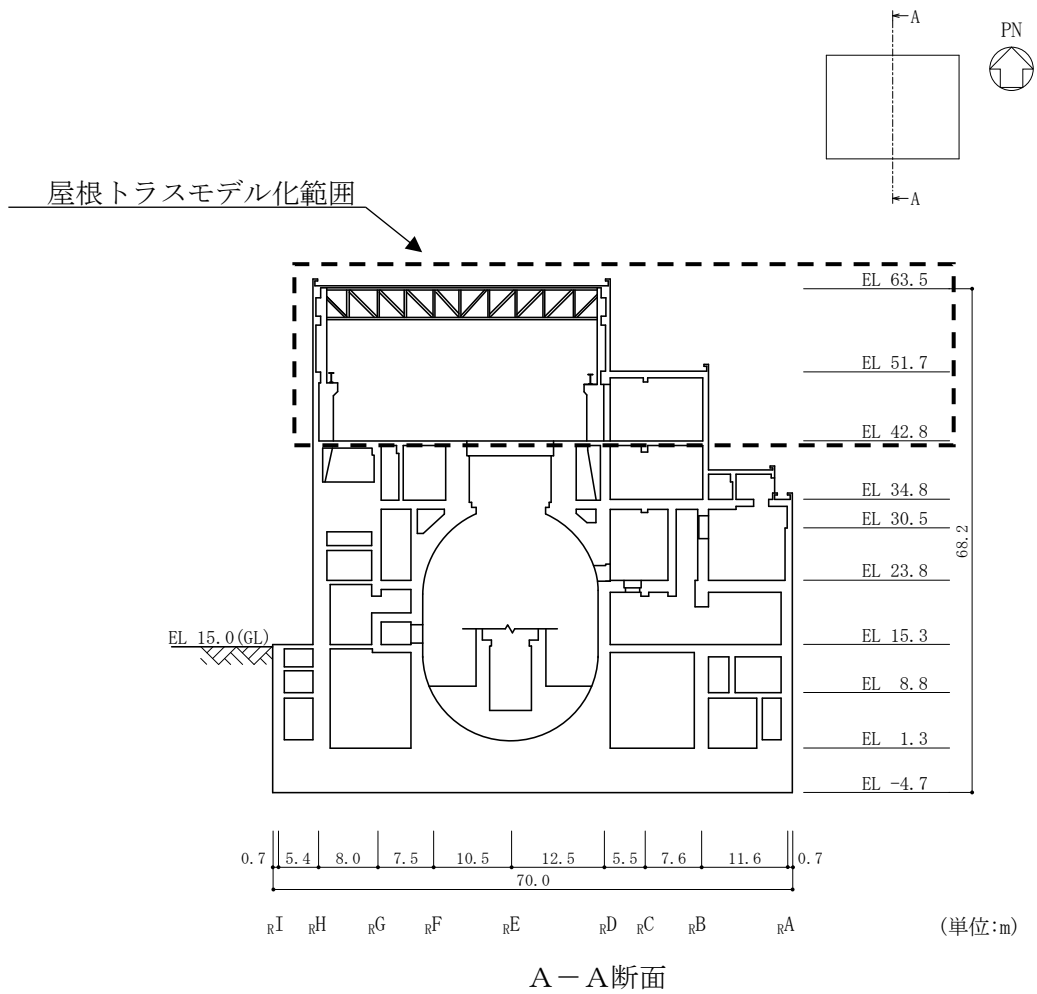


図 3-1(2) 解析モデルの概要

表 3-1 部材リスト

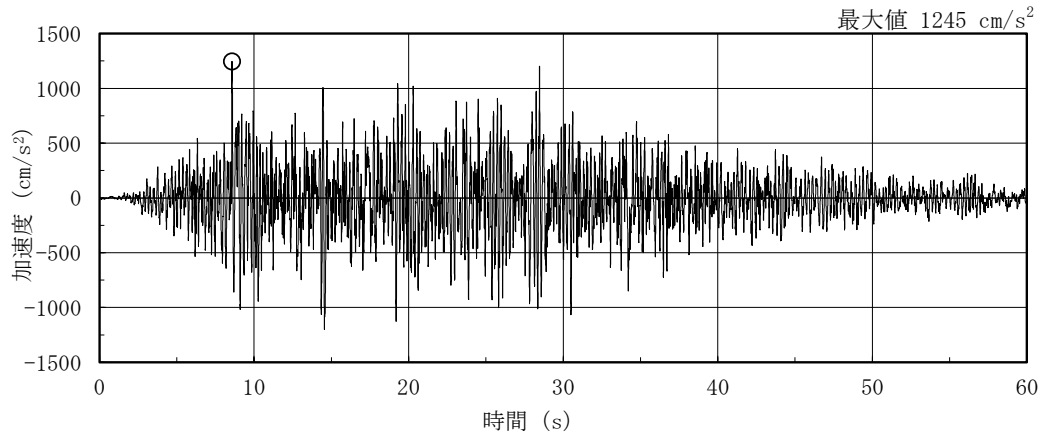
部位		使用部材	材質	断面積 ($\times 10^2 \text{mm}^2$)	断面二次 モーメント ($\times 10^4 \text{mm}^4$)	
主トラス	上弦材	H-400 \times 400 \times 13 \times 21	SM50A (SM490A 相当)	218.7	66600	
	下弦材	H-400 \times 400 \times 13 \times 21	SM50A (SM490A 相当) SN490B	218.7	66600	
		BH-400 \times 400 \times 19 \times 35		342.7	99230	
		BH-400 \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) 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

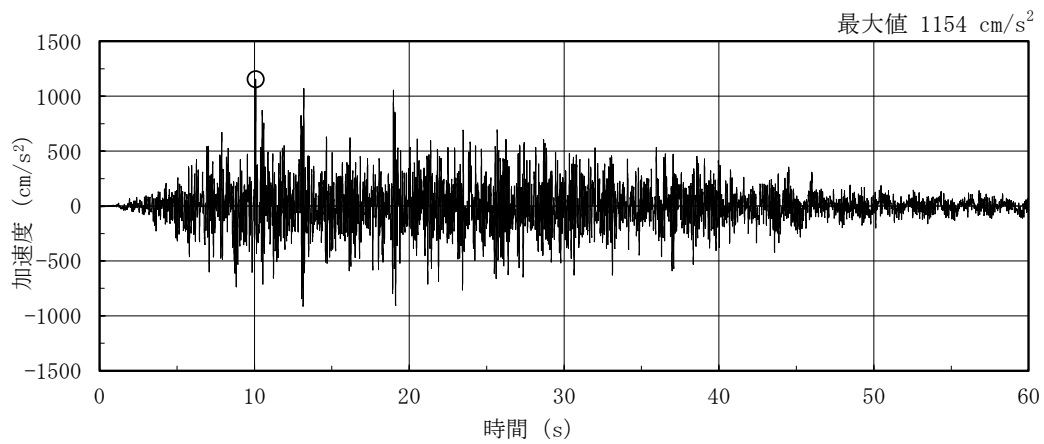
3.2 入力地震動

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。

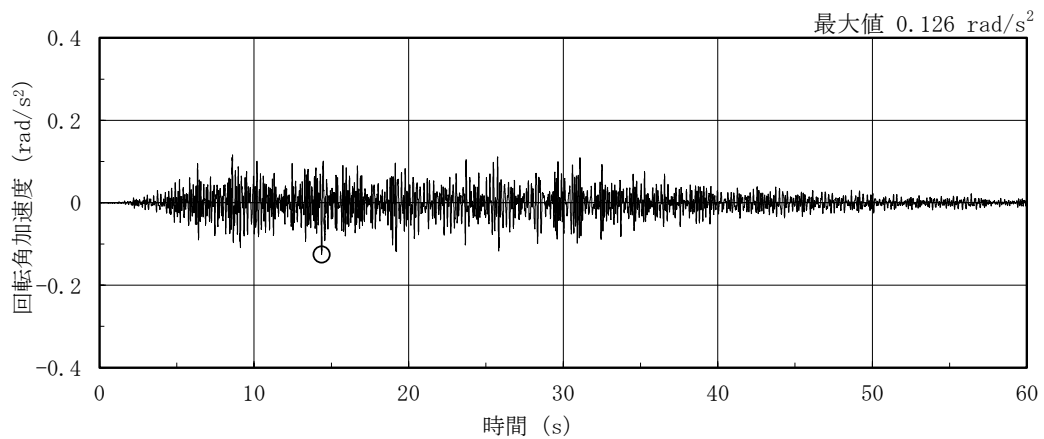
図3-2に燃料取替階レベル（4F, EL 42.8m）の水平成分、鉛直成分及び回転成分の加速度時刻歴波形を示す。



(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。

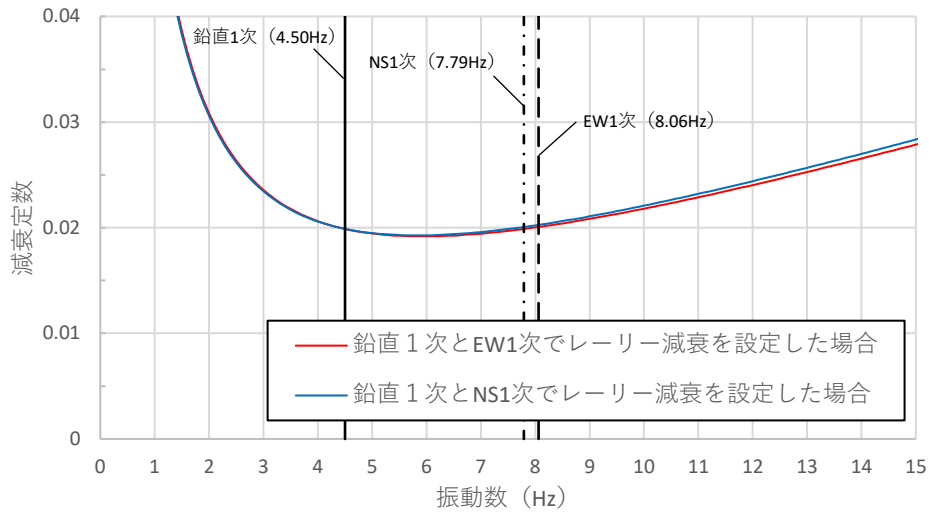


図3-3 レーリー減衰の設定(ケース4, 鋼材)

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。

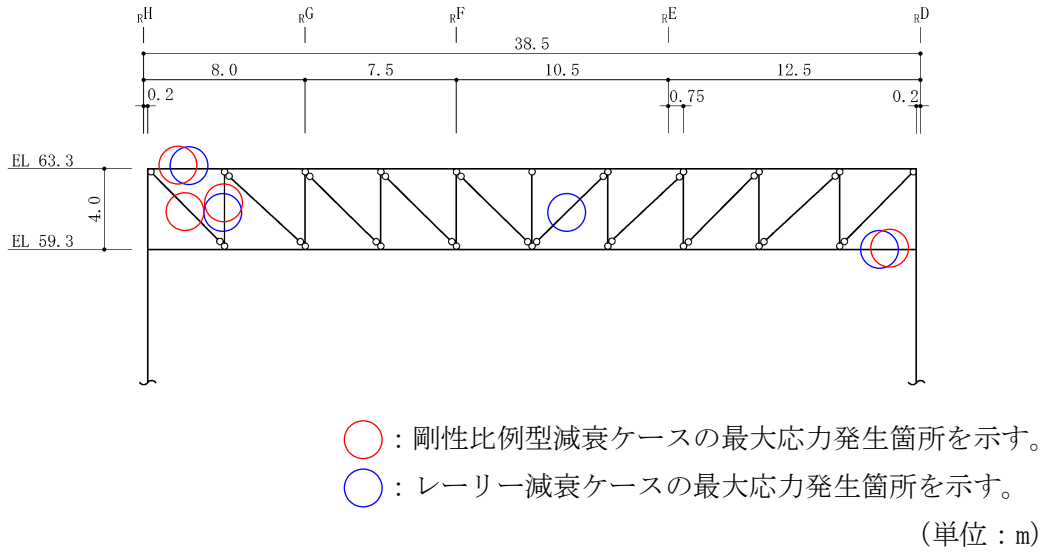


図 3-4 評価対象箇所 (主トラス: R7 通り)

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		r_7 通り (r_G 通り r_H 通り間)		r_7 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)

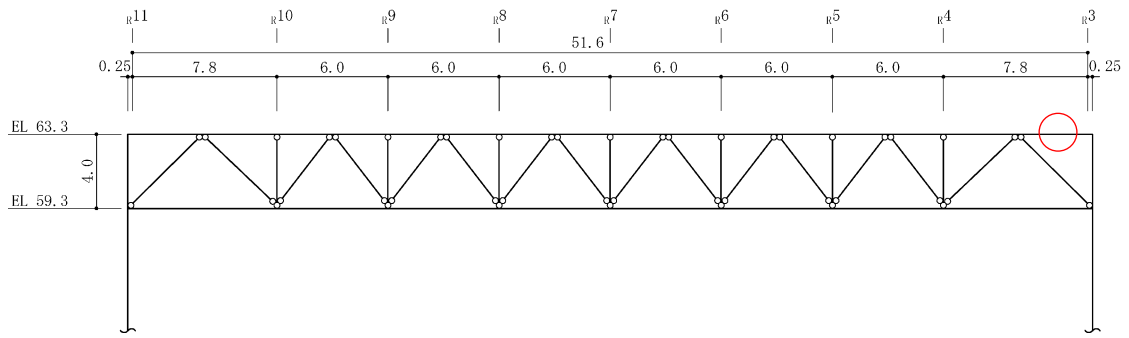
部材 (種類)		下弦材			
減衰		剛性比例減衰		レーリー減衰	
位置		r_7 通り (r_D 通り r_E 通り間)		r_7 通り (r_D 通り r_E 通り間)	
鉄骨断面	部材	BH-400×400×19×35 +2PLs-16×330		BH-400×400×19×35 +2PLs-16×330	
	種別	SM50A(SM490A 相当), SN490B		SM50A(SM490A 相当), SN490B	
応力状態		引張	圧縮	引張	圧縮
N (kN)		1150	5390	870	5060
M (kN・m)		482	482	437	437
断面算定	σ_t (N/mm 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

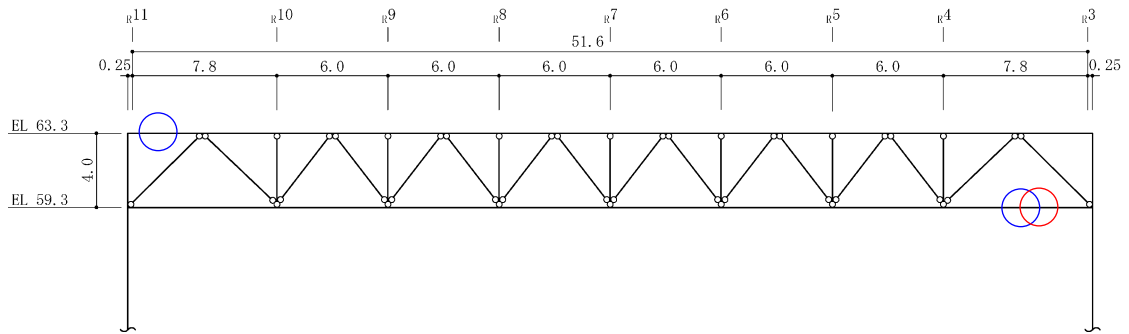


○：剛性比例型減衰ケースの最大応力発生箇所を示す。

○：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

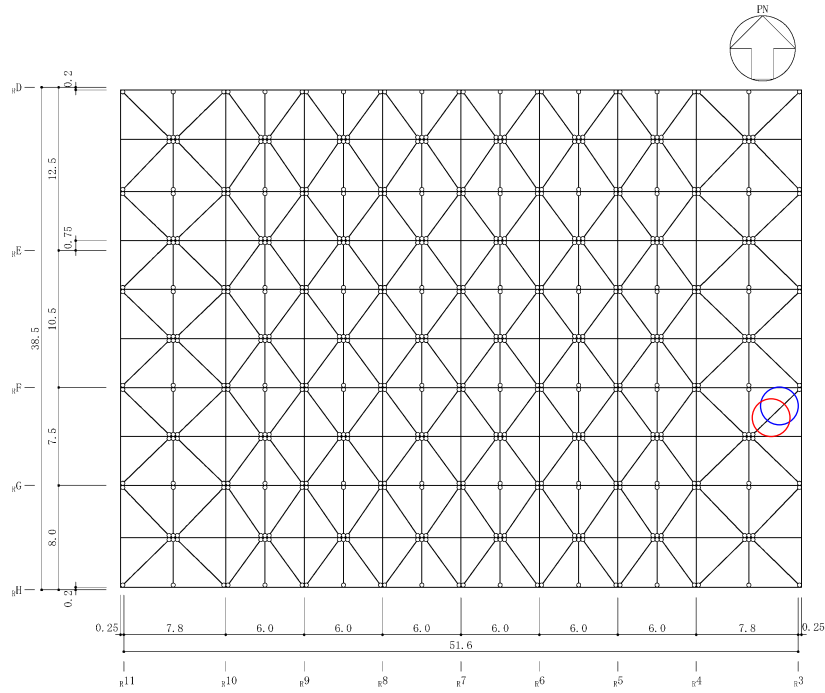
図 3-5 評価対象箇所 (サブトラス (上下弦材))

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。

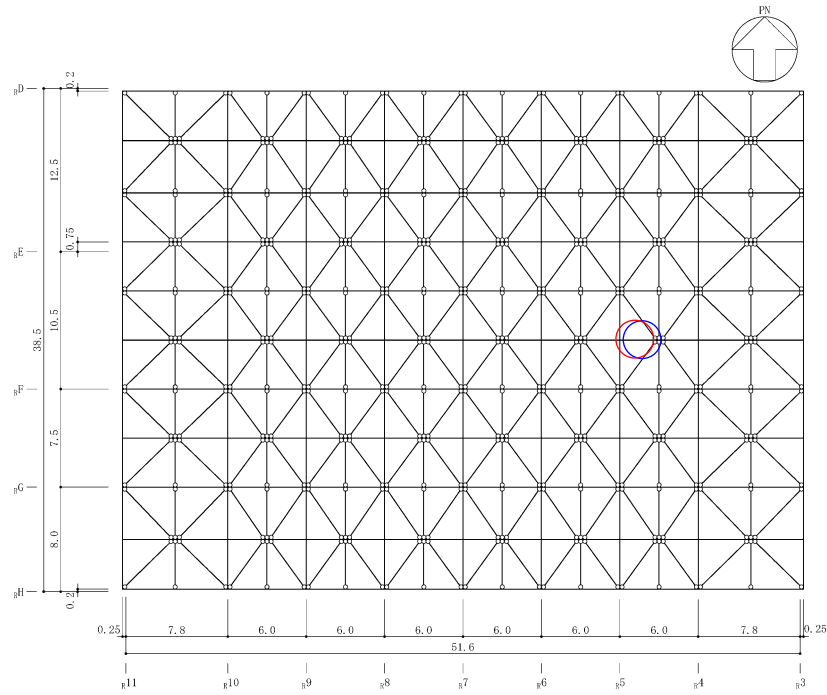
○：レーリー減衰ケースの最大応力発生箇所を示す。

(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。

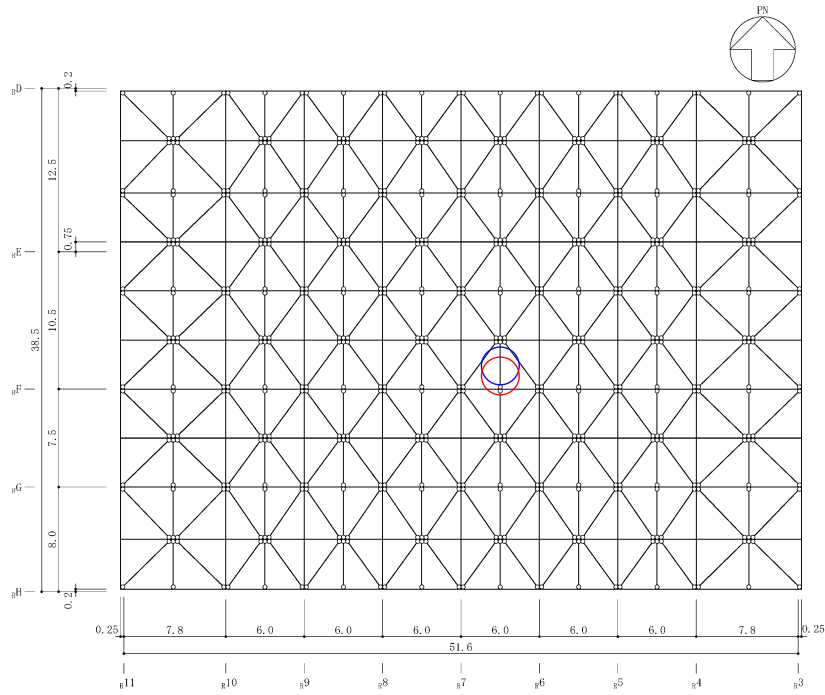
○：レーリー減衰ケースの最大応力発生箇所を示す。

(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。

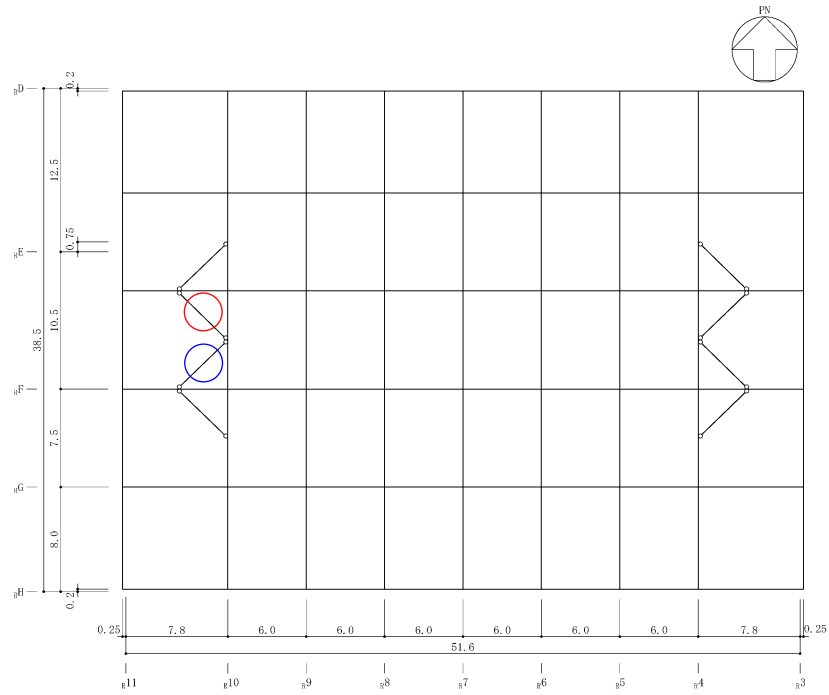
○：レーリー減衰ケースの最大応力発生箇所を示す。

(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)

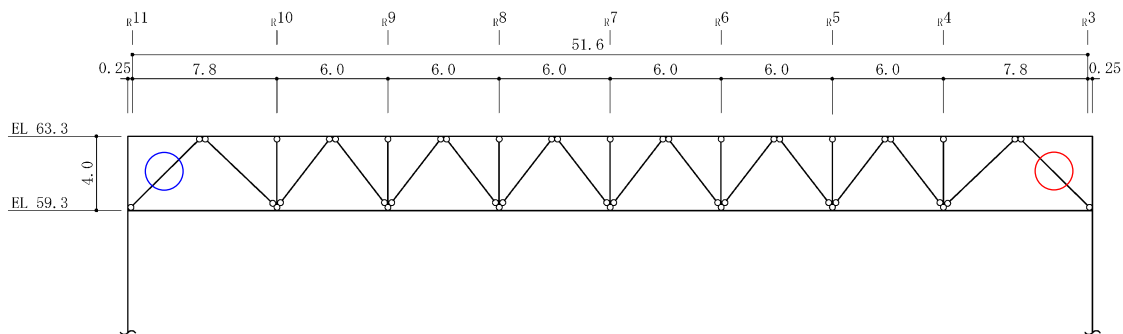
表 3-7 断面算定結果 (サブトラス下弦材座屈止め)

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

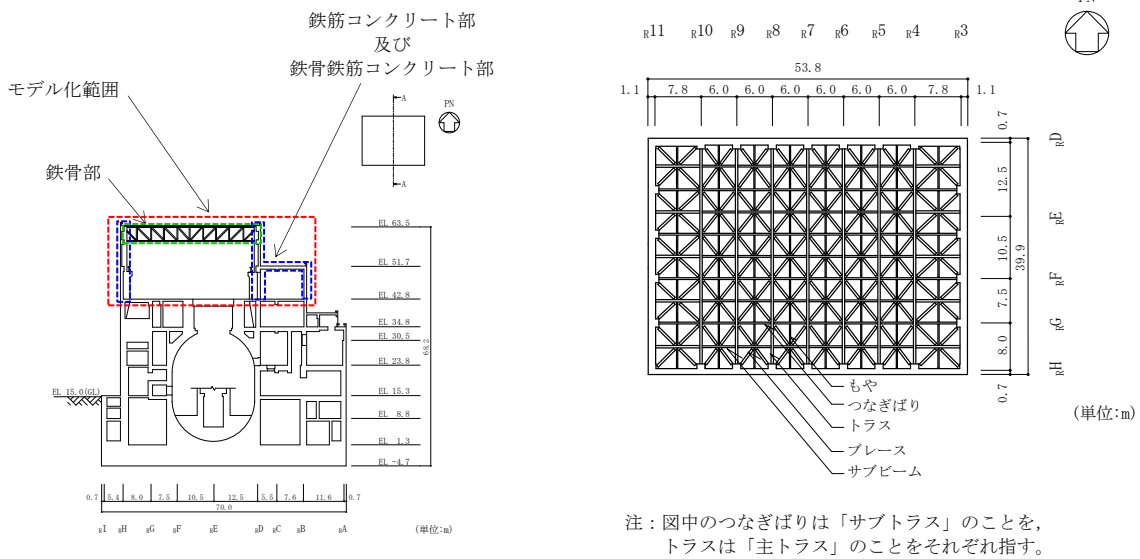
- ・燃料取替階 (4F, EL 42.8m) より上部の鉄筋コンクリート造, 鉄骨鉄筋コンクリート造及び鉄骨造部分をモデル化する。

○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

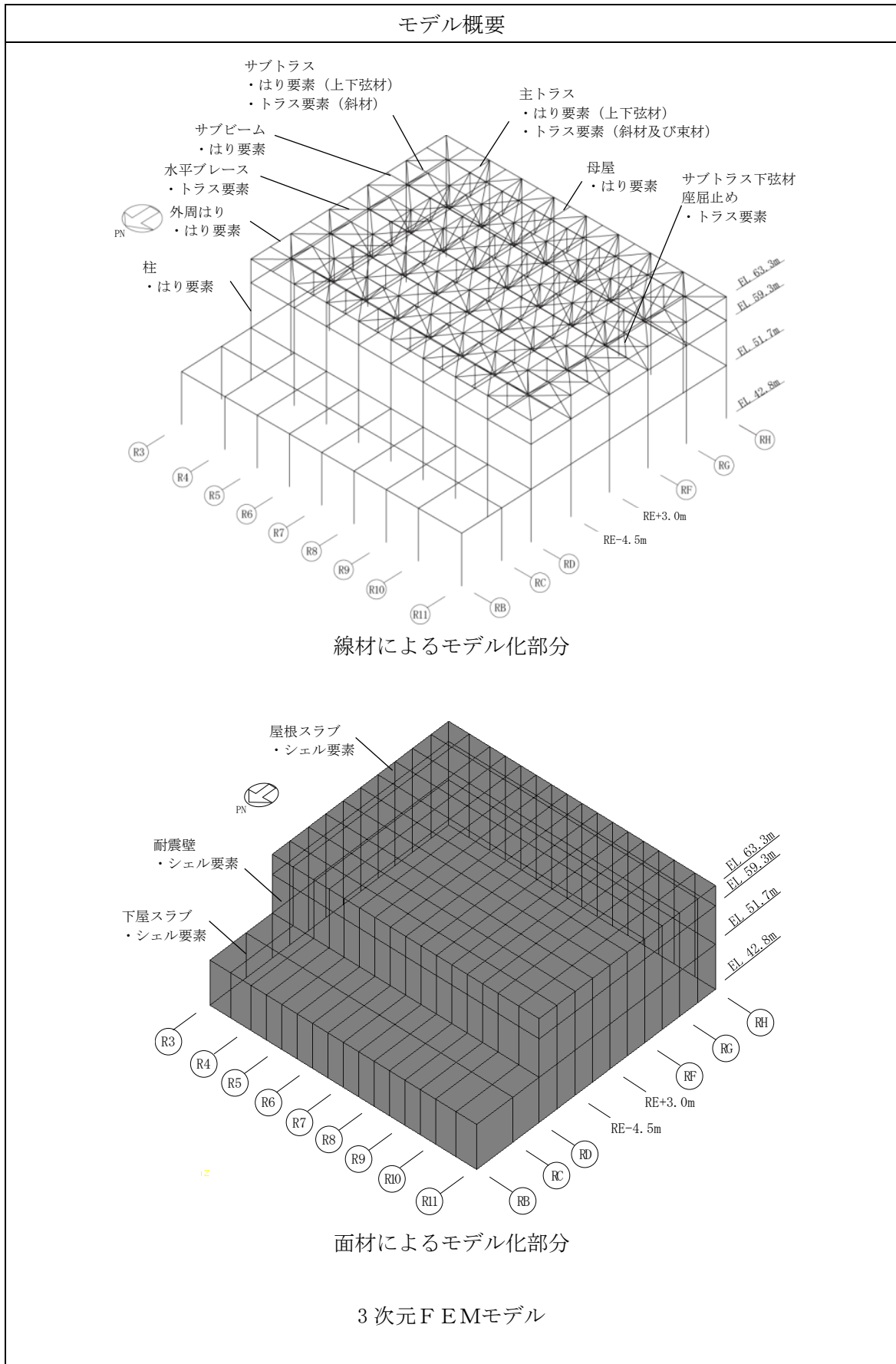
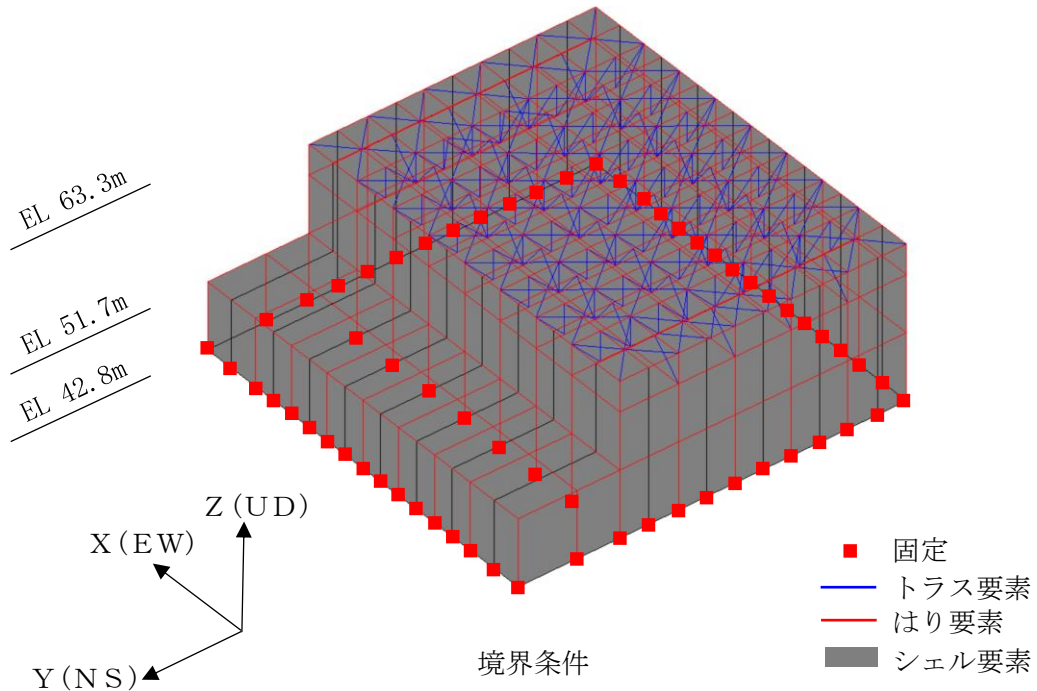
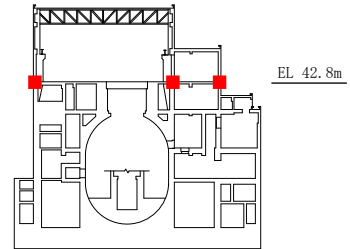


表 2-1(3) モデル化, 境界条件及び拘束条件

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を入力する。 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。



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。

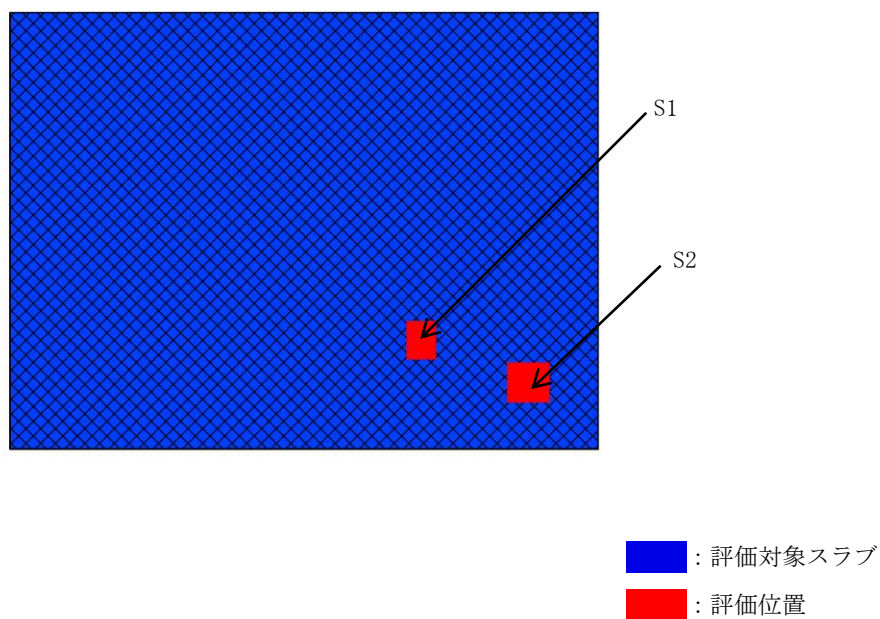
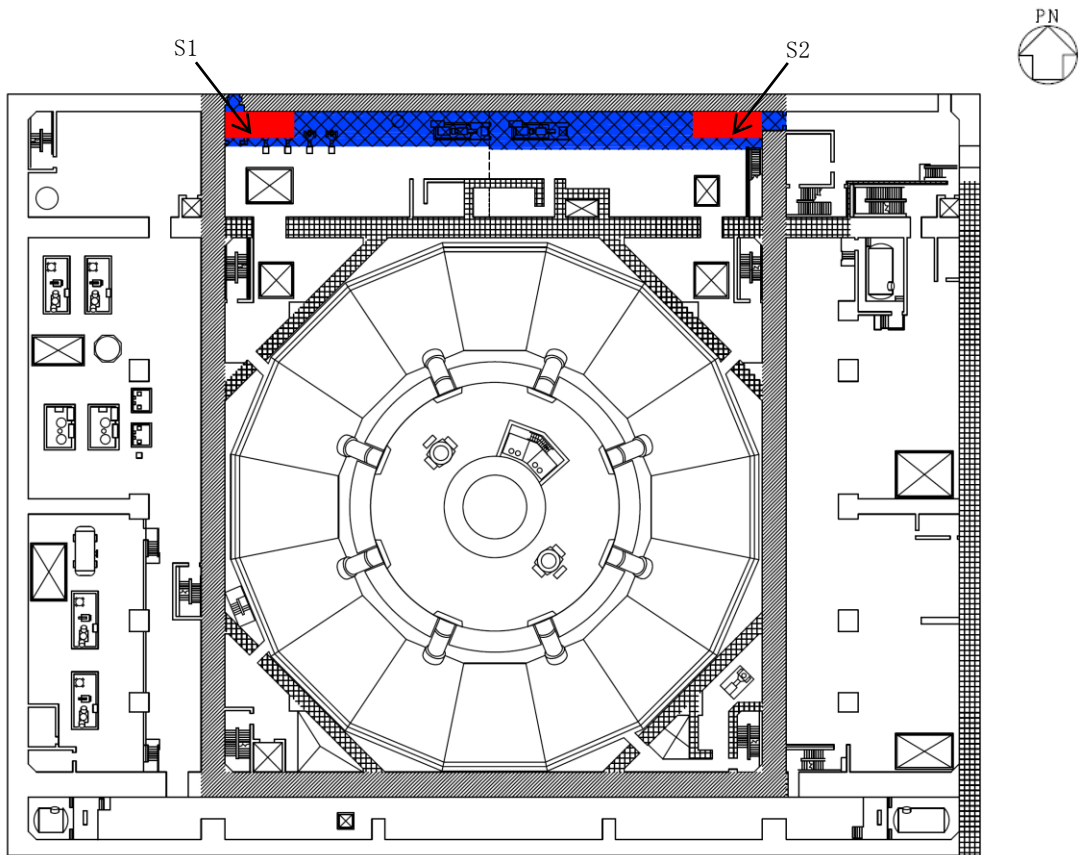


図 2-1 原子炉建物原子炉棟（二次格納施設）及び原子炉二次遮蔽を構成する屋根スラブの位置及び断面の評価位置（RF, EL 63.5m）

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

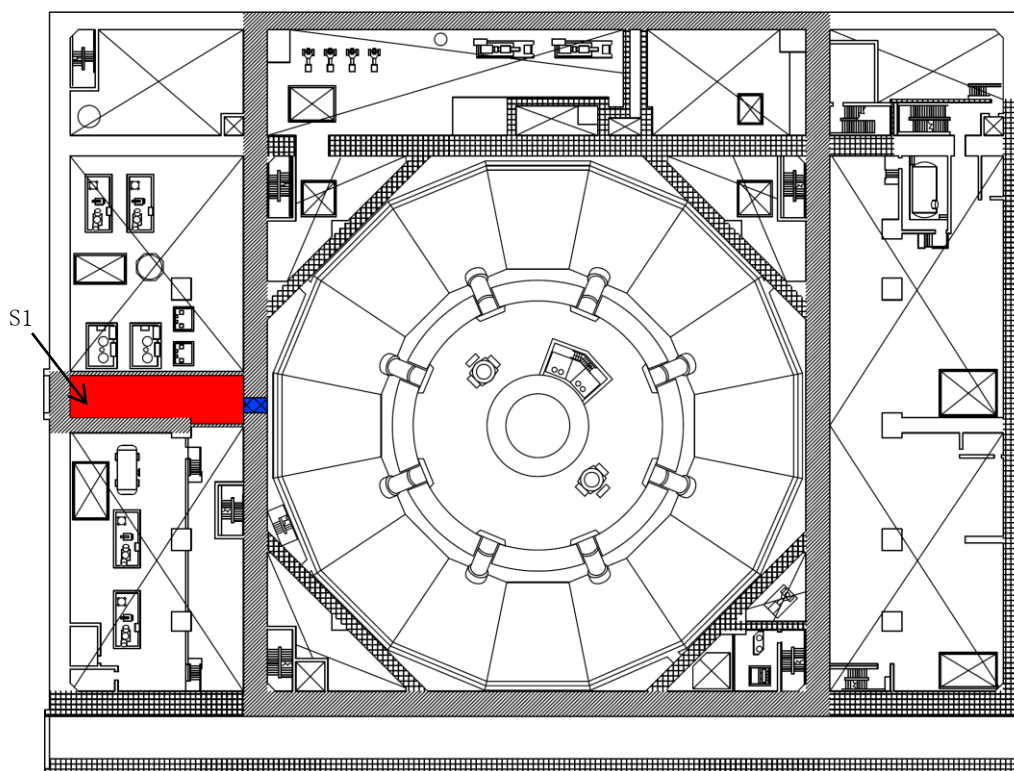


■ : 評価対象スラブ
 ■ : 評価位置

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

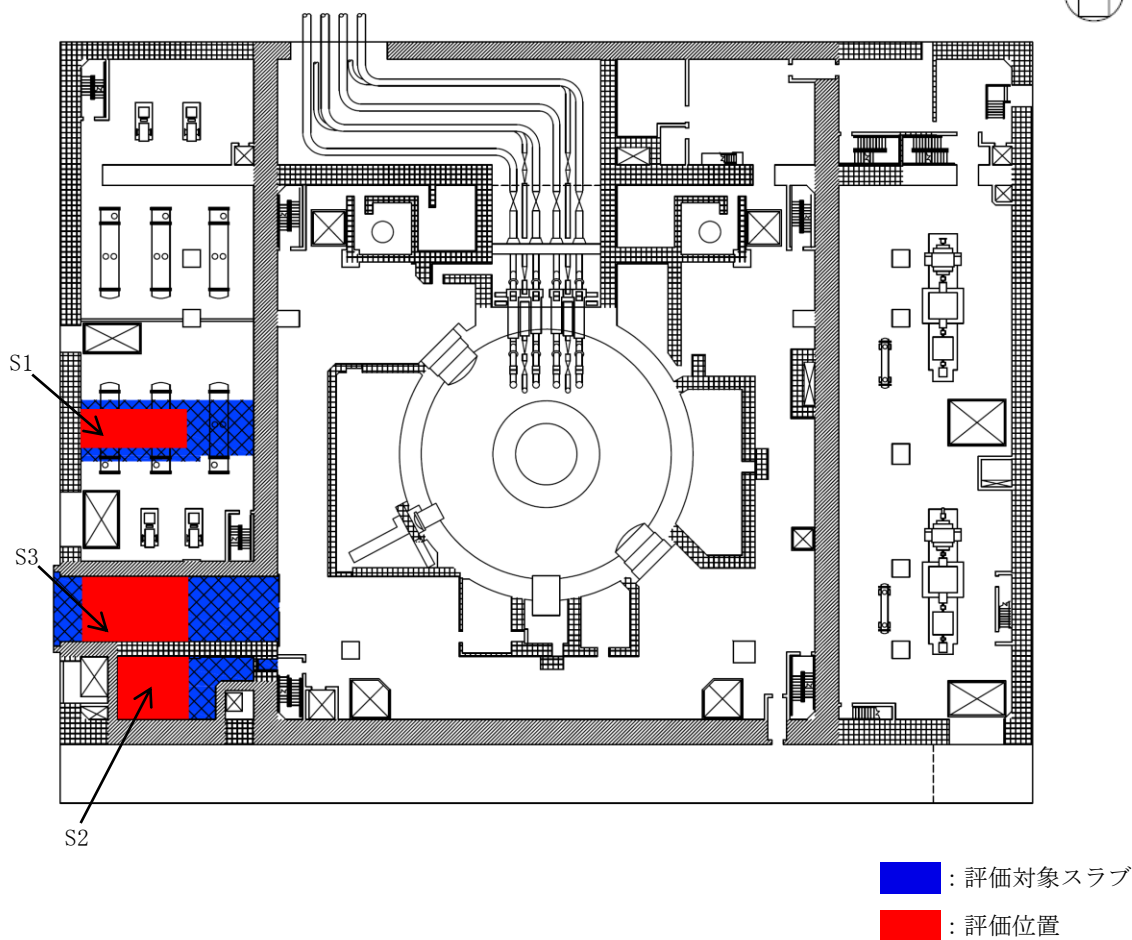
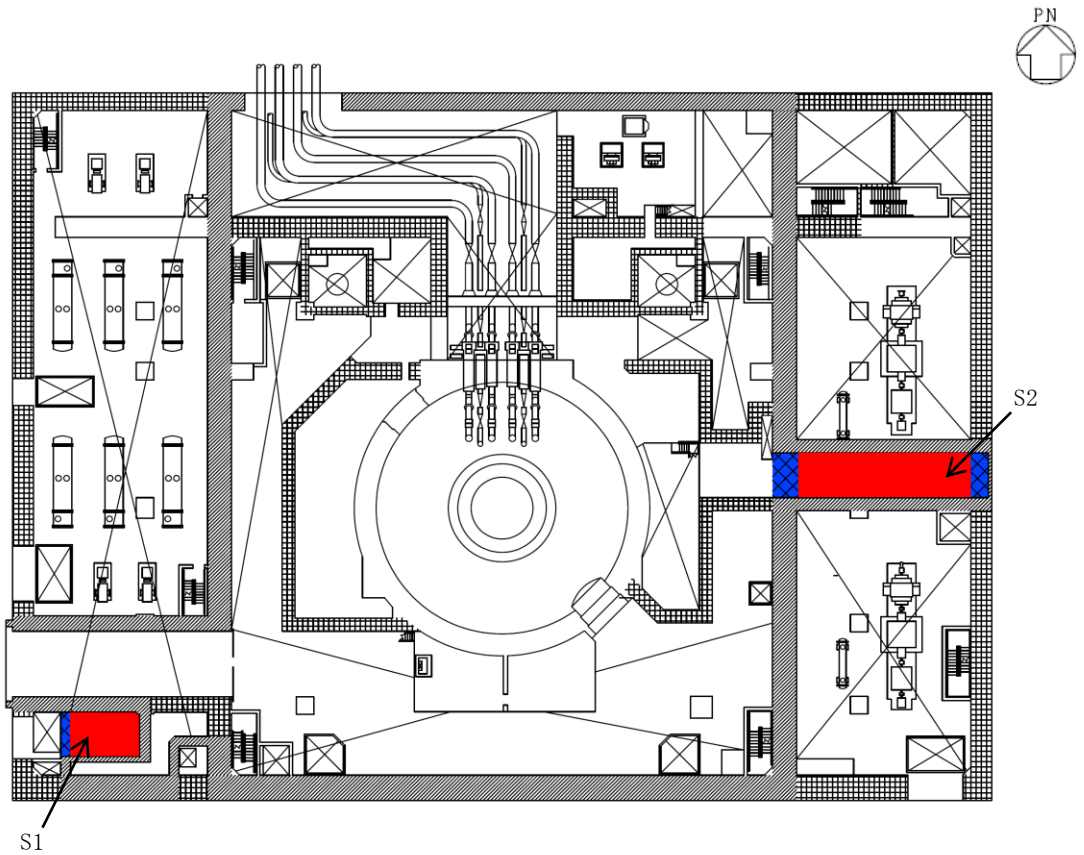


図 2-2(3) 原子炉建物原子炉棟（二次格納施設），原子炉二次遮蔽及び補助遮蔽（原子炉建物）を構成する床スラブの位置及び断面の評価位置（1F, EL 15.3m）

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

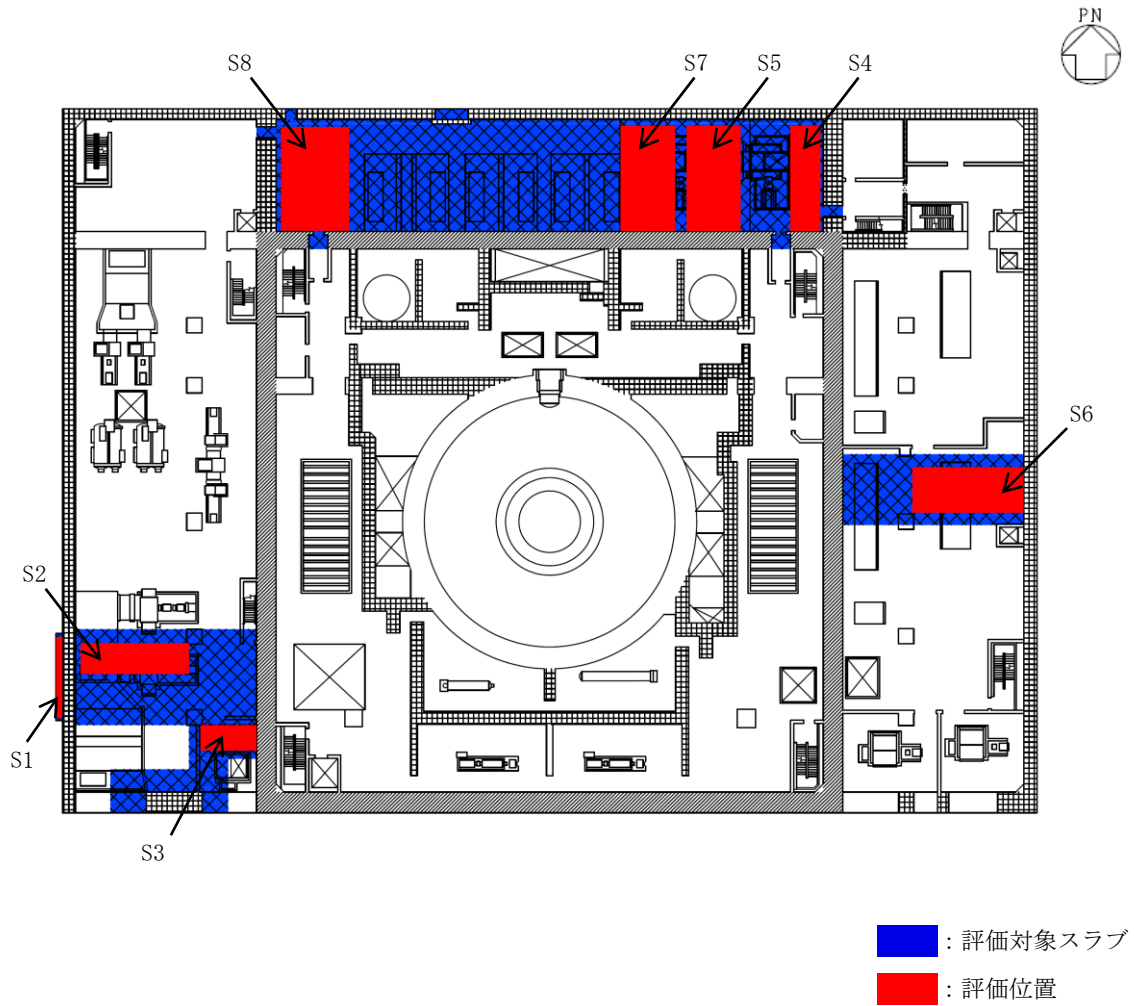
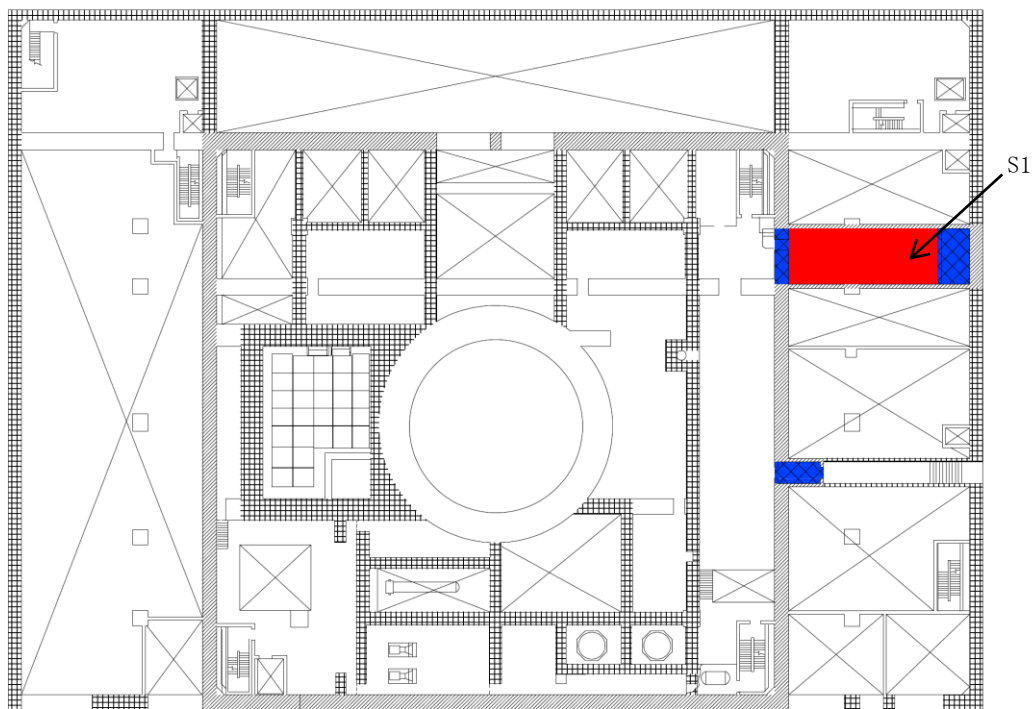


図 2-2(5) 原子炉建物原子炉棟（二次格納施設），原子炉二次遮蔽及び補助遮蔽（原子炉建物）を構成する床スラブの位置及び断面の評価位置（2F, EL 23.8m）

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

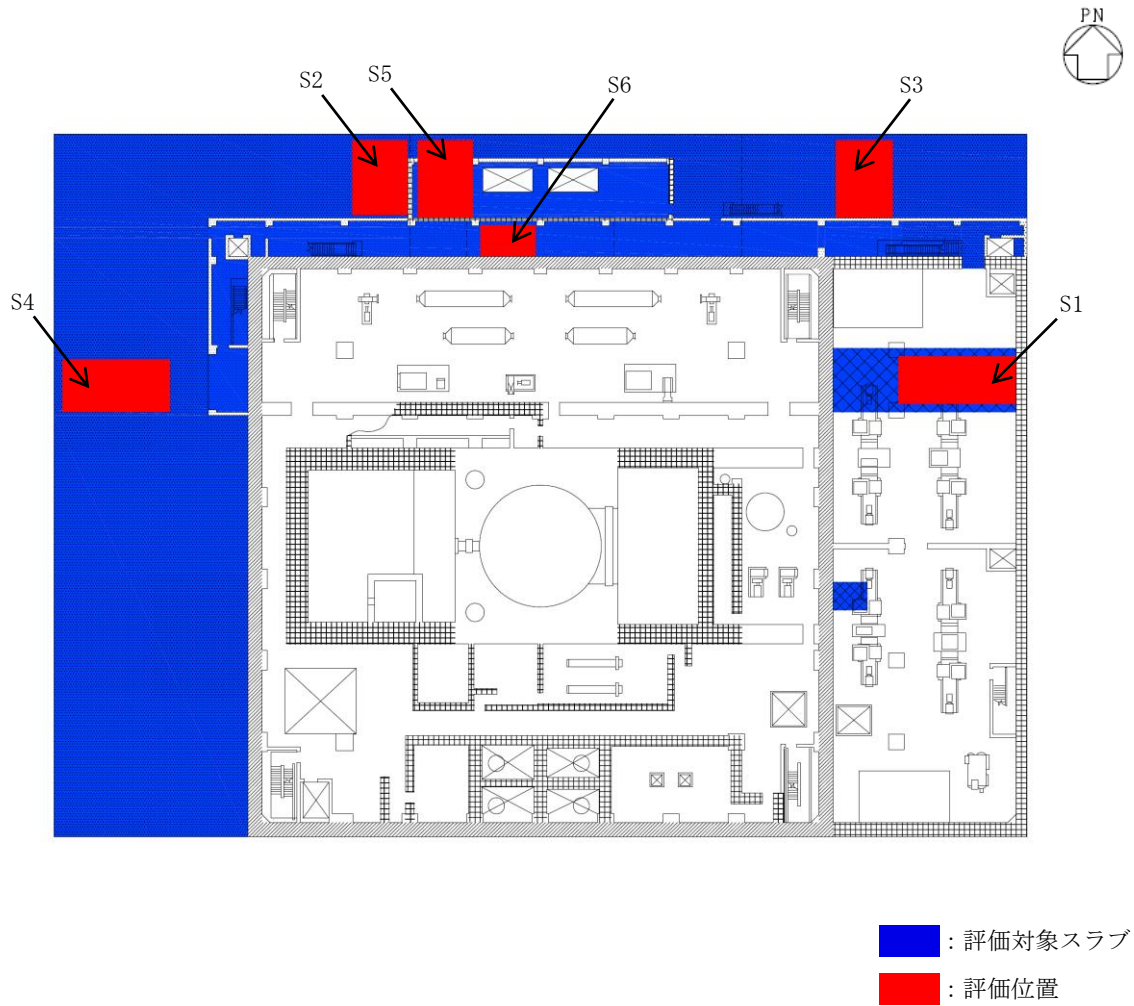


図 2-2(7) 原子炉建物原子炉棟（二次格納施設），原子炉二次遮蔽及び補助遮蔽（原子炉建物）を構成する床スラブの位置及び断面の評価位置（3F，EL 34.8m）

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。

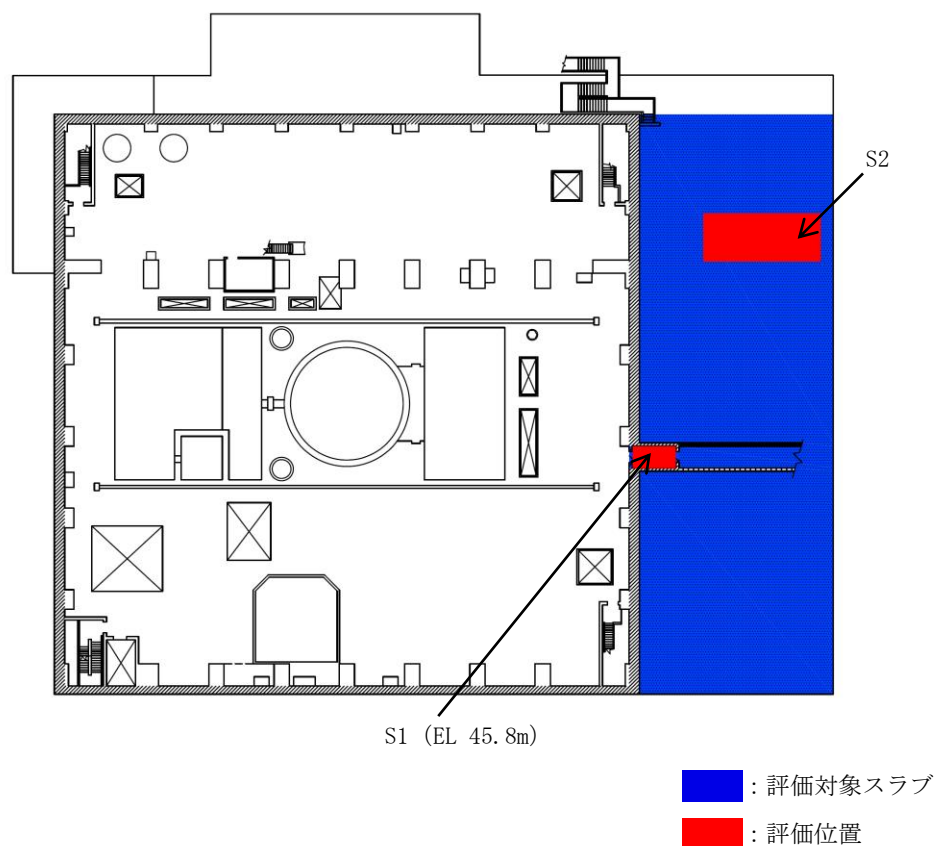
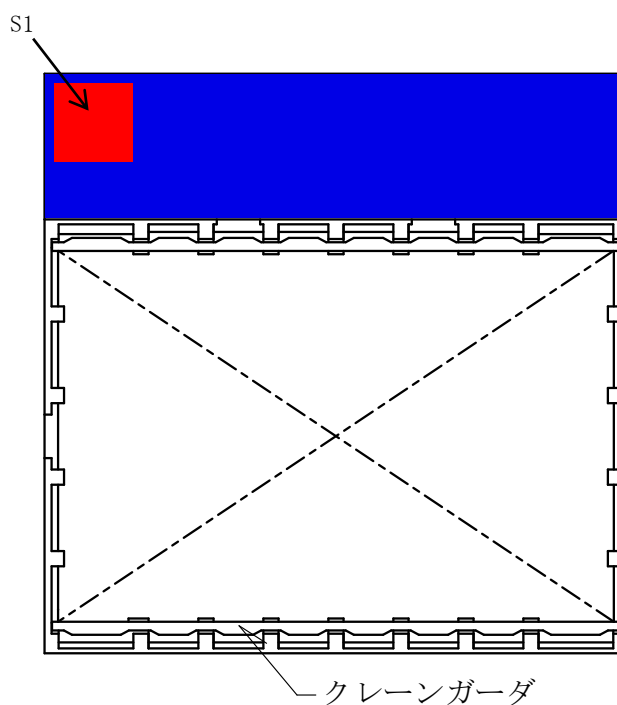


図 2-2(8) 原子炉建物原子炉棟（二次格納施設），原子炉二次遮蔽及び補助遮蔽（原子炉建物）を構成する床スラブの位置及び断面の評価位置（4F，EL 42.8m）

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。

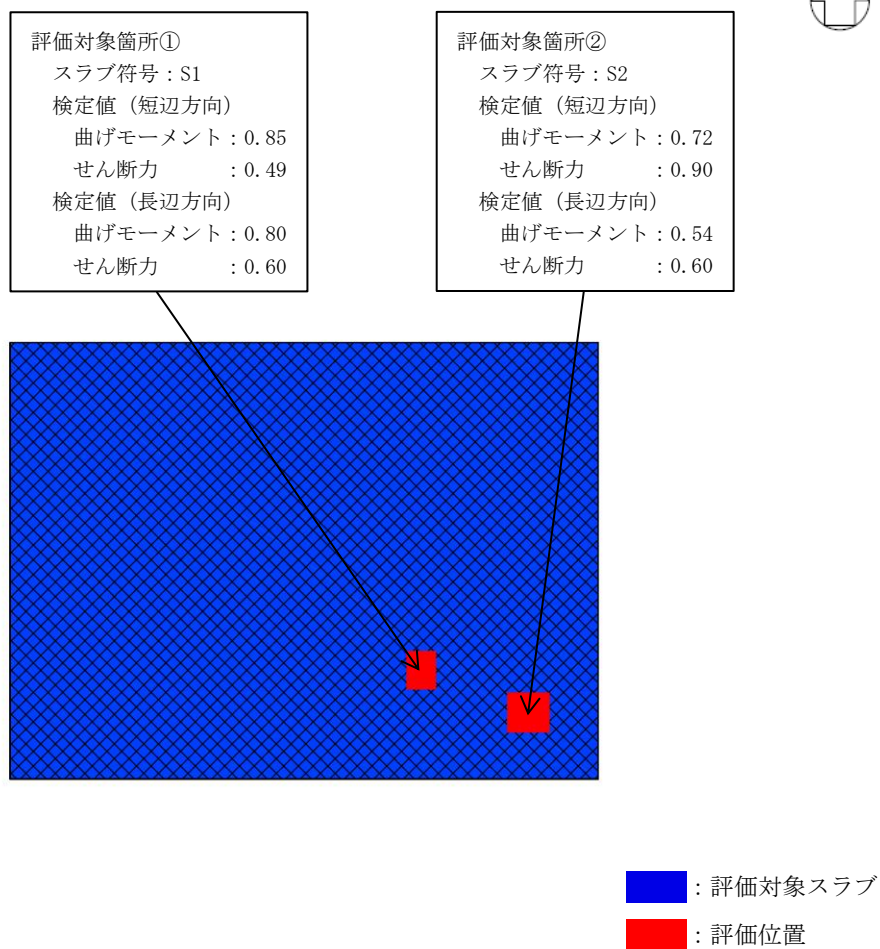
表 2-5(3) 床スラブの検定値及び評価法一覧

(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

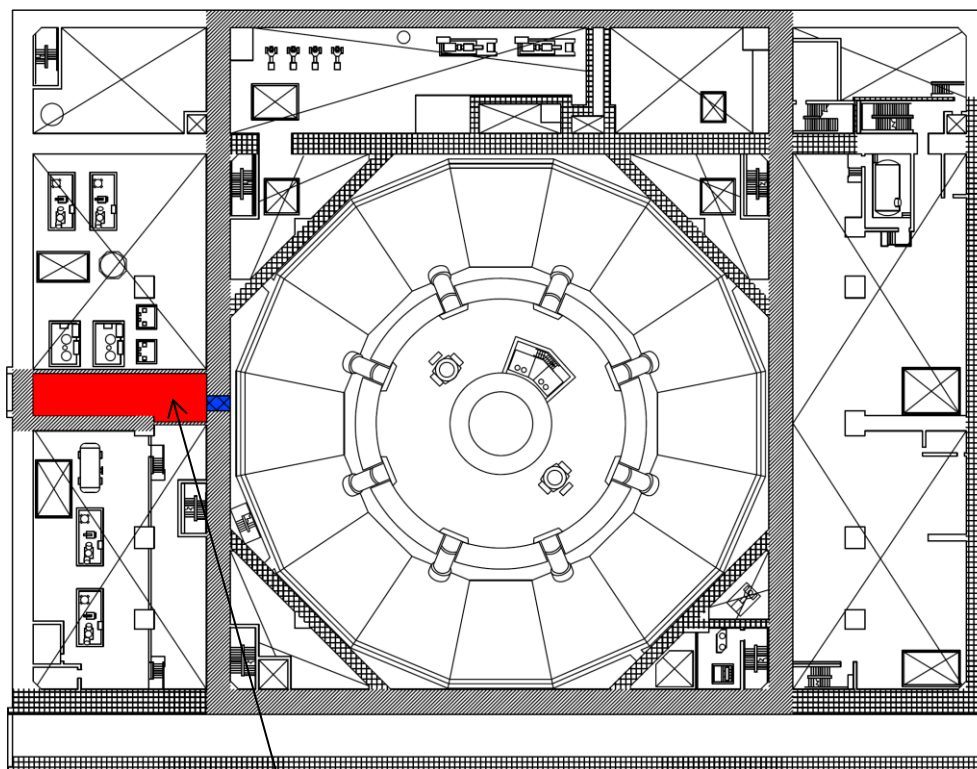
(i) CRF (EL 51.7m)

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



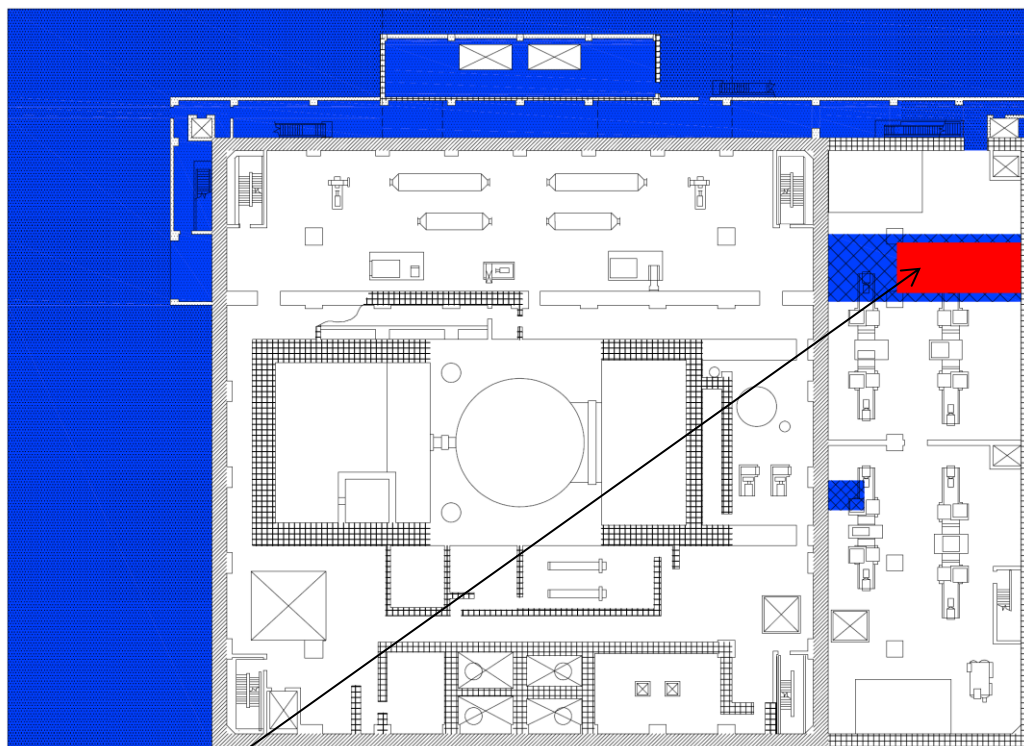
評価対象箇所①
 スラブ符号 : S1
 検定値 (短辺方向)
 曲げモーメント : 0.64
 せん断力 : 0.28

■ : 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



評価対象箇所②
 スラブ符号 : S1
 検定値 (短辺方向)
 曲げモーメント : 0.47
 せん断力 : 0.33

■ : 評価対象スラブ

■ : 評価位置

(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

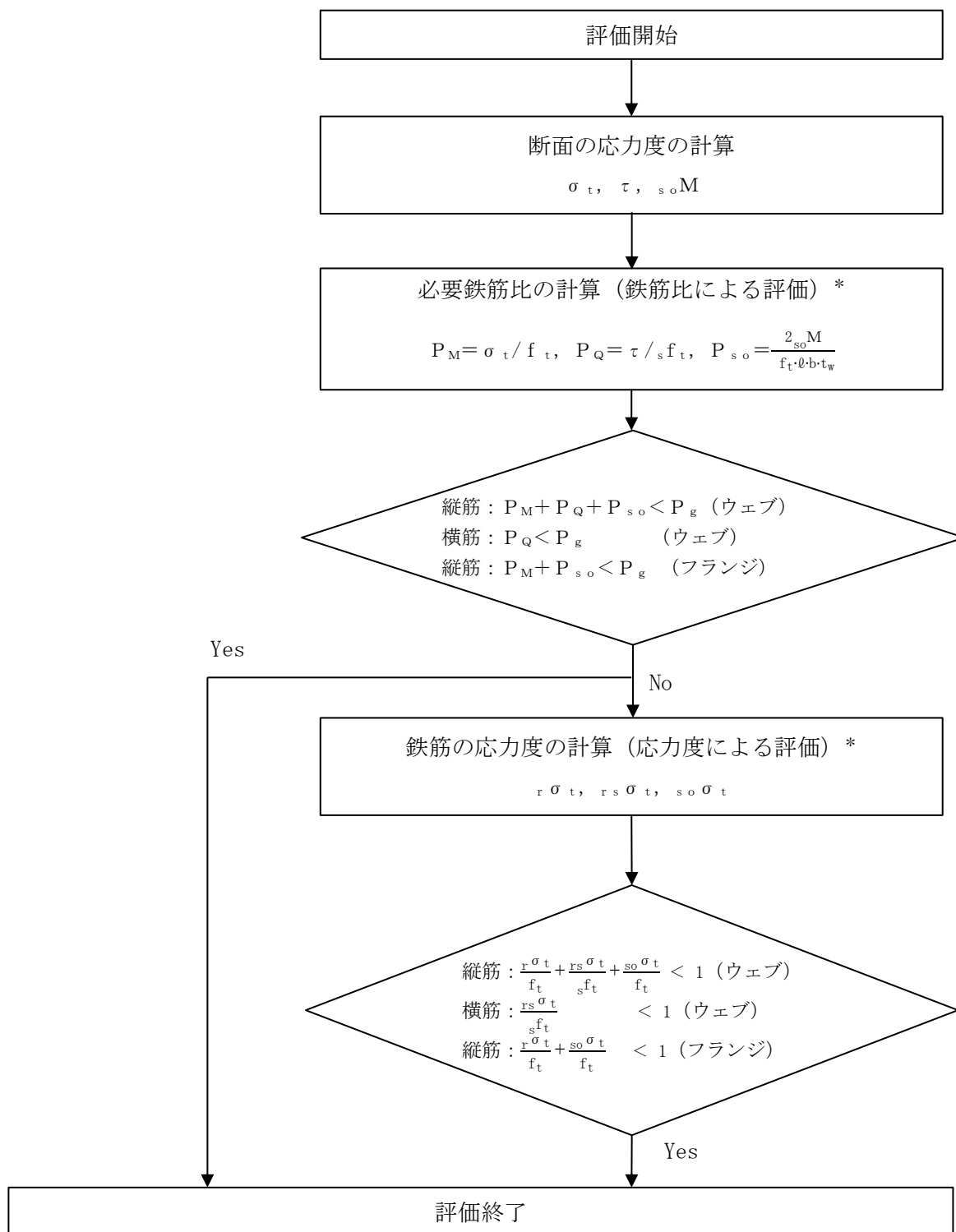
3.1 評価方針

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)						—		—	—	
	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)						—		—	—	

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} (%)		
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 $s_o \sigma_c$ (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。

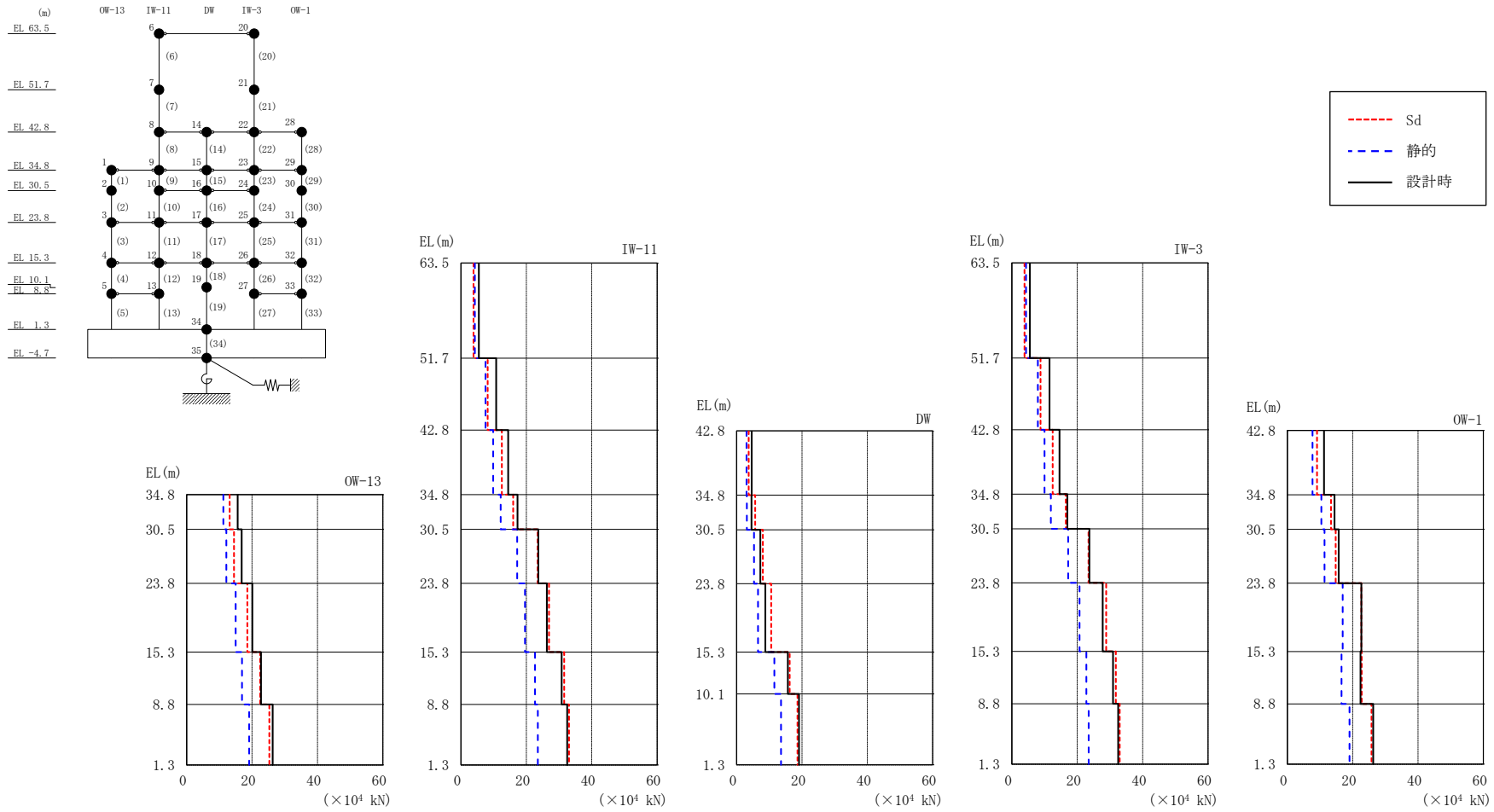
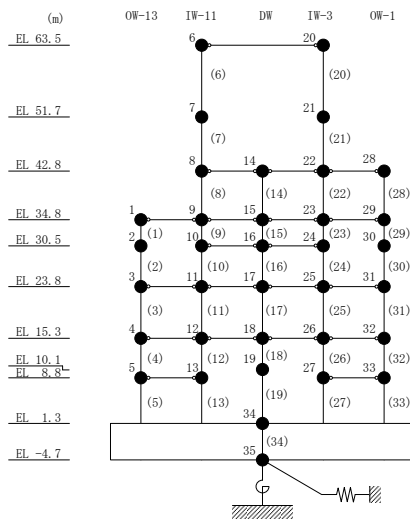


図 3-1 せん断力の比較 (NS方向)

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



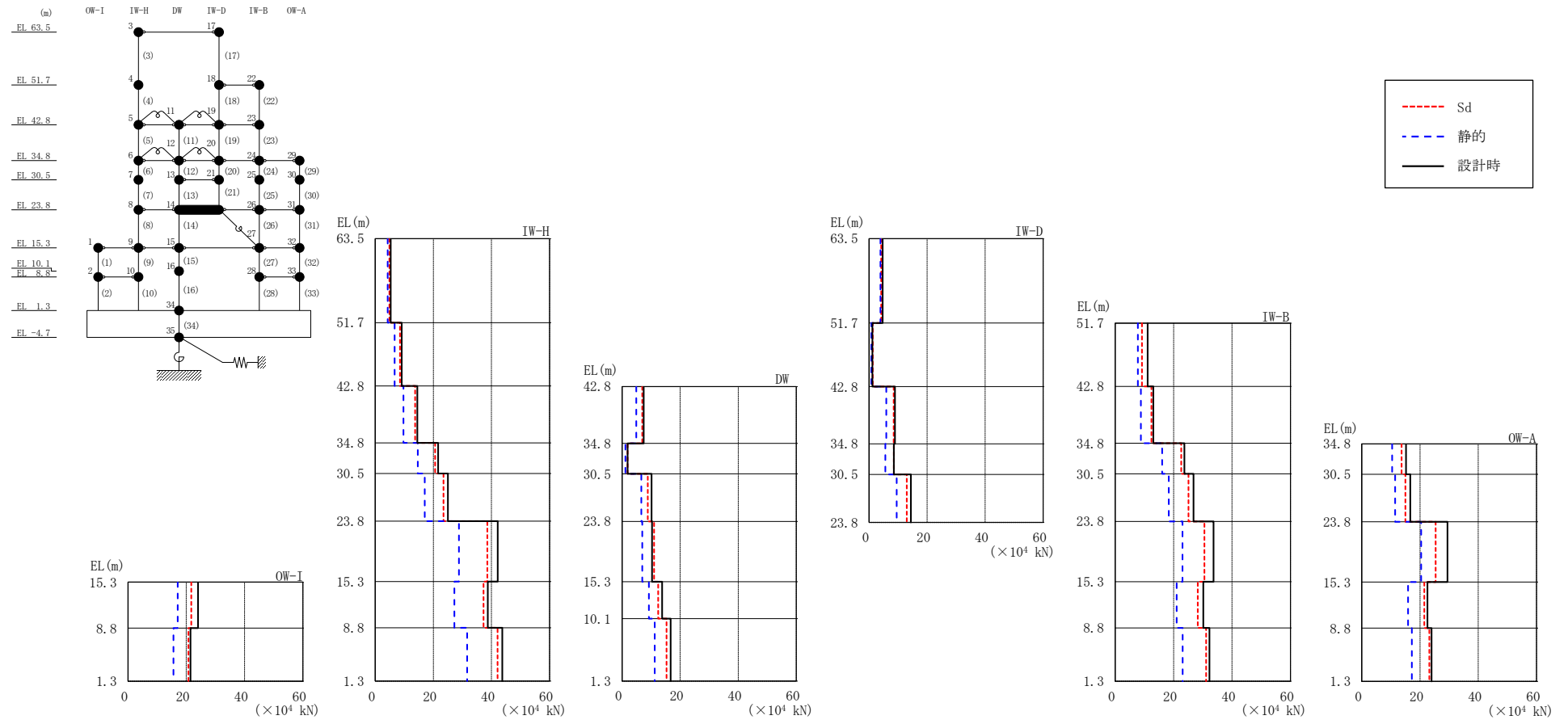
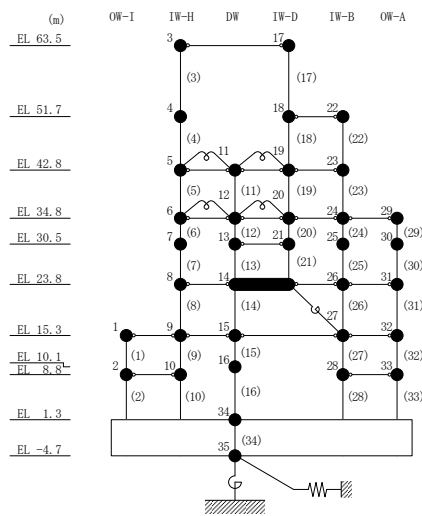


図 3-2 せん断力の比較 (EW方向)

表 3-2 せん断力の比較 (E-W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



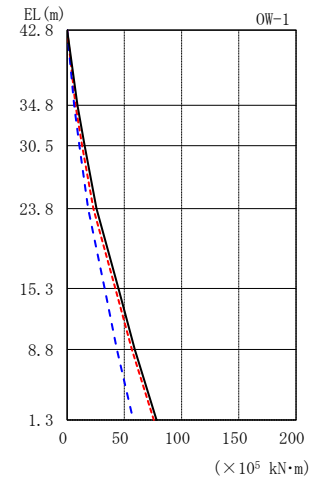
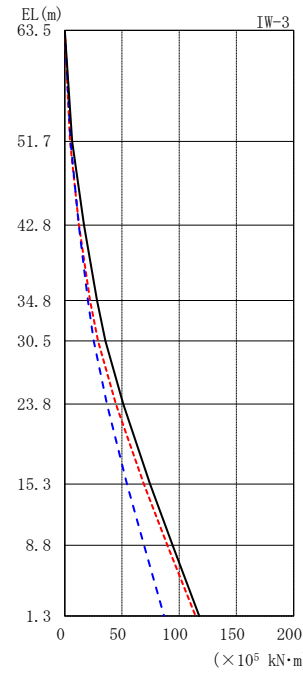
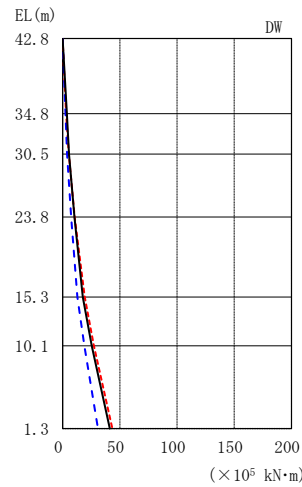
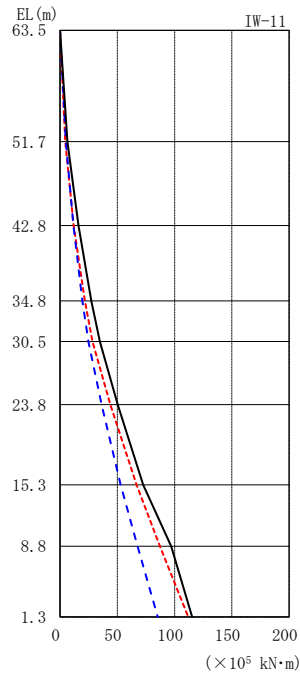
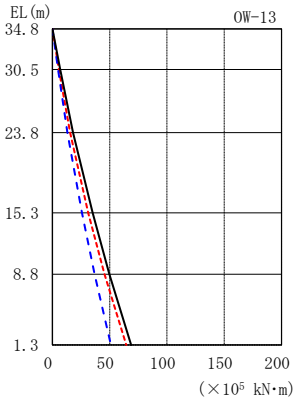
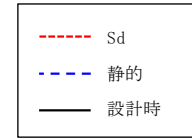
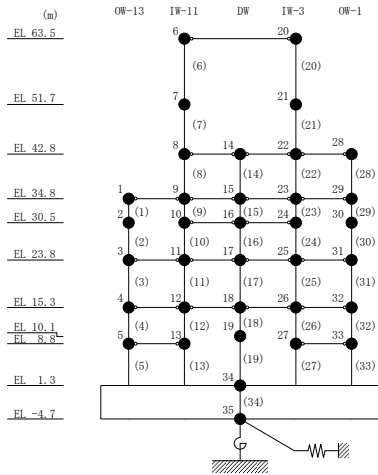


図 3-3 曲げモーメントの比較 (NS 方向)

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

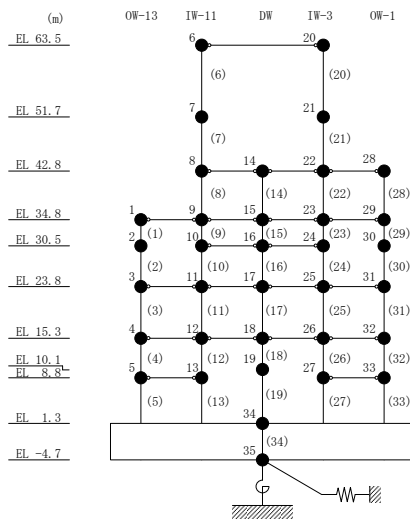
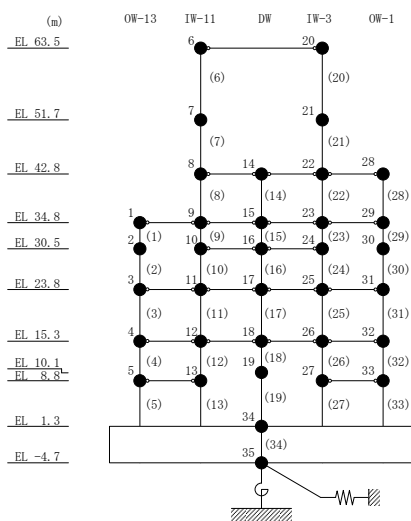


表 3-3(2) 曲げモーメントの比較 (NS方向)

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



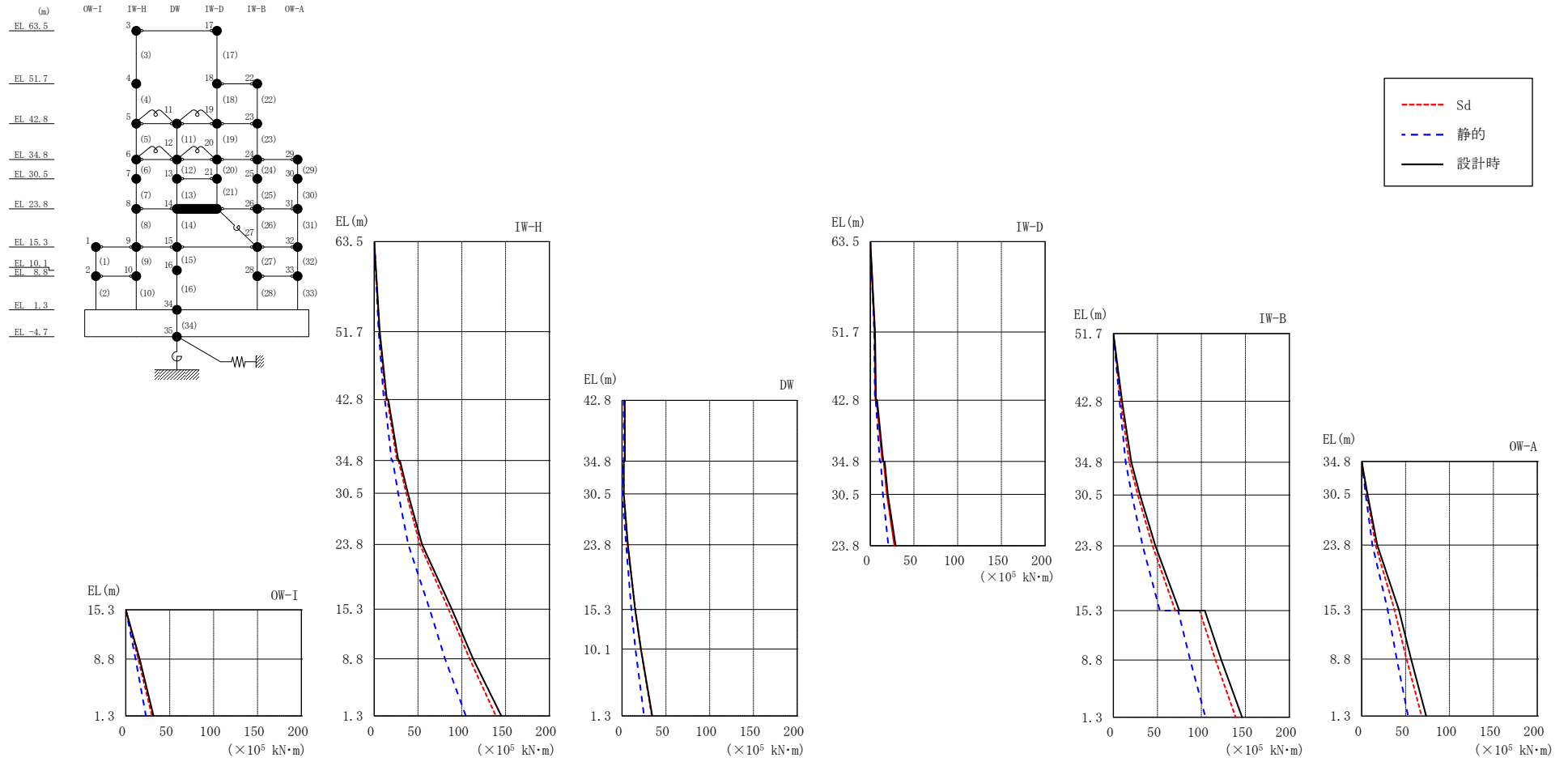


図 3-4 曲げモーメントの比較 (EW方向)

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·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

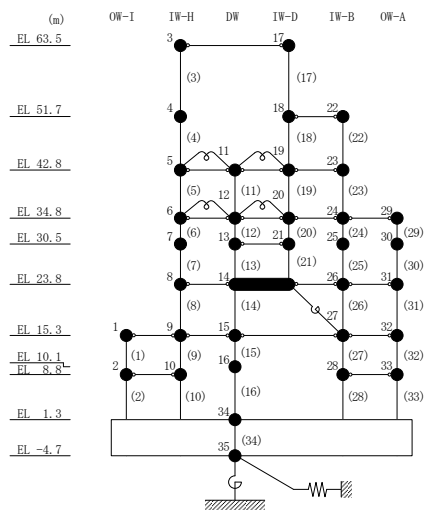
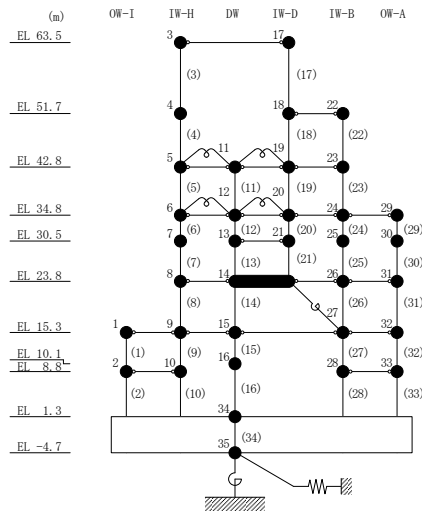


表 3-4(2) 曲げモーメントの比較 (EW方向)

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	13.8	10.9	14.9	
		15.3	12.0	16.4	
30.5~23.8	21	18.9	14.4	20.1	
		18.9	14.4	20.1	
23.8~15.3	22	27.6	20.8	29.0	
		0.00	0.00	0.00	
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	



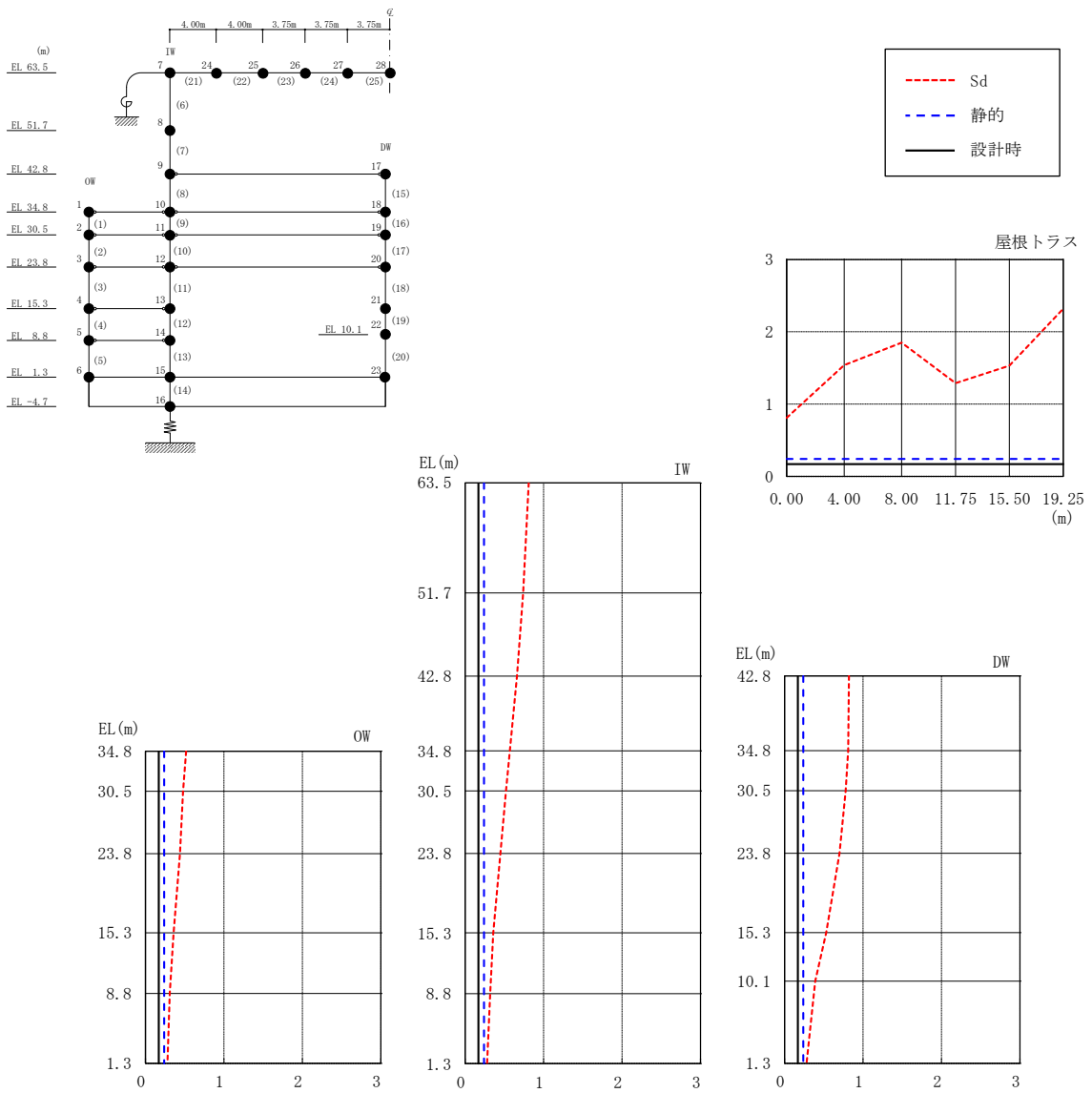


図 3-5 鉛直地震力の比較

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。

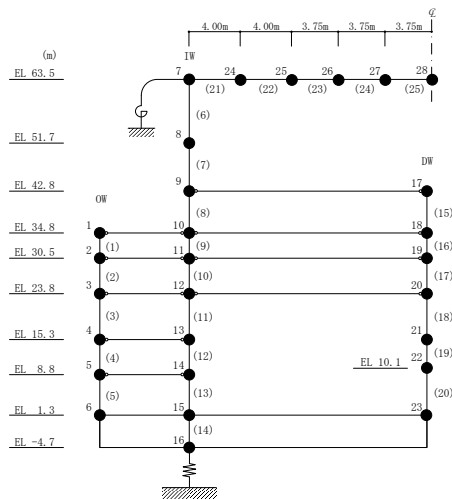


表 3-6 S d 地震時に対する評価部位

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。

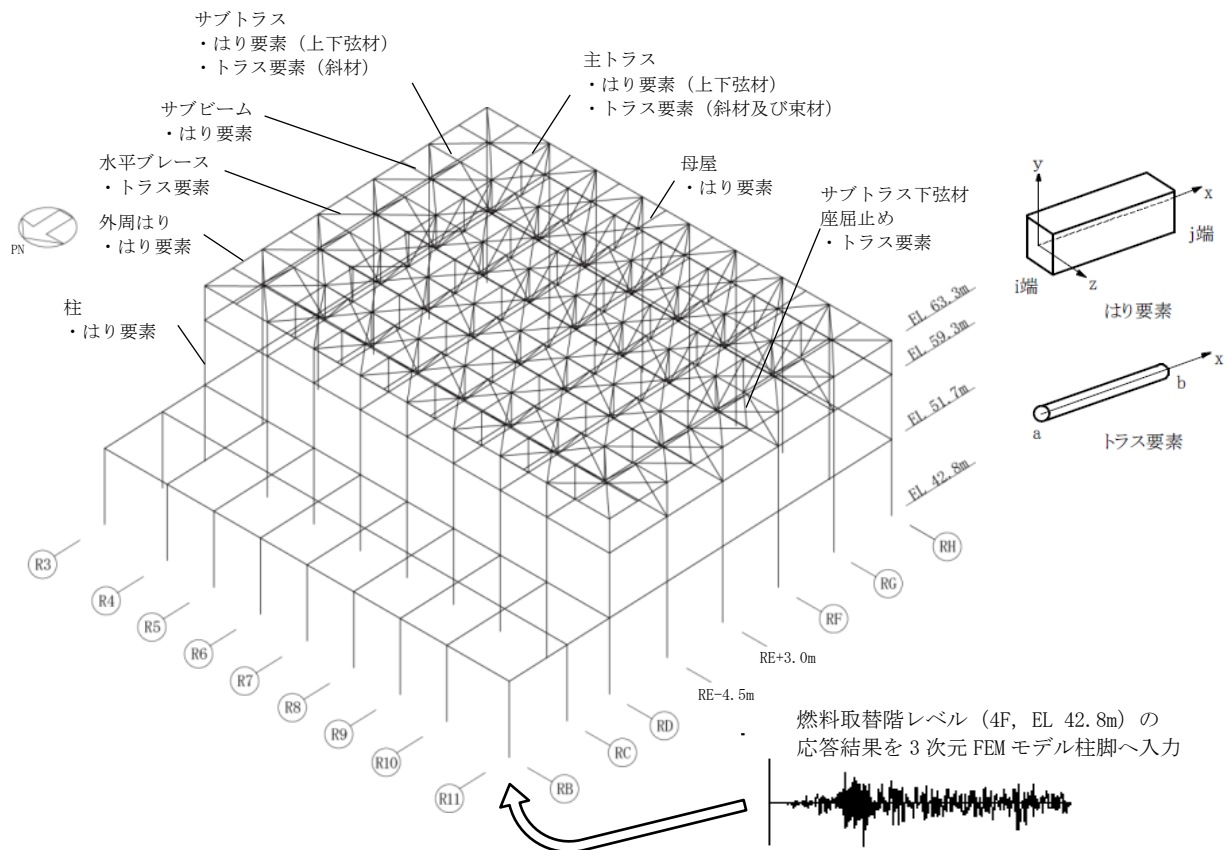
2. 屋根スラブの面外剛性を考慮した影響検討

2.1 解析モデル

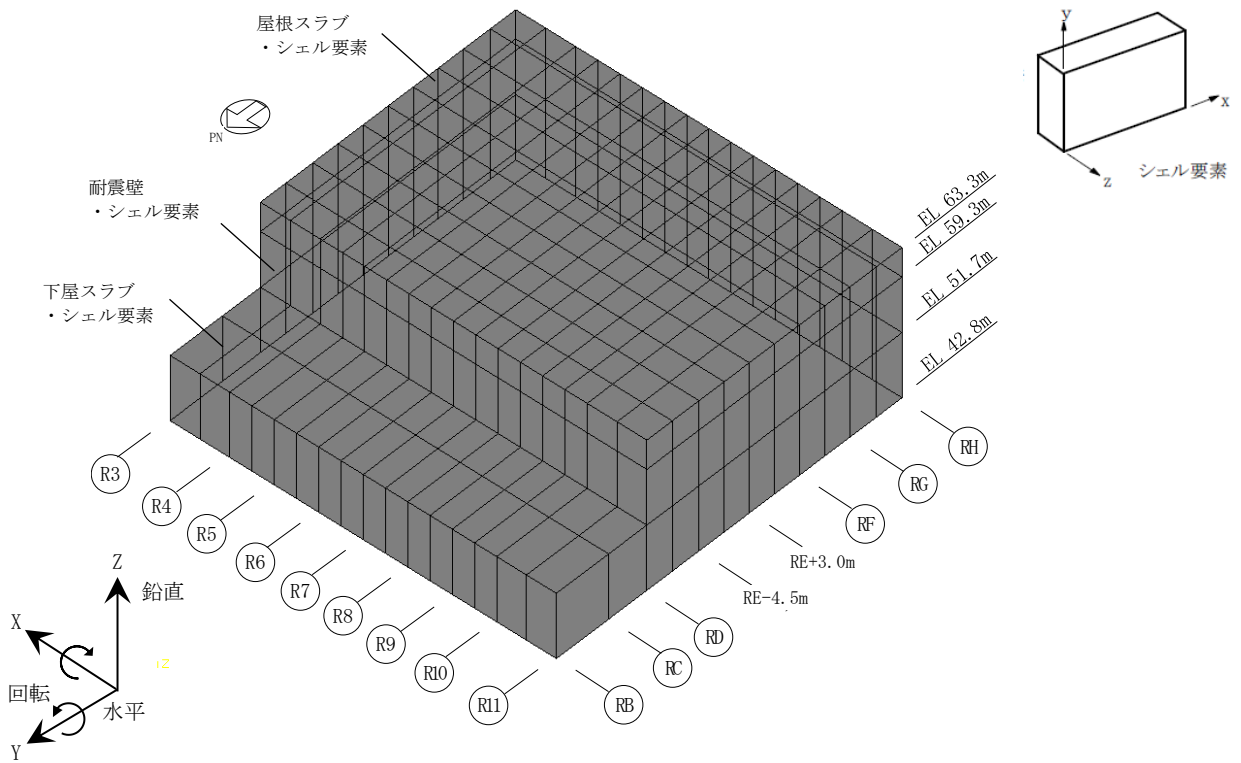
本検討に用いる解析モデルは、VI-2-9-3-1「原子炉建物原子炉棟（二次格納施設）の耐震性についての計算書」で用いる屋根トラスの地震応答解析モデルに屋根スラブの面外剛性を考慮したものとする。

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

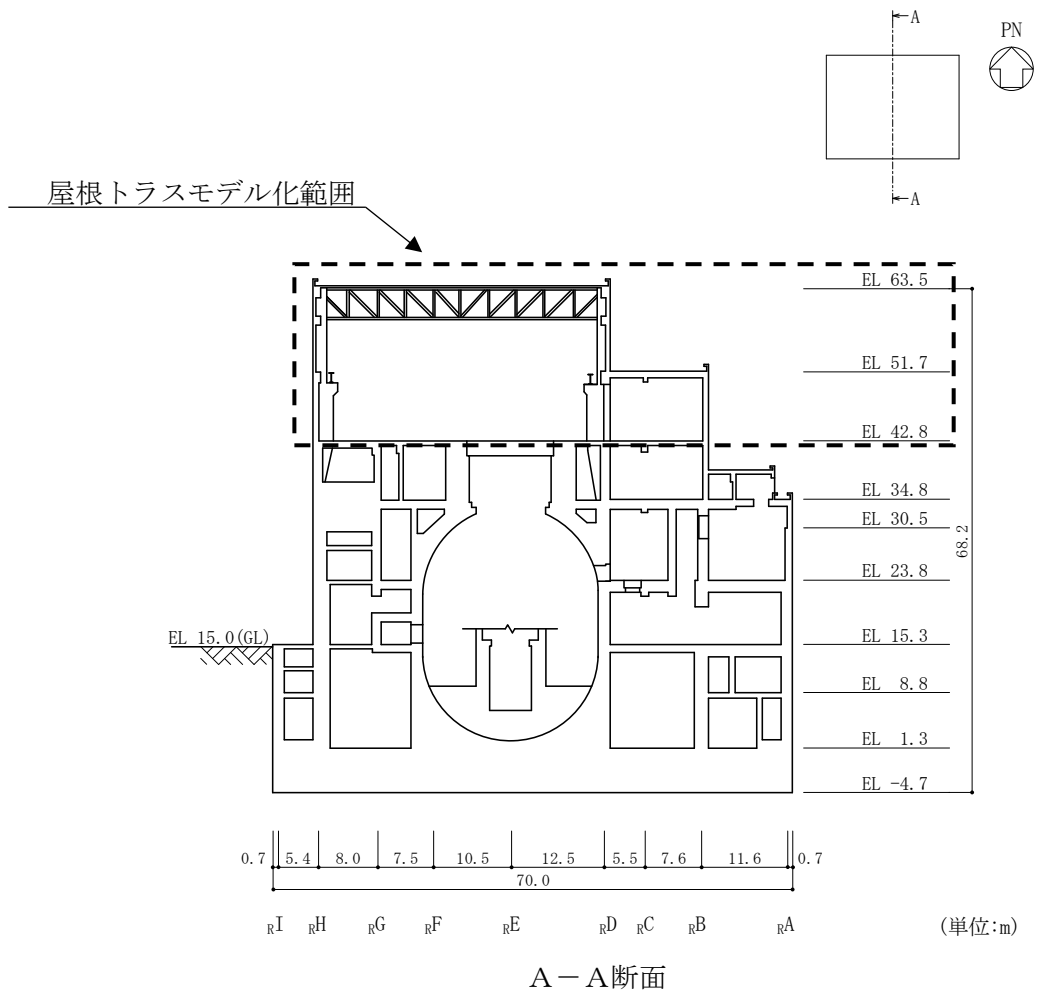


図 2-1(2) 解析モデルの概要

表 2-1 部材リスト

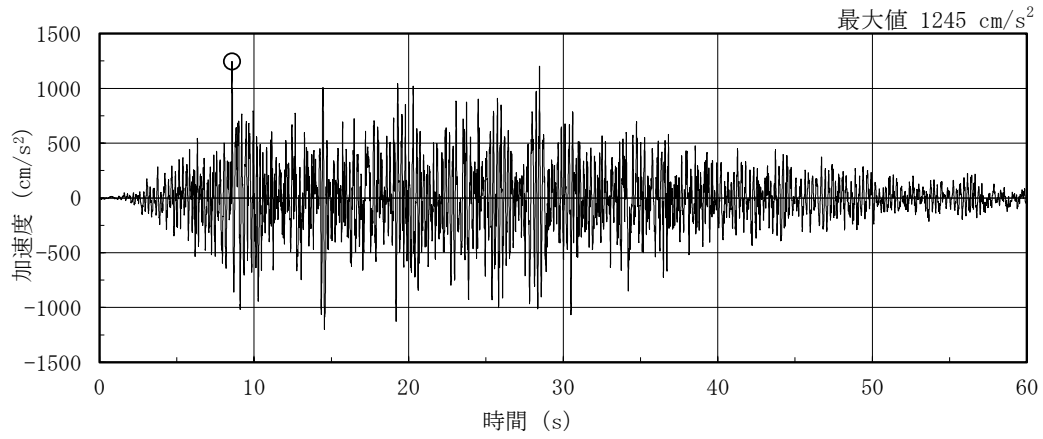
部位		使用部材	材質	断面積 ($\times 10^2 \text{mm}^2$)	断面二次 モーメント ($\times 10^4 \text{mm}^4$)
主トラス	上弦材	H-400 \times 400 \times 13 \times 21	SM50A (SM490A 相当)	218.7	66600
	下弦材	H-400 \times 400 \times 13 \times 21	SM50A (SM490A 相当) SN490B	218.7	66600
		BH-400 \times 400 \times 19 \times 35		342.7	99230
		BH-400 \times 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
斜材		2CTs-125 \times 250 \times 9 \times 14	SS41	92.20	—
		2CTs-125 \times 250 \times 9 \times 14 +4Ls-65 \times 65 \times 6*	(SS400 相当) 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

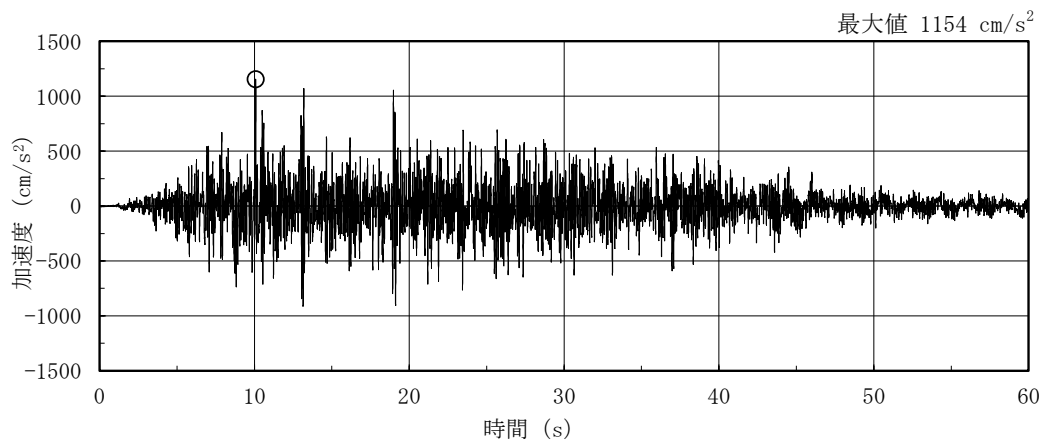
2.2 入力地震動

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。

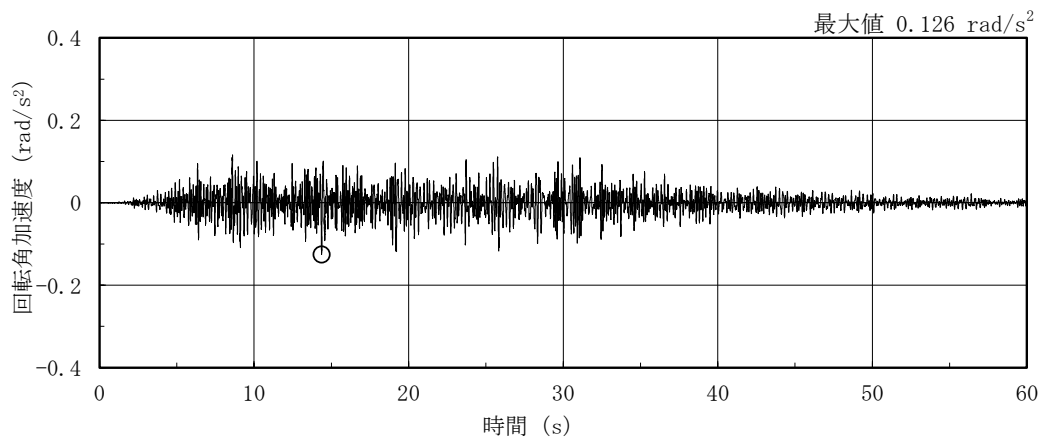
図 2-2 に燃料取替階レベル（4F, EL 42.8m）の水平成分、鉛直成分及び回転成分の加速度時刻歴波形を示す。



(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。

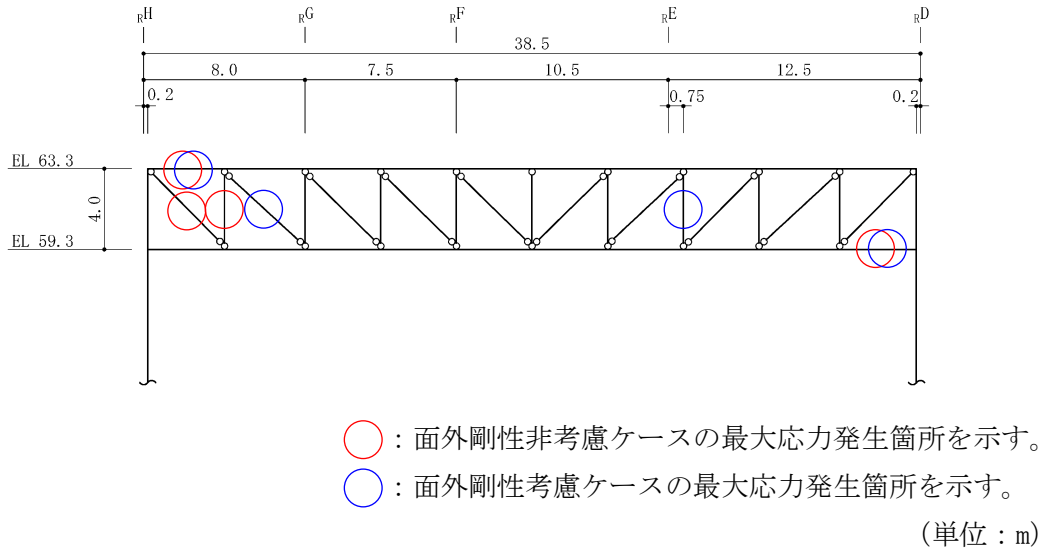


図 2-3 評価対象箇所 (主トラス : R7 通り)

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)

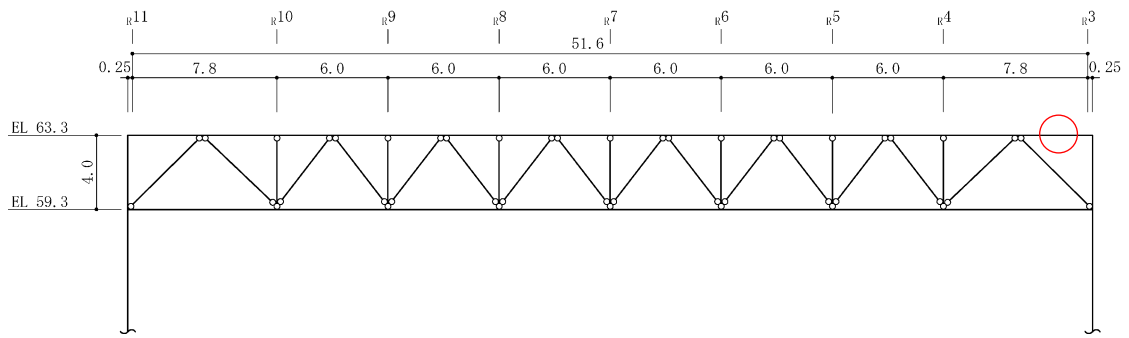
部材 (種類)		下弦材			
面外剛性		非考慮		考慮	
位置		R7 通り (_R D 通り _R E 通り間)		R7 通り (_R D 通り _R E 通り間)	
鉄骨断面	部材	BH-400×400×19×35 +2PLS-16×330		BH-400×400×19×35 +2PLS-16×330	
	種別	SM50A(SM490A 相当), SN490B		SM50A(SM490A 相当), SN490B	
応力状態		引張	圧縮	引張	圧縮
N (kN)		1150	5390	1310	5140
M (kN・m)		482	482	420	420
断面算定	σ_t (N/mm ²)	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

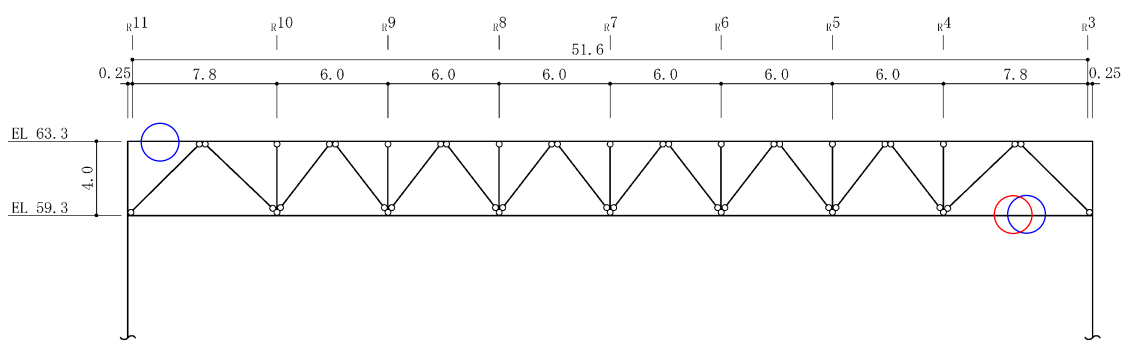
表 2-2(4) 断面算定結果 (主トラス)

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

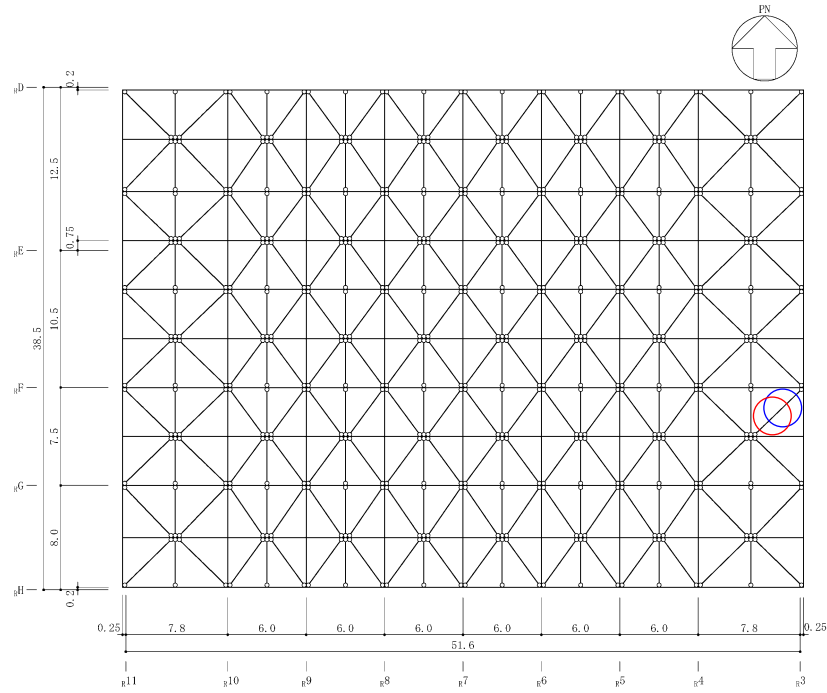
図 2-4 評価対象箇所 (サブトラス (上下弦材))

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。

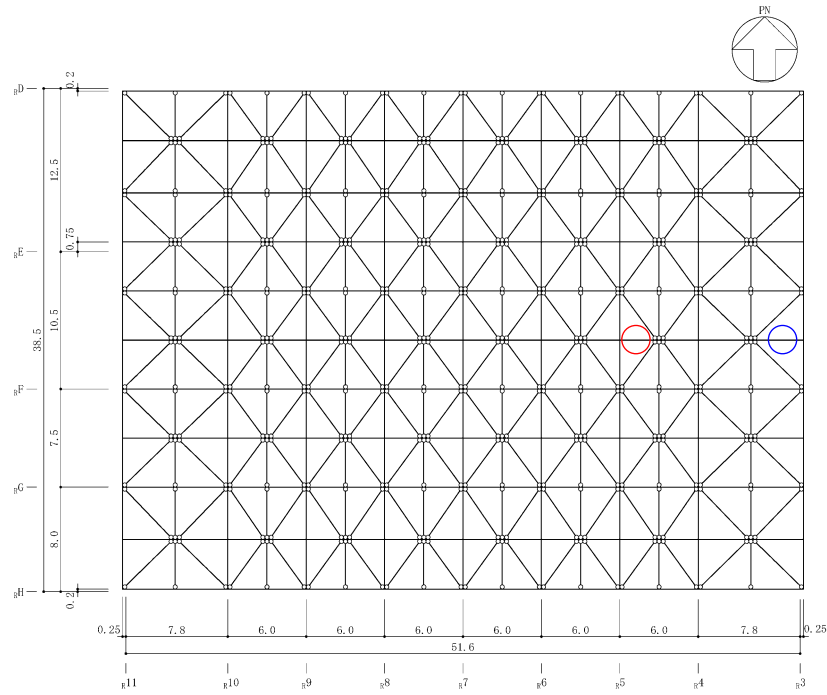
○：面外剛性考慮ケースの最大応力発生箇所を示す。

(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



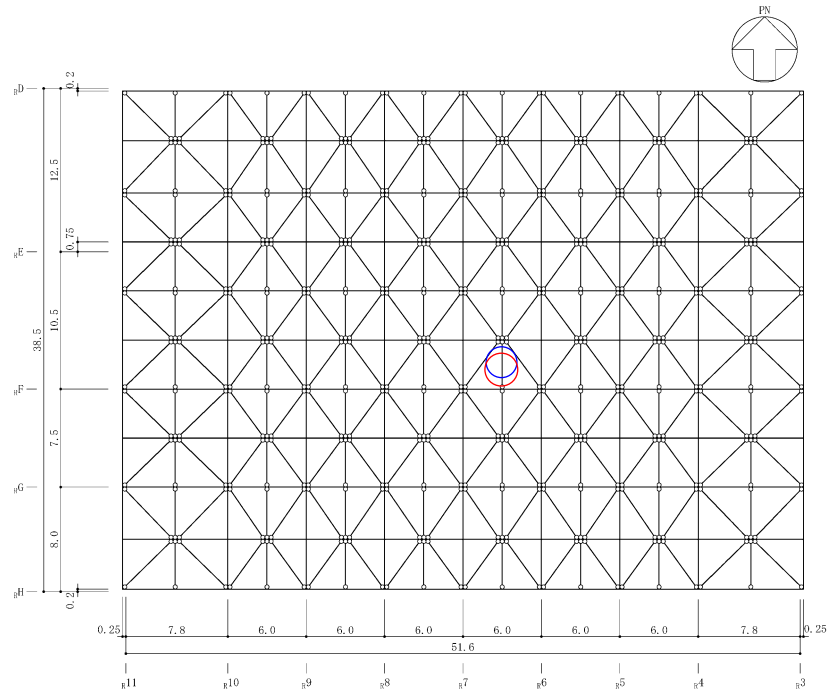
- : 面外剛性非考慮ケースの最大応力発生箇所を示す。
- : 面外剛性考慮ケースの最大応力発生箇所を示す。

(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。

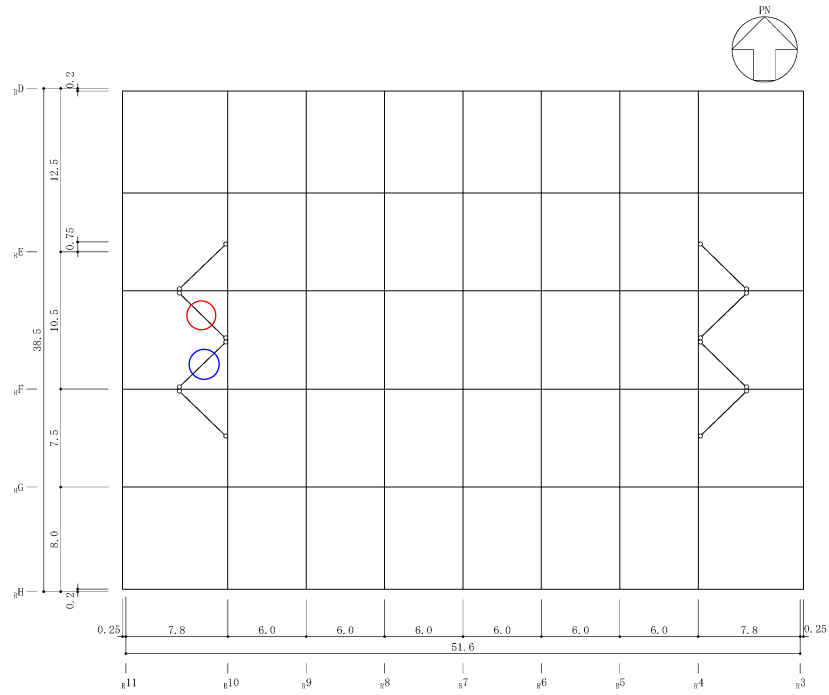
○：面外剛性考慮ケースの最大応力発生箇所を示す。

(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)

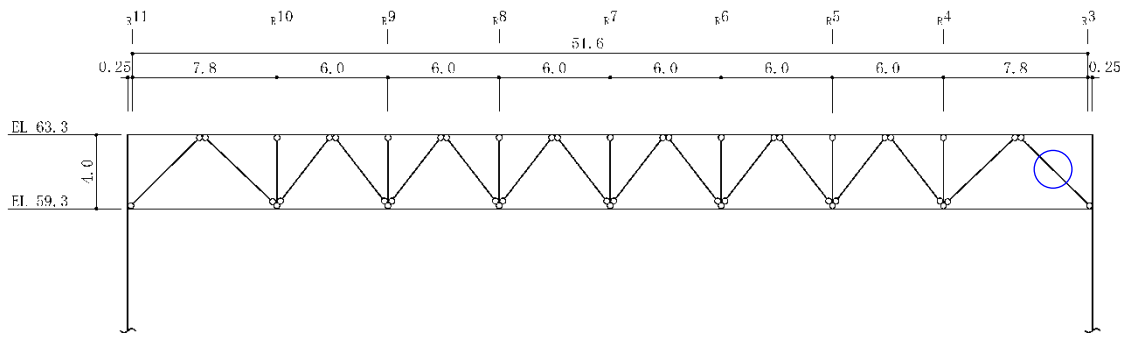
表 2-7 断面算定結果 (サブトラス下弦材座屈止め)

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。

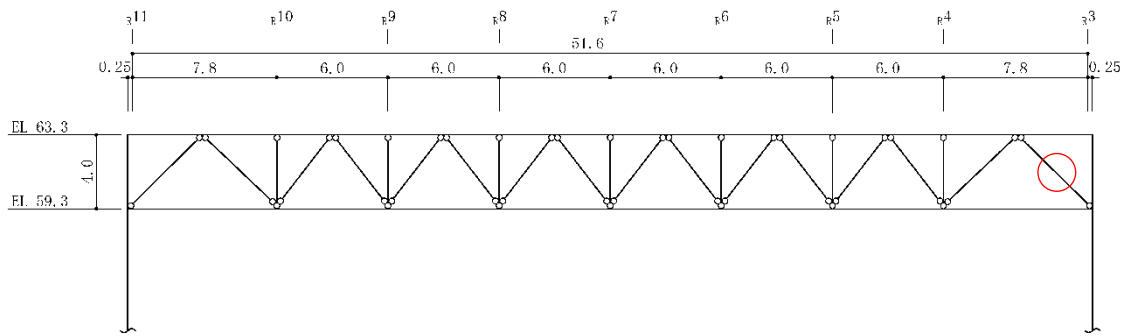


○ : 面外剛性非考慮ケースの累積塑性変形倍率が最も大きい箇所を示す。

○ : 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

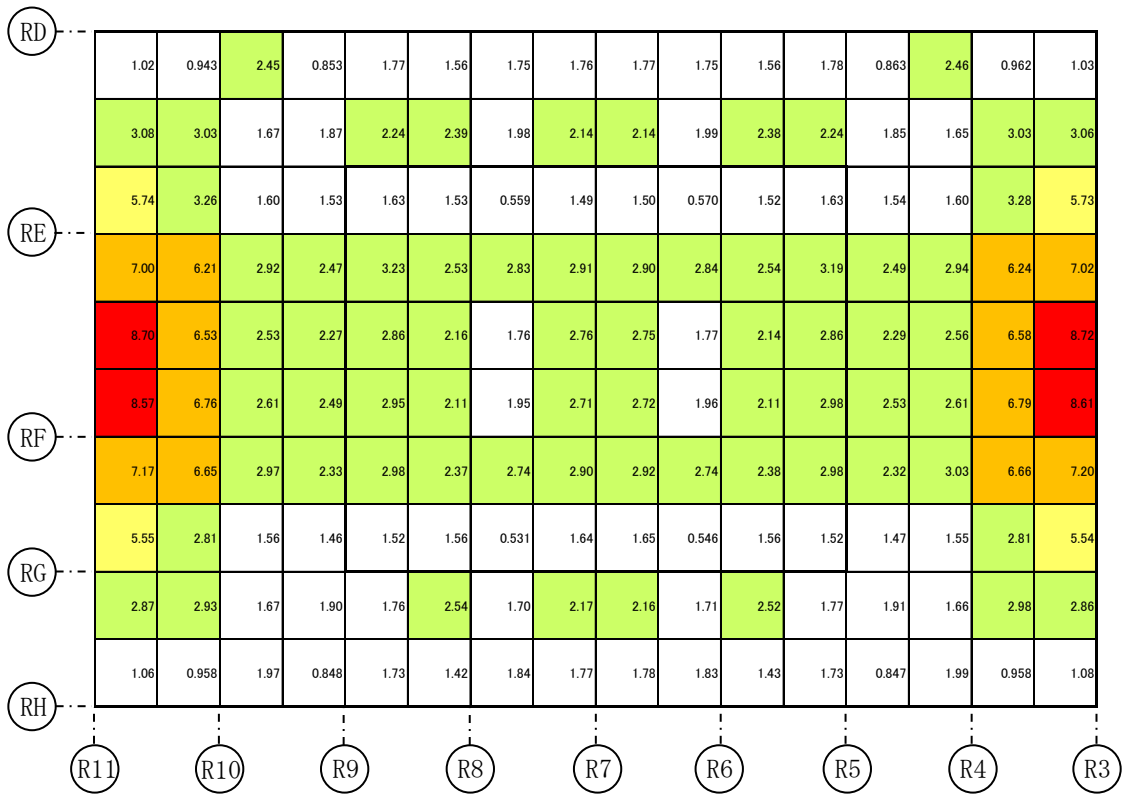
(1) 面外応力の検討

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。

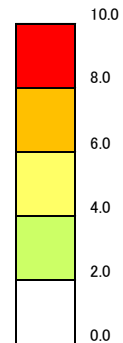
屋根スラブについて、屋根スラブの面外剛性を考慮した場合においても、曲げモーメントに対する鉄筋応力度が許容限界を超えないこと及び発生する面外せん断力が許容限界を超えないことを確認した。



Y (N S 方向)

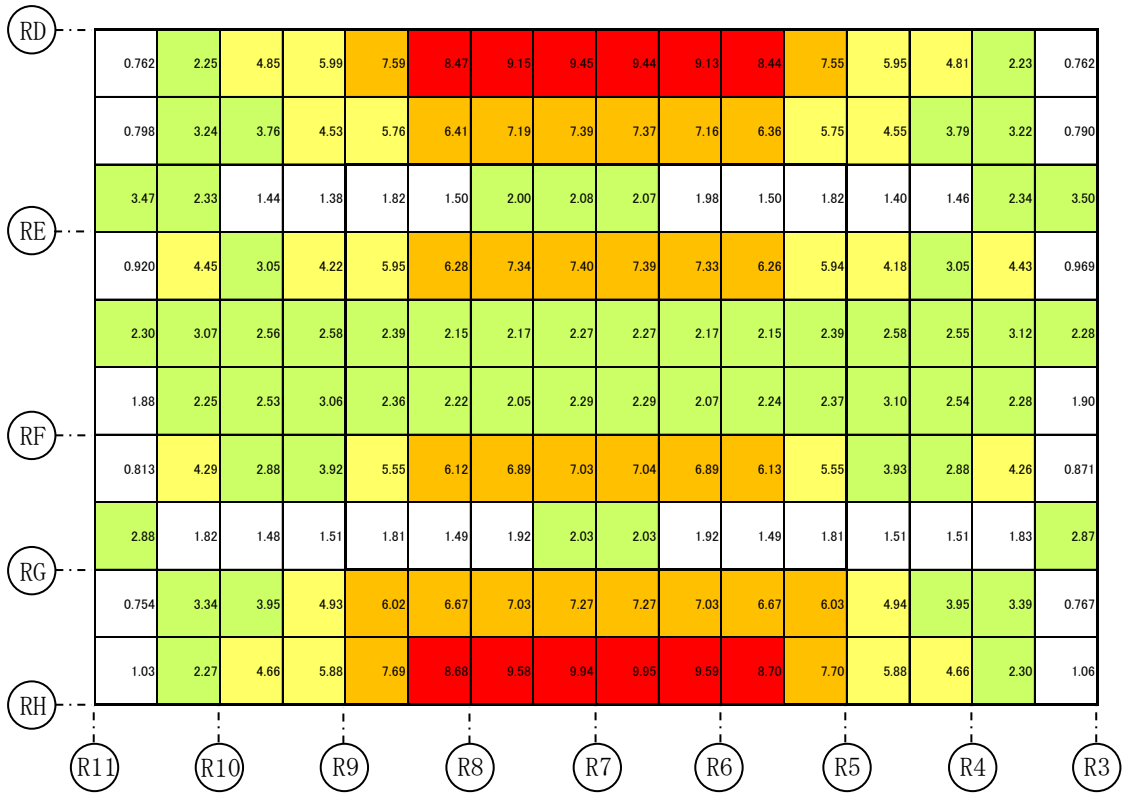


X (E W 方向)



(単位 : kNm/m)

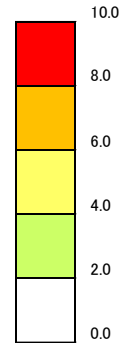
図 2-10(1) 最大応答面外曲げモーメント (M_x)



Y (N S 方向)



X (E W 方向)



(単位 : kNm/m)

図 2-10(2) 最大応答面外曲げモーメント (My)

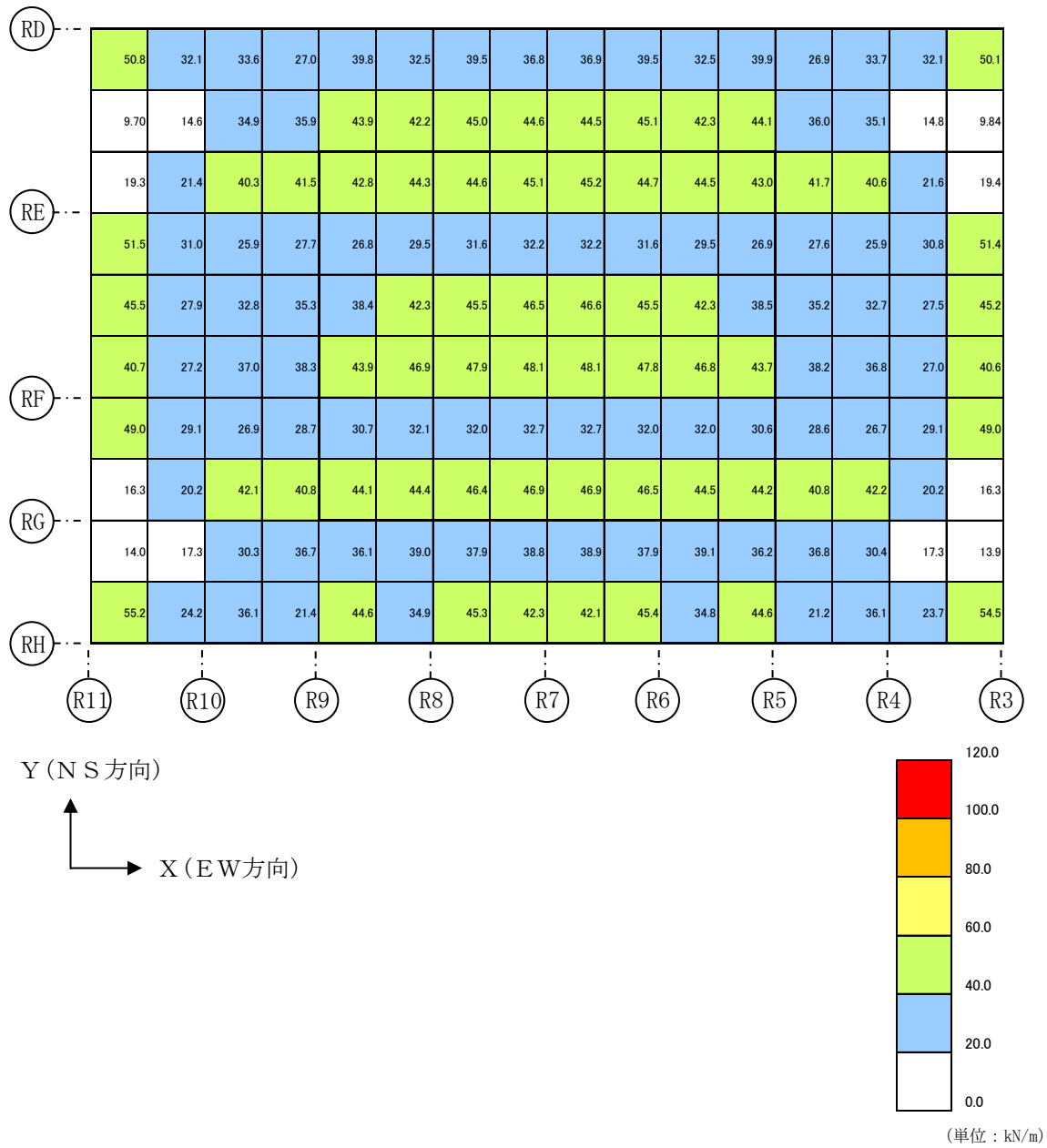


図 2-11(1) 最大応答面外せん断力 (Q_x)

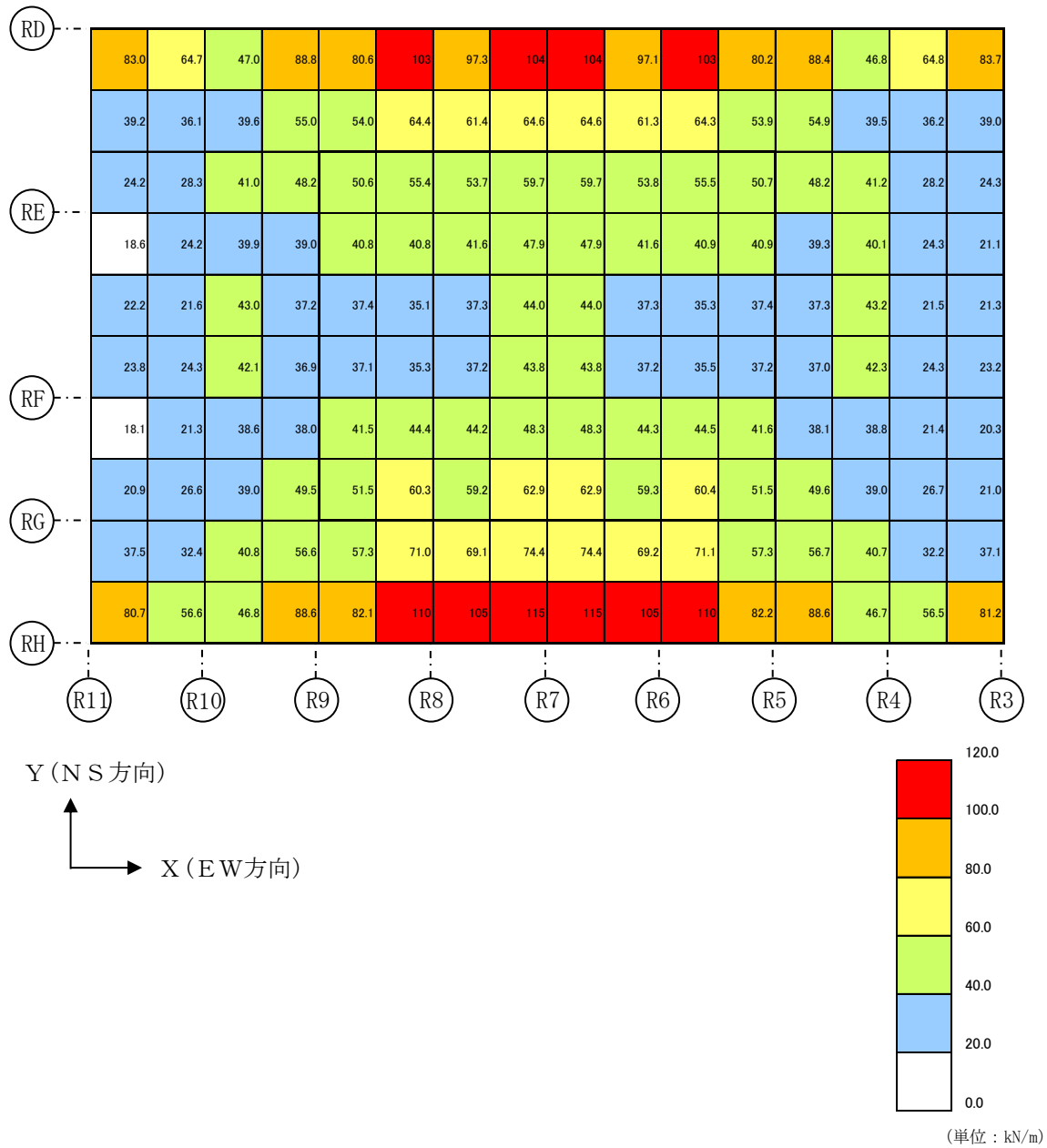
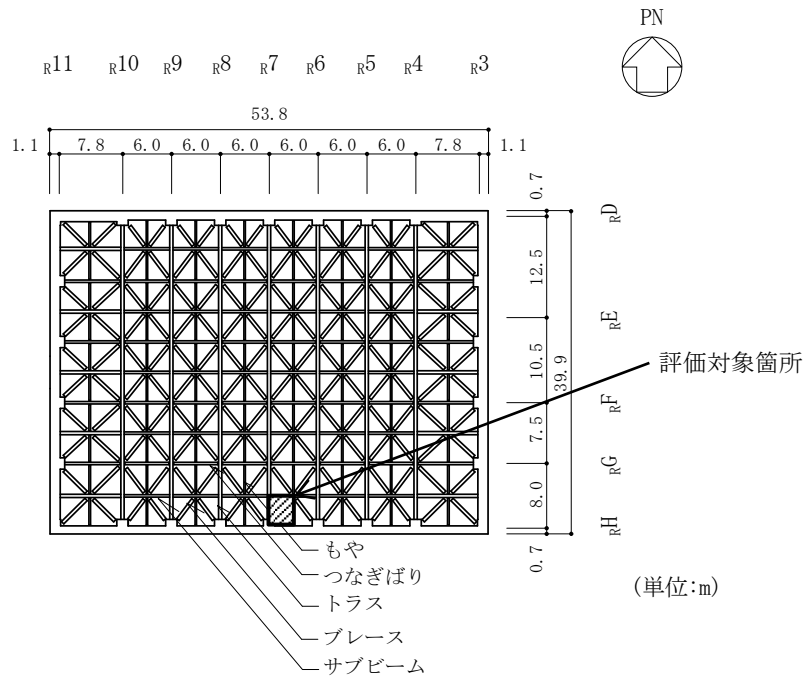


図 2-11(2) 最大応答面外せん断力 (Q_y)



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。

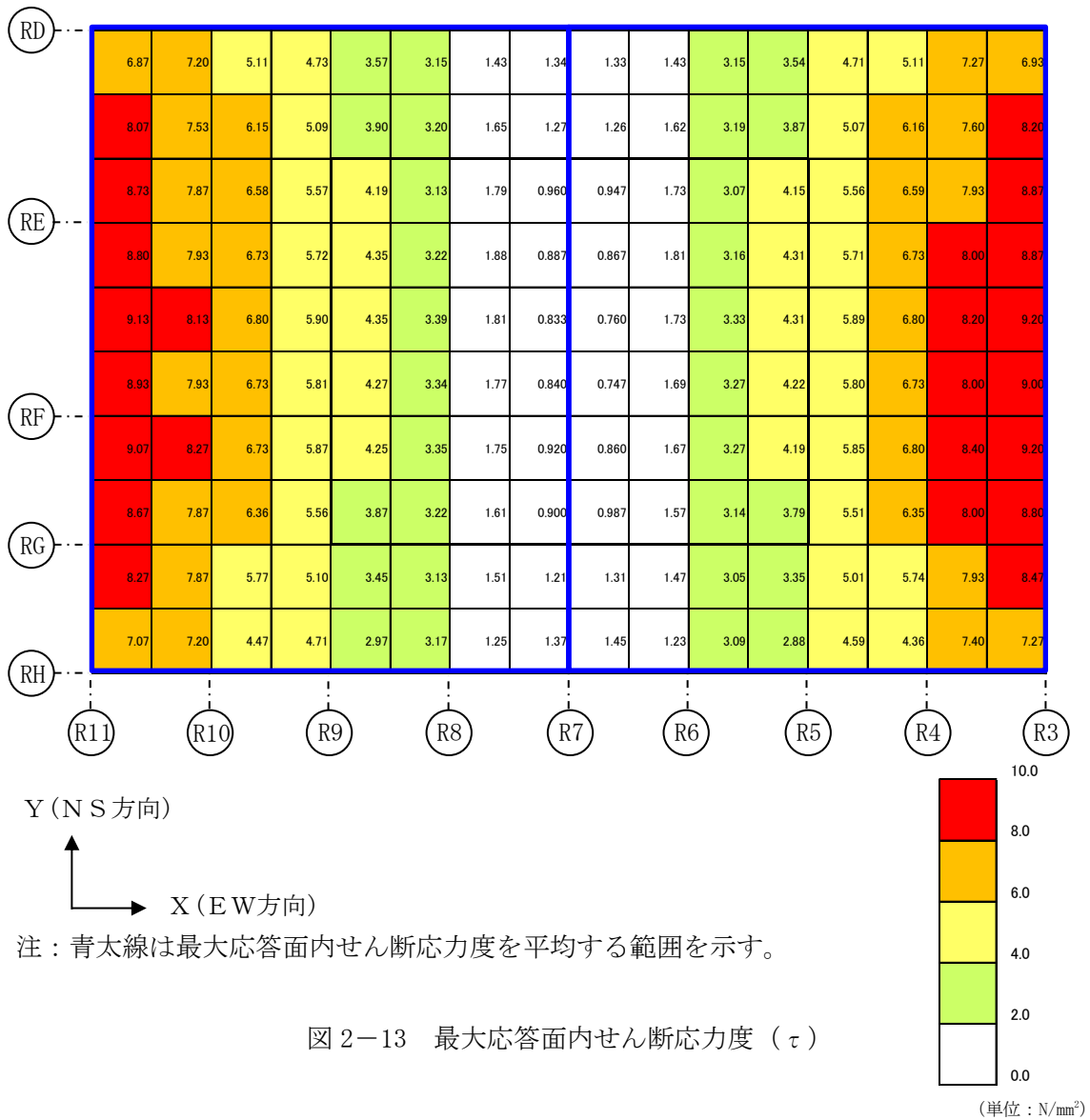
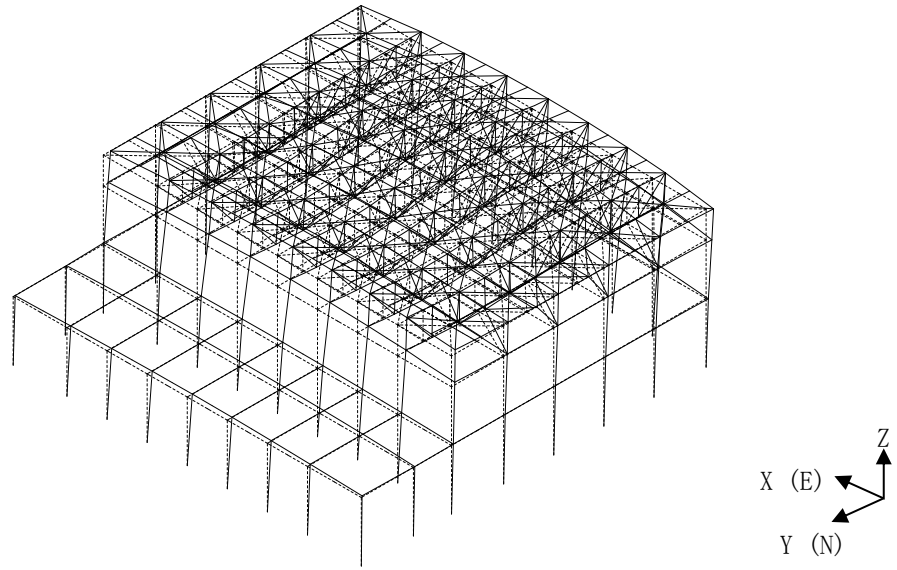


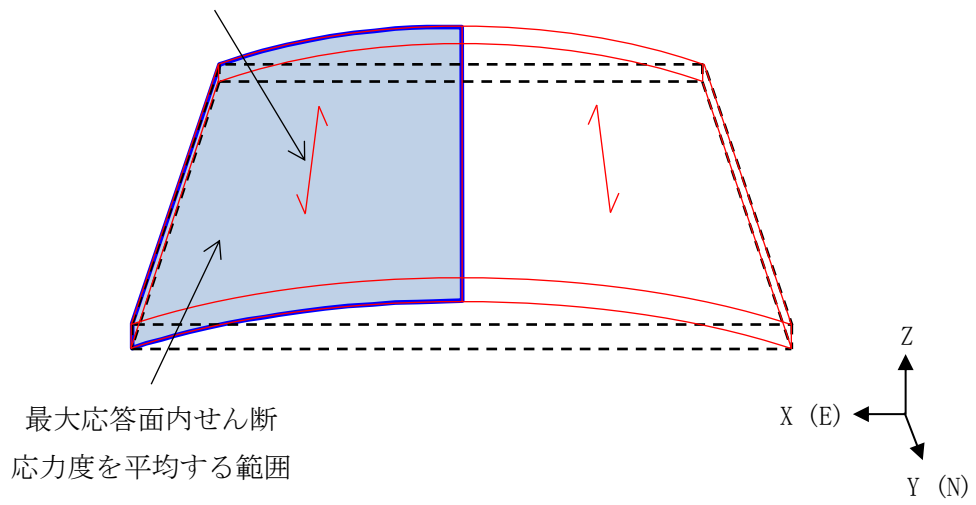
表 2-10 固有値解析結果 (面外剛性考慮モデル)

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）

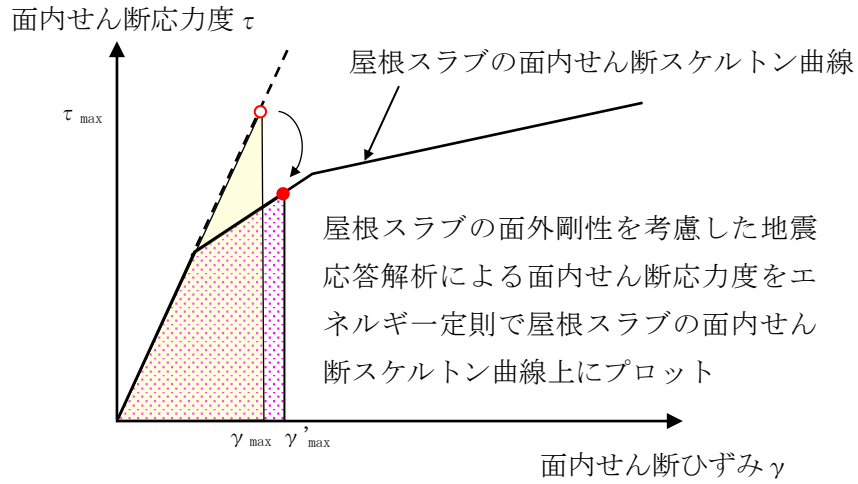
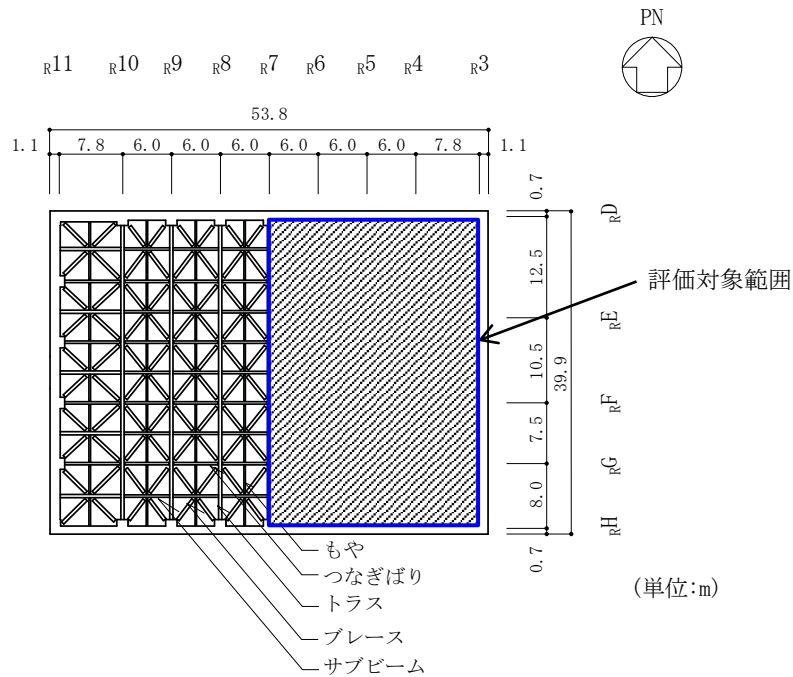


図 2-15 エネルギー一定則に基づく屋根スラブの面内せん断ひずみの評価方法



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。

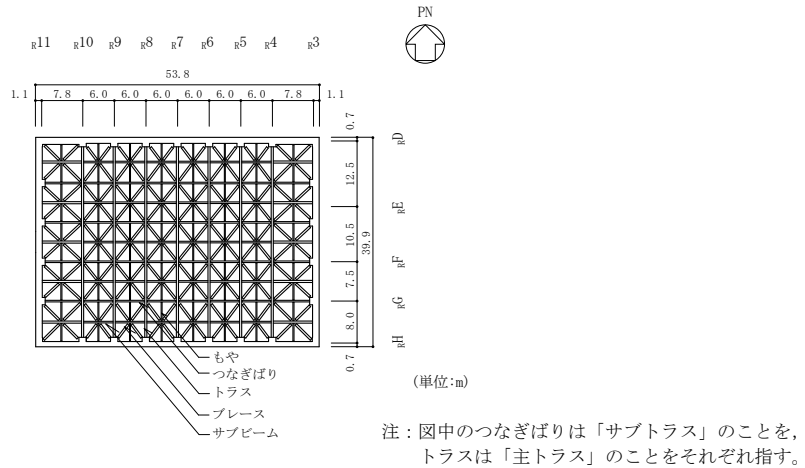


図 3-1 概略平面図 (EL 63.5m)

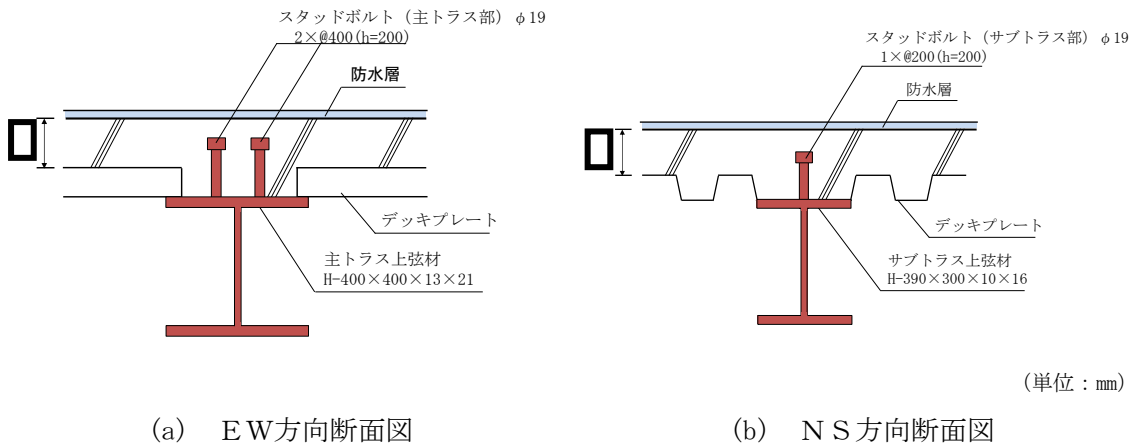


図 3-2 屋根スラブ概略断面図

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- φ 19@400, h = 200
スタッドボルト（サブトラス部）	1- φ 19@200, h = 200

3.2 荷重及び荷重の組合せ

3.2.1 荷重

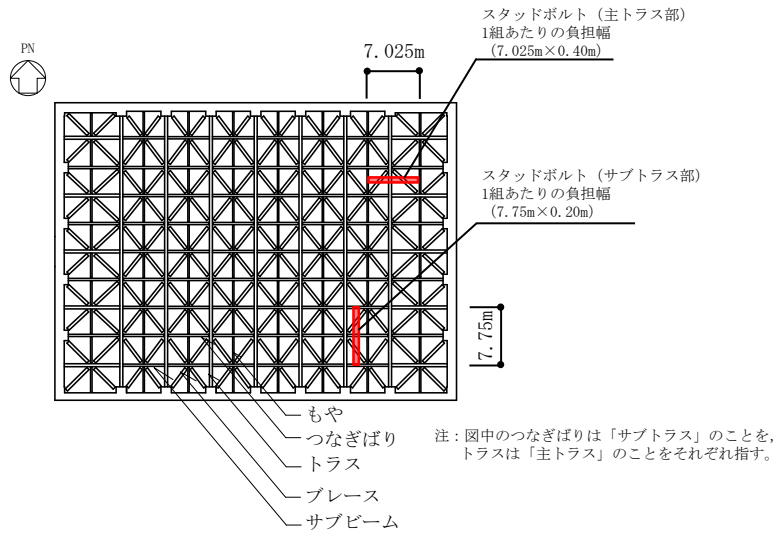
スタッドボルトに作用する地震荷重は、屋根スラブの固定荷重、積載荷重及び積雪荷重に対して、水平及び鉛直震度を乗じて算定する。水平及び鉛直震度算定のための最大応答加速度は、VI-2-2-2「原子炉建物の地震応答計算書」に示す質点系モデルにより得られた屋根面の加速度のうち、最大の加速度を採用する。最大応答加速度及び震度を表 3-2 に示す。

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。

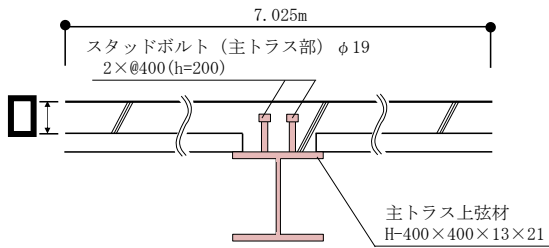
スタッドボルトの評価は屋根スラブの支持スパンを考慮して、スタッドボルト 1 組あたりの負担荷重が最も大きくなる箇所を対象とする。スタッドボルト 1 組あたりの屋根スラブの荷重の負担幅を図 3-3 に示す。

表 3-2 最大応答加速度及び震度

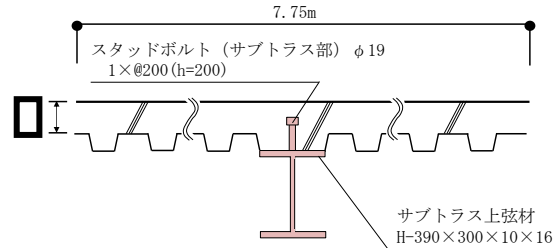
EL (m)	階	方向	ケース	最大応答加速度 (cm/s^2)	震度
63.5	RF	NS	S s - D (ケース 2)	2640	2.70
		EW	S s - D (ケース 1)	2700	2.76
		鉛直	S s - D (ケース 2)	4287	4.38



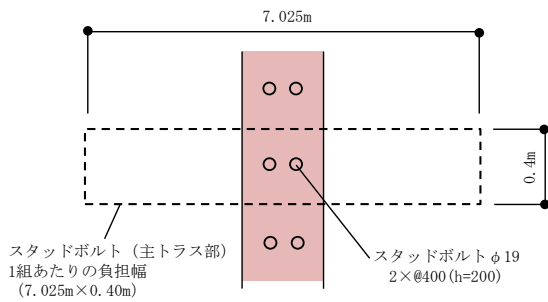
(a) 概略平面図 (EL 63.5m)



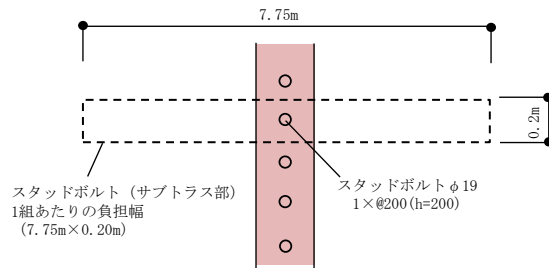
(b) E-W方向断面図



(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)	1.0S _{s EW} +0.4S _{s UD}
		0.4S _{s EW} +1.0S _{s UD}
	スタッドボルト (サブトラス部)	1.0S _{s NS} +0.4S _{s UD}
		0.4S _{s NS} +1.0S _{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、

$$p_{a1} = \phi_1 \cdot s \sigma_{pa} \cdot s c a$$

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

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

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)

$s c a$: 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、

$$q_{a1} = \phi_1 \cdot s \sigma_{qa} \cdot s_{ca}$$

$$q_{a2} = \phi_2 \cdot c \sigma_{qa} \cdot s_{ca}$$

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_{ca} : 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。

補足-025-02 制御室建物の耐震性についての計算書
に関する補足説明資料

1. 工事計画添付書類に係る補足説明資料

VI-2-2-6「制御室建物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 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 地震荷重の入力方法

別紙 4 応力解析における断面の評価部位の選定

別紙 5 地震応答解析による壁の塑性化に対する影響検討

別紙 6 最大接地圧について

別紙 7 基礎スラブの耐震性への水平 2 方向及び鉛直方向地震力の組合せの影響について

別紙 8 側面地盤ばねを考慮した地震応答解析による設計用地震力への影響について

別紙 8-1 側面地盤ばねの適用性について

別紙 9 応力解析モデルにおける基礎スラブと壁の接続部のモデル化に関する影響検討

(参考資料 1) 計算機プログラム (解析コード) の概要

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
2.1 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	別紙 1-2
2.2 今回工認モデルについて	別紙 1-6
2.2.1 弾塑性解析の採用	別紙 1-6
2.2.2 一部壁の積層シェル要素でのモデル化	別紙 1-6

1. 概要

本資料は、制御室建物の基礎スラブ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

2.1 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

制御室建物の基礎スラブの応力解析モデル及び手法の比較を表 2-1 に示す。

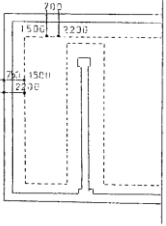
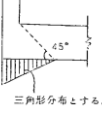
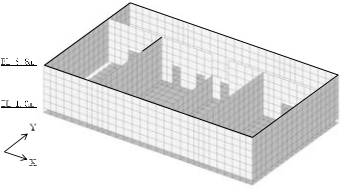
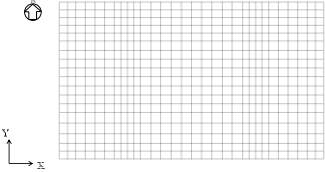
比較に用いる既工認時の応力解析モデル及び手法は、昭和 46 年 3 月 20 日付け 45 公第 11110 号にて認可された工事計画の参考資料 7 「制御室建物に関する説明書」（以下「既工認」という。）のものである。

表 2-1(1) 応力解析モデル及び手法の比較 (制御室建物の基礎スラブ)

項目	内容	既工認	今回工認	備考
解析手法		公式による応力計算	3次元 F E Mモデルを用いた応力解析 (弾塑性解析)	①
解析コード		—	A B A Q U S	①
モデル	モデル化範囲	・壁より45° の範囲をはりとしてモデル化	(基礎スラブモデル部分) ・基礎スラブ全体 (上部構造物モデル部分) ・基礎スラブより立ち上がる剛性の高い一部壁	②
	材料物性	—	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 = 2.20 × 10 ⁴ N/mm ² ・コンクリートのポアソン比： ν = 0.2 ・鉄筋のヤング係数： E = 2.05 × 10 ⁵ N/mm ²	③
	要素種別	—	(基礎スラブモデル部分) ・積層シェル要素 (上部構造物モデル部分) ・積層シェル要素 ・はり要素	②
	拘束条件	—	・EL 1.6m~EL 8.8mの一部壁の剛性を積層シェル要素で考慮 ・EL 8.8m~EL 22.05mの一部壁の剛性をはり要素で考慮	②
	境界条件	—	・底面を弾性地盤ばねにより支持 ・底面の弾性地盤ばねは浮上りを考慮* ・側面の水平及び回転ばねを考慮	—
	非線形特性	—	(基礎スラブモデル部分) コンクリート ・圧縮側のコンクリート構成則： CEB-FIP Model codeに基づき設定 ・ひび割れ発生後の引張軟化曲線： 出雲ほか (1987) による式 鉄筋の構成則 ・バイリニア型 (上部構造物モデル部分) ・考慮せず	①
地震荷重との組合せ	G + P + S G : 固定荷重 P : 積載荷重 S : 地震荷重	—	S s 地震時 : G + P + S s G : 固定荷重 P : 積載荷重 S s : S s 地震荷重	—

注記* : 鉛直ばねに付着力 0.40N/mm² を超える引張力が発生した際に浮上りを考慮する。(別紙 2 「応力解析におけるモデル化, 境界条件および拘束条件の考え方」 参照。)

表 2-1(2) 応力解析モデル及び手法の比較 (制御室建物の基礎スラブ)

項目	内容	既工認	今回工認	備考
荷重の設定	固定荷重及び積載荷重	躯体自重, 機器配管重量, 上部構造物からの荷重	同左	—
	地震荷重	上部構造物からの地震力 (曲げモーメント, 鉛直力) を入力	上部構造物からの地震力 (水平力, 曲げモーメント, 鉛直力) 及び基礎部の付加地震力を入力	—
評価方法	応力解析	発生応力が許容応力度を超えないことを確認	鉄筋及びコンクリートのひずみ並びに面外せん断力が評価基準値を超えないことを確認	④, ⑤
解析モデル	 	 <p>(a) 全体鳥瞰図</p>  <p>(b) 基礎スラブ要素分割図</p> <p>注: 黒太線は, はり要素を示す。</p>	②	

【具体的な反映事項】（表の備考欄に対応）

- ① 既工認では公式による応力計算を実施しているが、今回工認では弾塑性解析を採用する。（詳細は「2.2.1 弾塑性解析の採用」に示す。）
- ② 今回工認では剛性の高い一部壁を積層シェル要素及びはり要素でモデル化する。（詳細は「2.2.2 一部壁の積層シェル要素でのモデル化」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）」に基づく。
- ④ 「発電用原子力設備規格 コンクリート製原子炉格納容器規格（（社）日本機械学会，2003）」に基づき評価する。
- ⑤ 荷重の種類で区分した解析ステップごとに荷重を入力する一連の解析を実施し、最終的な応力又はひずみにより評価を実施する。なお、解析ステップは地震荷重以外の荷重，地震荷重の順である。

2.2 今回工認モデルについて

2.2.1 弾塑性解析の採用

応力解析に弾塑性解析を採用することについては、基準地震動 S_s による入力が増大に伴い、制御室建物の鉄筋コンクリート構造全体としての挙動が塑性域に入ると考えられるため、その塑性域の挙動を適切に評価するために採用するものである。

また、準拠する規格・基準について、制御室建物の基礎スラブに要求される機能は、基準地震動 S_s に対する間接支持構造物としての機能であり、許容限界としては機能維持となる。一方、鉄筋コンクリート造構造物に関する規格である「発電用原子力設備規格 鉄筋コンクリート製原子炉格納容器規格（（社）日本機械学会，2003）」（以下「CCV規格」という。）は、基準地震動 S_s に対して主要施設としての機能確保が必要な施設に対する設計規格であるため、制御室建物の基礎スラブの弾塑性解析は「CCV規格」に基づき実施する。

2.2.2 一部壁の積層シェル要素でのモデル化

制御室建物の基礎スラブの応力解析モデルでは、壁の立体的な形状による剛性への寄与を考慮することを目的として、耐震壁等の剛性の高い壁のうち、EL 1.6m～EL 8.8m の壁を積層シェル要素でモデル化する。また、EL 8.8m～EL 22.05m の一部壁をはり要素でモデル化する。

応力解析モデルのモデル化方法を表 2-2 に、今回工認モデルの概念図を図 2-1 に示す。

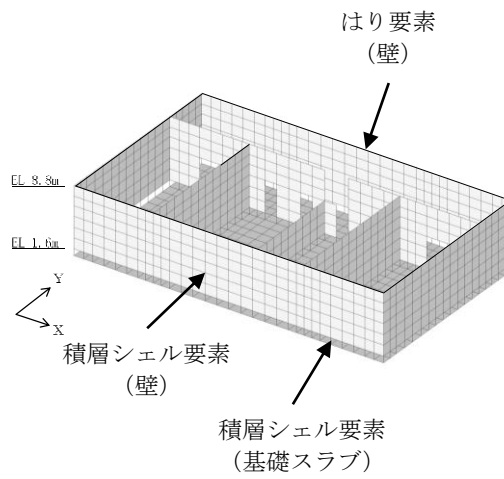
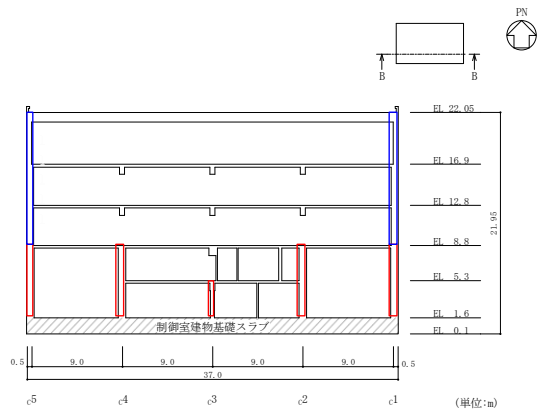
なお、今回工認モデルにおいて、EL 1.6m～EL 8.8m の一部壁は積層シェル要素でモデル化しているが、弾性部材*としてモデル化している。一方、VI-2-2-5「制御室建物の地震応答計算書」に示すとおり、制御室建物の地震応答解析では弾塑性時刻歴応答解析を実施しており、 S_s 地震時にせん断スケルトン曲線上の最大応答値が第 1 折れ点を超え、塑性化する結果となっていることから、壁が塑性化することによる影響について確認する。確認結果については、別紙 5「地震応答解析による壁の塑性化に対する影響検討」に示す。

注記*：制御室建物基礎スラブの弾塑性応力解析に用いる解析コード「ABAQUS」の検証及び妥当性確認には積層シェル要素が用いられていることから、弾性部材を積層シェル要素でモデル化している。

表 2-2 応力解析モデルのモデル化方法

部位	EL (m)	今回工認モデル*	備考
壁	8.8～22.05	はり要素	
	1.6～8.8	積層シェル要素	

注記*：壁は弾性部材としてモデル化。



- : はり要素でのモデル化範囲
- : 積層シェル要素でのモデル化範囲

注：右図の黒太線は、はり要素を示す。

図 2-1 今回工認モデルの概念図

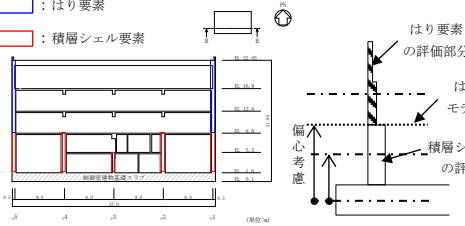
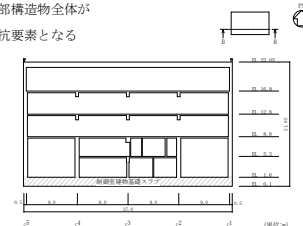
今回工認モデルではEL 1.6m～EL 8.8mの一部壁を積層シェル要素でモデル化していることから、基礎スラブに対する面外剛性に加えて、壁の面外剛性、面内剛性も考慮される。これらの壁が全体として基礎スラブへの拘束部材となり、より実状に近い構造挙動となる。例えば、地震荷重時に基礎スラブが面外に変形しながら浮上りを生ずる挙動に対して、地震方向と直交方向の壁が一体性を保持しつつ、立体的に抵抗することとなる。また、今回工認モデルでは壁の積層シェル要素を基礎スラブ上端より立ち上げるため、基礎スラブ中心（モデル化位置）からの偏心距離が考慮される。

ただし、実機では上部構造物全体の壁及びスラブが一体となって拘束効果を発揮するのに対し、今回工認モデルではEL 1.6m～EL 8.8mの一部壁のみを積層シェル要素でモデル化することから、拘束効果は実機より小さく保守的である。

なお、耐震壁の地震力算定に用いる地震応答解析では基礎スラブを剛体として扱っているため、基礎スラブの柔性等の実際の柔らかさを考慮する場合に対し基本的に耐震壁が負担する地震力を保守的に評価している。

上部構造物のモデル化における解析上の影響を表2-3に示す。

表 2-3 上部構造物のモデル化における解析上の影響

項目	今回工認モデル	実機の状態 (想定される実現象)
<p style="writing-mode: vertical-rl; text-orientation: upright;">上部構造物の剛性</p>	<ul style="list-style-type: none"> EL 1.6m～EL 8.8m までの耐震壁等の剛性の高い壁 	<ul style="list-style-type: none"> 建物全体の壁及びスラブが抵抗要素となる
	<p> ■ : はり要素 ■ : 積層シェル要素 </p>  <p> はり要素の評価部分 はり要素のモデル化位置 積層シェル要素の評価部分 偏心考慮 </p>	<p>上部構造物全体が抵抗要素となる</p> 
	<p>要素種別</p> <ul style="list-style-type: none"> EL 1.6m～EL 8.8m までの一部壁を積層シェル要素でモデル化 EL 8.8m～EL 22.05m までの一部壁を等価な剛性を考慮したはり要素でモデル化 	<p style="text-align: center;">—</p>
<p>剛性評価</p>	<ul style="list-style-type: none"> EL 1.6m～EL 8.8m まででは中立軸に対する一部壁の曲げ剛性を考慮しており、実機の状態に近いモデルとなっている。床スラブはモデル化しておらず、その拘束は考慮していないことから、拘束効果は実機より弱い。 壁の曲げ剛性は基礎スラブ中心からの偏心が考慮されており、実機により近いモデルとなっている。 	<ul style="list-style-type: none"> スラブの拘束等により、およそ層毎に中立軸に対する曲げ剛性が働くと考えられ、建物上部躯体全体として拘束効果を発揮する。
<p>基礎スラブの評価におけるモデル化の特徴及び保守性</p>	<p>今回工認モデルは床スラブはモデル化していないため、これらの床スラブを含めた建物上部躯体全体としての拘束効果は考慮されていない。このようなモデル化により、基礎スラブの評価において実挙動に対して保守的なモデルとなっている。</p>	<p style="text-align: center;">—</p>

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、制御室建物の基礎スラブ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

制御室建物の基礎スラブ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。

直接基礎の底面及び側面の地盤ばねの設定における基本的な考え方は，以下のとおり。なお，地震時の評価を行うことから，各荷重に共通で動的な地盤物性に基づく地盤ばねを用いる。

(1) 底面地盤ばね

・水平ばね

振動アドミッタンス理論に基づく水平ばねより算出する。

・鉛直ばね

基礎浮上りを考慮し，回転ばね反力として生じる転倒モーメントを適切に評価するため，振動アドミッタンス理論に基づく回転ばねより算出する。

なお，建物基礎底面と地盤の間の付着力 $0.40\text{N}/\text{mm}^2$ を超える引張力が発生したときに浮上りを考慮する。

(2) 側面地盤ばね

・水平ばね

基礎スラブの埋込み部分については，基礎スラブの側面が側面地盤（MMR^{*1} 含む）又は隣接建物基礎スラブと接する。地震応答解析モデルでは，保守的な評価となるように側面地盤による拘束効果を考慮していないが，応力解析においては地震時の基礎スラブの水平方向の拘束効果として側面水平ばねを考慮する。ばね値は N o v a k の手法に基づく水平ばねにより算出する。

・鉛直ばね

基礎スラブの埋込み部分については，基礎スラブの側面が側面地盤（MMR 含む）又は隣接建物基礎スラブと接する。地震応答解析モデルでは，保守的な評価となるように側面地盤による拘束効果を考慮していないが，応力解析においては地震時の基礎スラブの回転に対する拘束効果として側面回転ばねを考慮する。ばね値は N o v a k の手法に基づく回転ばねにより算出する。

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^{*2}については，以下のとおり。

・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。

- ・積層シェル要素

要素分割は、基本的には発生する応力状態によって決まり、構造形状と荷重条件より要素分割数を考慮する。要素形状の縦横比（アスペクト比）は、重要部分で1：2以下、その他の領域や応力変化が少ない領域では、1：3程度までで、分割に際しては4角形要素を利用して格子状とするのが一般的である。曲面板構造の場合は、平板要素や軸対称の積層シェル要素の大きさは、集中荷重や不連続部を含む曲面近傍では $2.5\sqrt{R/t}$ を10～20分割すると適切な応力分布が求められ、構造物の半径（R）と板厚（t）が考慮されている。また、面内曲げ・軸力及び面外のせん断や曲げを受ける部材の積層シェル要素の辺の長さは、積層シェルの広がり方向の応力分布の状態から決まり、応力変化が大きい領域は要素を小さくする必要がある。

注記*1：マンメイドロック（人工岩盤）の略称


*2：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

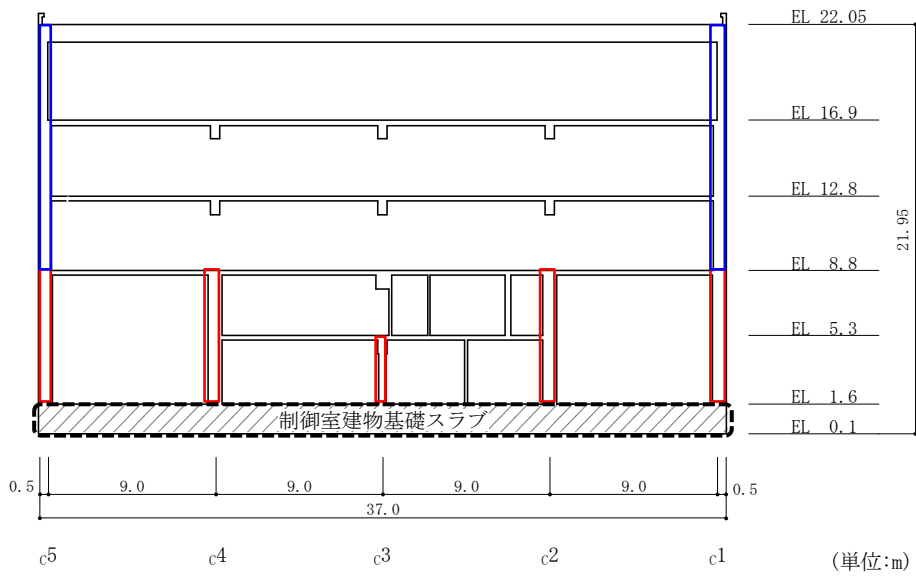
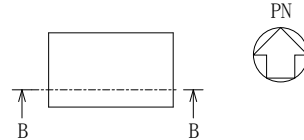
モデル概要

○モデル化範囲

- ・評価対象である基礎スラブ全体をモデル化する。
- ・上部構造物については、基礎スラブより立ち上がる剛性の高い一部壁の剛性を拘束条件として考慮する。

 : はり要素でのモデル化範囲
(拘束条件として考慮)

 : 積層シェル要素でのモデル化範囲
(拘束条件として考慮)



評価対象のモデル化範囲

モデル化範囲

表 2-1(2) モデル化, 境界条件及び拘束条件

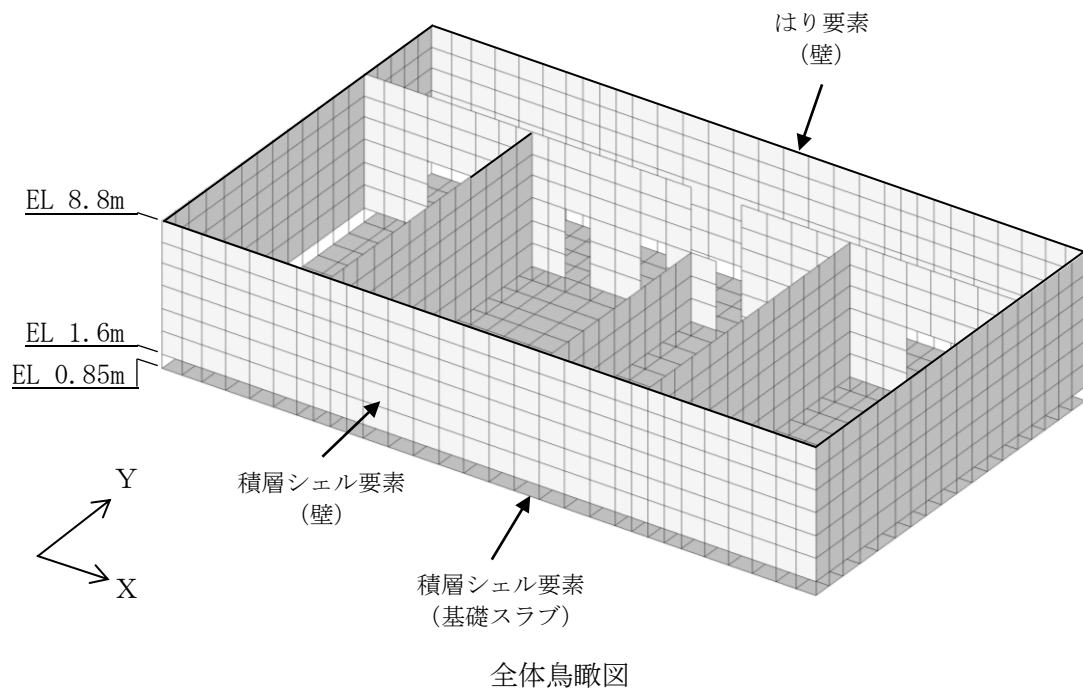
モデル概要

○使用要素

- ・積層シェル要素
- ・はり要素

○要素分割

- ・要素の一边の長さを 1.0m 程度とし, 壁の配置を考慮して分割する。



注 1 : 黒太線は, はり要素を示す。

注 2 : EL 0.85m~EL 1.6m は剛体要素でモデル化。

モデル概要

表 2-1(3) モデル化, 境界条件及び拘束条件

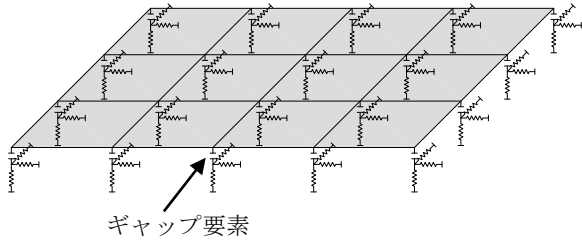
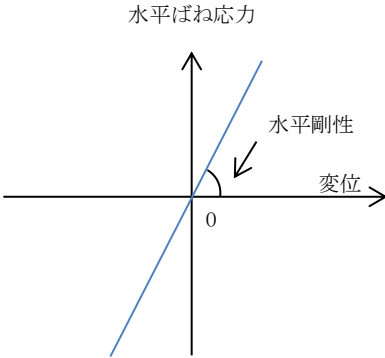
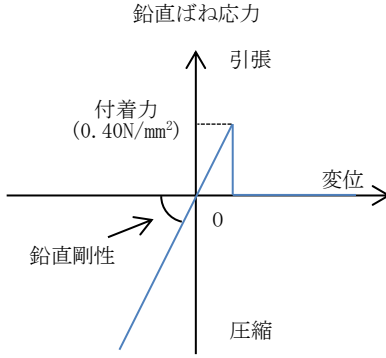
境界条件	
基礎スラブと地盤の境界	
<p>・ 基礎スラブと底面地盤との間に付着力 0.40N/mm^2 を考慮した底面地盤を表現するギャップ要素を設け, 基礎スラブと底面地盤との間の剥離 (基礎スラブの浮上り) を考慮している。</p>	 <p>ギャップ要素</p>
モデル概要	
○ギャップ要素	
鉛直ばねに付着力 0.40N/mm^2 を超える引張力が発生した際に, 水平剛性及び鉛直剛性をゼロとし, 浮上りを考慮する。	
<p>水平ばね応力</p> 	<p>鉛直ばね応力</p> 
注: 鉛直ばねに付着力 0.40N/mm^2 を超える引張力が発生した場合には, 水平剛性もゼロとする。	
(a) 水平剛性	(b) 鉛直剛性
ギャップ要素の概念図	

表 2-1(4) モデル化, 境界条件及び拘束条件

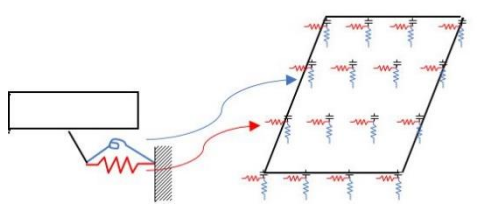
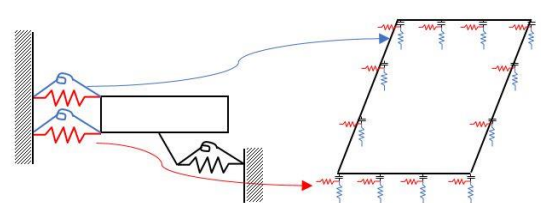
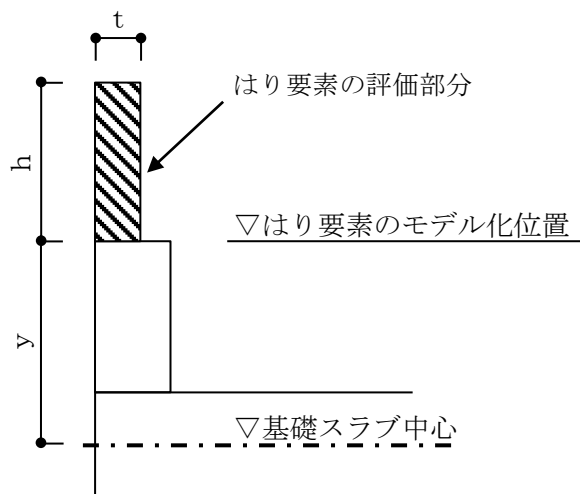
境界条件
<p>基礎スラブと地盤の境界</p> <p>VI-2-2-5「制御室建物の地震応答計算書」における地震応答解析モデルでは保守的に側面地盤ばねは考慮しないが、基礎スラブの応力解析モデルにおいては、基礎スラブ側面が側面地盤（MMR 含む）又は隣接建物基礎スラブと接することを踏まえ、水平及び鉛直方向に対する拘束効果として側面地盤ばね（水平及び回転）を考慮する。地震応答解析モデルに対して側面地盤ばねを考慮しないことの保守性については、別紙 8「側面地盤ばねを考慮した地震応答解析による設計用地震力への影響について」に示す。</p> <p>○底面地盤ばね</p> <p>水平剛性及び鉛直剛性は以下のとおり設定する。</p> <ul style="list-style-type: none"> ・水平剛性：振動アドミタンス理論による水平ばねK_Hを節点支配面積A_iで離散化。 $K_{Hi} = (K_{HNS}/A + K_{HEW}/A) / 2 \times A_i$ A：基礎スラブの底面積 ・鉛直剛性：転倒モーメントが支配的となるため振動アドミタンス理論による回転ばねK_Rを節点支配面積A_iで離散化。 $K_{Vi} = (K_{RNS}/I_{NS} + K_{REW}/I_{EW}) / 2 \times A_i$ I：基礎スラブの断面二次モーメント <div style="text-align: center;">  <p style="text-align: center;">底面地盤ばね</p> </div> <p>○側面地盤ばね</p> <p>水平剛性及び鉛直剛性は以下のとおり設定する。</p> <ul style="list-style-type: none"> ・水平剛性：N o v a k の手法に基づく側面水平地盤ばね定数${}_s K_s$を節点支配長さL_iで離散化。 ${}_s k_{si} = ({}_s K_s / (2 \times L_{NS} + 2 \times L_{EW})) \times L_i$ L_{NS}：基礎スラブ辺長（NS方向），L_{EW}：基礎スラブ辺長（EW方向） ・鉛直剛性：N o v a k の手法に基づく側面回転地盤ばね定数${}_s K_r$を節点支配長さL_iで離散化。 ${}_s k_{vi} = ({}_s K_r / I'_{NS} + {}_s K_r / I'_{EW}) / 2 \times L_i$ $I'_{NS(EW)} = L_{EW(NS)} \times L_{NS(EW)}^2 / 2 + L_{NS(EW)}^3 / 6$ <div style="text-align: center;">  <p style="text-align: center;">側面地盤ばね</p> </div>

表 2-1(5) モデル化, 境界条件及び拘束条件

拘束条件	
上部構造物と基礎スラブの境界	
<ul style="list-style-type: none"> 基礎スラブと上部構造物の境界部においては, 上部構造物の剛性を考慮することで, 基礎スラブの応力・変形状態を評価する。 上部構造物の剛性は以下のとおり考慮する。なお, 上部構造物は弾性要素としている。 <ol style="list-style-type: none"> EL 1.6m~EL 8.8m の一部壁の剛性を積層シェル要素として考慮する。 EL 8.8m~EL 22.05m の一部壁の剛性をはり要素として考慮する。 	
はり要素の剛性 (断面性能)	
<ul style="list-style-type: none"> 曲げ剛性 (断面二次モーメント) $I = t \cdot h^3 / 12 + t \cdot h \cdot y^2$ せん断剛性 (せん断断面積) $A_s = t \cdot h$ 	<ul style="list-style-type: none"> t : 壁の厚さ* h : モデル化する壁の高さ* y : 基礎スラブ中心から壁のモデル化位置までの距離*

注記* : 下図参照。



別紙 3 地震荷重の入力方法

目 次

- | | |
|--------------------|--------|
| 1. 概要 | 別紙 3-1 |
| 2. 地震荷重の入力方法 | 別紙 3-2 |

1. 概要

本資料は、制御室建物の基礎スラブに作用する地震荷重の入力方法について示すものである。

2. 地震荷重の入力方法

制御室建物の基礎スラブの応力解析に当たって、FEMモデルに入力する地震荷重として、水平地震力及び鉛直地震力を考慮する。

地震荷重の入力は、基準地震動 S_s に対する地震応答解析結果を考慮し、FEMモデルに入力する水平力、曲げモーメント及び鉛直力が、各質点位置で地震応答解析結果と等価になるように設定する。

具体的には、水平地震力については、地震応答解析により求まる最大応答せん断力に基づく水平力をFEMモデルに入力する。上部構造物から作用する基礎スラブへの地震時反力については、FEMモデルにおける上部構造物脚部に対応する基礎スラブの各節点に、節点の支配面積に応じて分配し、節点荷重として入力する。基礎スラブモデル部分については、地震応答解析より求まる基礎スラブ底面地盤ばねの最大水平力から、上部構造物から作用する水平力を差し引いた値と等価になる荷重（以下「付加せん断力」という。）をFEMモデルの基礎スラブの各節点に、節点の支配面積に応じて分配し、節点荷重として入力する。

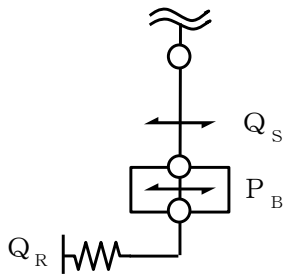
また、地震応答解析により求まる最大応答曲げモーメントをFEMモデルに入力する。上部構造物から作用する基礎スラブへの地震時反力は、偶力に置換して水平力を入力位置に節点荷重として入力する。基礎スラブモデル部分については、地震応答解析より求まる基礎スラブ底面地盤ばねの最大曲げモーメントから、上部構造物から作用する曲げモーメントを差し引いた値と等価になる荷重（以下「付加曲げモーメント」という。）をFEMモデルの基礎スラブの各節点に、節点の支配面積と中心位置からの距離に応じて偶力に置換して分配し、節点荷重として入力する。

なお、水平地震力及び曲げモーメントについては、各耐震壁のせん断断面積及び断面二次モーメントの比率に応じて分配し、耐震壁の位置に対応する節点に入力する。また、曲げモーメントの偶力への置換については、平面保持を仮定している。

鉛直地震力については、地震応答解析により求まる基礎スラブ直上の部材の軸力から算出した軸力係数に基づく鉛直力をFEMモデルに入力する。上部構造物から作用する基礎スラブへの地震時反力については、FEMモデルにおける上部構造物脚部位置に対応する基礎スラブの各節点の支配面積に応じて上部構造物の重量を分配した支配重量に軸力係数を乗じた節点荷重として入力する。基礎スラブモデル部分については、地震応答解析より求まる基礎スラブ底面地盤ばねの鉛直力から上部構造物から作用する鉛直力を差し引いた値と等価になる荷重（以下「付加軸力」という。）を基礎スラブの質点重量で除して付加軸力係数を算出する。そして、FEMモデルの基礎スラブの各節点の支配重量に付加軸力係数を乗じた節点荷重及び面荷重として入力する。

FEMモデルに入力する地震荷重の概念図を図2-1に示す。また、FEMモデルに入力する地震荷重を図2-2に示す。

■基礎スラブモデル部分に作用させる付加せん断力 P_B の算出



$$P_B = Q_R - Q_S$$

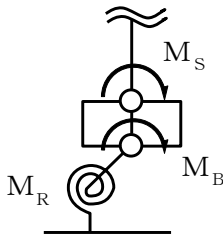
P_B : FEMにする付加せん断力

Q_R : 地震応答解析より設定した地盤ばねに生じる水平力

Q_S : 地震応答解析より設定した上部構造物から基礎スラブに作用するせん断力

(a) 水平地震力

■基礎スラブモデル部分に作用させる付加曲げモーメント M_B の算出



$$M_B = M_R - M_S$$

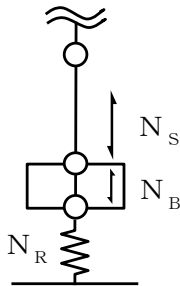
M_B : FEMにする付加曲げモーメント

M_R : 地震応答解析より設定した地盤ばねに生じる曲げモーメント

M_S : 地震応答解析より設定した上部構造物から基礎スラブに作用する曲げモーメント

(b) 曲げモーメント

■基礎スラブモデル部分に作用させる付加軸力 N_B の算出



$$N_B = N_R - N_S$$

N_B : FEMにする付加軸力

N_R : 地震応答解析より設定した地盤ばねに生じる鉛直力

N_S : 地震応答解析より設定した上部構造物から基礎スラブに作用する鉛直力

(c) 鉛直地震力

図 2-1 FEMモデルにする地震荷重の概念図

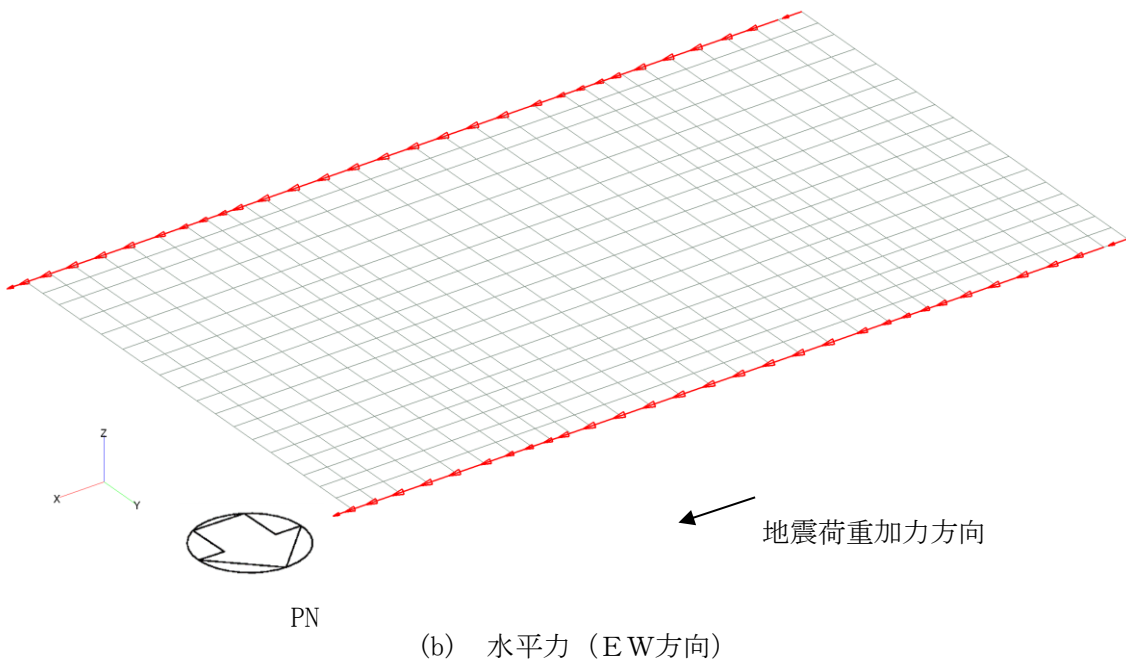
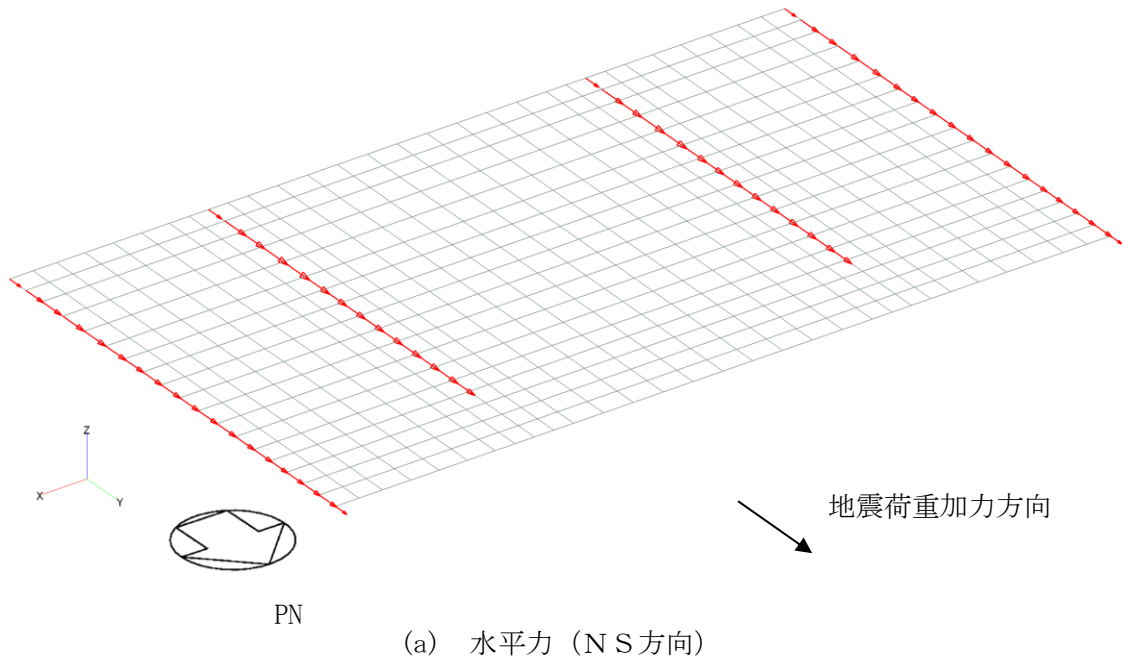
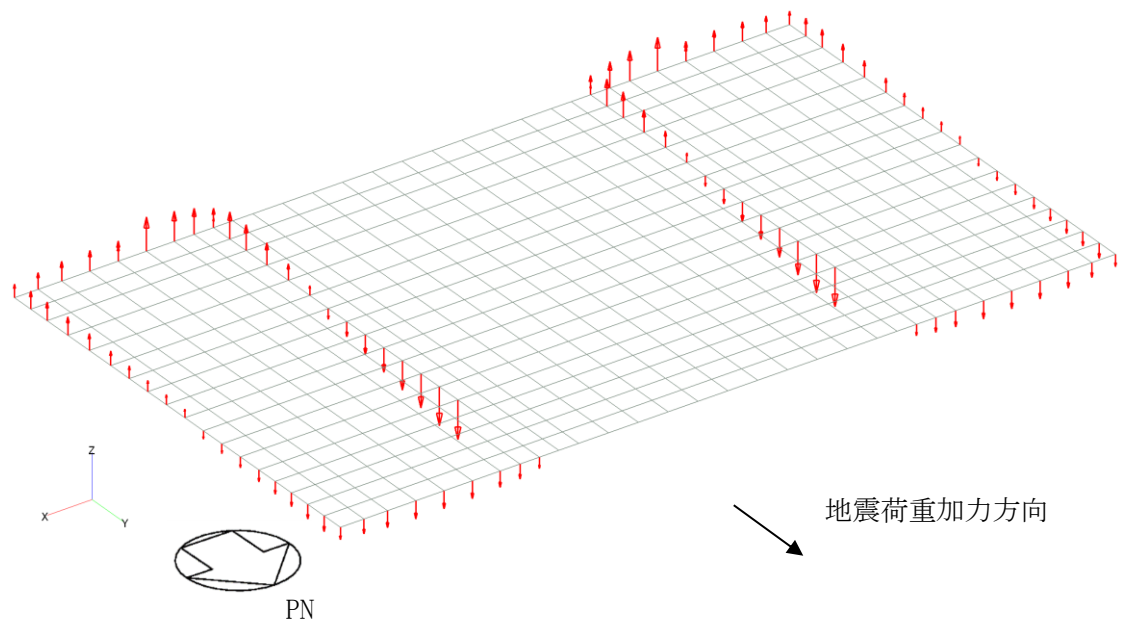
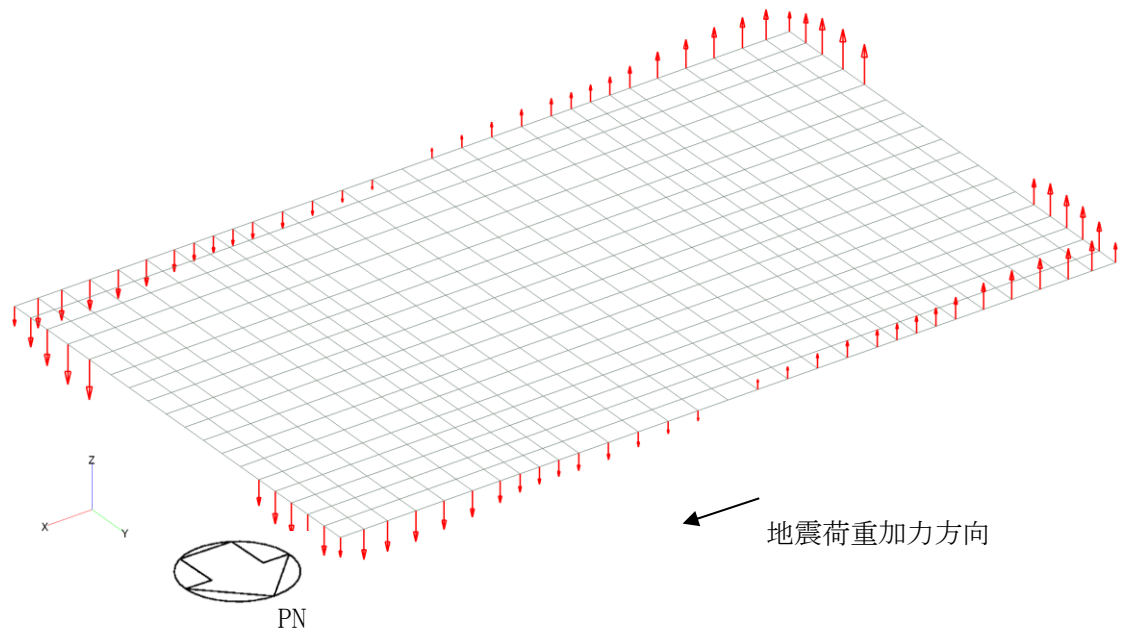


図 2-2(1) F E Mモデルに入力する地震荷重

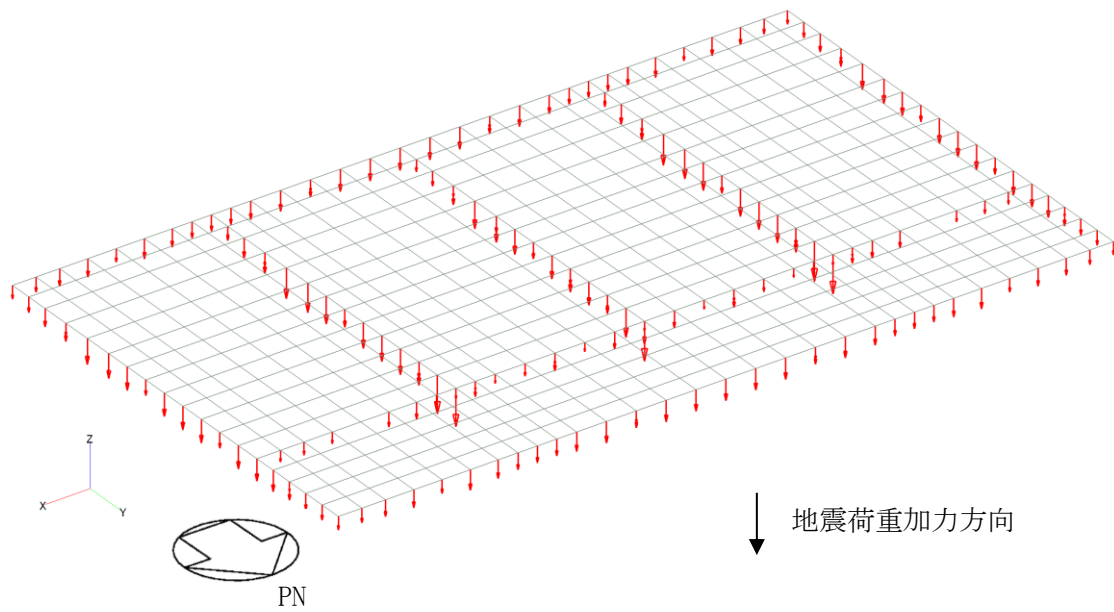


(c) 曲げモーメント (NS方向)



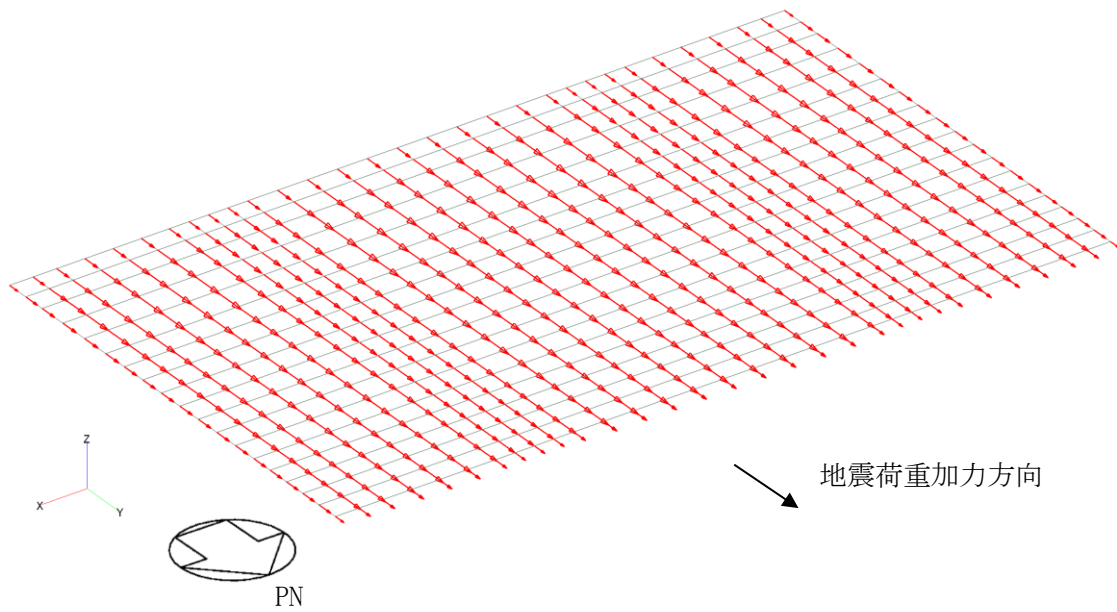
(d) 曲げモーメント (EW方向)

図 2-2(2) FEMモデルに入力する地震荷重

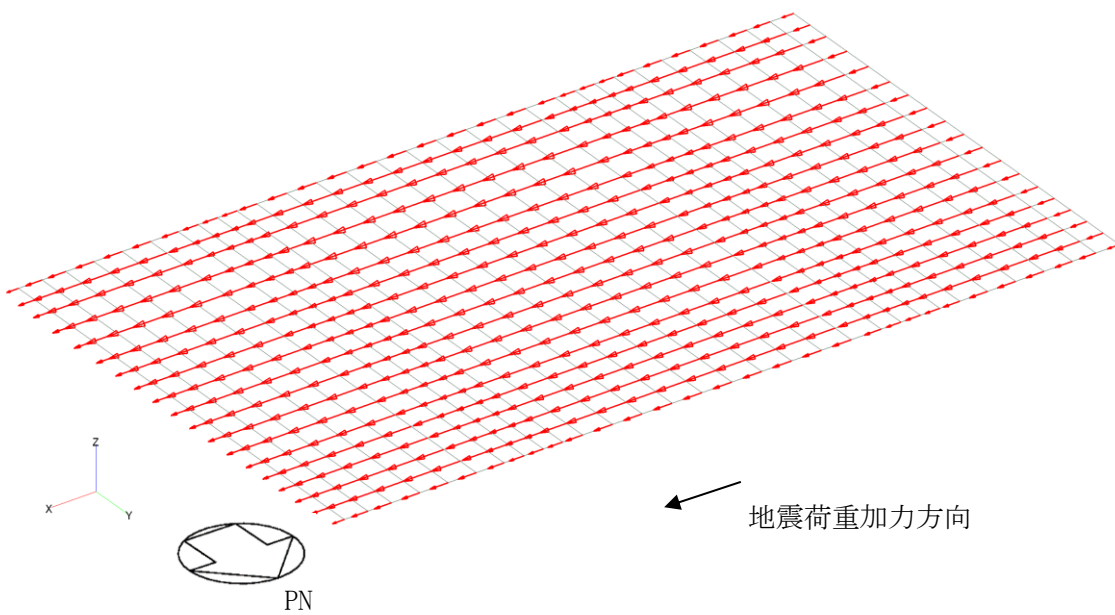


(e) 鉛直力

図 2-2(3) FEMモデルに入力する地震荷重

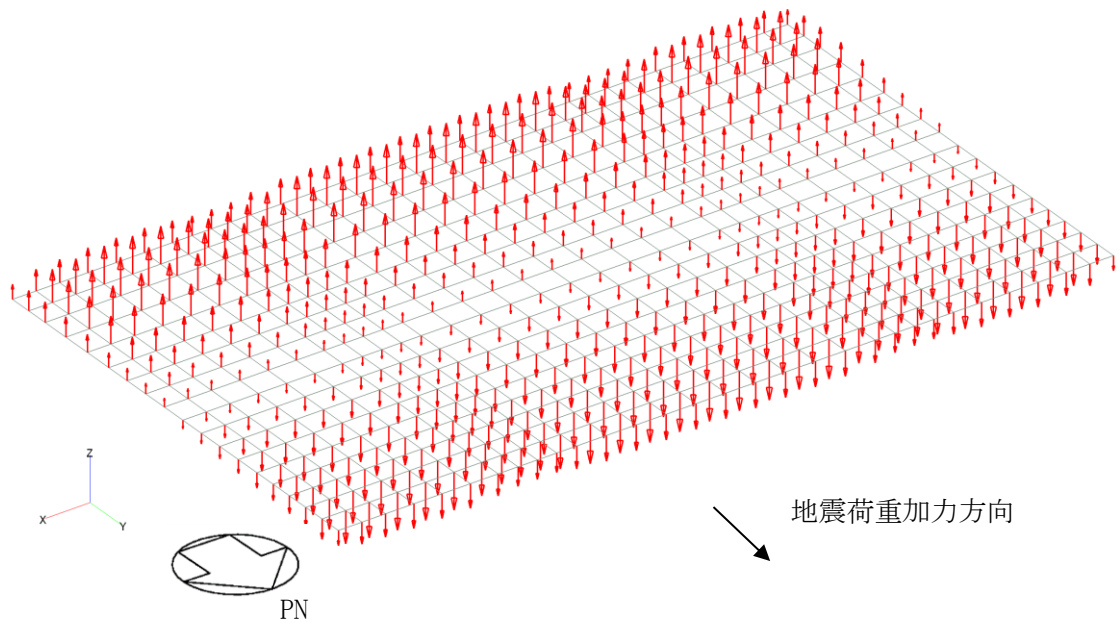


(f) 付加せん断力 (N S方向)

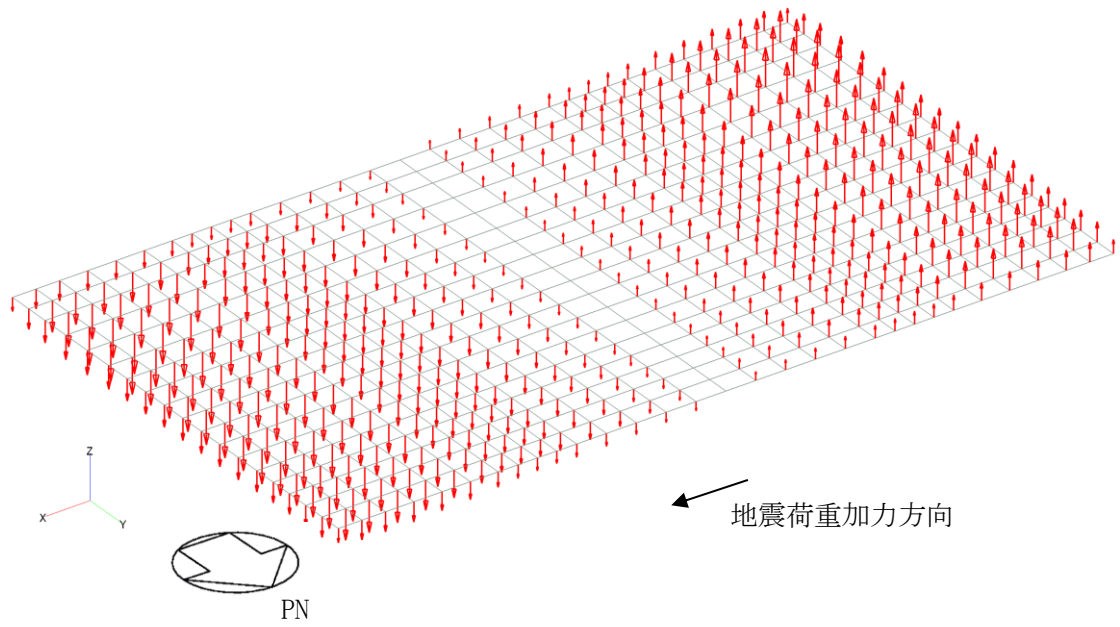


(g) 付加せん断力 (E W方向)

図 2-2(4) F E Mモデルに入力する地震荷重

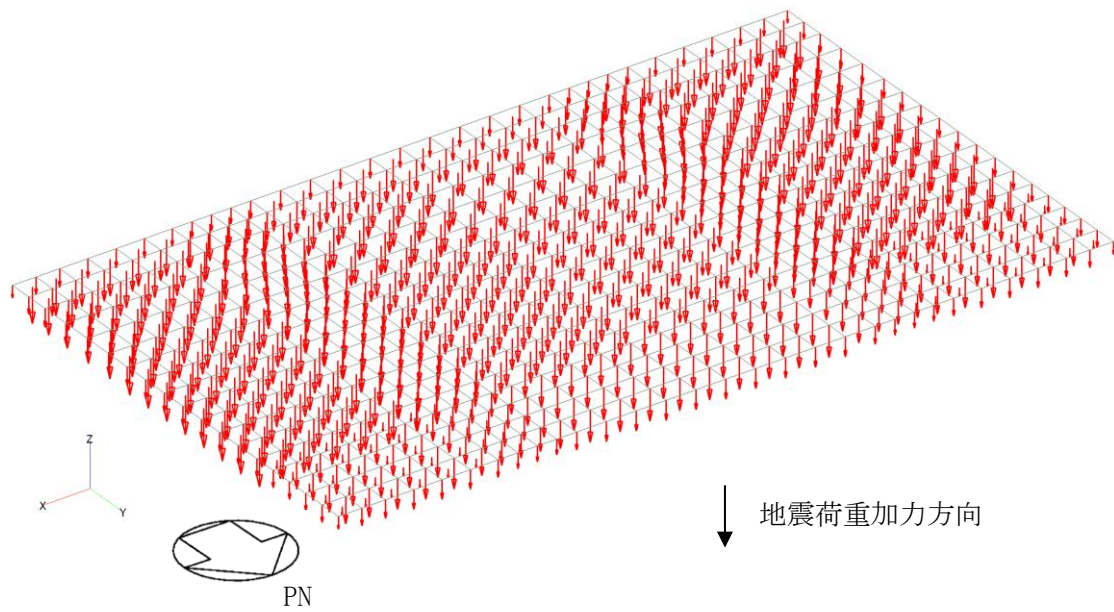


(h) 付加曲げモーメント (N S 方向)



(i) 付加曲げモーメント (E W 方向)

図 2-2(5) F E Mモデルに入力する地震荷重



(j) 付加軸力

図 2-2(6) FEMモデルに入力する地震荷重

別紙 4 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 4-1
2. 断面の評価部位の選定	別紙 4-2

1. 概要

本資料は、制御室建物の基礎スラブ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. 断面の評価部位の選定

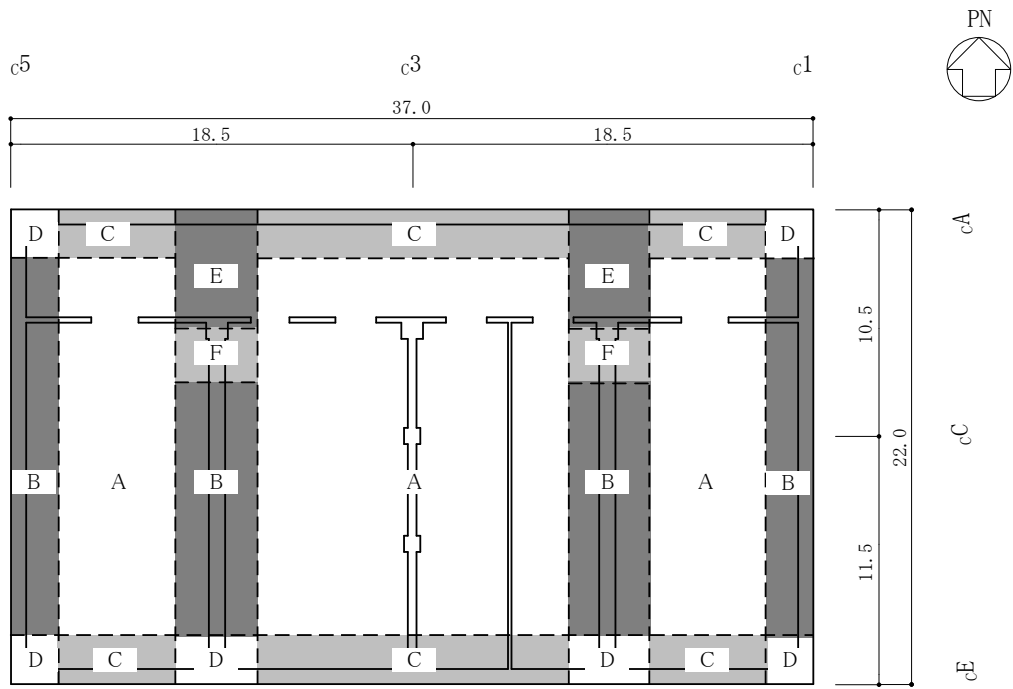
制御室建物の基礎スラブの荷重の組合せケースを表 2-1 に、配筋領域図を図 2-1 に、配筋一覧を表 2-2 に示す。

各評価項目の検定値一覧を表 2-3 に、断面力ごとの検定値が最大となる要素及び断面の評価結果を図 2-2 に、断面の評価部位の選定に関する荷重組合せケースの断面力コンター図を図 2-3 に示す。

今回工認では、基準地震動 S_s による入力が増大に伴い、制御室建物の鉄筋コンクリート構造全体としての挙動が塑性域に入ると考えられるため、その塑性域の挙動を適切に評価するために制御室建物の基礎スラブの応力解析に弾塑性解析を採用している。制御室建物は基礎スラブ厚が 1.5m と比較的薄いことが、図 2-3 に示すとおり、基礎スラブに特異な応力分布は生じていないこと及びコンクリート、鉄筋が強非線形領域に至っていないことから、弾塑性解析を採用することは妥当であると考えられる。

表 2-1 荷重の組合せケース

外力の状態	ケース No.	荷重の組合せ
S _s 地震時	1	$G + P + 1.0S_{SN} + 0.4S_{UD}$
	2	$G + P + 1.0S_{SN} + 0.4S_{DU}$
	3	$G + P + 1.0S_{NS} + 0.4S_{UD}$
	4	$G + P + 1.0S_{NS} + 0.4S_{DU}$
	5	$G + P + 1.0S_{EW} + 0.4S_{UD}$
	6	$G + P + 1.0S_{EW} + 0.4S_{DU}$
	7	$G + P + 1.0S_{WE} + 0.4S_{UD}$
	8	$G + P + 1.0S_{WE} + 0.4S_{DU}$
	9	$G + P + 0.4S_{SN} + 1.0S_{UD}$
	10	$G + P + 0.4S_{SN} + 1.0S_{DU}$
	11	$G + P + 0.4S_{NS} + 1.0S_{UD}$
	12	$G + P + 0.4S_{NS} + 1.0S_{DU}$
	13	$G + P + 0.4S_{EW} + 1.0S_{UD}$
	14	$G + P + 0.4S_{EW} + 1.0S_{DU}$
	15	$G + P + 0.4S_{WE} + 1.0S_{UD}$
	16	$G + P + 0.4S_{WE} + 1.0S_{DU}$



(単位:m)

図 2-1 配筋領域図

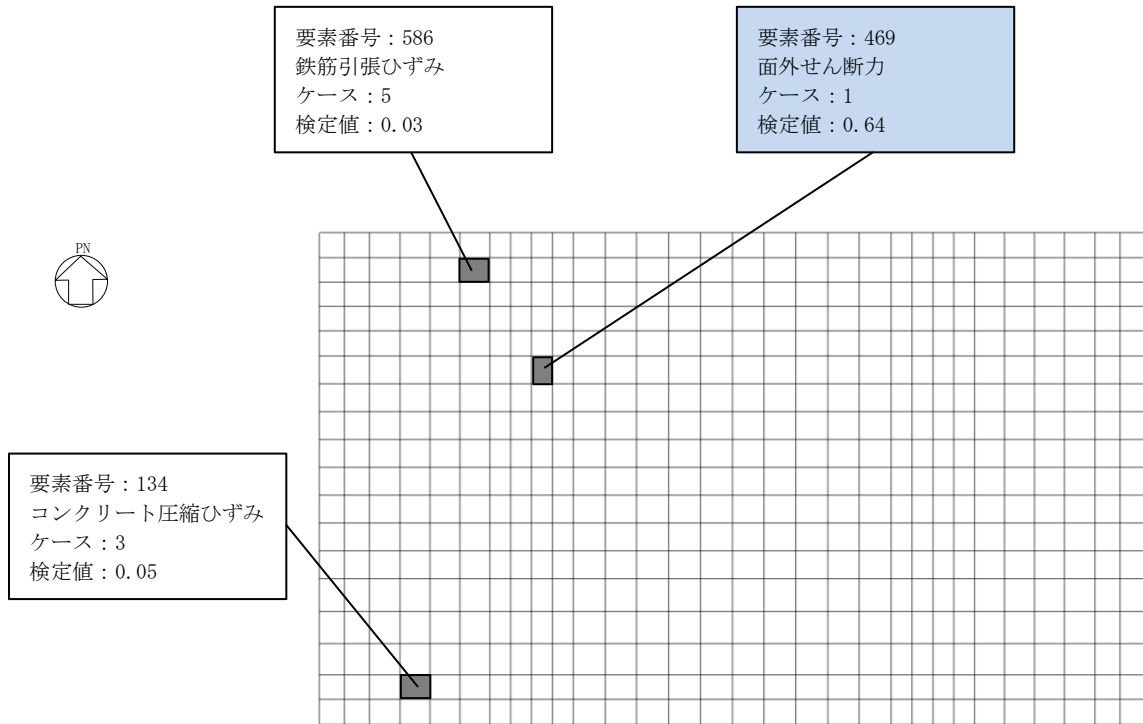
表 2-2 配筋一覧

領域	上ば筋		下ば筋	
	方向	配筋	方向	配筋
A	N S	D25@300	N S	D25@300
	E W	D25@300	E W	D25@300
B	N S	D25@300	N S	D25@300
	E W	D25@300	E W	D25@150
C	N S	D25@300	N S	D25@150
	E W	D25@300	E W	D25@300
D	N S	D25@300	N S	D25@150
	E W	D25@300	E W	D25@150
E	N S	D25 + D32@150 (交互)	N S	D32@150
	E W	D25@300	E W	D25@150
F	N S	D25@300	N S	D32@150
	E W	D25@300	E W	D25@150

表 2-3 各評価項目の検定値一覧

評価項目		方向	要素 番号	組合せ ケース	検定値
軸力 + 曲げモーメント	コンクリート圧縮ひずみ	N S	134	3	0.05
	鉄筋圧縮ひずみ	N S	586	5	0.03
面外せん断力	面外せん断力	E W	469	1	0.64

注：□ は、検定値が最大となる要素を示す。



注 : は、検定値が最大となる要素を示す。

図 2-2 断面力ごとの検定値が最大となる要素及び断面の評価結果

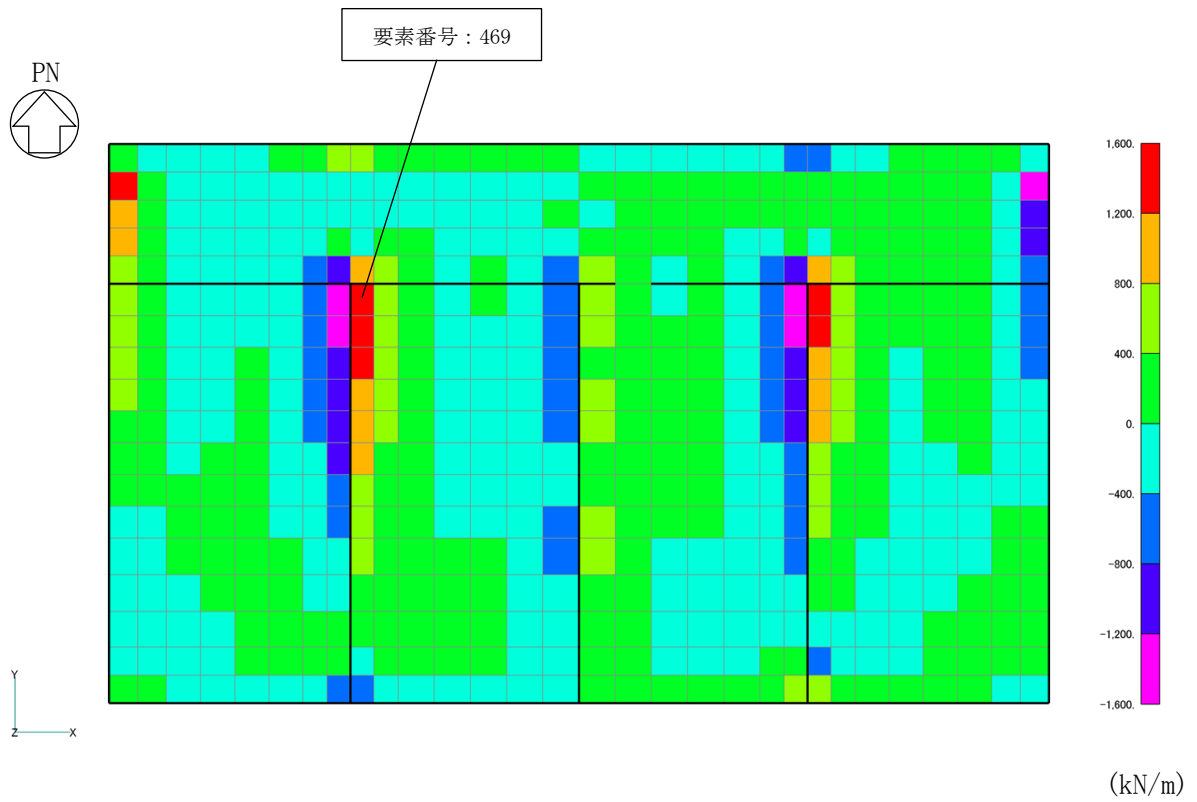


図 2-3 断面の評価部分の選定に関する荷重組合せケースの断面力コンター図

別紙 5 地震応答解析による壁の塑性化に対する影響検討

目 次

1. 概要	別紙 5-1
2. 壁の塑性化に対する影響検討	別紙 5-2
2.1 検討方針	別紙 5-2
2.2 検討方法	別紙 5-2
2.3 解析モデル	別紙 5-4
2.4 検討結果	別紙 5-6
3. まとめ	別紙 5-8

1. 概要

VI-2-2-5「制御室建物の地震応答計算書」に示すように、制御室建物は基準地震動 S_s について弾塑性時刻歴応答解析を実施しており、せん断スケルトン曲線上の最大応答値が第1折点を超え、塑性化する結果となっている。

一方、制御室建物の基礎スラブの応力解析では、VI-2-2-6「制御室建物の耐震性についての計算書」における「4.4 解析モデル及び諸元」に示すように、基礎スラブの積層シェル要素では材料物性の塑性化を考慮しているが、基礎スラブへの拘束効果を考慮するためにモデル化した壁については、弾性部材*としており、塑性化を考慮していない。

本資料は、制御室建物の基礎スラブの応力解析において、地震時の壁の塑性化が基礎スラブの応力に及ぼす影響を検討するものである。

注記*：制御室建物の基礎スラブの弾塑性応力解析に用いる解析コード「ABAQUS」の検証及び妥当性確認には積層シェル要素が用いられていることから、弾性部材を積層シェル要素でモデル化している。

2. 壁の塑性化に対する影響検討

2.1 検討方針

制御室建物の基礎スラブの応力解析モデル（以下「今回工認モデル」という。）における壁に対して、地震応答解析に基づく壁の塑性化を考慮したモデル（以下「検討モデル」という。）を用いたS s地震荷重による応力解析を行い、今回工認モデルのS s地震荷重による応力解析結果との比較を行うことで、壁の塑性化に対する影響を検討する。

検討項目は、基礎スラブにおける発生値に対する許容値の比が最も小さくなる面外せん断力とする。

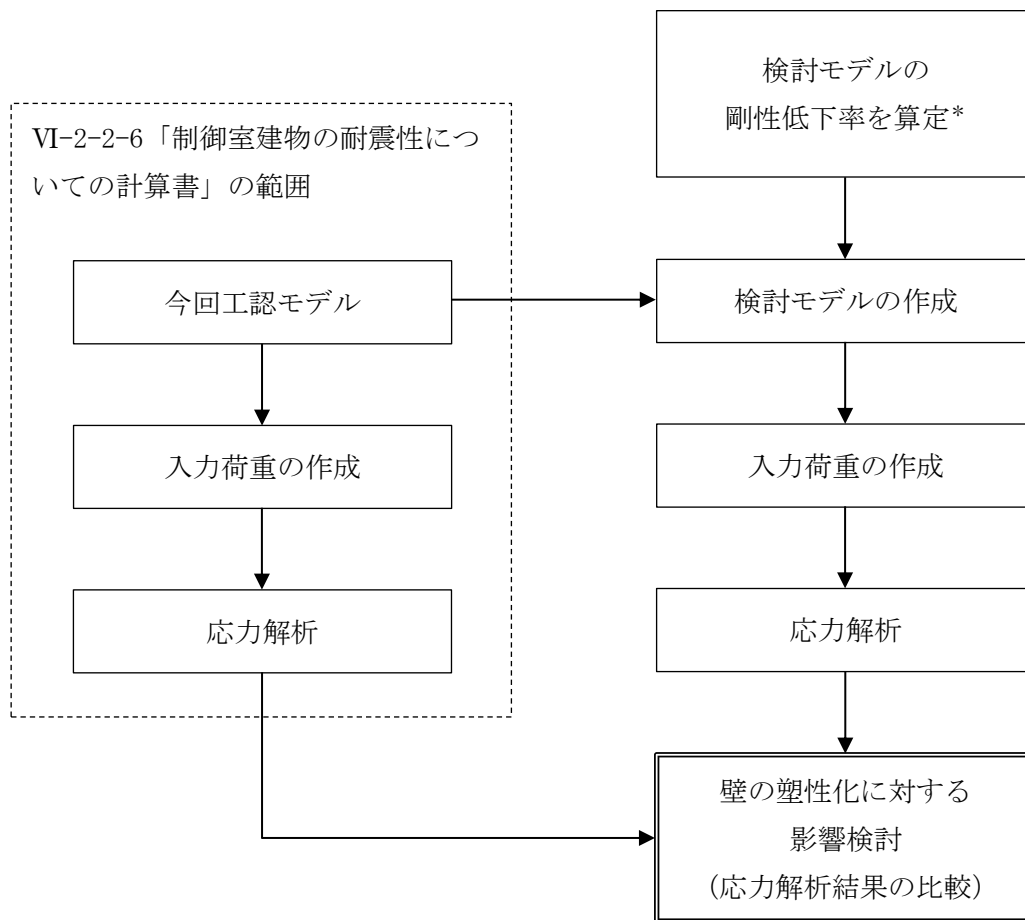
2.2 検討方法

図2-1に壁の塑性化に対する影響検討フローを示す。

まず、検討モデルの剛性低下率を算定する。

次に、今回工認モデルにおける各壁の剛性に対して、検討モデルの剛性低下率を乗じることによって、検討モデルを作成する。入力地震荷重は、今回工認モデルの検討に用いたものと同じとし、解析ケースは、今回工認モデルで検定値が最も厳しい結果となるケース（組合せケース1 EW方向（面外せん断力））を対象とする。

最後に、検討モデルによる応力解析を実施し、今回工認モデルの応力解析結果との比較を行い、壁の塑性化に対する影響を検討する。



注記*：ケース1～ケース4の地震応答解析結果に基づき算定。

図2-1 壁の塑性化に対する影響検討フロー

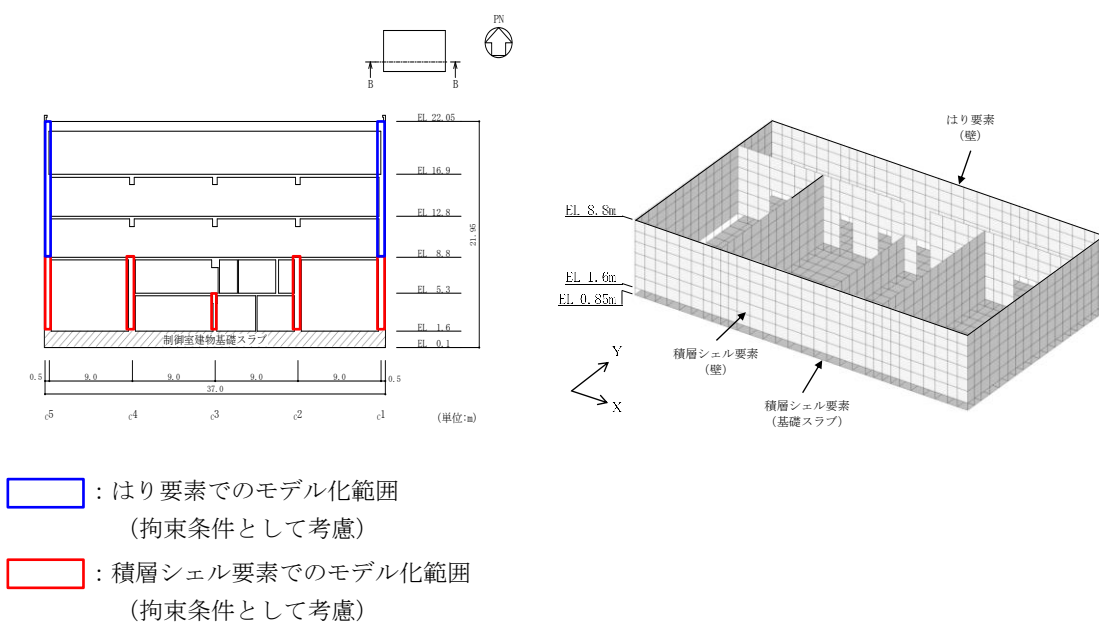
2.3 解析モデル

解析に用いる検討モデルは、図 2-2 に示す今回工認モデルにおける壁の積層シェル要素及びはり要素のヤング係数に対して、検討モデルの剛性低下率を乗じたものとする。

具体的には、検討モデルの剛性低下率を各フロアで統一し、制御室建物の基準地震動 S_s に対する地震応答解析の基本ケース（ケース 1）及び材料物性の不確かさを考慮したケース（ケース 2～ケース 4）における応答値*に基づき算定した各壁部材の剛性低下率のフロアごとの最小値とする。ただし、壁をはり要素でモデル化している EL 8.8m～EL 22.05m については、当該範囲の各壁部材の剛性低下率の最小値とする。

表 2-1 に制御室建物の地震応答解析結果に基づく各壁部材の剛性低下率を、表 2-2 に設定した検討モデルの剛性低下率を示す。

注記*：「補足-024-02 制御室建物の地震応答計算書に関する補足説明資料」の別紙 4-2 「材料物性の不確かさを考慮した地震応答解析結果」参照。



注：右図の黒太線は、はり要素を示す。

図 2-2 今回工認モデルの概念図

表 2-1(1) 制御室建物の地震応答解析結果に基づく各壁部材の剛性低下率

(a) N S 方向

EL (m)	剛性低下率
22.05~16.9	0.642
16.9~12.8	0.552
12.8~8.8	0.456
8.8~1.6(C1, C5)	—
8.8~1.6(C2, C4)	—

(b) E W 方向

EL (m)	剛性低下率
22.05~16.9	—
16.9~12.8	0.584
12.8~8.8	0.501
8.8~1.6	0.524

注 1 : 「—」は、塑性化していないことを示す。

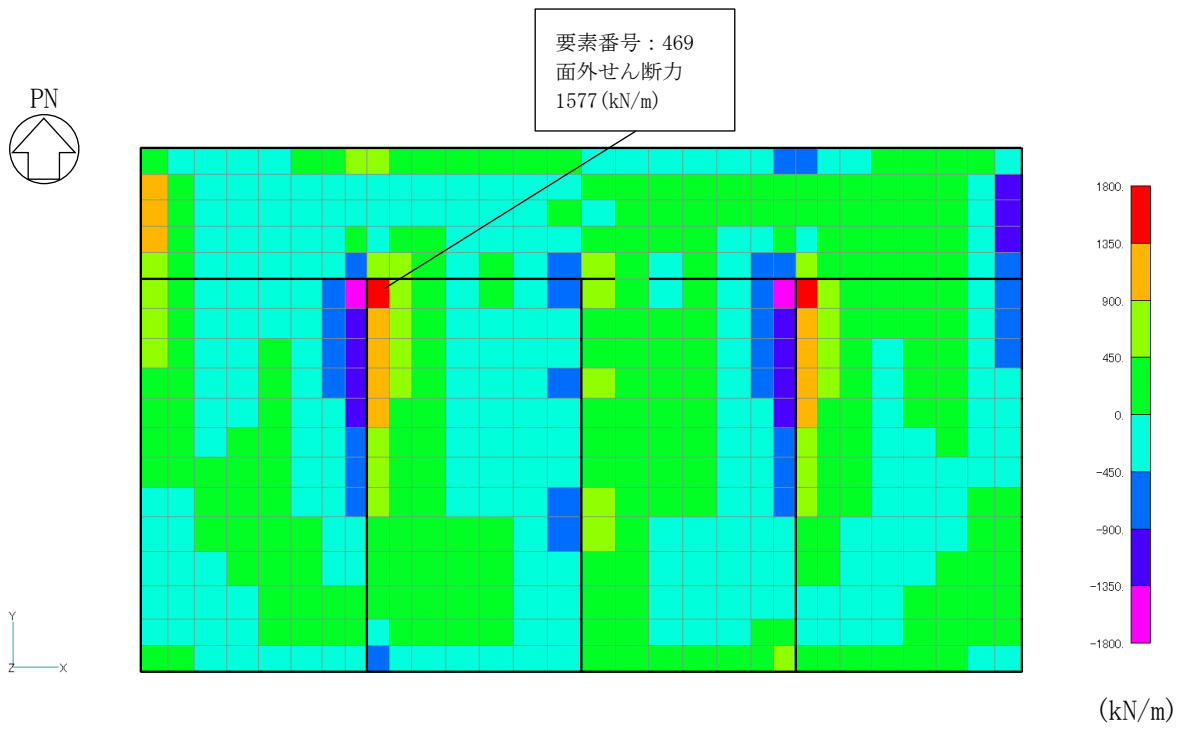
注 2 : EL 1.6m~EL 8.8m は各フロアの最小値 (N S 方向及び E W 方向包絡) を、EL 8.8m~EL 22.05m は当該範囲の最小値 (N S 方向及び E W 方向包絡) をハッチングで示す。

表 2-2 検討モデルの剛性低下率

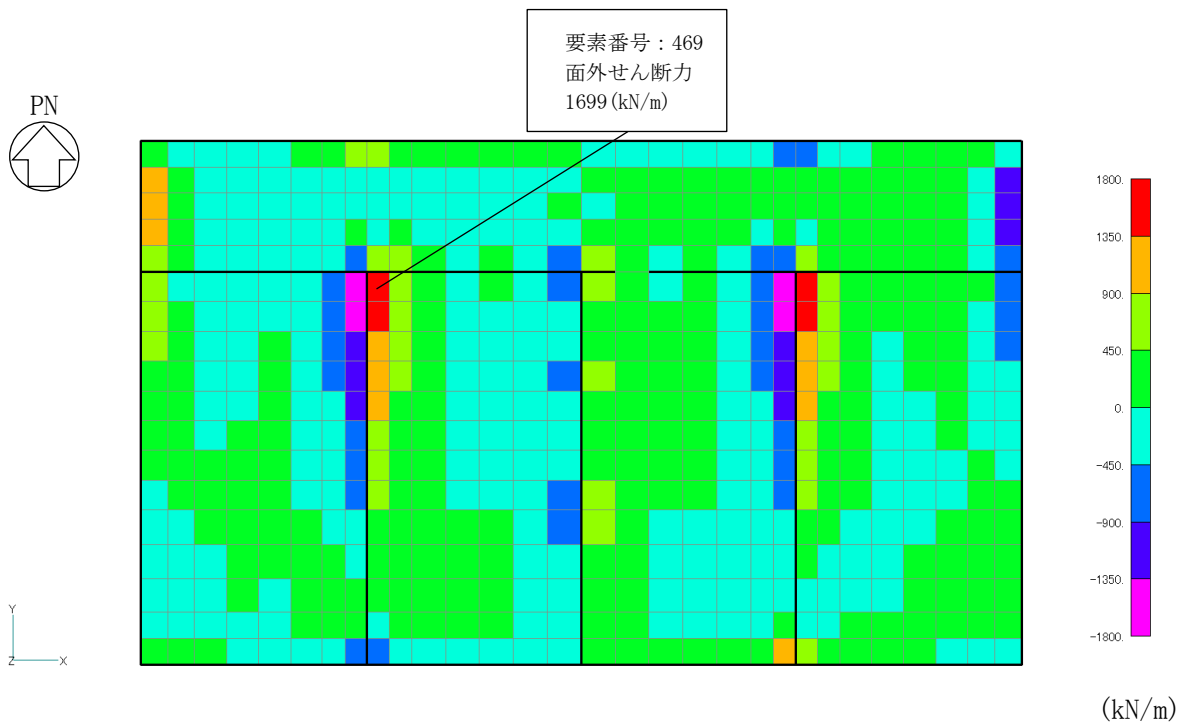
EL (m)	剛性低下率
22.05~8.8	0.456
8.8~1.6	0.524

2.4 検討結果

基礎スラブの面外せん断力のコンター図について、検討モデルの解析結果を、今回工認モデルの解析結果と比較して図 2-3 に示す。基礎スラブの最大面外せん断力は、今回工認モデルよりも検討モデルの方が大きくなるが、許容面外せん断力 ($2.50 \times 10^3 \text{kN/m}$) を下回っている。このことから、壁の塑性化による基礎スラブの耐震性への影響がないことを確認した。



(a) 今回工認モデル



(b) 検討モデル

図 2-3 基礎スラブの面外せん断力のコンター図 (EW方向, ケース 1)

3. まとめ

制御室建物の基礎スラブの応力解析において、地震時の壁の塑性化が基礎スラブの応力に及ぼす影響を検討した。その結果、制御室建物の基礎スラブは、最も壁が塑性化した状態での応力に対して、耐震性を有していることを確認した。

別紙 6 最大接地圧について

目 次

1. 概要	別紙 6-1
2. 接地圧	別紙 6-2

1. 概要

本資料は、制御室建物の基礎スラブの基準地震動 S_s による地震力（以下「 S_s 地震時」という。）に対する接地圧を示すものである。

2. 接地圧

S s 地震時の最大接地圧が、岩盤の極限支持力度 ($9.8 \times 10^3 \text{kN/m}^2$) を超えないことを確認する。

S s 地震時の接地圧を表 2-1～表 2-8 に示す。材料物性の不確かさを考慮した S s 地震時の最大接地圧は $0.691 \times 10^3 \text{kN/m}^2$ であることから、岩盤の極限支持力度を超えないことを確認した。なお、鉛直力及び転倒モーメントは減衰力を含んだ反力とする。

表 2-1 S s 地震時の接地圧 (ケース 1, NS 方向)

基準地震動 S s	鉛直力 N ($\times 10^4 \text{kN}$)	転倒モーメント M ($\times 10^6 \text{kN} \cdot \text{m}$)	最大接地圧 ($\times 10^3 \text{kN/m}^2$)
S s - D	7.69	1.45	0.687
S s - F 1	6.67	1.36	0.652
S s - F 2	6.01	1.25	0.609
S s - N 1	5.71	1.17	0.582
S s - N 2 NS	9.33	1.18	0.602
S s - N 2 EW	9.33	1.19	0.606

表 2-2 S s 地震時の接地圧 (ケース 1, EW 方向)

基準地震動 S s	鉛直力 N ($\times 10^4 \text{kN}$)	転倒モーメント M ($\times 10^6 \text{kN} \cdot \text{m}$)	最大接地圧 ($\times 10^3 \text{kN/m}^2$)
S s - D	7.69	2.13	0.624
S s - F 1	6.67	1.80	0.554
S s - F 2	6.01	1.81	0.552
S s - N 1	5.71	1.31	0.450
S s - N 2 NS	9.33	1.12	0.431
S s - N 2 EW	9.33	1.61	0.529

表 2-3 S_s地震時の接地圧 (ケース 2, NS方向)

基準地震動 S _s	鉛直力 N (×10 ⁴ kN)	転倒モーメント M (×10 ⁶ kN・m)	最大接地圧 (×10 ³ kN/m ²)
S _s -D	7.79	1.44	0.682
S _s -F1	6.82	1.32	0.637
S _s -F2	5.96	1.24	0.607
S _s -N2NS	9.29	1.21	0.613
S _s -N2EW	9.29	1.22	0.617

表 2-4 S_s地震時の接地圧 (ケース 2, EW方向)

基準地震動 S _s	鉛直力 N (×10 ⁴ kN)	転倒モーメント M (×10 ⁶ kN・m)	最大接地圧 (×10 ³ kN/m ²)
S _s -D	7.79	2.10	0.619
S _s -F1	6.82	1.79	0.552
S _s -F2	5.96	1.79	0.548
S _s -N2NS	9.29	1.10	0.427
S _s -N2EW	9.29	1.58	0.523

表 2-5 S_s地震時の接地圧 (ケース 3, NS方向)

基準地震動 S _s	鉛直力 N (×10 ⁴ kN)	転倒モーメント M (×10 ⁶ kN・m)	最大接地圧 (×10 ³ kN/m ²)
S _s -D	8.63	1.40	0.673
S _s -F1	6.91	1.29	0.628
S _s -F2	6.12	1.21	0.599
S _s -N2NS	8.74	1.13	0.584
S _s -N2EW	8.74	1.14	0.588

表 2-6 S_s地震時の接地圧 (ケース 3, EW方向)

基準地震動 S _s	鉛直力 N (×10 ⁴ kN)	転倒モーメント M (×10 ⁶ kN・m)	最大接地圧 (×10 ³ kN/m ²)
S _s -D	8.63	2.12	0.628
S _s -F1	6.91	1.83	0.561
S _s -F2	6.12	1.83	0.557
S _s -N2NS	8.74	1.13	0.431
S _s -N2EW	8.74	1.55	0.514

表 2-7 S_s地震時の接地圧 (ケース 4, NS方向)

基準地震動 S _s	鉛直力 N (×10 ⁴ kN)	転倒モーメント M (×10 ⁶ kN・m)	最大接地圧 (×10 ³ kN/m ²)
S _s -D	7.75	1.46	0.691
S _s -F1	6.68	1.37	0.655
S _s -F2	6.02	1.26	0.614
S _s -N2NS	9.38	1.18	0.603
S _s -N2EW	9.38	1.19	0.606

表 2-8 S_s地震時の接地圧 (ケース 4, EW方向)

基準地震動 S _s	鉛直力 N (×10 ⁴ kN)	転倒モーメント M (×10 ⁶ kN・m)	最大接地圧 (×10 ³ kN/m ²)
S _s -D	7.75	2.11	0.622
S _s -F1	6.68	1.83	0.559
S _s -F2	6.02	1.82	0.555
S _s -N2NS	9.38	1.15	0.437
S _s -N2EW	9.38	1.64	0.535

別紙 7 基礎スラブの耐震性への水平 2 方向及び
鉛直方向地震力の組合せの影響について

目 次

1. 概要	別紙 7-1
2. 検討方針	別紙 7-4
3. 荷重及び荷重の組合せ	別紙 7-4
4. 使用材料の許容限界	別紙 7-4
5. 応力解析	別紙 7-5
6. 評価方法	別紙 7-8
7. 評価結果	別紙 7-8
8. まとめ	別紙 7-13

1. 概要

制御室建物の基礎スラブは、矩形であり直交する水平 2 方向の荷重が隅部に応力集中する可能性がある。また、VI-2-2-6「制御室建物の耐震性についての計算書」（以下「耐震計算書」という。）における基礎スラブの応力解析においては、基礎スラブ底面の地盤ばねについて、建物基礎底面と地盤の間の付着力 0.40N/mm^2 を超える引張力が発生したときに浮上りを考慮することとしており、直交する水平 2 方向の荷重による基礎浮上りにより応力分布に影響を及ぼす可能性がある。以上のことから、本資料では、S s 地震時を対象として水平 2 方向及び鉛直方向地震力の組合せによる耐震性への影響を検討する。

制御室建物の概略平面図及び概略断面図を図 1-1 及び図 1-2 に示す。

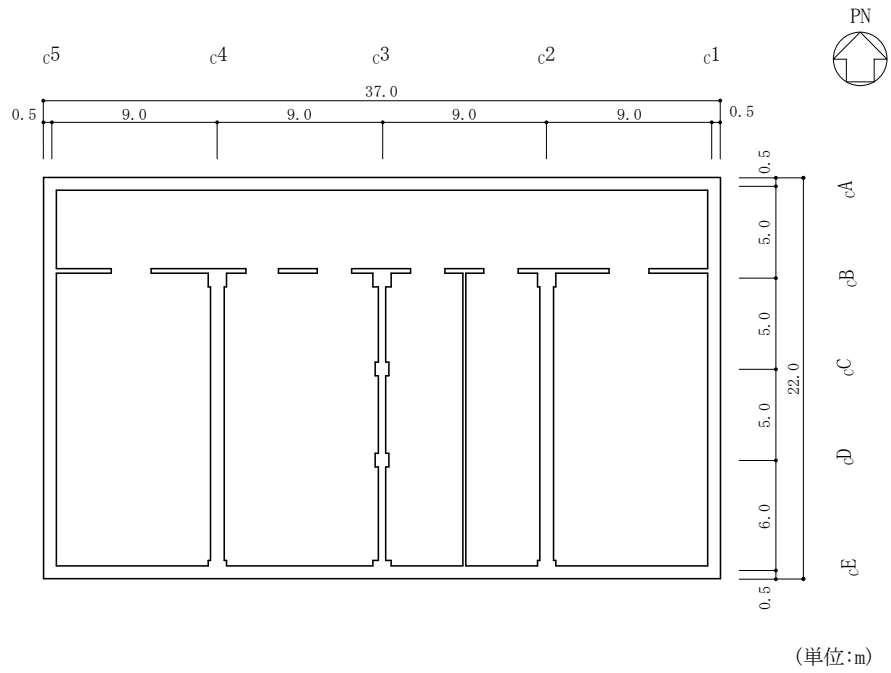


図 1-1 制御室建物の概略平面図 (EL 1.6m*)

注記* : 「EL」は東京湾平均海面 (T.P.) を基準としたレベルを示す。

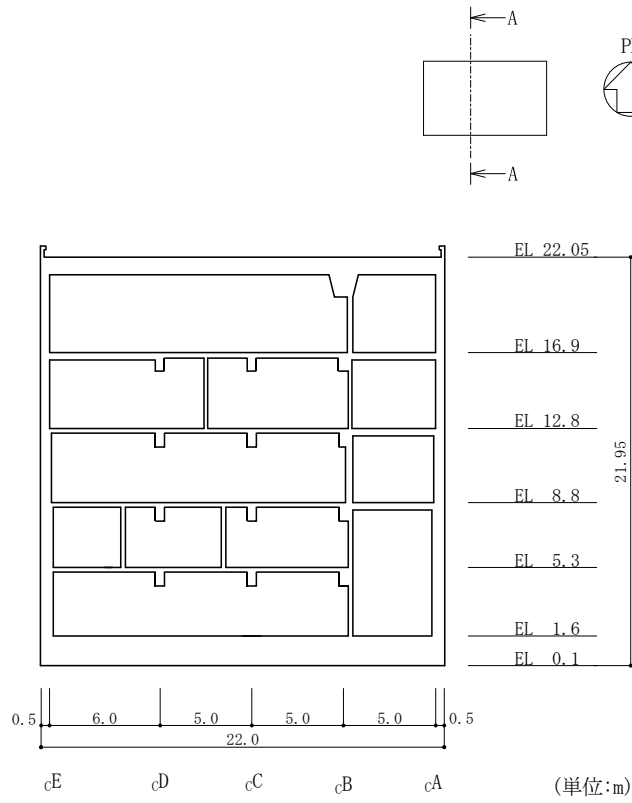


図 1-2(1) 制御室建物の概略断面図 (A-A断面, NS方向)

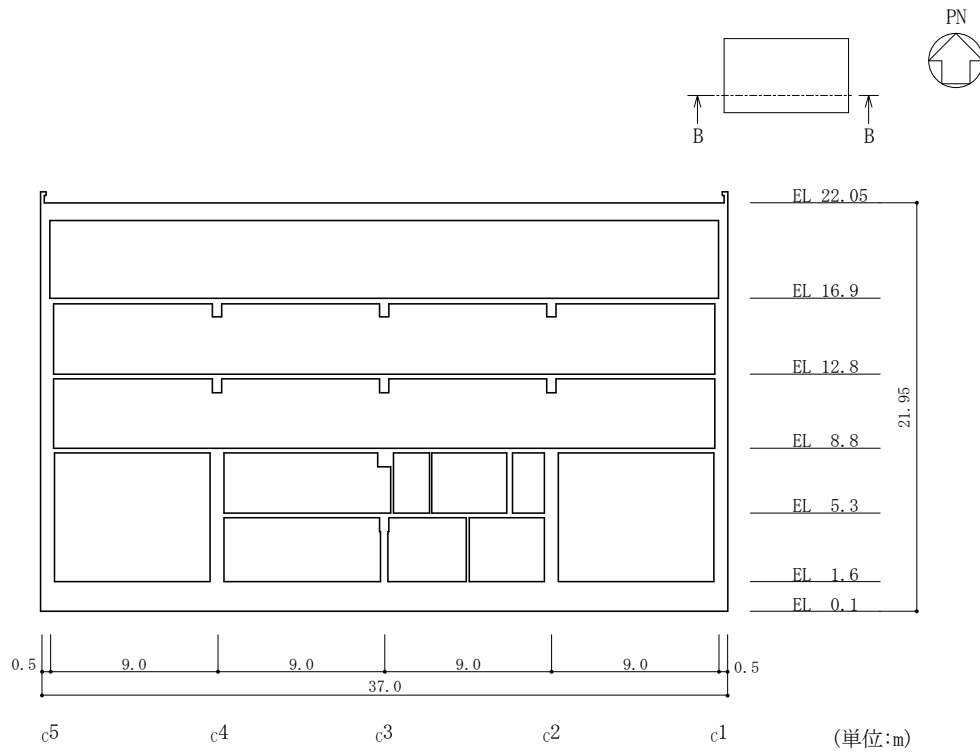


図 1-2(2) 制御室建物の概略断面図 (B-B断面, EW方向)

2. 検討方針

水平 2 方向及び鉛直方向地震力の組合せの影響評価として、制御室建物の基礎スラブについて評価を行う。

評価に当たっては、 S_s 地震時に対して、3次元FEMモデルの応力解析結果を用いた断面の評価について、許容値を超えないことを確認する。

解析モデルの詳細及び許容値については、耐震計算書に示すものと同一である。

3. 荷重及び荷重の組合せ

荷重の組合せは、VI-2-1-9「機能維持の基本方針」に基づき設定する。また、荷重の組合せを表 3-1 に示す。荷重の詳細は、耐震計算書に示す固定荷重 (G)、積載荷重 (P) 及び地震荷重 (S_s) と同一である。

表 3-1 荷重の組合せ

外力の状態	荷重の組合せ
S_s 地震時	$G + P + S_s$

G : 固定荷重

P : 積載荷重

S_s : 地震荷重

4. 使用材料の許容限界

コンクリート及び鉄筋の許容限界は、耐震計算書の「4.3 許容限界」に示す内容と同一である。

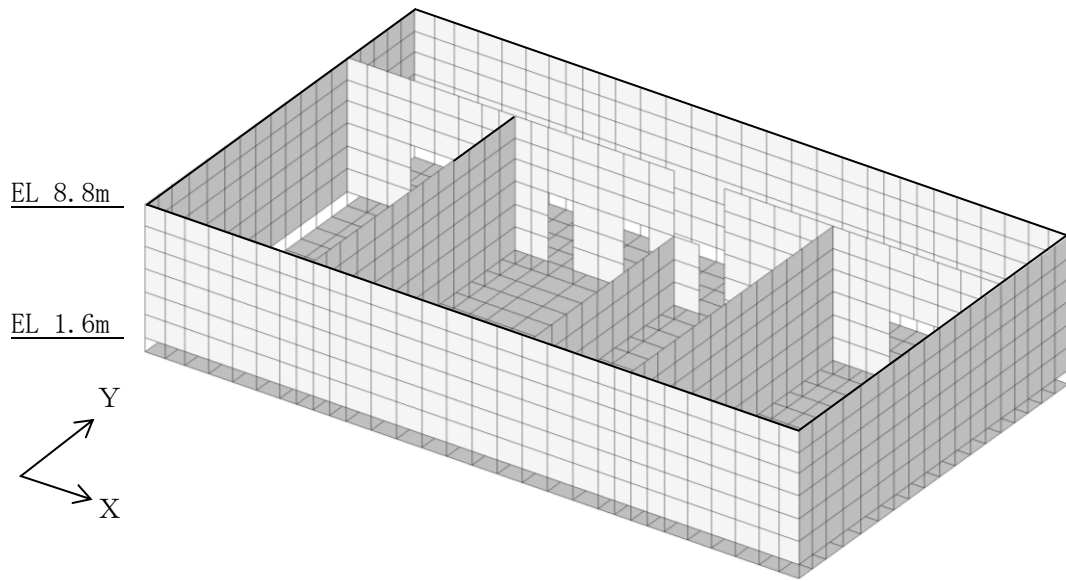
5. 応力解析

解析モデル図を図 5-1 に示す。解析モデルの詳細は、耐震計算書の「4.4 解析モデル及び諸元」に示す内容と同一である。

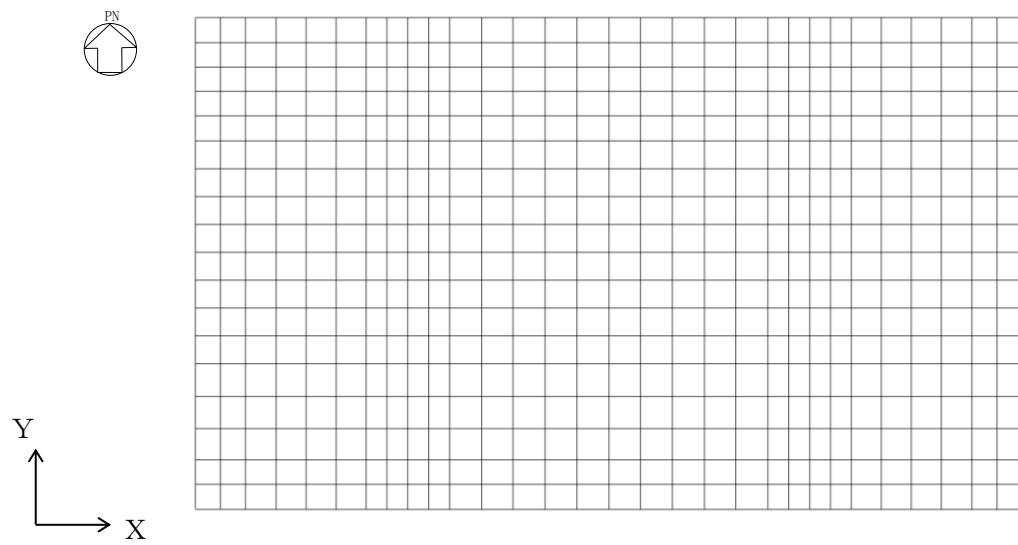
S s 地震時の応力は、耐震計算書の「4.5.1 応力解析方法」に示す、次の荷重ケースによる応力を組み合わせて求める。

G	: 固定荷重
P	: 積載荷重
S s SN	: S→N方向 S s 地震荷重
S s NS	: N→S方向 S s 地震荷重
S s EW	: E→W方向 S s 地震荷重
S s WE	: W→E方向 S s 地震荷重
S s UD	: 鉛直方向（下向き） S s 地震荷重
S s DU	: 鉛直方向（上向き） S s 地震荷重

水平地震力と鉛直地震力による応力の組合せは、米国 Regulatory Guide 1.92 の「2. Combining Effects Caused by Three Spatial Components of an Earthquake」を参考に、組合せ係数法（1.0 : 0.4 : 0.4）に基づいて評価する。荷重の組合せケースを表 5-1 に示す。



(a) 全体鳥瞰図



(b) 基礎スラブ要素分割図

図 5-1 解析モデル

表 5-1 荷重の組合せケース

外力の状態	ケース No.	荷重の組合せ
S s 地震時	2-1	$G + P + 1.0 S_{SN} + 0.4 S_{EW} + 0.4 S_{UD}$
	2-2	$G + P + 1.0 S_{SN} + 0.4 S_{EW} + 0.4 S_{DU}$
	2-3	$G + P + 1.0 S_{SN} + 0.4 S_{WE} + 0.4 S_{UD}$
	2-4	$G + P + 1.0 S_{SN} + 0.4 S_{WE} + 0.4 S_{DU}$
	2-5	$G + P + 1.0 S_{NS} + 0.4 S_{EW} + 0.4 S_{UD}$
	2-6	$G + P + 1.0 S_{NS} + 0.4 S_{EW} + 0.4 S_{DU}$
	2-7	$G + P + 1.0 S_{NS} + 0.4 S_{WE} + 0.4 S_{UD}$
	2-8	$G + P + 1.0 S_{NS} + 0.4 S_{WE} + 0.4 S_{DU}$
	2-9	$G + P + 0.4 S_{SN} + 1.0 S_{EW} + 0.4 S_{UD}$
	2-10	$G + P + 0.4 S_{SN} + 1.0 S_{EW} + 0.4 S_{DU}$
	2-11	$G + P + 0.4 S_{SN} + 1.0 S_{WE} + 0.4 S_{UD}$
	2-12	$G + P + 0.4 S_{SN} + 1.0 S_{WE} + 0.4 S_{DU}$
	2-13	$G + P + 0.4 S_{NS} + 1.0 S_{EW} + 0.4 S_{UD}$
	2-14	$G + P + 0.4 S_{NS} + 1.0 S_{EW} + 0.4 S_{DU}$
	2-15	$G + P + 0.4 S_{NS} + 1.0 S_{WE} + 0.4 S_{UD}$
	2-16	$G + P + 0.4 S_{NS} + 1.0 S_{WE} + 0.4 S_{DU}$
	2-17	$G + P + 0.4 S_{SN} + 0.4 S_{EW} + 1.0 S_{UD}$
	2-18	$G + P + 0.4 S_{SN} + 0.4 S_{EW} + 1.0 S_{DU}$
	2-19	$G + P + 0.4 S_{SN} + 0.4 S_{WE} + 1.0 S_{UD}$
	2-20	$G + P + 0.4 S_{SN} + 0.4 S_{WE} + 1.0 S_{DU}$
	2-21	$G + P + 0.4 S_{NS} + 0.4 S_{EW} + 1.0 S_{UD}$
	2-22	$G + P + 0.4 S_{NS} + 0.4 S_{EW} + 1.0 S_{DU}$
	2-23	$G + P + 0.4 S_{NS} + 0.4 S_{WE} + 1.0 S_{UD}$
	2-24	$G + P + 0.4 S_{NS} + 0.4 S_{WE} + 1.0 S_{DU}$

6. 評価方法

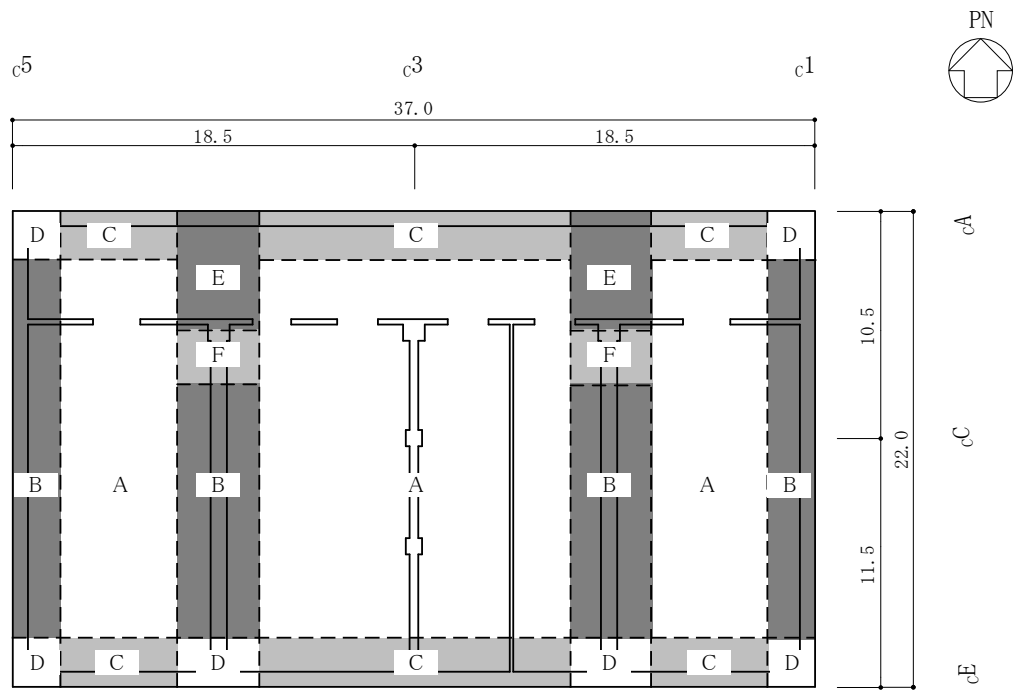
基礎スラブの断面の評価は、耐震計算書の「4.5.2 断面の評価方法」に示す方法と同一である。

7. 評価結果

断面の評価結果を以下に示す。また、3次元FEMモデルの配筋領域図を図7-1に、配筋一覧を表7-1に示す。断面の評価結果を記載する要素は、軸力及び曲げモーメントによる鉄筋及びコンクリートのひずみ並びに面外せん断力に対する評価において、発生値に対する許容値の割合が最小となる要素とする。

選定した要素の位置を図7-2に、評価結果を表7-2に示す。また、接地率が最小となるケースの基礎スラブの地反力分布及び接地率について、水平1方向及び鉛直方向地震力の組合せの場合とともに図7-3に示す。

Ss地震時における水平2方向及び鉛直方向地震力の組合せにおいて、軸力及び曲げモーメントによる鉄筋及びコンクリートのひずみ並びに面外せん断応力度が、各許容値を超えないことを確認した。



(単位:m)

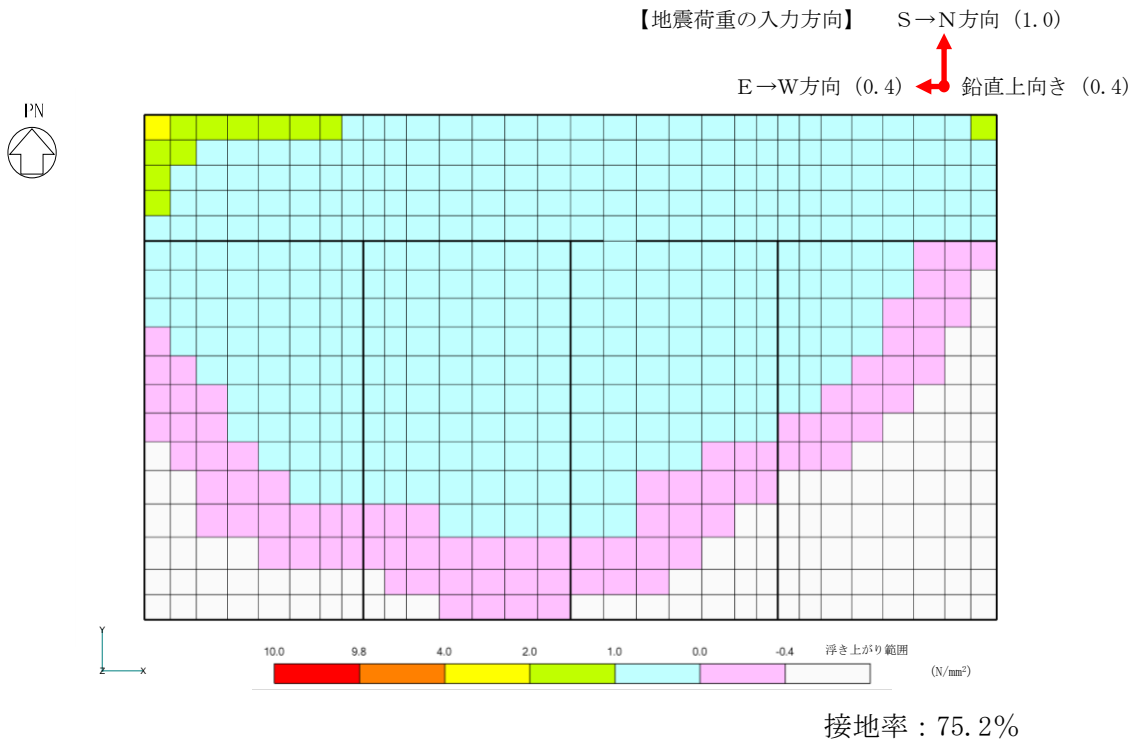
図 7-1 配筋領域図

表 7-1 配筋一覧

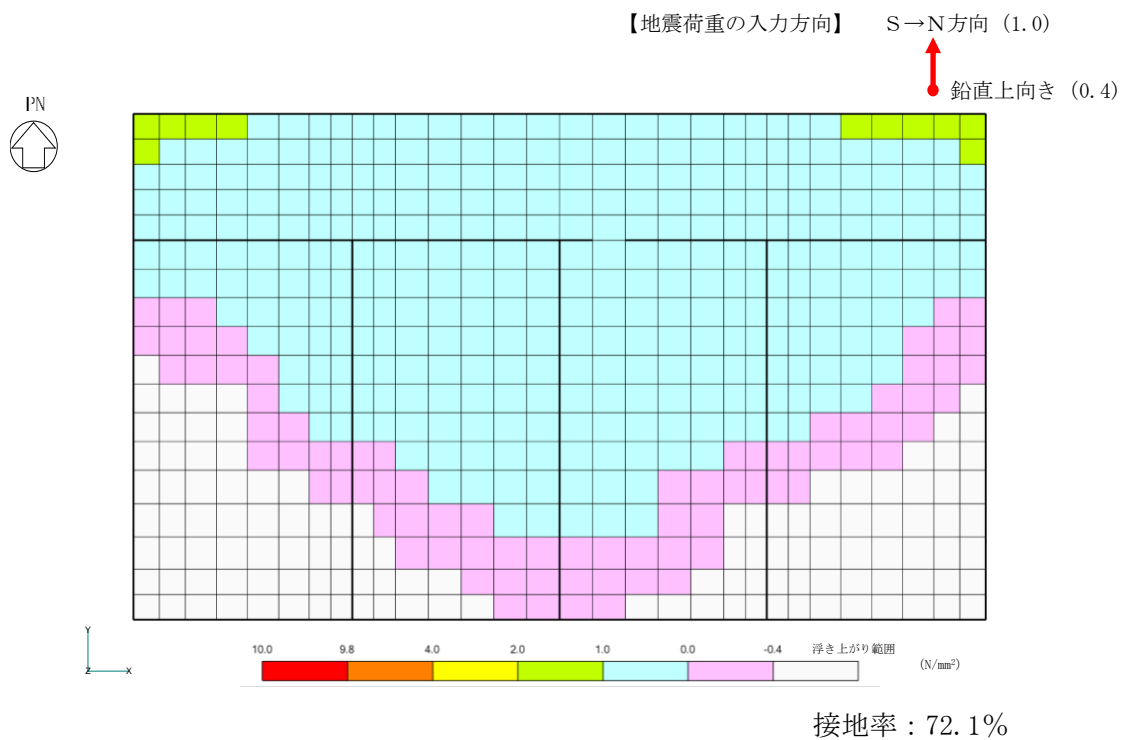
領域	上ば筋		下ば筋	
	方向	配筋	方向	配筋
A	N S	D25@300	N S	D25@300
	E W	D25@300	E W	D25@300
B	N S	D25@300	N S	D25@300
	E W	D25@300	E W	D25@150
C	N S	D25@300	N S	D25@150
	E W	D25@300	E W	D25@300
D	N S	D25@300	N S	D25@150
	E W	D25@300	E W	D25@150
E	N S	D25 + D32@150 (交互)	N S	D32@150
	E W	D25@300	E W	D25@150
F	N S	D25@300	N S	D32@150
	E W	D25@300	E W	D25@150

表 7-2 評価結果

評価項目		方向	要素 番号	組合せ ケース	発生値	許容値
軸力 + 曲げモーメント	コンクリート圧縮ひずみ ($\times 10^{-3}$)	N S	157	2-7	0.159	3.00
	鉄筋引張ひずみ ($\times 10^{-3}$)	N S	606	2-11	0.196	5.00
面外せん断力	面外せん断力 ($\times 10^3 \text{kN/m}$)	E W	131	2-5	1.80	2.50



(a) 水平2方向及び鉛直方向地震力の組合せ (ケース：2-2)



(b) 水平1方向及び鉛直方向地震力の組合せ (ケース：2)

注1：接地率は、基礎スラブと底面地盤が剥離していないギャップ要素の支配面積を基礎底面全体の面積で除して算定した値。

注2：コンター図は、各要素を構成する節点における地盤ばね反力の平均値を要素面積で除して算定した接地圧を示す。

図7-3 接地圧分布及び接地率

8. まとめ

制御室建物の基礎スラブについて、水平 2 方向及び鉛直方向地震力の組合せに対して、3次元 FEMモデルを用いた応力解析を実施した。

検討の結果、軸力及び曲げモーメントによる鉄筋及びコンクリートのひずみ並びに面外せん断応力度が、各許容値を超えないことを確認した。

以上のことから、水平 2 方向及び鉛直方向地震力の組合せに対し、制御室建物の基礎スラブが有する耐震性への影響はないことを確認した。

別紙 8 側面地盤ばねを考慮した地震応答解析による
設計用地震力への影響について

目 次

1. 概要	別紙 8-1
2. 検討に用いる地震波及び地震応答解析モデル	別紙 8-2
3. 側面地盤ばねを考慮した場合の解析結果	別紙 8-6

別紙 8-1 側面地盤ばねの適用性について

1. 概要

VI-2-2-5「制御室建物の地震応答計算書」（以下「地震応答計算書」という。）では、基礎スラブ側面の地盤ばね（水平及び回転）は考慮しない地震応答解析モデル（以下「今回工認モデル」という。）を採用して地震応答解析を行っている。

一方、制御室建物の基礎スラブの応力解析においては、VI-2-2-6「制御室建物の耐震性についての計算書」（以下「耐震計算書」という。）に示すとおり、基礎スラブをモデル化したシェル要素の建物外周にあたる周囲部分に、基礎側面地盤の拘束効果を考慮している。この拘束効果は、基礎スラブ側面に接する側面地盤（MMR*含む）又は隣接建物基礎スラブを考慮して設定しているばねであり、Novakの手法により評価した水平及び回転ばねを等価な水平方向及び鉛直方向ばねに置換したものである。

本資料では、基礎スラブ側面の地盤ばねを考慮した地震応答解析モデル（以下「側面地盤ばね考慮モデル」という。）による地震応答解析を行い、今回工認モデルに基づく最大応答値と比較することで、地震応答解析に基礎スラブ側面の地盤ばねを考慮しないことが保守的な評価となることを確認するものである。

注記*：マンメイドロック（人工岩盤）の略称

2. 検討に用いる地震波及び地震応答解析モデル

側面地盤ばねを設定した検討は、基準地震動 S_s のうち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 $S_s - D$ に対して実施することとし、N-S方向及びE-W方向モデルに対して実施する。

側面地盤ばねの算定に用いる解析用物性値は、制御室建物の基礎スラブに接する隣接建物基礎スラブのコンクリートの物性値とし、保守的にコンクリート強度が小さい1号機建物のコンクリートの設計基準強度に基づき設定する。また、側面地盤ばね以外の地震応答解析モデルの諸元は今回工認モデル（基本ケース）と同一とする。

側面地盤ばねを含む地盤ばね定数と減衰係数の算定結果を表 2-1 に、側面地盤ばね考慮モデルを図 2-1 に示す。

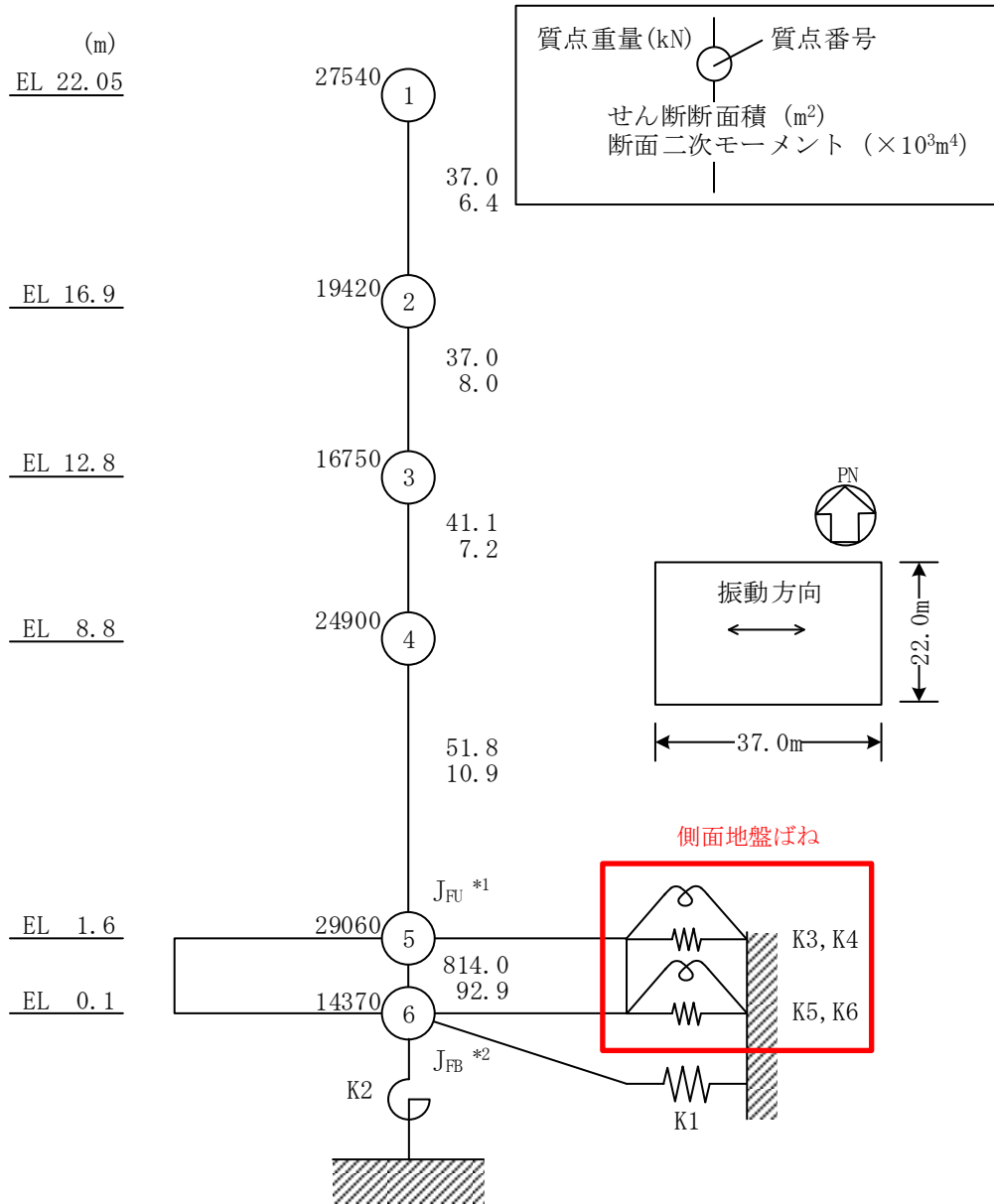
表2-1 地盤ばね定数と減衰係数（水平方向）

(a) NS方向

ばね 番号	地盤ばね 成分	質点 番号	ばね定数 K c	減衰係数 C c
K1	底面・水平	6	5.10×10^8 (kN/m)	2.84×10^6 (kN・s/m)
K2	底面・回転	6	7.45×10^{10} (kN・m/rad)	2.15×10^7 (kN・m・s/rad)
K3	側面・水平	5	2.04×10^7 (kN/m)	4.97×10^5 (kN・s/m)
K4	側面・回転	5	4.79×10^9 (kN・m/rad)	1.82×10^7 (kN・m・s/rad)
K5	側面・水平	6	2.40×10^7 (kN/m)	5.83×10^5 (kN・s/m)
K6	側面・回転	6	5.61×10^9 (kN・m/rad)	2.14×10^7 (kN・m・s/rad)

(b) EW方向

ばね 番号	地盤ばね 成分	質点 番号	ばね定数 K c	減衰係数 C c
K1	底面・水平	6	4.86×10^8 (kN/m)	2.58×10^6 (kN・s/m)
K2	底面・回転	6	1.57×10^{11} (kN・m/rad)	1.20×10^8 (kN・m・s/rad)
K3	側面・水平	5	2.04×10^7 (kN/m)	4.77×10^5 (kN・s/m)
K4	側面・回転	5	4.79×10^9 (kN・m/rad)	2.07×10^7 (kN・m・s/rad)
K5	側面・水平	6	2.40×10^7 (kN/m)	5.59×10^5 (kN・s/m)
K6	側面・回転	6	5.61×10^9 (kN・m/rad)	2.43×10^7 (kN・m・s/rad)



注記*1：回転慣性重量（基礎スラブ上端）（ $13.42 \times 10^6 \text{kN} \cdot \text{m}^2$ ）

*2：回転慣性重量（基礎スラブ下端）（ $1.64 \times 10^6 \text{kN} \cdot \text{m}^2$ ）

図2-1(2) 側面地盤ばね考慮モデル（EW方向）

3. 側面地盤ばねを考慮した場合の解析結果

側面地盤ばね考慮モデルと今回工認モデルの地震応答解析の応答値の比較結果を示す。最大応答加速度、最大応答せん断力及び最大応答曲げモーメントを図3-1～図3-6に、加速度応答スペクトルの比較を図3-7及び図3-8に示す。

最大応答加速度分布については、概ね同等の結果となっている。

最大応答せん断力分布及び最大応答曲げモーメント分布については、今回工認モデルの結果が側面地盤ばね考慮モデルの結果を包絡している。

各階の床面における加速度応答スペクトルについては、スペクトル形状及び応答レベルが同等であることを確認した。

側面地盤ばね考慮モデルの結果が今回工認モデルの結果を一部上回るものの、耐震計算書に示す最大応答せん断ひずみは 0.60×10^{-3} であり評価基準値 (2.0×10^{-3}) に対して十分な余裕があることから、耐震性への影響はないと判断する。また、床面における加速度応答スペクトルの形状及び応答レベルが同等であることから、機器・配管系の耐震性への影響はないと判断する。なお、基礎スラブの応力解析では、1F (EL 1.6m～EL 8.8m) の最大応答せん断力及び最大応答曲げモーメントを用いることを考慮すると、地震応答解析において側面地盤ばねを考慮しないことは保守的な評価となる。

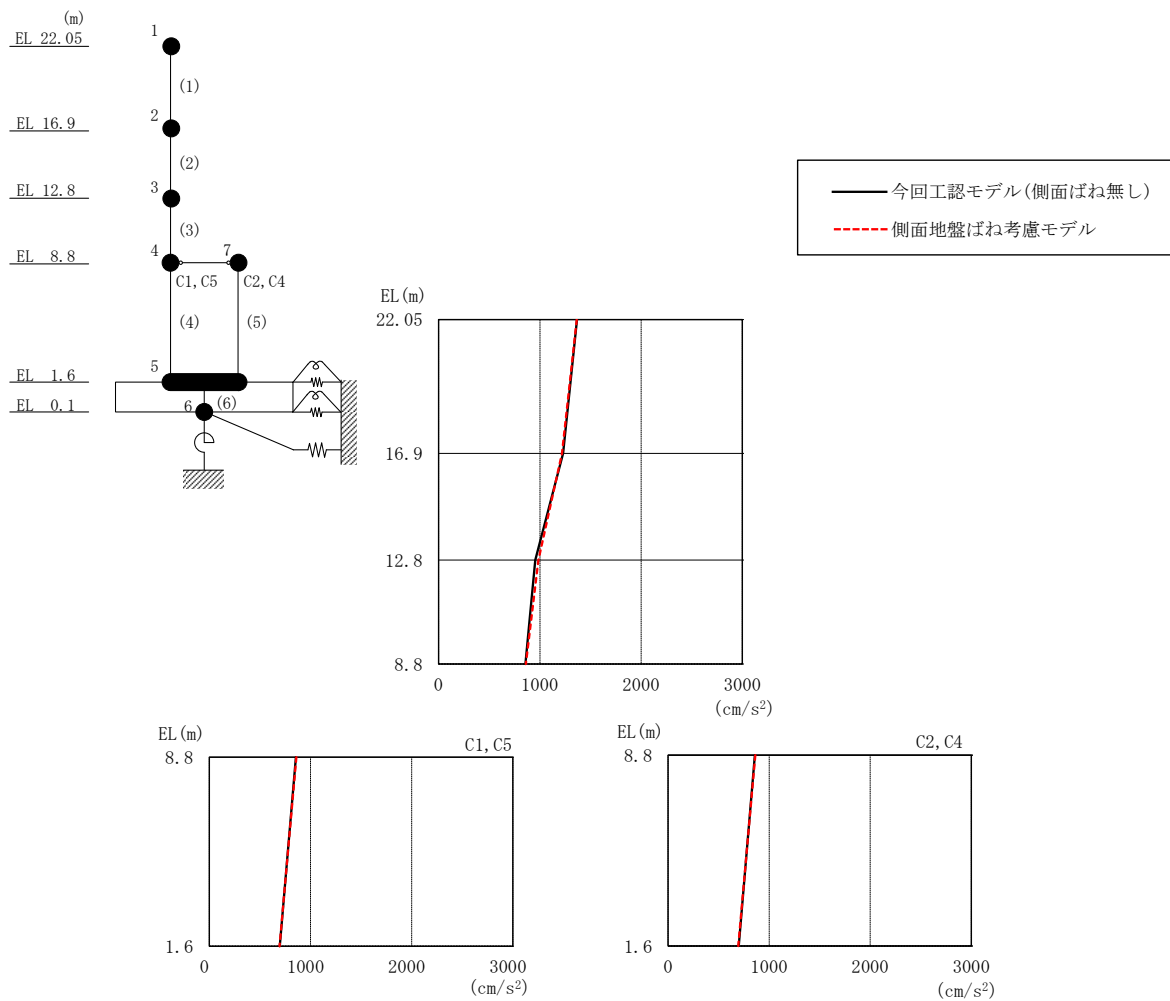


図 3-1 最大応答加速度 (基準地震動 $S_s - D$, NS 方向)

表 3-1 最大応答加速度一覧 (基準地震動 $S_s - D$, NS 方向)

EL (m)	質点番号	最大応答加速度 (cm/s^2)	
		今回工認モデル (側面ばね無し)	側面地盤ばね 考慮モデル
22.05	1	1367	1364
16.9	2	1229	1217
12.8	3	955	985
8.8 (C1, C5)	4	858	862
1.6	5	698	695
8.8 (C2, C4)	7	858	862

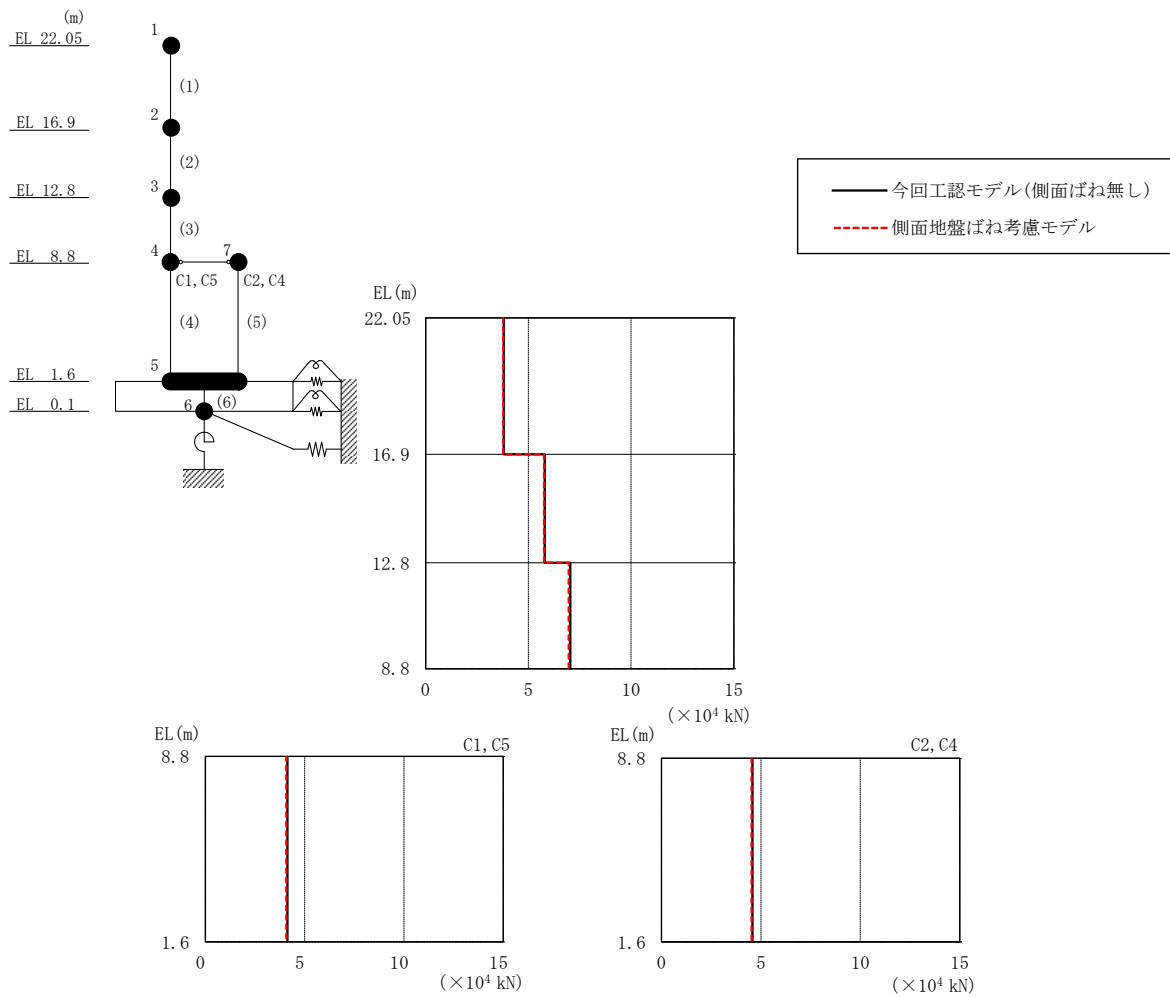


図 3-2 最大応答せん断力 (基準地震動 S_s-D , NS 方向)

表 3-2 最大応答せん断力一覧 (基準地震動 S_s-D , NS 方向)

EL (m)	要素番号	最大応答せん断力 ($\times 10^4$ kN)	
		今回工認モデル (側面ばね無し)	側面地盤ばね考慮モデル
22.05~16.9	1	3.80	3.77
16.9~12.8	2	5.80	5.76
12.8~8.8	3	7.04	6.97
8.8~1.6 (C1, C5)	4	4.13	4.07
8.8~1.6 (C2, C4)	5	4.57	4.52

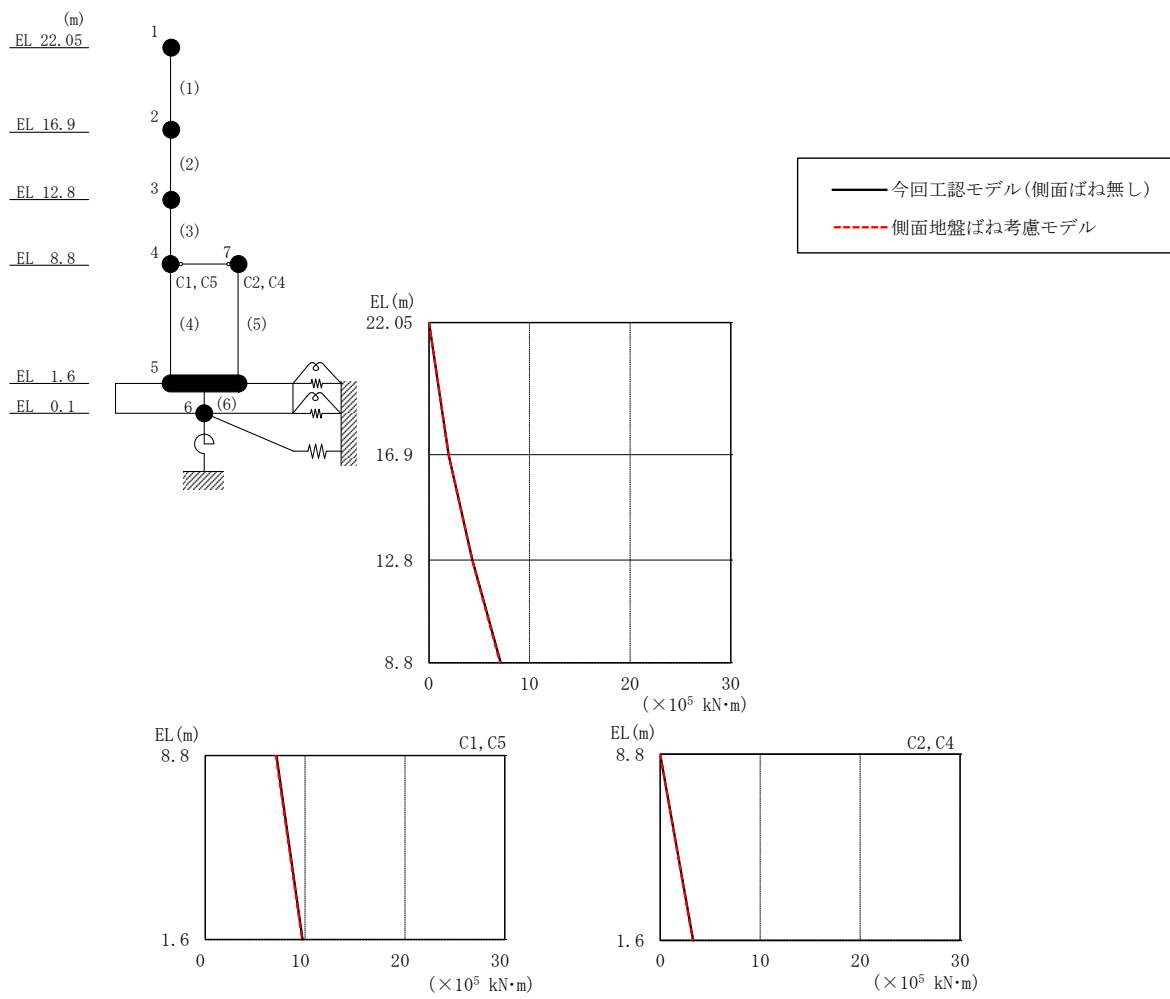


図 3-3 最大応答曲げモーメント (基準地震動 S s - D, NS 方向)

表 3-3 最大応答曲げモーメント一覧 (基準地震動 S s - D, NS 方向)

EL (m)	要素番号	最大応答曲げモーメント ($\times 10^5$ kN·m)	
		今回工認モデル (側面ばね無し)	側面地盤ばね考慮モデル
22.05~16.9	1	0.00	0.00
		1.96	1.94
16.9~12.8	2	1.96	1.94
		4.32	4.29
12.8~8.8	3	4.32	4.29
		7.12	7.06
8.8~1.6 (C1, C5)	4	7.12	7.06
		9.75	9.69
8.8~1.6 (C2, C4)	5	0.00	0.00
		3.29	3.26

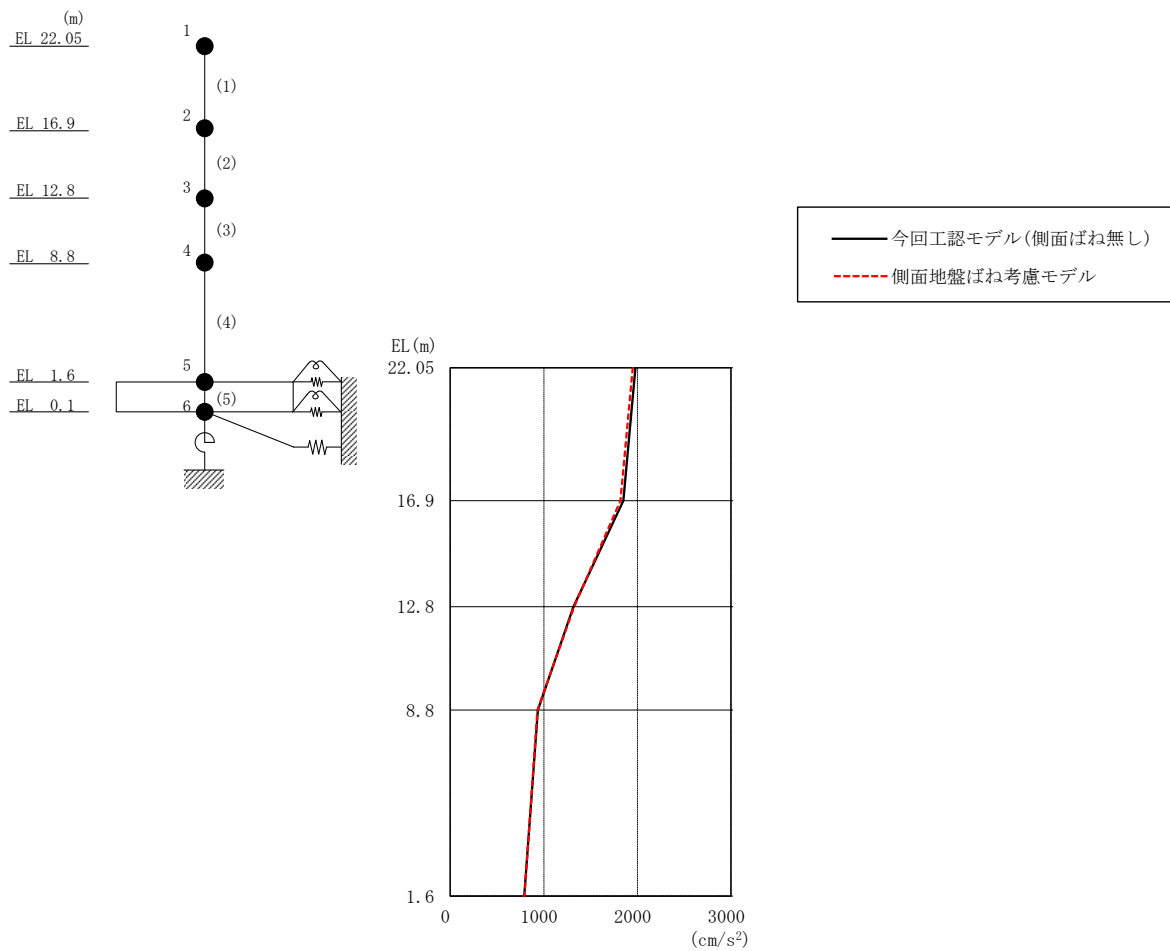


図 3-4 最大応答加速度 (基準地震動 S_s-D , EW方向)

表 3-4 最大応答加速度一覧 (基準地震動 S_s-D , EW方向)

EL (m)	質点 番号	最大応答加速度 (cm/s^2)	
		今回工認モデル (側面ばね無し)	側面地盤ばね 考慮モデル
22.05	1	1979	1949
16.9	2	1849	1819
12.8	3	1315	1323
8.8	4	938	933
1.6	5	790	793

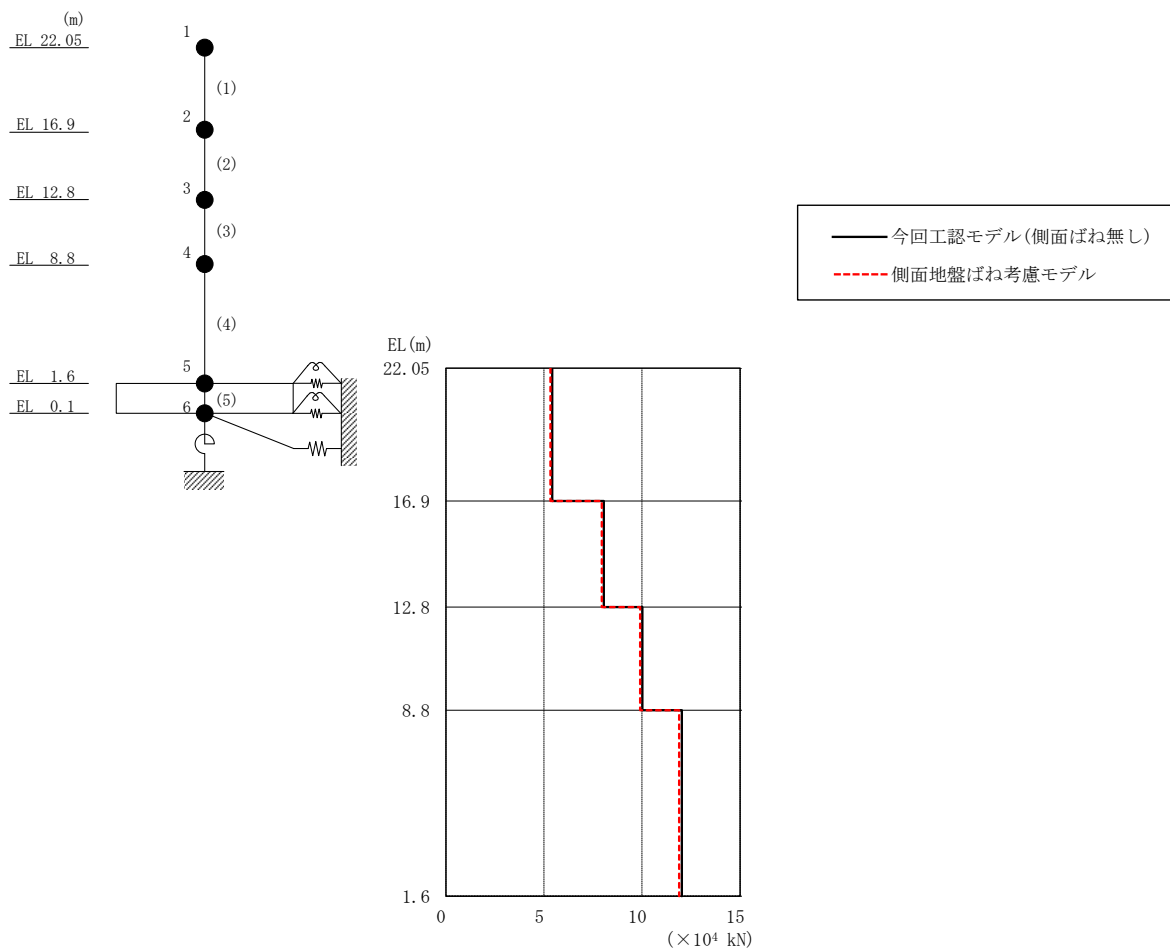


図 3-5 最大応答せん断力 (基準地震動 S_s-D, EW方向)

表 3-5 最大応答せん断力一覧 (基準地震動 S_s-D, EW方向)

EL (m)	要素 番号	最大応答せん断力 ($\times 10^4$ kN)	
		今回工認モデル (側面ばね無し)	側面地盤ばね 考慮モデル
22.05~16.9	1	5.42	5.33
16.9~12.8	2	8.05	7.95
12.8~8.8	3	10.0	9.90
8.8~1.6	4	12.0	11.9

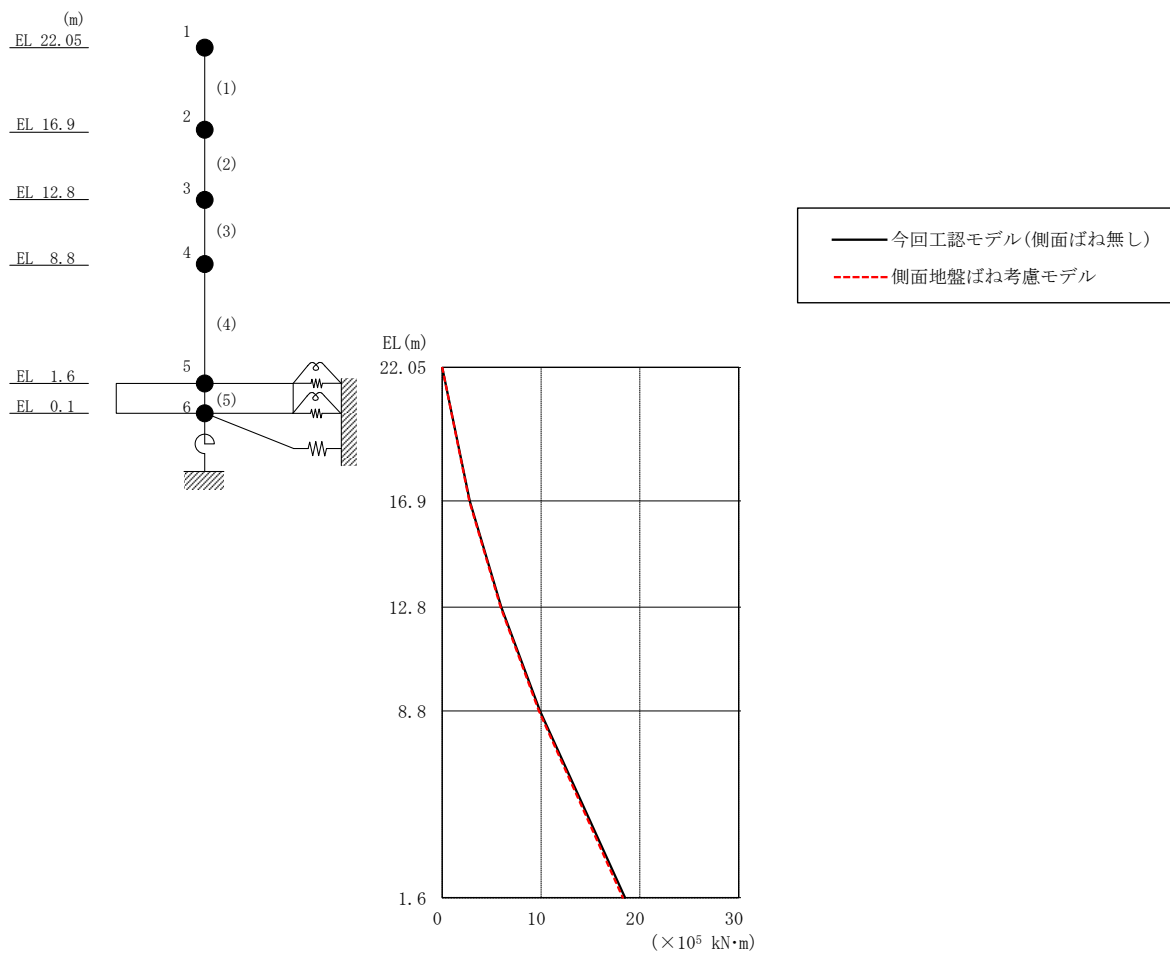


図 3-6 最大応答曲げモーメント（基準地震動 S s - D, E W 方向）

表 3-6 最大応答曲げモーメント一覧（基準地震動 S s - D, E W 方向）

EL (m)	要素 番号	最大応答 曲げモーメント ($\times 10^5$ kN·m)	
		今回工認モデル (側面ばね無し)	側面地盤ばね 考慮モデル
22.05~16.9	1	0.00	0.00
		2.79	2.75
16.9~12.8	2	2.79	2.75
		5.98	5.90
12.8~8.8	3	5.98	5.90
		9.90	9.78
8.8~1.6	4	9.90	9.78
		18.5	18.3

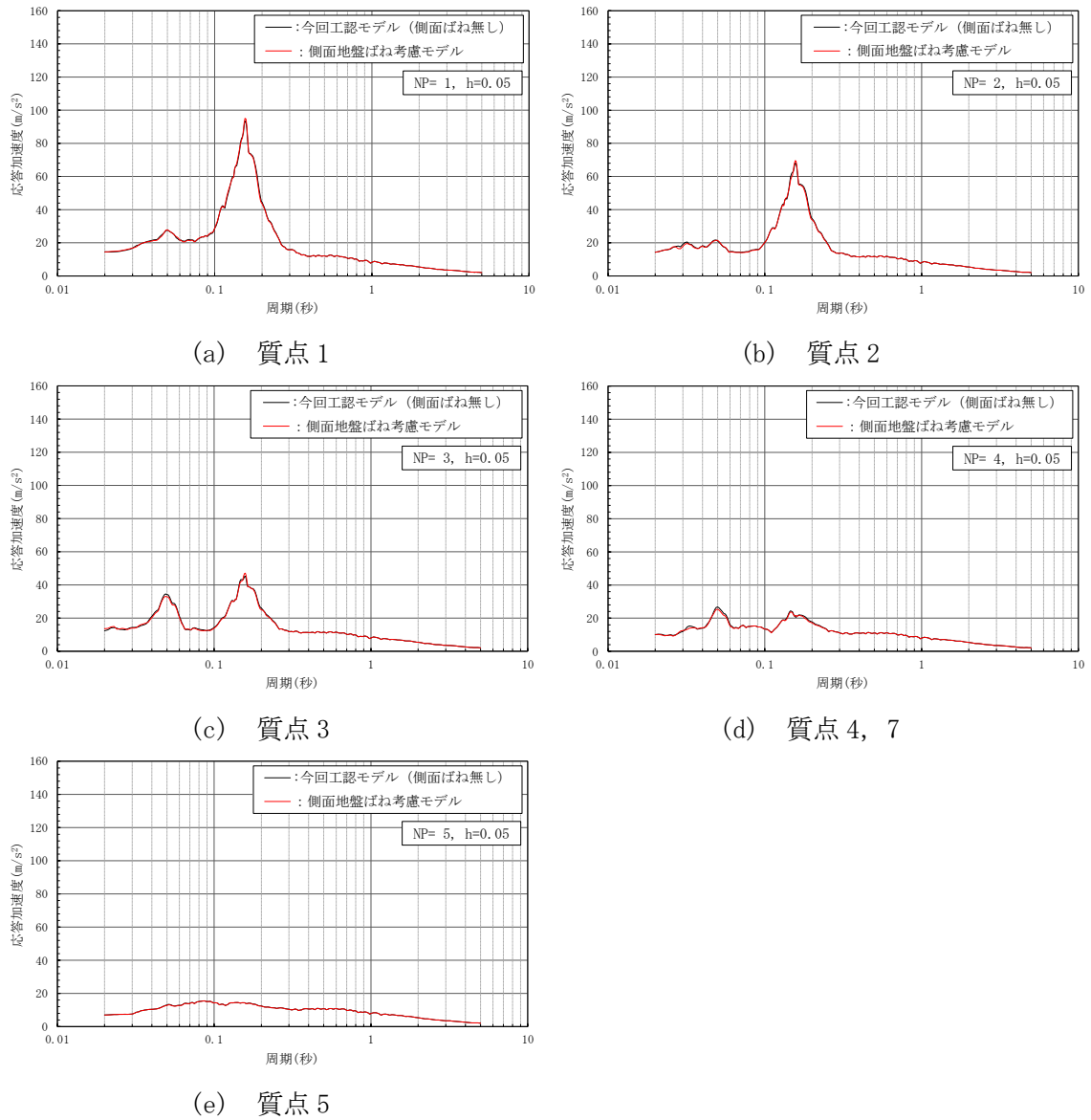
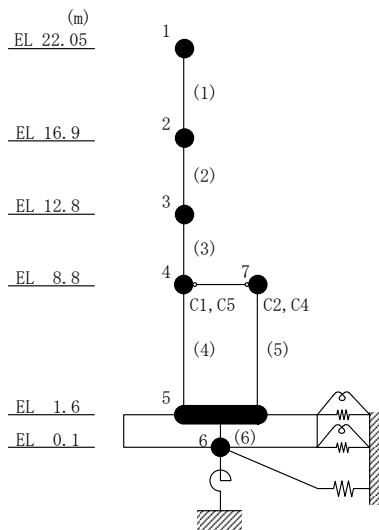


図 3-7 加速度応答スペクトルの比較 (基準地震動 $S_s - D$, NS 方向)



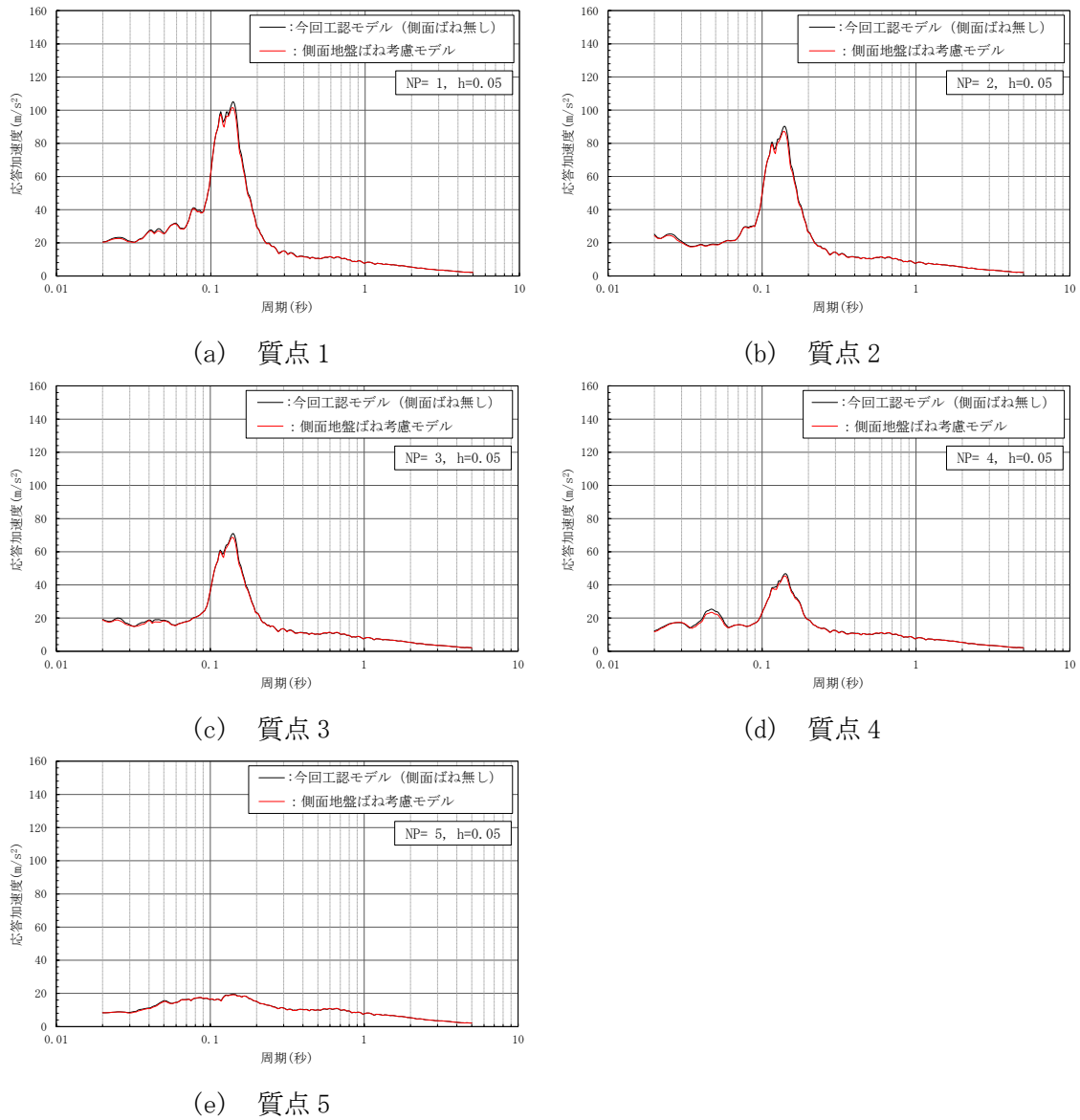
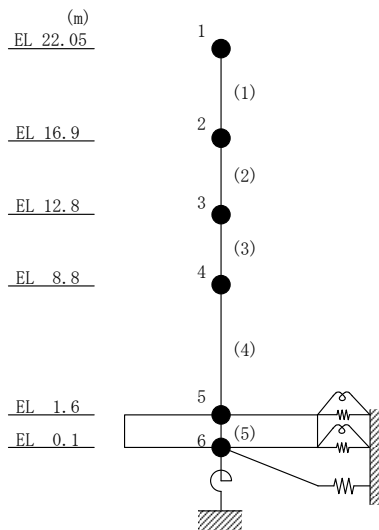


図 3-8 加速度応答スペクトルの比較 (基準地震動 $S_s - D$, EW方向)



別紙 8-1 側面地盤ばねの適用性について

目 次

1. 概要	別紙 8-1-1
2. 側面地盤ばねの設定の考え方について	別紙 8-1-1
2.1 建物埋込効果の考え方	別紙 8-1-1
2.2 制御室建物における側面地盤ばねの設定の考え方	別紙 8-1-1
3. 制御室建物の基礎スラブ側面地盤の埋戻し状況	別紙 8-1-5
4. 参考文献	別紙 8-1-7

1. 概要

別紙 8「側面地盤ばねを考慮した地震応答解析による設計用地震力への影響について」において、制御室建物の基礎スラブ側面の地盤ばねを考慮した地震応答解析を実施している。

本資料は、制御室建物の側面地盤の埋込み状況を確認し、建物側面の地盤ばねの適用性について確認するものである。

2. 側面地盤ばねの設定の考え方について

2.1 建物埋込効果の考え方

地震応答解析に当たっては、「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)」(以下「J E A G 4 6 0 1 -1991 追補版」という。)に示されるとおり、建物と地盤の相互作用を考慮することとしている。また、「J E A G 4 6 0 1 -1991 追補版」において引用先となっている「建屋埋込み効果の評価法の標準化に関する調査報告書」⁽¹⁾(以下「標準化報告書」という。)に基づく、「埋込効果を見込むためには、建屋は少なくとも三面が埋め込まれていることが必要である」とされている。

なお、「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)」(以下「J E A C 4 6 0 1 -2008」という。)の引用文献「埋め込み基礎の接触状況が構造物の応答に与える影響について」では、建物・構築物の地下部分の大部分(3面または面積で75%以上)が周辺地盤と接している場合には、全面埋め込みと同様な埋込効果が期待できるものとされている。

「J E A G 4 6 0 1 -1991 追補版」では、埋め込まれた建物の地震応答解析において、水平方向の地震応答解析モデルに対して、基礎底面地盤ばねに加え、基礎側面水平地盤ばねを適用できるとされている。

また、「標準化報告書」では、基礎側面地盤ばねは、図 2-1 に示すとおり、水平移動成分と回転成分の合成に近似でき、基礎側面回転地盤ばねについては、N o v a k の側面回転ばねで表現できるとされている。

2.2 制御室建物における側面地盤ばねの設定の考え方

制御室建物の埋込み状況を図 2-2 に示す。赤色の破線で囲まれた範囲が、側面地盤ばねを考慮した範囲である。赤色の破線で囲まれた範囲では、灰色で示される「制御室建物が側面地盤(MMR*含む)又は隣接建物基礎スラブと接する範囲」が占める割合が75%以上であることから、埋込効果を期待して、制御室建物の水平方向の地震応答解析モデルにおいては、側面地盤ばねを設定している。

図 2-3 に制御室建物の水平方向の地震応答解析モデルを示す。赤枠で囲まれた部分が、側面地盤ばねを表している。

注記* : マンメイドロック(人工岩盤)の略称

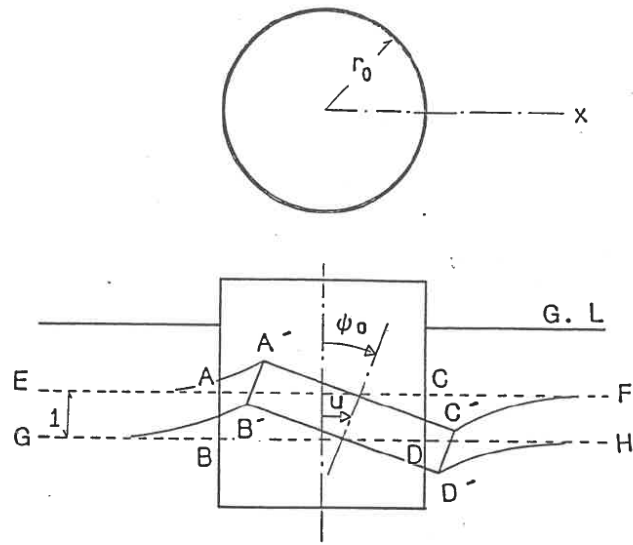


図 4.1.2 埋込み建屋の変位

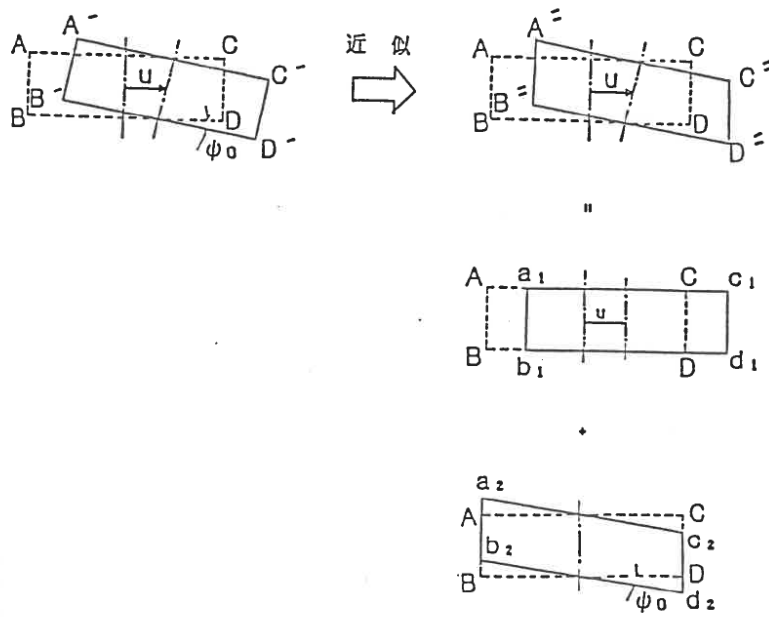
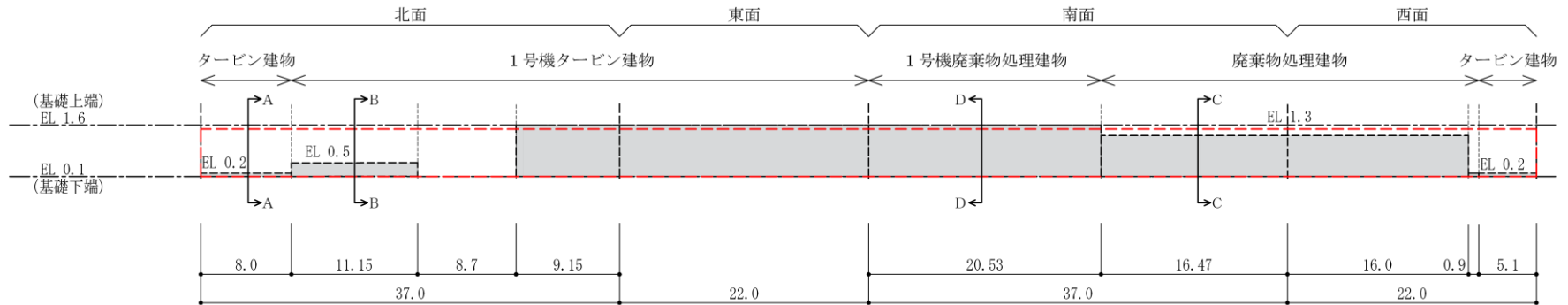
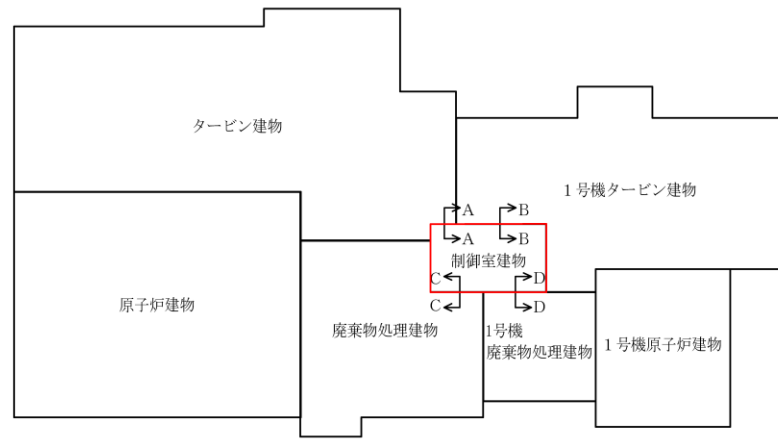


図 4.1.3 変位の合成

図 2-1 埋込み効果のモデル化の概念図
(文献(1)より引用)



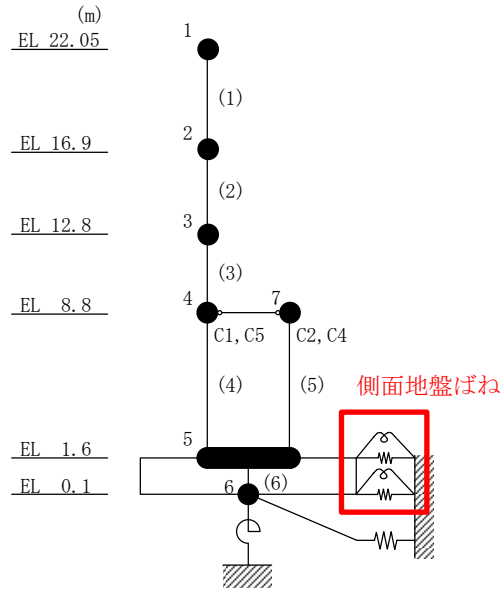
■ : 側面地盤 (MMR 含む) 又は隣接建物基礎スラブと接する範囲

▭ (red dashed border) : 埋め込み考慮範囲 (EL 0.1~EL 1.49)

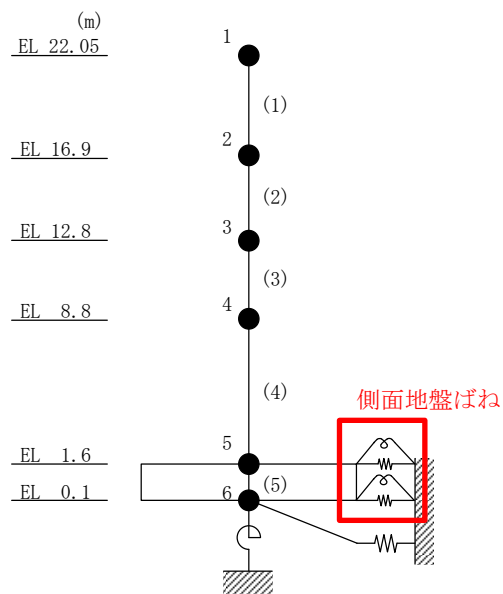
(単位 : m)

注 : A-A~D-Dは図3-1における断面図切断位置を示す。

図 2-2 制御室建物の埋込み状況



(a) N S 方向



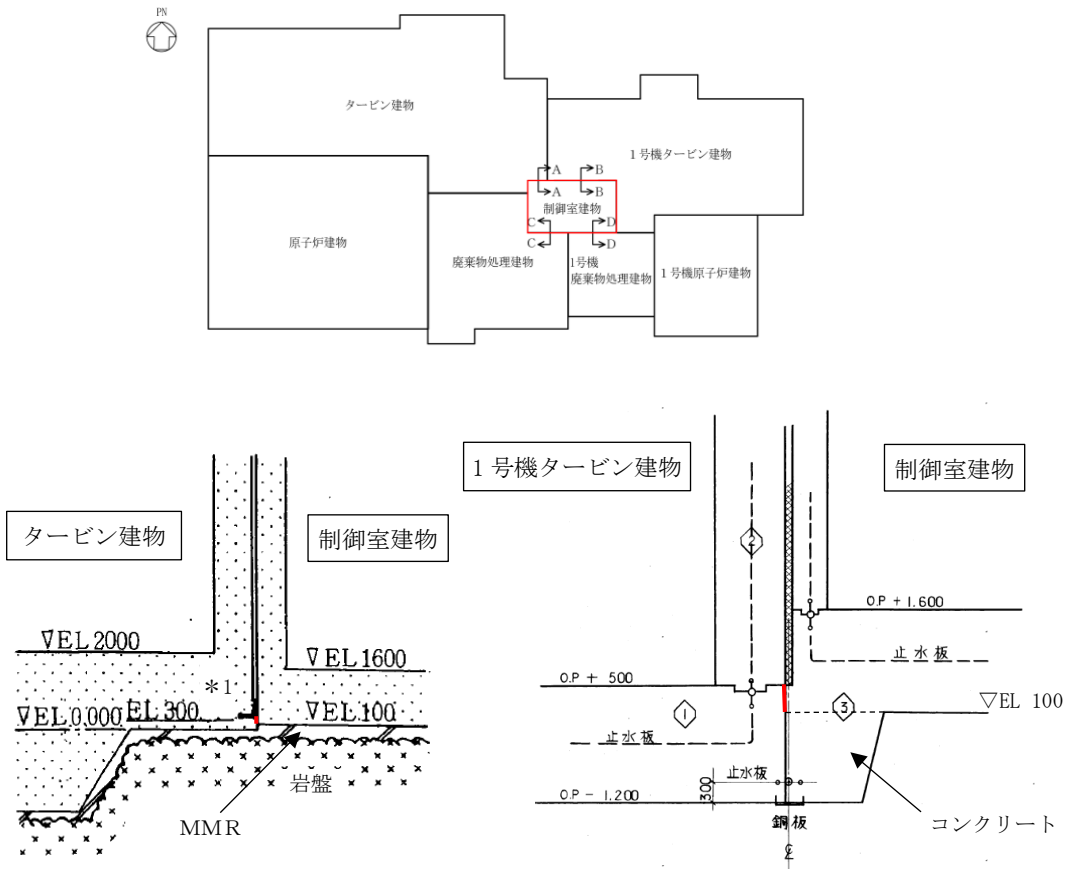
(b) E W 方向

図 2-3 制御室建物の水平方向の地震応答解析モデル

3. 制御室建物の基礎スラブ側面地盤の埋戻し状況

制御室建物の側面地盤の埋戻し状況を図 3-1 に示す。図 3-1 に示すとおり、埋込み効果を期待する制御室建物が側面地盤（MMR 含む）又は隣接建物基礎スラブと接する範囲には防水層等が介在していない。

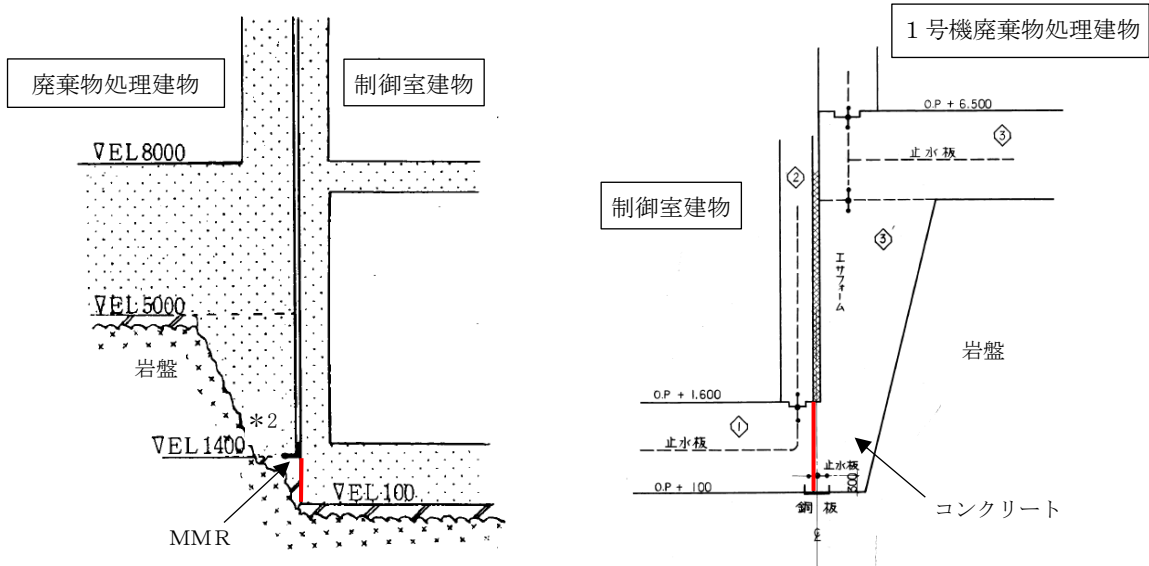
以上を踏まえると、制御室建物については、建物基礎スラブと側面地盤（MMR 含む）又は隣接建物基礎スラブの間に地中上下方向せん断力が発生し、十分な拘束効果が期待できることから、実状を踏まえ、制御室建物の水平方向の地震応答解析モデルにおいては、基礎側面地盤ばねを適用できると考えられる。



注記*1：止水板の下端はEL 0.2m

(a) A-A断面

(b) B-B断面



*2：止水板の下端はEL 1.3m

(c) C-C断面

(d) D-D断面

—：側面地盤（MMR含む）又は隣接建物基礎スラブと接する範囲

図3-1 埋戻し状況を示す断面図（建設時竣工図に加筆）

4. 参考文献

- (1) 社団法人日本電気協会、電気技術基準調査委員会：建屋埋込み効果の評価法の標準化に関する調査報告書，昭和 62 年 6 月

別紙 9 応力解析モデルにおける基礎スラブと壁の接続部の
モデル化に関する影響検討

目 次

1. 概要	別紙 9-1
2. 基礎スラブと壁の接続部のモデル化に関する影響検討	別紙 9-2
2.1 検討方針	別紙 9-2
2.2 検討方法	別紙 9-2
2.3 解析モデル	別紙 9-3
2.4 検討結果	別紙 9-4
3. まとめ	別紙 9-6

1. 概要

制御室建物の基礎スラブの応力解析モデルは、VI-2-2-6「制御室建物の耐震性についての計算書」における「4.4 解析モデル及び諸元」に示すように、基礎スラブについては積層シェル要素、基礎スラブより立ち上がっている壁については、EL 1.6m～EL 8.8mを積層シェル要素、EL 8.8m～EL 22.05mをはり要素としてモデル化している。

基礎スラブはスラブの厚さの中心位置（EL 0.85m）でモデル化し、基礎スラブと壁の接続部（EL 0.85m～EL 1.6m）は剛体要素でモデル化している。

本資料は、制御室建物の基礎スラブの応力解析において、基礎スラブと壁の接続部を積層シェル要素でモデル化した場合の影響を検討するものである。

2. 基礎スラブと壁の接続部のモデル化に関する影響検討

2.1 検討方針

VI-2-2-6「制御室建物の耐震性についての計算書」に示す制御室建物の基礎スラブの応力解析モデル（以下「今回工認モデル」という。）における基礎スラブと壁の接続部を積層シェル要素としたモデル（以下「検討モデル」という。）を用いた S_s 地震荷重による応力解析を行い、今回工認モデルの S_s 地震荷重による応力解析結果との比較を行うことで、基礎スラブと壁の接続部のモデル化の違いによる影響を検討する。

検討項目は、基礎スラブにおける発生値に対する許容値の比が最も小さくなる面外せん断力とする。

2.2 検討方法

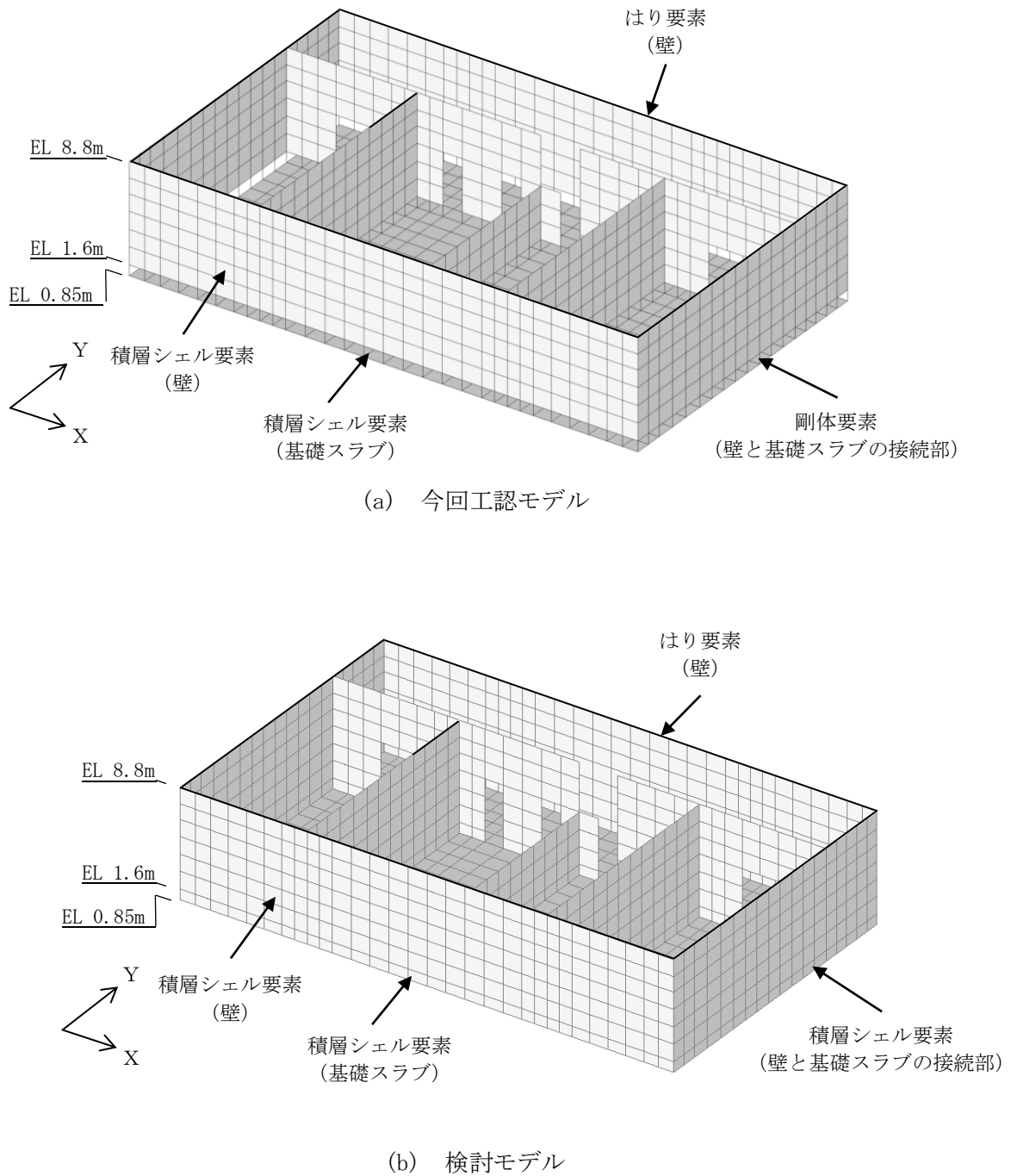
今回工認モデルにおける基礎スラブと壁の接続部を積層シェル要素に変更した検討モデルを作成する。入力地震荷重は、今回工認モデルの検討に用いたものと同じとし、解析ケースは、今回工認モデルで検定値が最も厳しい結果となるケース（組合せケース 1, $1.0 \times S_{sSN} + 0.4 \times S_{sUD}$ ）を対象とする。

検討モデルによる応力解析を実施し、今回工認モデルの応力解析結果との比較を行い、基礎スラブと壁の接続部のモデル化の違いによる影響を検討する。

2.3 解析モデル

解析に用いる検討モデルは、今回工認モデルにおける基礎スラブと壁の接続部を積層シェル要素に変更したものとす。接続部における物性値及び材料構成則については基礎スラブ直上の壁と同一とする。

今回工認モデル及び検討モデルの解析モデルを図2-1に示す。



注：図中の黒太線は、はり要素を示す。

図2-1 解析モデル

2.4 検討結果

基礎スラブの面外せん断力のコンター図について、検討モデルの解析結果を、今回工認モデルの解析結果と比較して図 2-3 に示す。基礎スラブの最大面外せん断力は、今回工認モデルと同程度であり、許容面外せん断力 ($2.50 \times 10^3 \text{kN/m}$) を下回っている。このことから、基礎スラブと壁の接続部のモデル化の違いによる耐震性への影響がないことを確認した。

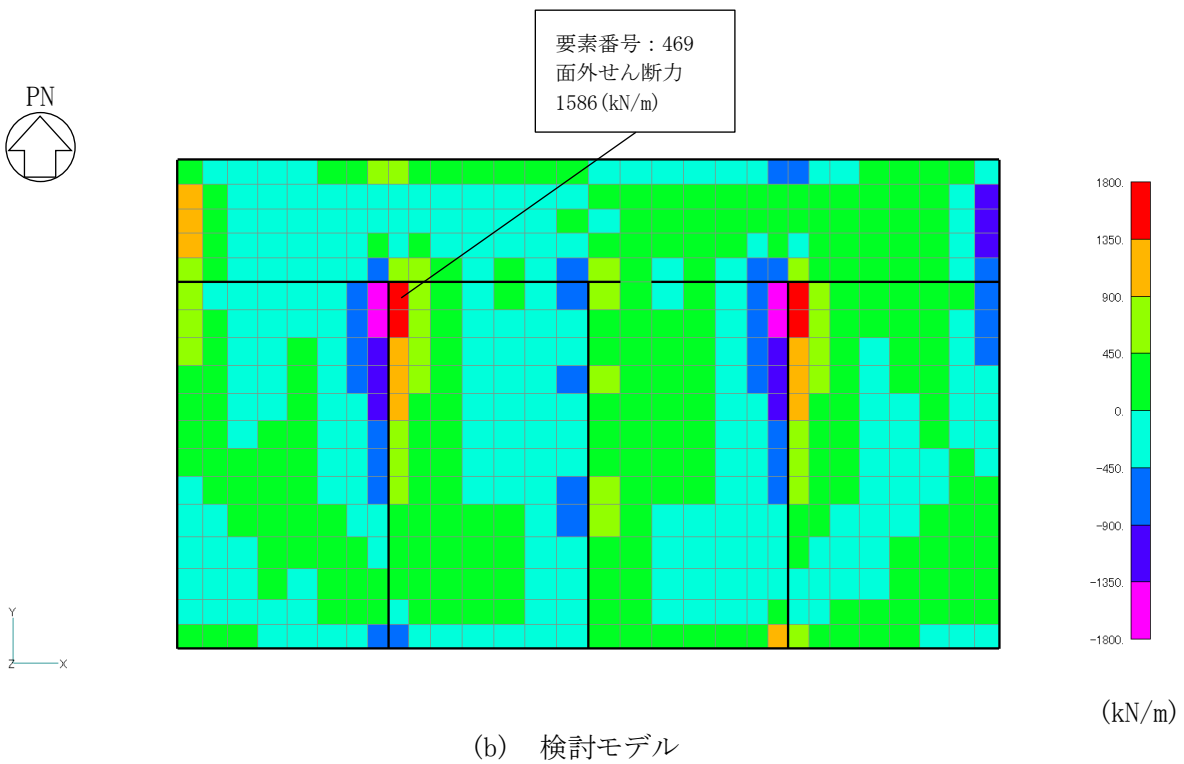
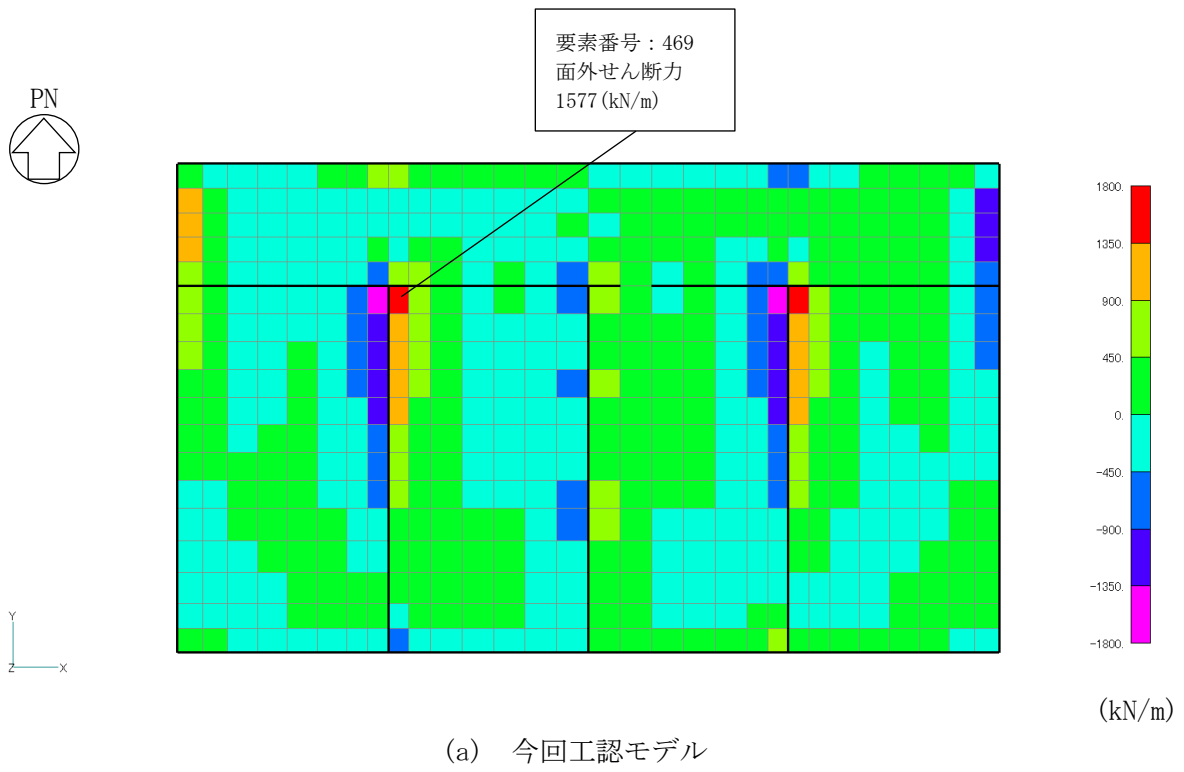


図 2-3 基礎スラブの面外せん断力のコンター図 (E W方向, ケース 1)

3. まとめ

制御室建物の基礎スラブの応力解析において、基礎スラブと壁の接続部のモデル化の影響を検討した。その結果、基礎スラブと壁の接続部を積層シェル要素でモデル化した場合においても、制御室建物の基礎スラブは耐震性を有していることを確認した。

(参考資料 1) 計算機プログラム (解析コード) の概要

目次

1. はじめに	参 1-1
2. 使用状況一覧	参 1-2
3. 解析コードの概要	参 1-3

1. はじめに

本資料は、補足説明資料「補足-025-02 制御室建物の耐震性についての計算書に関する補足説明資料」において使用した計算機プログラム（解析コード）について説明するものである。

本解析コードを使用した補足説明資料を示す使用状況一覧、解析コードの概要を以降に記載する。

2. 使用状況一覧

使用補足説明資料		バージョン
別紙 8	側面地盤ばねを考慮した地震応答解析による設計用地震力への影響について	Ver. 1.3.3

3. 解析コードの概要

項目 \ コード名	NOVAK
使用目的	水平方向の地震応答解析モデルにおける側面地盤ばね算定
開発機関	鹿島建設株式会社
開発時期	1984 年
使用したバージョン	Ver. 1. 3. 3
コードの概要	NOVAK（以下「本解析コード」という。）は、Novak の論文*に基づき、水平動、鉛直動、回転動に対する建物側面地盤の複素ばね剛性を振動数領域で算出するプログラムである。
検証 (Verification) 及び 妥当性確認 (Validation)	<p>【検証 (Verification)】 本解析コードの検証内容は以下のとおりである。</p> <ul style="list-style-type: none"> ・本解析コードの計算機能が適正であることは、後述する妥当性確認の中で確認している。 ・本解析コードの運用環境について、動作環境を満足する計算機にインストールして用いていることを確認している。 <p>【妥当性確認 (Validation)】 本解析コードの妥当性確認内容は以下のとおりである。</p> <ul style="list-style-type: none"> ・本解析コードは日本国内の原子力施設で多数の工事計画に使用されており、十分な使用実績があるため信頼性があることを確認している。 ・Novak の論文*に記載されている水平、鉛直、回転ばねと同一地盤定数を用いた本解析コードによる解析結果を比較し、両者が一致することを確認している。 ・本工事計画において使用する Ver. 1. 3. 3 は、他プラントの既工事計画において使用されているものと同じであることを確認している。 ・本工事計画における用途及び適用範囲が上述の妥当性確認の範囲内であることを確認している。

注記* : M. NOVAK, T. NOGAMI and F. ABOUL-ELLA, "DYNAMIC SOIL REACTION FOR PLANE STRAIN CASE", EM4, ASCE, 1978 年

補足-025-03 タービン建物の耐震性についての計算書
に関する補足説明資料

1. 工事計画添付書類に係る補足説明資料

VI-2-2-8「タービン建物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 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 地震荷重の入力方法

別紙 4 応力解析における断面の評価部位の選定

別紙 5 地震応答解析による壁の塑性化に対する影響検討

別紙 6 最大接地圧について

別紙 7 応力解析における応力平均化の考え方

別紙 8 蒸気タービンの基礎を逆位相とした場合の影響検討

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
2.1 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	別紙 1-2
2.2 既工認モデルと今回工認モデルの差異について	別紙 1-6
2.2.1 弾塑性解析の採用	別紙 1-6
2.2.2 壁及び床スラブの積層シェル要素でのモデル化	別紙 1-6

1. 概要

本資料は、タービン建物の基礎スラブ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

2.1 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

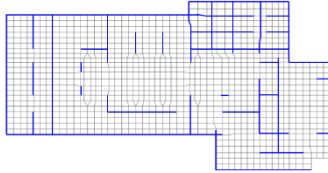
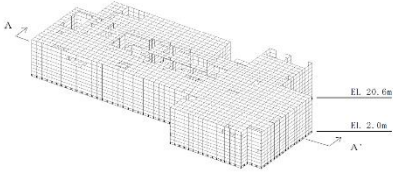
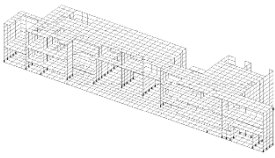
タービン建物の基礎スラブの応力解析モデル及び手法の比較を表 2-1 に示す。

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 9 月 17 日付け 59 資庁第 8283 号にて認可された工事計画の IV-2-7 「タービン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(1) 応力解析モデル及び手法の比較 (タービン建物の基礎スラブ)

項目	内容	既工認	今回工認	備考
解析手法		3次元 F E Mモデルを用いた応力解析 (弾性解析)	3次元 F E Mモデルを用いた応力解析 (弾塑性解析)	①
解析コード		N A S T R A N	A B A Q U S	①
モデル	モデル化範囲	(基礎スラブモデル部分) ・基礎スラブ全体 (上部構造物モデル部分) ・基礎スラブより立ち上がる剛性の高い一部壁	(基礎スラブモデル部分) ・同左 (上部構造物モデル部分) ・基礎スラブより立ち上がる剛性の高い一部壁及び床スラブ	②
	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: $E = 2.06 \times 10^4 \text{ N/mm}^2$ (SI換算) ・コンクリートのポアソン比: $\nu = 0.167$	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: $E = 2.25 \times 10^4 \text{ N/mm}^2$ ・コンクリートのポアソン比: $\nu = 0.2$ ・鉄筋のヤング係数: $E = 2.05 \times 10^5 \text{ N/mm}^2$	③
	要素種別	(基礎スラブモデル部分) ・シェル要素 (上部構造物モデル部分) ・はり要素	(基礎スラブモデル部分) ・積層シェル要素 (上部構造物モデル部分) ・積層シェル要素	②
	拘束条件	・EL 2.0m~EL 41.6mの一部壁の剛性をはり要素で考慮	・EL 2.0m~EL 20.6mの一部壁の剛性を積層シェル要素で考慮 ・EL 2.0m~EL 20.6mの床スラブの剛性を積層シェル要素で考慮	②
	境界条件	・底面を弾性地盤ばねにより支持 ・底面の弾性地盤ばねは浮上りを考慮	同左	—
	非線形特性	考慮せず	(基礎スラブモデル部分) コンクリート ・圧縮側のコンクリート構成則: CEB-FIP Model codeに基づき設定 ・ひび割れ発生後の引張軟化曲線: 出雲ほか (1987) による式 鉄筋の構成則 ・バイリニア型 (上部構造物モデル部分) ・考慮せず	①
地震荷重との組合せ	S_B 地震時: $G + P + S_B$ S_2 地震時: $G + P + S_2$ G : 固定荷重 (浮力を含む) P : 積載荷重 S_B : 1.5 C i 地震荷重 (地震時土圧荷重を含む) S_2 : S_2 地震荷重 (地震時土圧荷重を含む)	S_s 地震時: $G + P + S_s$ G : 固定荷重 (浮力を含む) P : 積載荷重 S_s : S_s 地震荷重 (地震時土圧荷重を含む)	—	

表 2-1(2) 応力解析モデル及び手法の比較 (タービン建物の基礎スラブ)

項目	内容	既工認	今回工認	備考
荷重の設定	固定荷重及び積載荷重	躯体自重, 機器配管重量, 上部構造物からの荷重及び浮力	同左	—
	地震荷重	上部構造物からの地震力 (水平力, 曲げモーメント, 鉛直力) 及び基礎部の付加地震力を入力	同左	—
	地震時土圧荷重	S_B 地震時 北側: $0.29 \cdot \gamma \cdot h$ 西側, 東側: $0.32 \cdot \gamma \cdot h$ S_2 地震時 北側: $1.32 \cdot \gamma \cdot h$ 西側, 東側: $1.80 \cdot \gamma \cdot h$ γ : 土の単位体積重量 (t/m^3) h : 地表面からの深さ (m)	北側, 西側, 東側: $186.2 + 0.5 \cdot \gamma \cdot h$ γ : 土の単位体積重量 (kN/m^3) h : 地表面からの深さ (m)	・地震時土圧は, 常時土圧に地震時増分土圧を加えて算出 ・地震時増分土圧は「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)」に基づき算出した加力側増分土圧荷重及び支持側増分土圧を包絡したものととして評価
評価方法	応力解析	発生応力が許容応力度を超えないことを確認	鉄筋及びコンクリートのひずみ並びに面外せん断力が評価基準値を超えないことを確認	④, ⑤
解析モデル	 <p>(a) 平面図</p> <p>注: 青太線は, はり要素を示す。</p>	 <p>(a) 全体鳥瞰図</p>  <p>(b) 全体鳥瞰断面図 (A-A' 断面)</p>	②	

【具体的な反映事項】（表の備考欄に対応）

- ① 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。（詳細は「2.2.1 弾塑性解析の採用」に示す。）
- ② 今回工認ではEL 2.0m～EL 20.6mの剛性の高い一部壁及び床スラブを積層シェル要素でモデル化する。（詳細は「2.2.2 一部壁及び床スラブの積層シェル要素でのモデル化」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 「発電用原子力設備規格 コンクリート製原子炉格納容器規格（（社）日本機械学会，2003）」に基づき評価する。
- ⑤ 荷重の種類で区分した解析ステップごとに荷重を入力する一連の解析を実施し、最終的な応力又はひずみにより評価を実施する。なお、解析ステップは地震荷重以外の荷重，地震荷重の順である。

2.2 既工認モデルと今回工認モデルの差異について

2.2.1 弾塑性解析の採用

応力解析に弾塑性解析を採用することについては、基準地震動 S_s による入力が増大に伴い、タービン建物の鉄筋コンクリート構造全体としての挙動が塑性域に入ると考えられるため、その塑性域の挙動を適切に評価するために採用するものである。

また、準拠する規格・基準について、タービン建物の基礎スラブに要求される機能は、基準地震動 S_s に対する間接支持構造物としての機能であり、許容限界としては機能維持となる。一方、鉄筋コンクリート造構造物に関する規格である「発電用原子力設備規格 鉄筋コンクリート製原子炉格納容器規格（（社）日本機械学会，2003）」（以下「CCV規格」という。）は、基準地震動 S_s に対して主要施設としての機能確保が必要な施設に対する設計規格であるため、タービン建物の基礎スラブの弾塑性解析はCCV規格に基づき実施する。

2.2.2 壁及び床スラブの積層シェル要素でのモデル化

既工認モデルは、耐震壁等の剛性の高い壁を、その剛性を考慮した等価なはり要素でモデル化していた。一方、今回工認モデルでは、壁の立体的な形状による剛性への寄与を考慮することを目的として、既工認モデルでははり要素でモデル化していた壁のうち、EL 2.0m～EL 20.6m の壁を積層シェル要素でモデル化する。また、EL 2.0m～EL 20.6m に存在する床スラブを積層シェル要素でモデル化する。

既工認からのモデル化方法の変更点を表 2-2 に、既工認モデルと今回工認モデルの概念図を図 2-1 に示す。

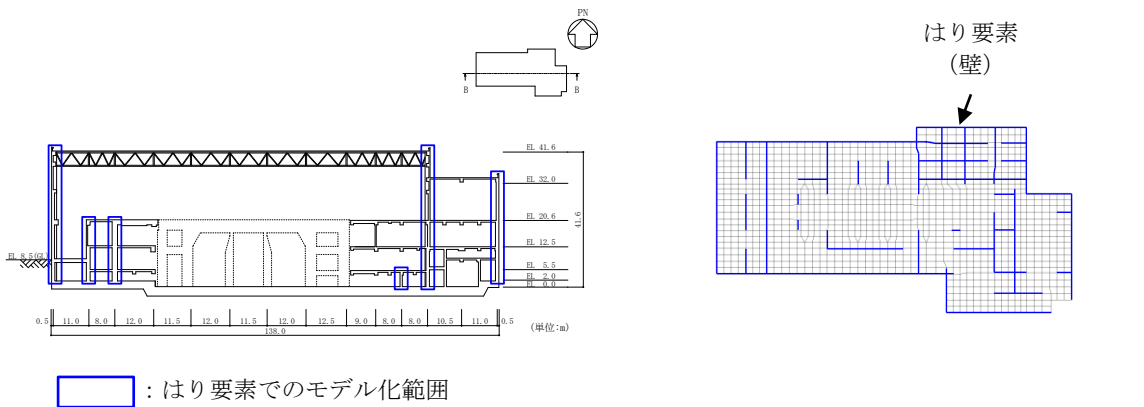
なお、今回工認モデルにおいて、EL 2.0m～EL 20.6m の壁及び床スラブは積層シェル要素でモデル化しているが、弾性部材*としてモデル化している。一方、VI-2-2-7「タービン建物の地震応答計算書」に示すとおり、タービン建物の地震応答解析では弾塑性時刻歴応答解析を実施しており、 S_s 地震時にせん断スケルトン曲線上の最大応答値が第 1 折れ点を超え、塑性化する結果となっていることから、壁が塑性化することによる影響について確認する。確認結果については、別紙 5「地震応答解析による壁の塑性化に対する影響検討」に示す。

注記*：タービン建物基礎スラブの弾塑性応力解析に用いる解析コード「ABAQUS」の検証及び妥当性確認には積層シェル要素が用いられていることから、弾性部材を積層シェル要素でモデル化している。

表 2-2 既工認からのモデル化方法の変更点

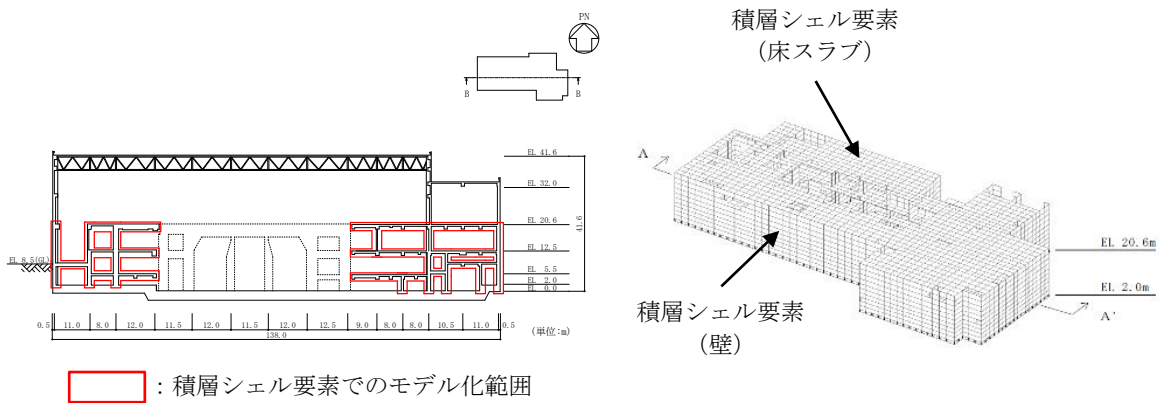
部位	EL (m)	既工認モデル*	今回工認モデル*	備考
壁	20.6~41.6	はり要素	—	
	2.0~20.6	はり要素	積層シェル要素	
床スラブ	2.0~20.6	—	積層シェル要素	

注記*：壁及び床スラブは弾性部材としてモデル化。



注：右図の青太線は、はり要素を示す。

(a) 既工認モデル



(b) 今回工認モデル

図 2-1 既工認モデルと今回工認モデルの概念図

既工認モデルは、耐震壁等の剛性の高い壁を等価な剛性を考慮したはり要素でモデル化しているが、考慮している剛性は基礎スラブ面外方向の剛性のみとしている。本来、基礎スラブより上階において耐震壁等の直交する壁は相互につながっているが、その効果は考慮されていない。

一方、今回工認モデルでは EL 2.0m～EL 20.6m の壁を積層シェル要素でモデル化していることから、既工認モデルでははり要素として考慮していた基礎スラブに対する面外剛性に加えて、壁の面外剛性、面内剛性も考慮される。また、EL 2.0m～EL 20.6m の床スラブを積層シェル要素でモデル化している。これらの壁及び床スラブが全体として基礎スラブへの拘束部材となり、より実状に近い構造挙動となる。例えば、地震荷重時に基礎スラブが面外に変形しながら浮上りを生ずる挙動に対して、地震方向と直交方向の壁が一体性を保持しつつ、立体的に抵抗することとなる。また、既工認モデルのはり要素は中立軸を壁の図心として評価したものを基礎スラブ中心位置に設定しており偏心が考慮されないのに対し、今回工認モデルでは壁の積層シェル要素を基礎スラブ上端より立ち上げるため、基礎スラブ中心（モデル化位置）からの偏心距離が考慮されることにより曲げ剛性が大きく評価される。これらの結果、基礎スラブの面外変形が既工認モデルと比較して小さくなり、基礎スラブの応力は低減することとなる。

ただし、実機では上部構造物全体の壁及びスラブが一体となって拘束効果を発揮するのに対し、今回工認モデルでは EL 2.0m～EL 20.6m のみを積層シェル要素でモデル化することから、拘束効果は実機より小さく保守的である。

なお、耐震壁の地震力算定に用いる地震応答解析では基礎スラブを剛体として扱っているため、基礎スラブの柔性等の実際の柔らかさを考慮する場合に対し基本的に耐震壁が負担する地震力を保守的に評価している。また、耐震壁の土圧荷重の評価においては一方向版を仮定し、基礎スラブとの接続部で固定とする等の評価を実施していることから耐震壁には十分な余裕がある。

上部構造物のモデル化方法の変更に伴う解析上の影響を表 2-3 に示す。

表 2-3 上部構造物のモデル化方法の変更に伴う解析上の影響

項目	既工認モデル	今回工認モデル	実機の状態 (想定される実現象)	
上部構造物の剛性	<p>影響範囲 (モデル化範囲)</p> <ul style="list-style-type: none"> EL 2.0m~EL 41.6m までの耐震壁等の剛性の高い壁 <p>□ : はり要素</p> <p>はり要素の評価部分</p> <p>はり要素のモデル化位置</p>	<ul style="list-style-type: none"> EL 2.0m~EL 20.6m までの耐震壁等の剛性の高い壁 EL 2.0m~EL 20.6m の床スラブ <p>□ : 積層シェル要素</p> <p>積層シェル要素の評価部分</p> <p>偏心考慮</p>	<ul style="list-style-type: none"> 建物全体の壁及びスラブが抵抗要素となる <p>上部構造物全体が抵抗要素となる</p>	
	要素種別	<ul style="list-style-type: none"> EL 2.0m~EL 41.6m までの壁を等価な剛性を考慮したはり要素でモデル化 	<ul style="list-style-type: none"> EL 2.0m~EL 20.6m までの壁及び床スラブを積層シェル要素でモデル化 	-
	剛性評価	<ul style="list-style-type: none"> EL 2.0m~EL 41.6m までの壁を対象としたせん断断面積、断面二次モーメントから等価な 1 本のはり要素に置き換えており、拘束効果は実機より弱い。 壁の曲げ剛性は壁の図心位置で評価したものを基礎スラブ中心位置に設定しており、偏心が考慮されないため、実機より小さい。 	<ul style="list-style-type: none"> EL 2.0m~EL 20.6m までは中立軸に対する曲げ剛性を考慮しており、既工認モデルに比べて実機の状態に近いモデルとなっている。EL 20.6m より上にある壁および床スラブはモデル化しておらず、その拘束は考慮していないことから、拘束効果は実機より弱い。 壁の曲げ剛性は基礎スラブ中心からの偏心が考慮されており、既工認モデルと比べて実機により近いモデルとなっている。 	<ul style="list-style-type: none"> スラブの拘束等により、およそ層毎に中立軸に対する曲げ剛性が働くと考えられ、建物上部躯体全体として拘束効果を発揮する。
土圧の負担要素	<ul style="list-style-type: none"> 土圧による荷重は全て基礎スラブが負担するモデルとなっており、実機及び今回工認モデルより負担要素は少ない。 	<ul style="list-style-type: none"> 土圧による荷重は基礎スラブに加え、地下部分の壁及び床スラブが荷重を負担するモデルとなっており、実機と同等である。 	<ul style="list-style-type: none"> 土圧による荷重は基礎スラブに加え、地下部分の壁及び床スラブが荷重を負担する。 	
基礎スラブの評価におけるモデル化の特徴及び保守性	<p>既工認モデルは当時の計算能力の制約もあり、上部構造物の立体的構造をモデル化しないシンプルなモデルとしているため、モデル化した範囲の荷重を基礎スラブがすべて負担するモデルとなっている。</p> <p>このようなモデル化により、基礎スラブの評価において実挙動に対して保守的なモデルとなっている。</p>	<p>今回工認モデルは EL 20.6m より上にある壁および床スラブはモデル化していないため、これらの床スラブを含めた上部構造物全体としての拘束効果は考慮されていない。</p> <p>このようなモデル化により、基礎スラブの評価において実挙動に対して保守的なモデルとなっている。</p>	-	

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、タービン建物の基礎スラブ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

タービン建物の基礎スラブ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。

直接基礎の底面の地盤ばねの設定における基本的な考え方は，以下のとおり。なお，地震時の評価を行うことから，各荷重に共通で動的な地盤物性に基づく地盤ばねを用いる。

- ・水平ばね

振動アドミッタンス理論に基づく水平ばねより算出する。

- ・鉛直ばね

基礎浮上りを考慮し，回転ばね反力として生じる転倒モーメントを適切に評価するため，振動アドミッタンス理論に基づく回転ばねより算出する。

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。

- ・シェル要素

要素分割は，基本的には発生する応力状態によって決まり，構造形状と荷重条件より要素分割数を考慮する。要素形状の縦横比（アスペクト比）は，重要部分で 1：2 以下，その他の領域や応力変化が少ない領域では，1：3 程度までで，分割に際しては 4 角形要素を利用して格子状とするのが一般的である。曲面板構造の場合は，平板要素や軸対称シェル要素の大きさは，集中荷重や不連続部を含む曲面部近傍では $2.5\sqrt{R/t}$ を 10～20 分割すると適切な応力分布が求められ，構造物の半径（R）と板厚（t）が考慮されている。また，面内曲げ・軸力及び面外のせん断や曲げを受ける部材のシェル要素の辺の長さは，シェルの広がり方向の応力分布の状態から決まり，応力変化が大きい領域は要素を小さくする必要がある。


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

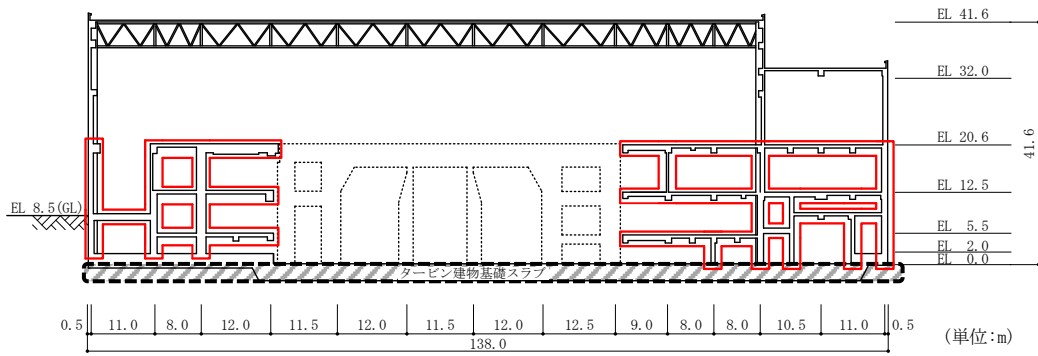
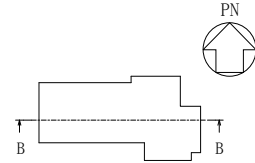
モデル概要

○モデル化範囲

- ・評価対象である基礎スラブ全体をモデル化する。
- ・上部構造物については, 基礎スラブより立ち上がる剛性の高い一部壁及び床スラブの剛性を拘束条件として考慮する。

 : 積層シェル要素でのモデル化範囲
(拘束条件として考慮)


評価対象のモデル化範囲



モデル化範囲

表 2-1(2) モデル化, 境界条件及び拘束条件

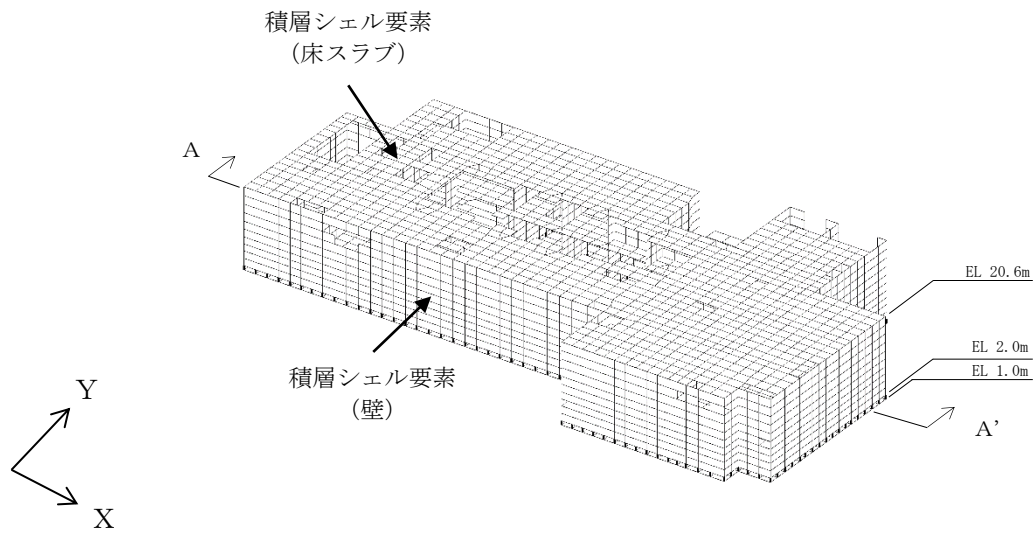
モデル概要

○使用要素

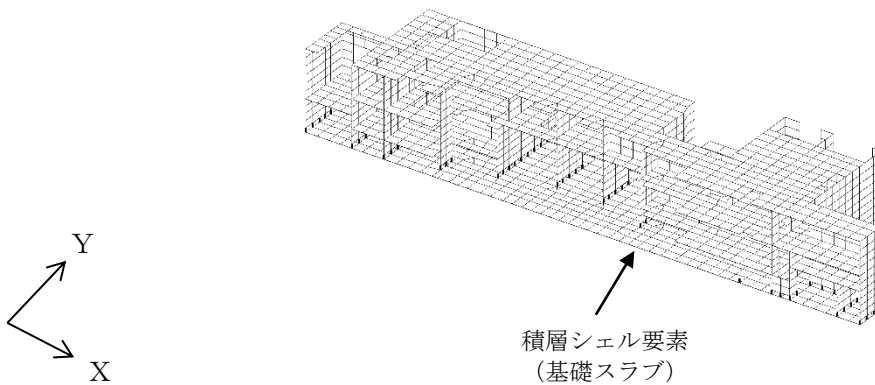
- ・積層シェル要素

○要素分割

- ・要素の一边の長さを 2.0~3.0m 程度とし, 壁及びスラブの配置を考慮して分割する。



全体鳥瞰図



全体鳥瞰断面図 (A-A' 断面)

注: EL 1.0m~EL 2.0m は剛体要素でモデル化。

モデル概要

表 2-1(3) モデル化, 境界条件及び拘束条件

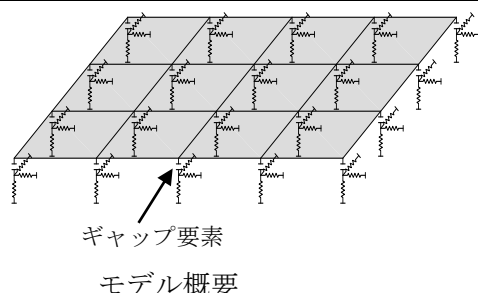
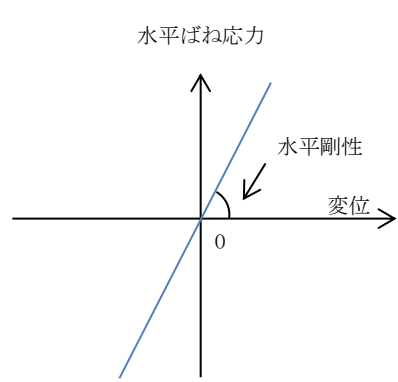
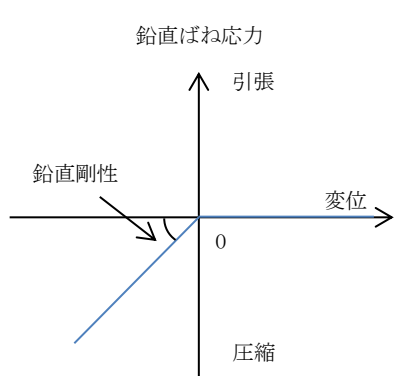
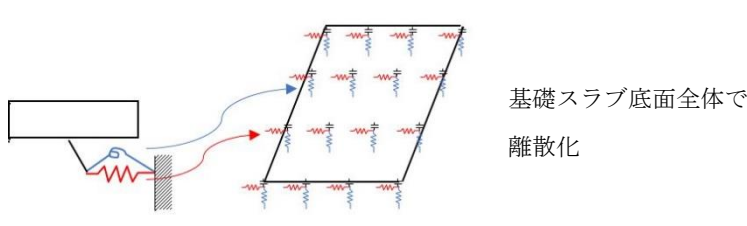
境界条件	
基礎スラブと地盤の境界	
<p>・基礎スラブと底面地盤との間に底面地盤を表現するギャップ要素を設け、基礎スラブと底面地盤との間の剥離（基礎スラブの浮上り）を考慮している。</p>	
<p>○ギャップ要素</p> <p>鉛直ばねに引張力が発生した際に、水平剛性及び鉛直剛性をゼロとし、浮上りを考慮する。</p>	
	
<p>注：鉛直ばねに引張力が発生した場合には、水平剛性もゼロとする。</p>	
(a) 水平剛性	(b) 鉛直剛性
ギャップ要素の概念図	
<p>○底面地盤ばね</p> <p>水平剛性及び鉛直剛性は以下のとおり設定する。</p> <ul style="list-style-type: none"> ・水平剛性：振動アドミタンス理論による水平ばね$K_{HNS(EW)}$を節点支配面積A_iで離散化。 $K_{HiNS(EW)} = (K_{HNS(EW)} / A) \times A_i$ A：基礎スラブの底面積 ・鉛直剛性：転倒モーメントが支配的となるため振動アドミタンス理論による回転ばねK_Rを節点支配面積A_iで離散化。 $K_{Vi} = (K_{RNS} / I_{NS} + K_{REW} / I_{EW}) / 2 \times A_i$ I：基礎スラブの断面二次モーメント 	
	
底面地盤ばね	

表 2-1(4) モデル化, 境界条件及び拘束条件

拘束条件
上部構造物と基礎スラブの境界
<ul style="list-style-type: none">・基礎スラブと上部構造物の境界部においては, 上部構造物の剛性を考慮することで, 基礎スラブの応力・変形状態を評価する。・上部構造物の剛性は以下のとおり考慮する。なお, 上部構造物は弾性要素としている。<ol style="list-style-type: none">(1) EL 2.0m~EL 20.6m の一部の壁の剛性を積層シェル要素として考慮する。(2) EL 2.0m~EL 20.6m の床スラブの剛性を積層シェル要素として考慮する。

別紙 3 地震荷重の入力方法

目 次

- | | |
|--------------------|--------|
| 1. 概要 | 別紙 3-1 |
| 2. 地震荷重の入力方法 | 別紙 3-2 |

1. 概要

本資料は、タービン建物の基礎スラブに作用する地震荷重の入力方法について示すものである。

2. 地震荷重の入力方法

タービン建物の基礎スラブの応力解析に当たって、FEMモデルに入力する地震荷重として、水平地震力、鉛直地震力、地震時土圧荷重及び蒸気タービンの基礎反力を考慮する。

地震荷重の入力は、基準地震動 S_s に対する地震応答解析結果を考慮し、FEMモデルに入力する水平力、曲げモーメント及び鉛直力が、各質点位置で地震応答解析結果と等価になるように設定する。

具体的には、水平地震力については、地震応答解析により求まる最大応答せん断力に基づく水平力をFEMモデルに入力する。上部構造物から作用する基礎スラブへの地震時反力については、FEMモデルにおける上部構造物脚部に対応する基礎スラブの各節点に、節点の支配面積に応じて分配し、節点荷重として入力する。基礎スラブモデル部分については、地震応答解析より求まる基礎スラブ底面地盤ばねの最大水平力から、上部構造物から作用する水平力を差し引いた値と等価になる荷重（以下「付加せん断力」という。）をFEMモデルの基礎スラブの各節点に、節点の支配面積に応じて分配し、節点荷重として入力する。

また、地震応答解析により求まる最大応答曲げモーメントをFEMモデルに入力する。上部構造物から作用する基礎スラブへの地震時反力は、偶力に置換して水平力を入力位置に節点荷重として入力する。基礎スラブモデル部分については、地震応答解析より求まる基礎スラブ底面地盤ばねの最大曲げモーメントから、上部構造物から作用する曲げモーメントを差し引いた値と等価になる荷重（以下「付加曲げモーメント」という。）をFEMモデルの基礎スラブの各節点に、節点の支配面積と中心位置からの距離に応じて偶力に置換して分配し、節点荷重として入力する。

なお、水平地震力及び曲げモーメントについては、各耐震壁のせん断断面積及び断面二次モーメントの比率に応じて分配し、耐震壁の位置に対応する節点に入力する。また、曲げモーメントの偶力への置換については、平面保持を仮定している。

鉛直地震力については、地震応答解析により求まる基礎スラブ直上の部材の軸力から算出した軸力係数に基づく鉛直力をFEMモデルに入力する。上部構造物から作用する基礎スラブへの地震時反力については、FEMモデルにおける上部構造物脚部位置に対応する基礎スラブの各節点の支配面積に応じて上部構造物の重量を分配した支配重量に軸力係数を乗じた節点荷重として入力する。基礎スラブモデル部分については、地震応答解析より求まる基礎スラブ底面地盤ばねの鉛直力から上部構造物から作用する鉛直力を差し引いた値と等価になる荷重（以下「付加軸力」という。）を基礎スラブの質点重量で除して付加軸力係数を算出する。そして、FEMモデルの基礎スラブの各節点の支配重量に付加軸力係数を乗じた節点荷重及び面荷重として入力する。

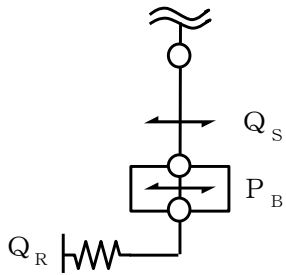
地下外壁部に作用する地震時土圧荷重により基礎スラブに作用する荷重は、せん断力及び曲げモーメントを考慮し、外壁を各階スラブ位置で支持した連続はりモデルを用いて算出する。算出した外壁脚部に生じる単位長さあたりのせん断力及び曲げモーメントは、基礎スラブ外周の節点の支配長さに応じて分配し、節点荷重として入力する。

蒸気タービンの基礎反力は、島根原子力発電所第2号機『工事計画届出書 V-5「蒸気タービンの基礎に関する説明書」(電原設第54号 平成27年2月25日届出)』で用いた蒸

気タービンの基礎の 3 次元フレームモデルにより算出した柱脚反力を，FEMモデルにおける蒸気タービンの基礎に対応する基礎スラブの各節点に，節点の支配面積に応じて分配し，節点荷重として入力する。

FEMモデルに入力する地震荷重の概念図を図 2-1 に示す。また，FEMモデルに入力する地震荷重を図 2-2 に示す。

■基礎スラブモデル部分に作用させる付加せん断力 P_B の算出



$$P_B = Q_R - Q_S$$

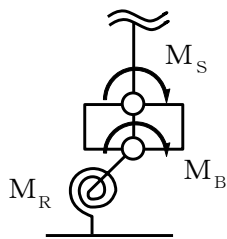
P_B : FEMに入力する付加せん断力

Q_R : 地震応答解析より設定した地盤ばねに生じる水平力

Q_S : 地震応答解析より設定した上部構造物から基礎スラブに作用するせん断力

(a) 水平地震力

■基礎スラブモデル部分に作用させる付加曲げモーメント M_B の算出



$$M_B = M_R - M_S$$

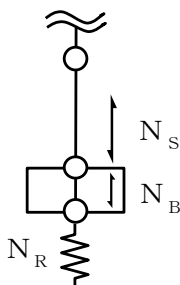
M_B : FEMに入力する付加曲げモーメント

M_R : 地震応答解析より設定した地盤ばねに生じる曲げモーメント

M_S : 地震応答解析より設定した上部構造物から基礎スラブに作用する曲げモーメント

(b) 曲げモーメント

■基礎スラブモデル部分に作用させる付加軸力 N_B の算出



$$N_B = N_R - N_S$$

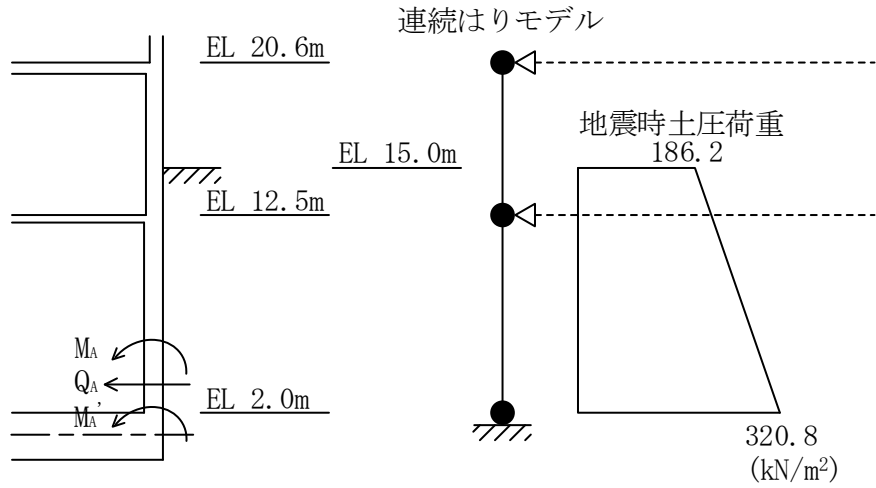
N_B : FEMに入力する付加軸力

N_R : 地震応答解析より設定した地盤ばねに生じる鉛直力

N_S : 地震応答解析より設定した上部構造物から基礎スラブに作用する鉛直力

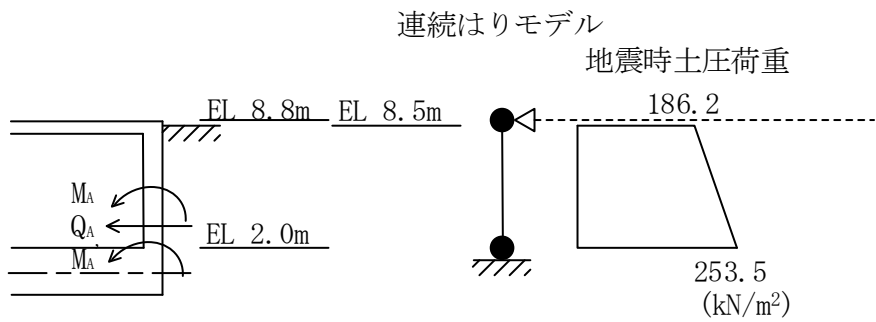
(c) 鉛直地震力

図 2-1(1) FEMモデルに入力する地震荷重の概念図



M_A : 基礎スラブに入力する曲げモーメント
 Q_A : 基礎スラブに入力するせん断力
 M_A' : せん断力により発生する付加曲げモーメント

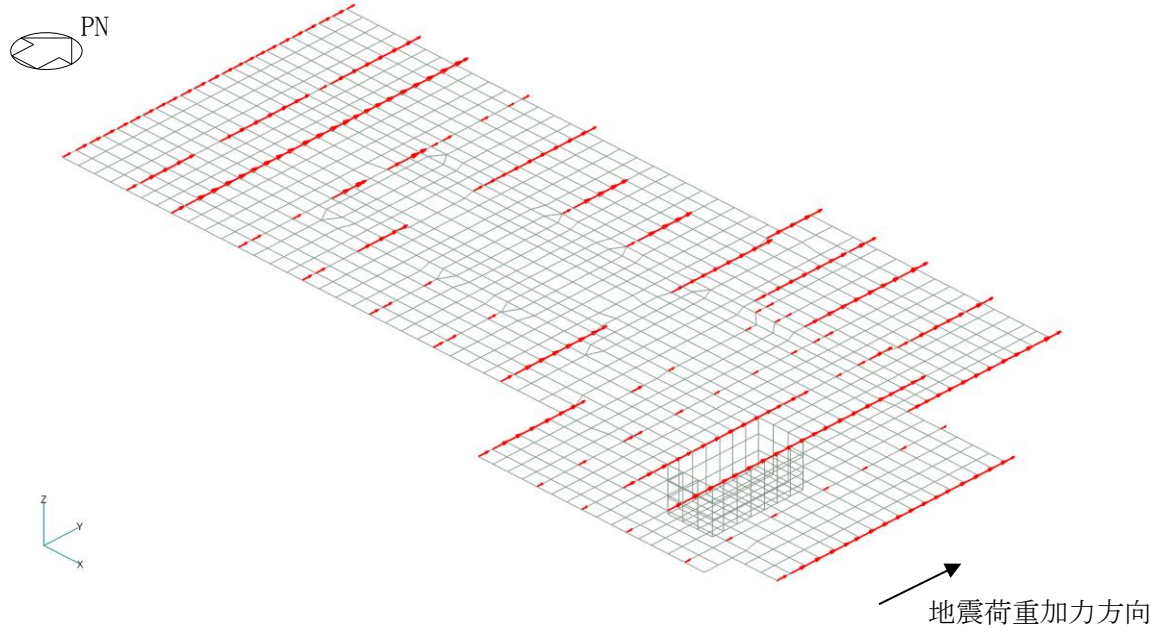
(d) 地震時土圧荷重 (τ_{14} 通り, $\tau_D \sim \tau_F$ 通り)



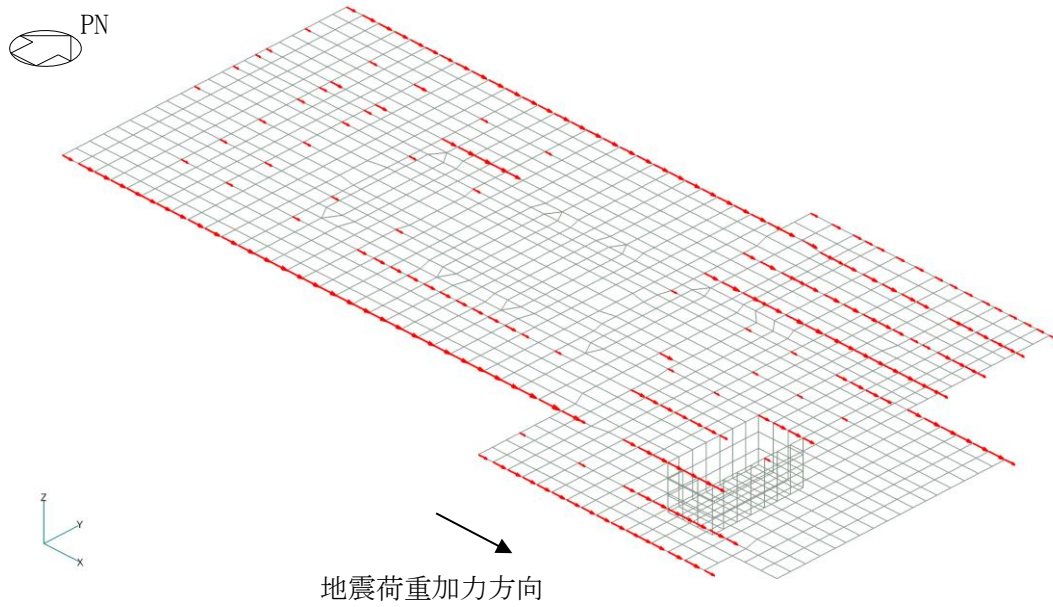
M_A : 基礎スラブに入力する曲げモーメント
 Q_A : 基礎スラブに入力するせん断力
 M_A' : せん断力により発生する付加曲げモーメント

(e) 地震時土圧荷重 (τ_X 通り, $\tau_{2'} \sim \tau_7$ 通り)

図 2-1(2) FEMモデルに入力する地震荷重の概念図

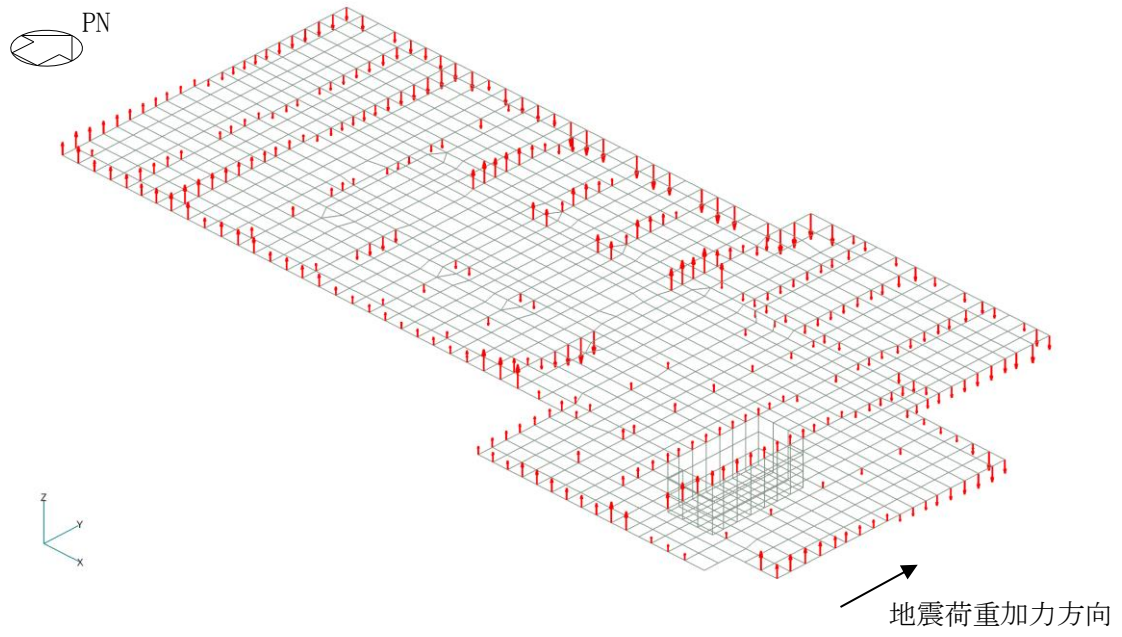


(a) 水平力 (N S方向)

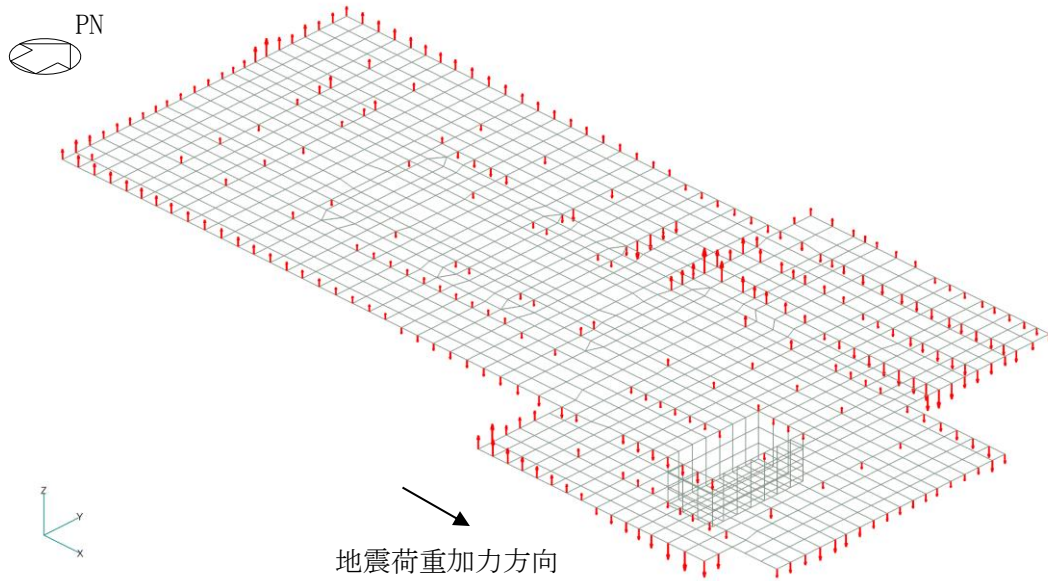


(b) 水平力 (E W方向)

図 2-2(1) F E Mモデルに入力する地震荷重

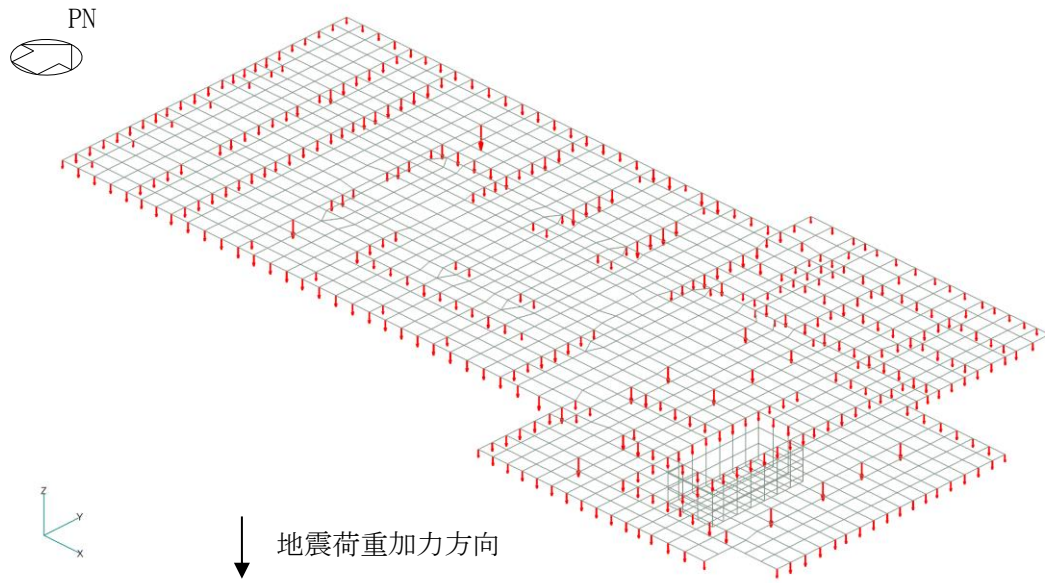


(c) 曲げモーメント (NS方向)



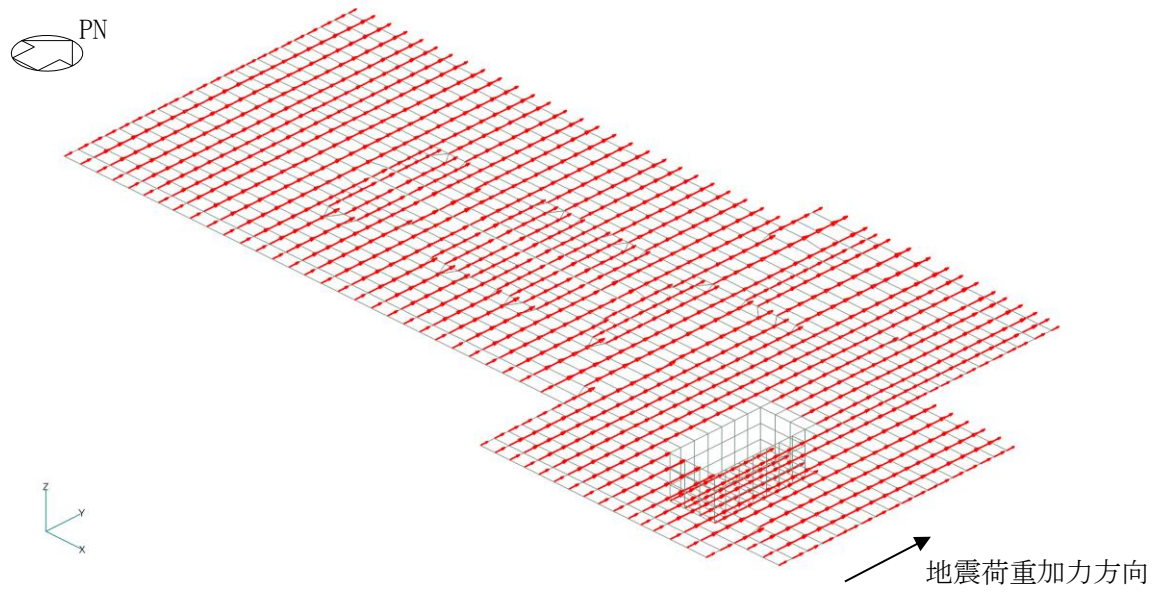
(d) 曲げモーメント (EW方向)

図 2-2(2) FEMモデルに入力する地震荷重

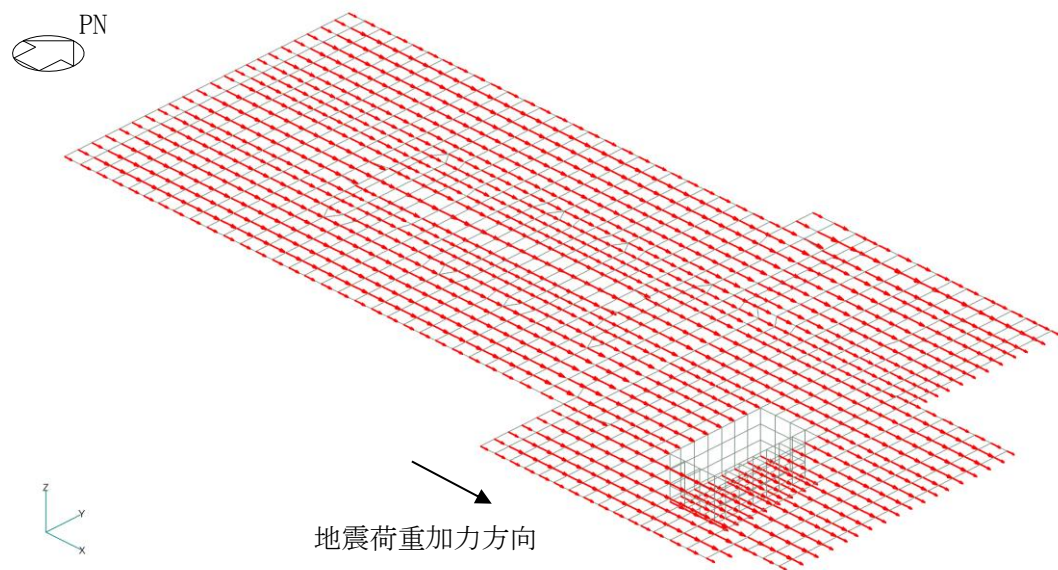


(e) 鉛直力

図 2-2(3) FEMモデルに入力する地震荷重

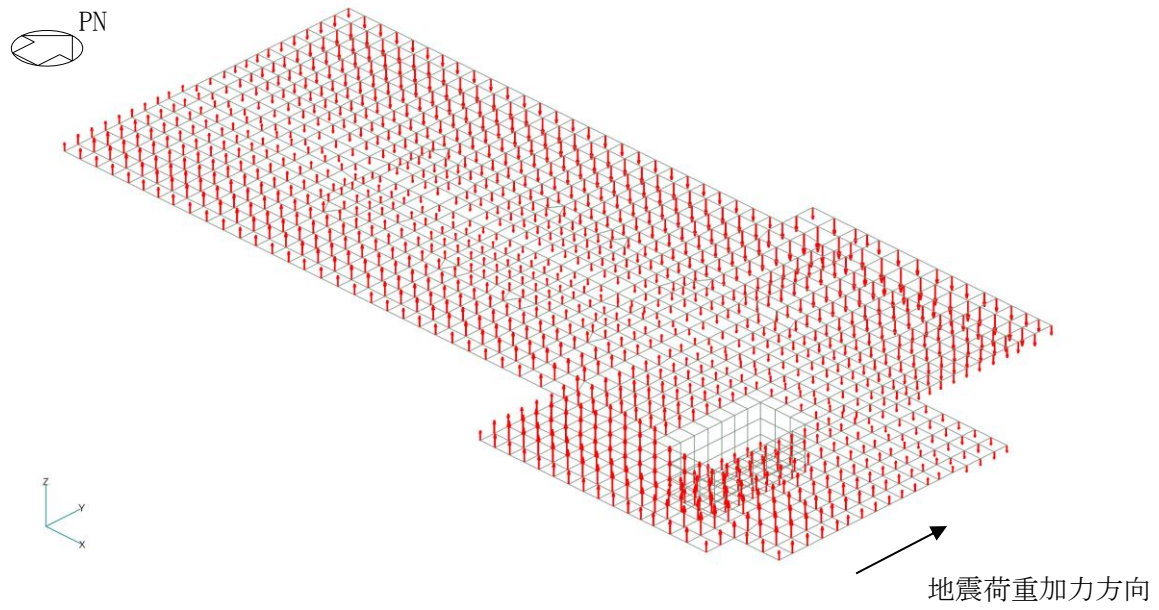


(f) 付加せん断力 (N S 方向)

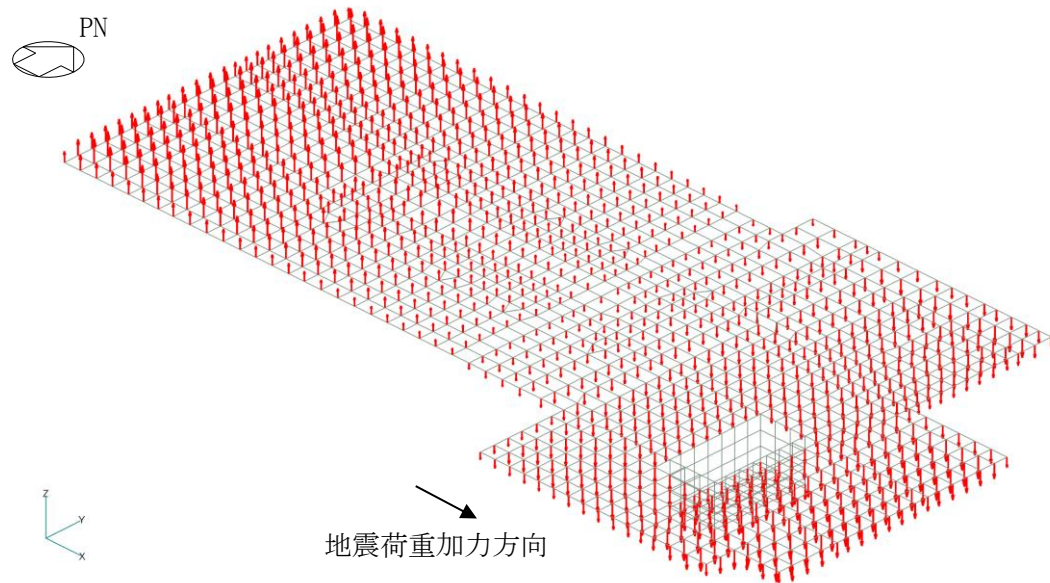


(g) 付加せん断力 (E W 方向)

図 2-2(4) F E Mモデルに入力する地震荷重

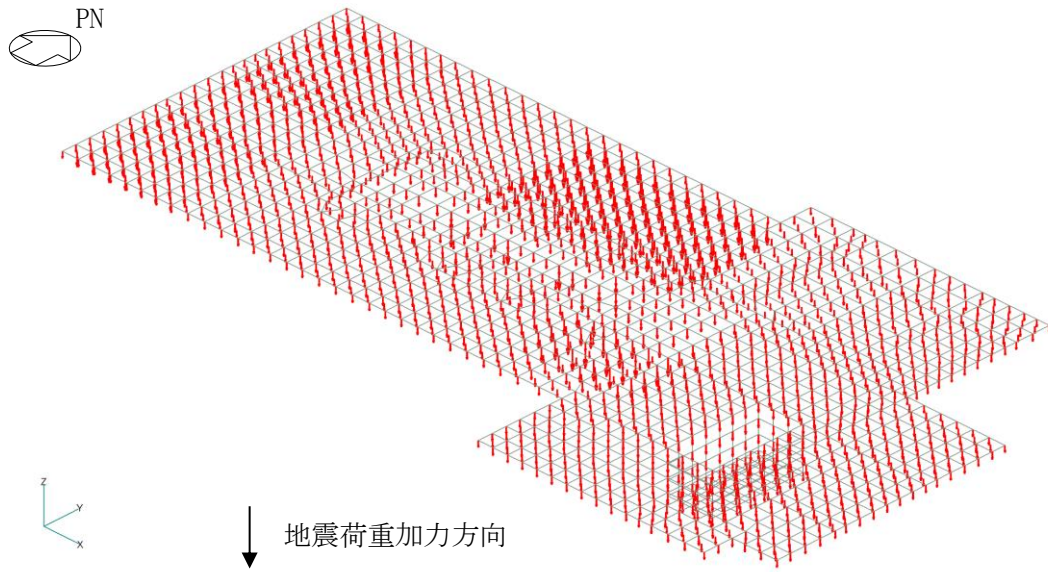


(h) 付加曲げモーメント (N S方向)



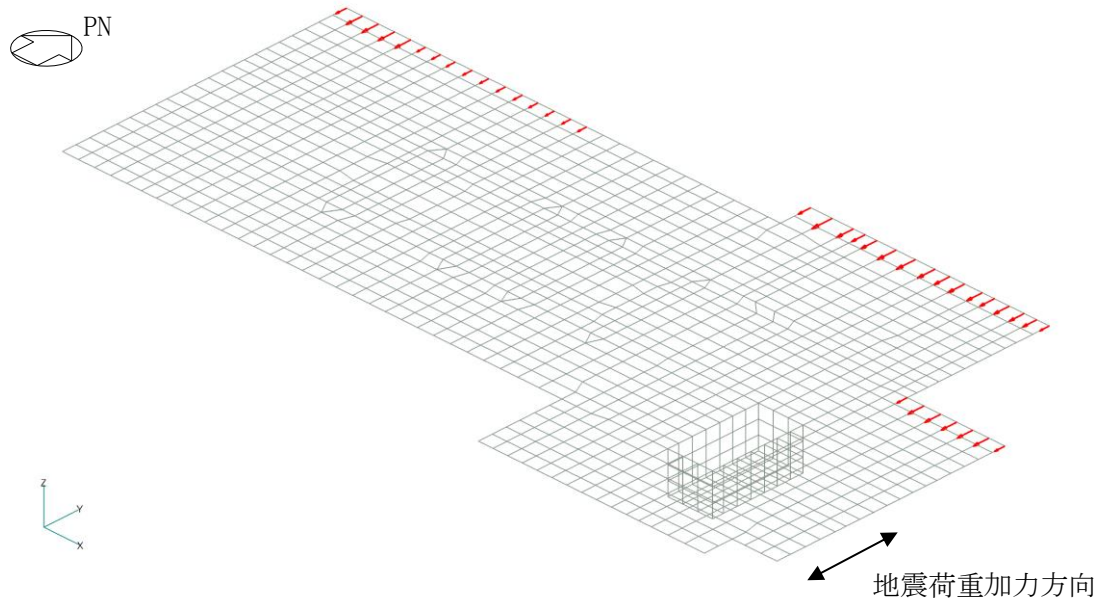
(i) 付加曲げモーメント (E W方向)

図 2-2(5) F E Mモデルに入力する地震荷重

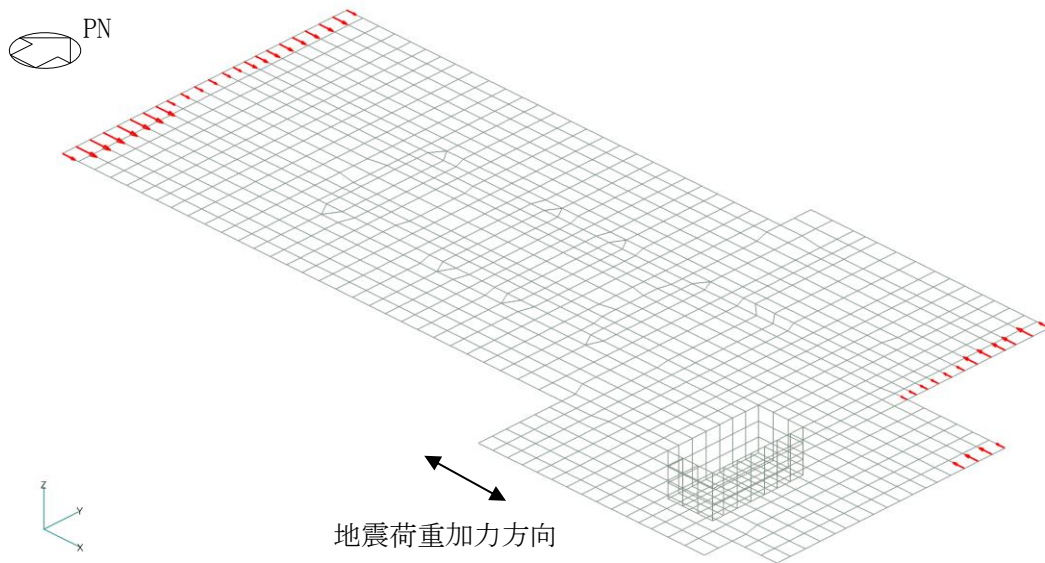


(j) 付加軸力

図 2-2(6) FEMモデルに入力する地震荷重

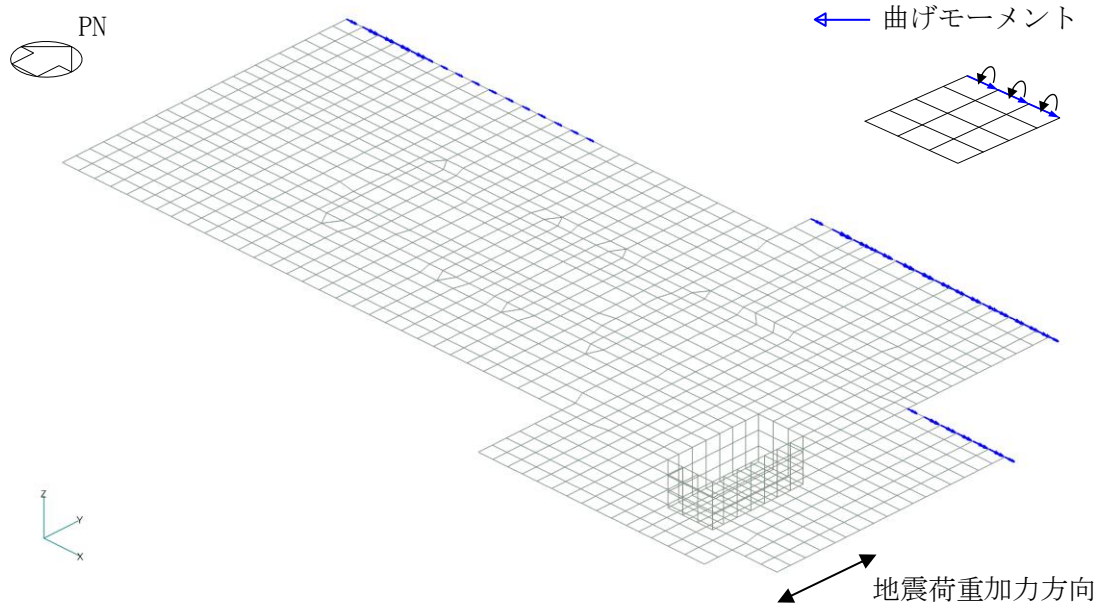


(k) 地震時土圧荷重（せん断力）（N S方向）

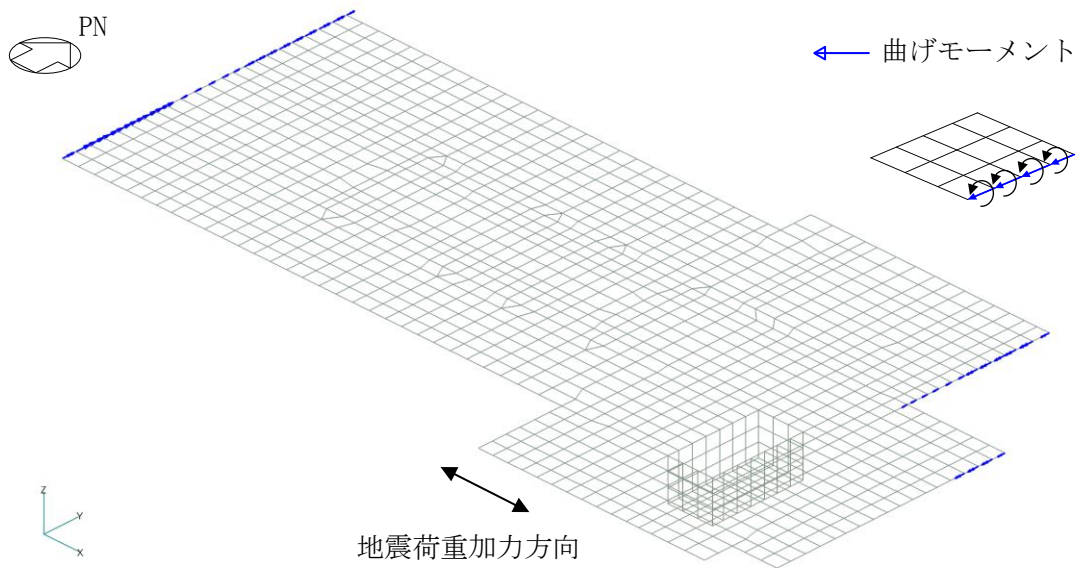


(l) 地震時土圧荷重（せん断力）（E W方向）

図 2-2(7) FEMモデルに入力する地震荷重

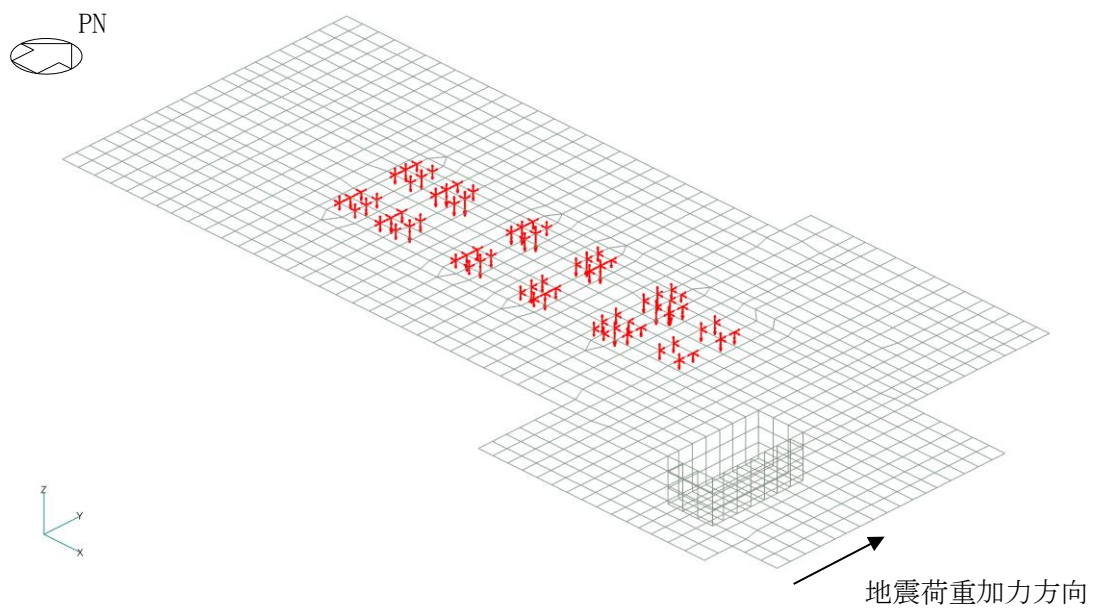


(m) 地震時土圧荷重 (曲げモーメント) (NS方向)

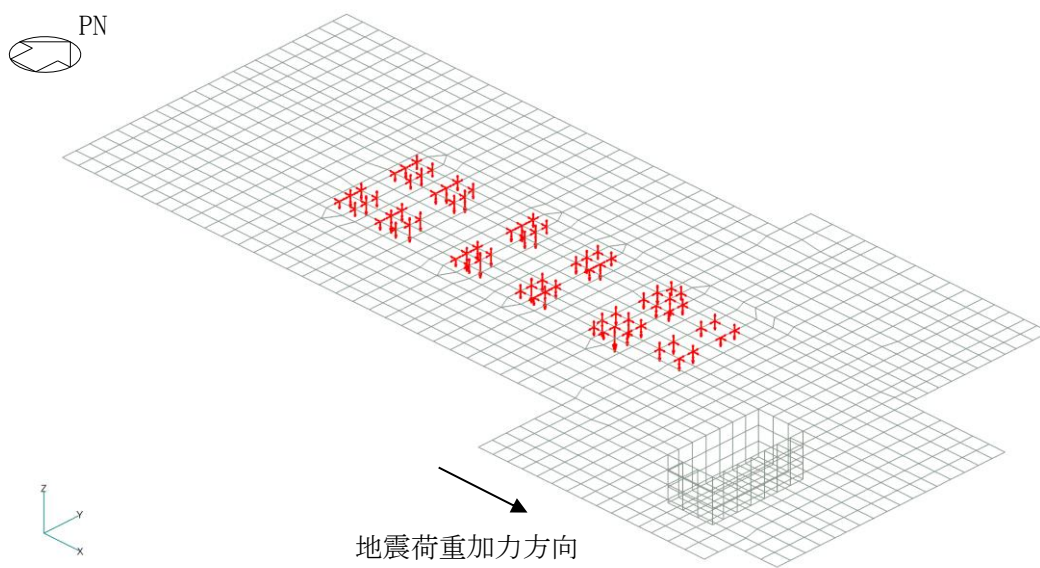


(n) 地震時土圧荷重 (曲げモーメント) (EW方向)

図 2-2(8) FEMモデルに入力する地震荷重

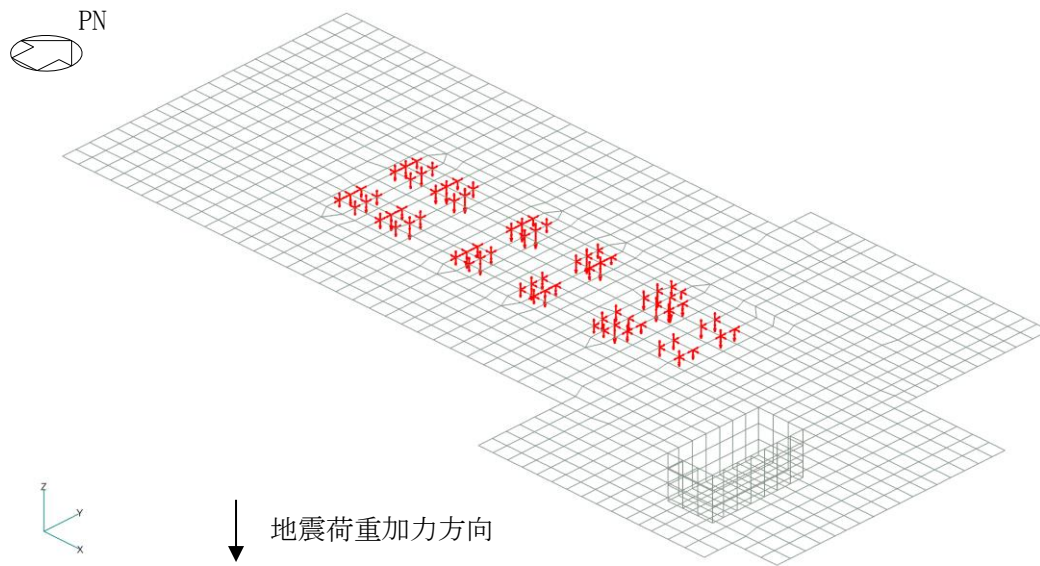


(o) 蒸気タービンの基礎反力 (NS方向)



(p) 蒸気タービンの基礎反力 (EW方向)

図 2-2(9) FEMモデルに入力する地震荷重



(q) 蒸気タービンの基礎反力（鉛直方向）

図 2-2(10) FEMモデルに入力する地震荷重

別紙 4 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 4-1
2. 断面の評価部位の選定	別紙 4-2

1. 概要

本資料は、タービン建物基礎スラブ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. 断面の評価部位の選定

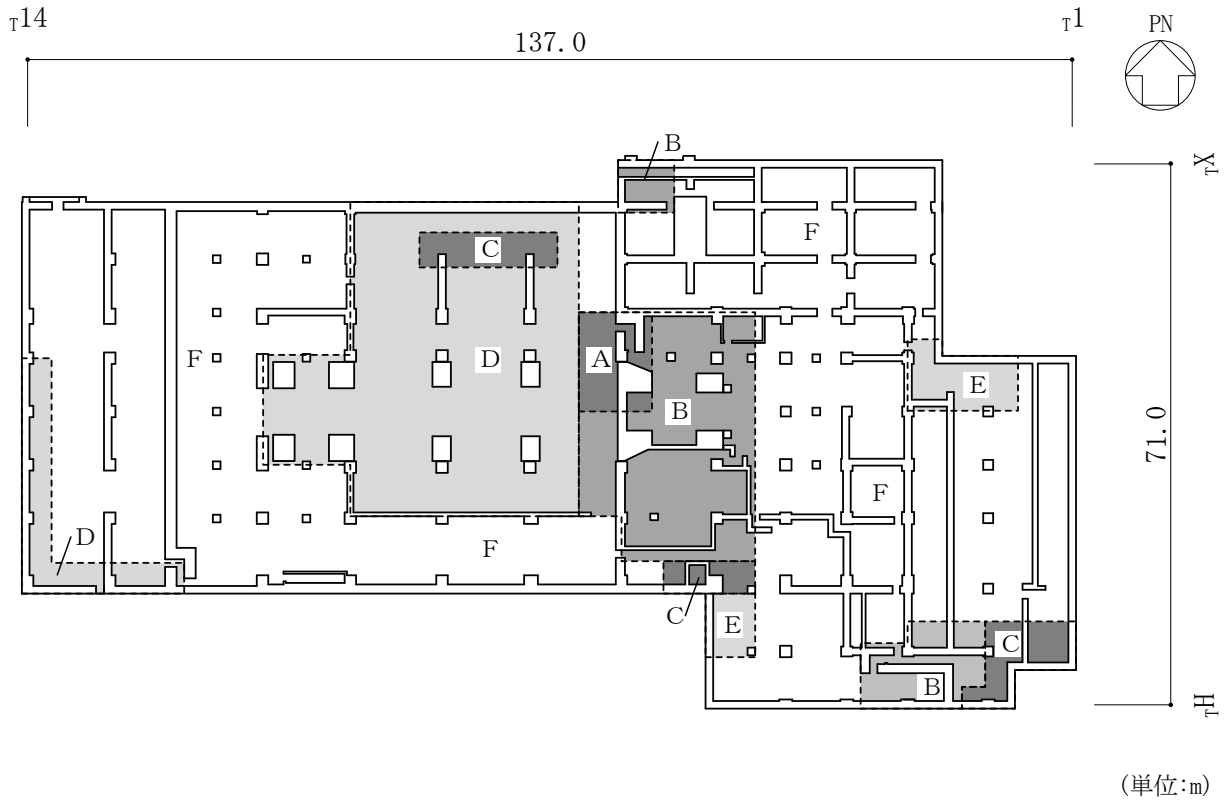
タービン建物基礎スラブの荷重の組合せケースを表 2-1 に、配筋領域図を図 2-1 に、配筋一覧を表 2-2 に示す。

各評価項目の検定値一覧を表 2-3 に、断面力ごとの検定値が最大となる要素及び断面の評価結果を図 2-2 に、断面の評価部位の選定に関する荷重組合せケースの断面力カウンター図を図 2-3 に示す。

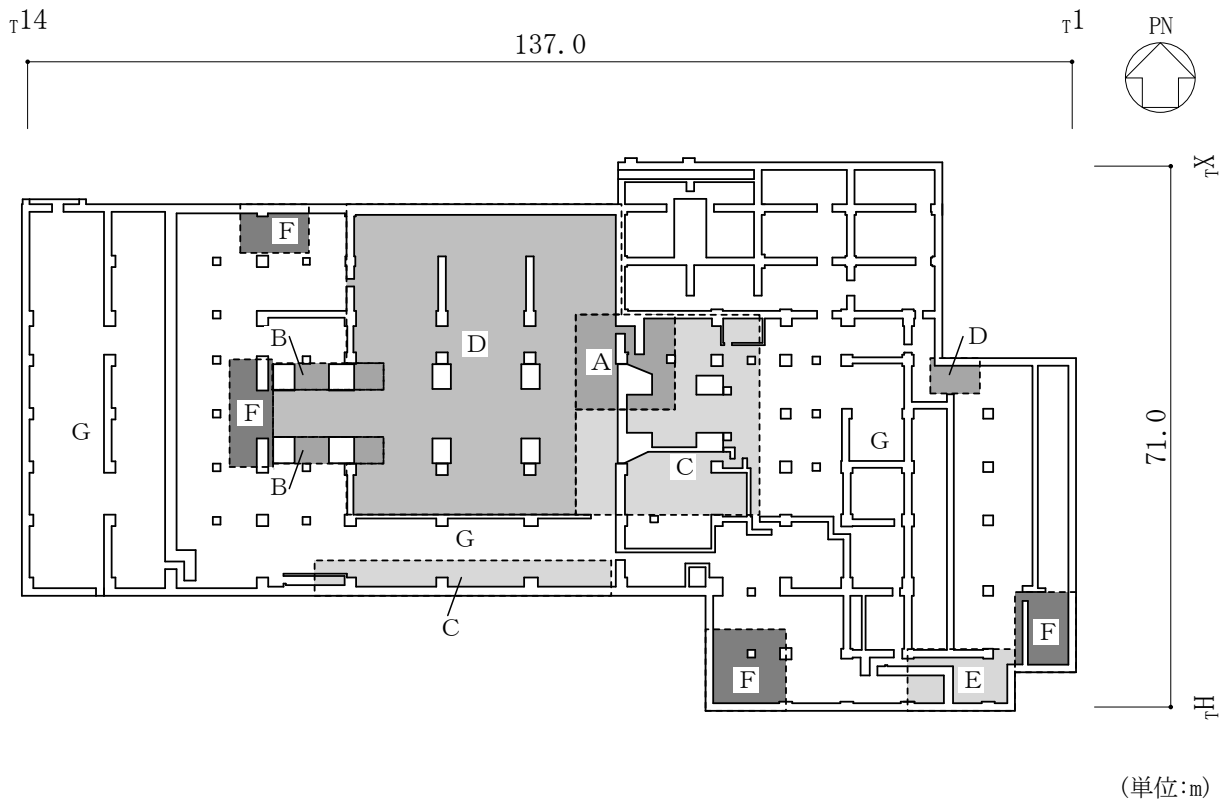
今回工認では、基準地震動 S_s による入力が増大に伴い、タービン建物の鉄筋コンクリート構造全体としての挙動が塑性域に入ると考えられるため、その塑性域の挙動を適切に評価するためにタービン建物の基礎スラブの応力解析に弾塑性解析を採用している。タービン建物は基礎スラブ厚が 2.0m~2.5m と比較的薄く、基礎スラブ上に耐震壁が偏在する構造となっているが、図 2-3 に示すとおり、基礎スラブに特異な応力分布は生じていないこと及びコンクリート、鉄筋が強非線形領域に至っていないことから、弾塑性解析を採用することは妥当であると考えられる。

表 2-1 荷重の組合せケース

外力の状態	ケース No.	荷重の組合せ
S _s 地震時	1	$G + P + 1.0S_{SN} + 0.4S_{UD}$
	2	$G + P + 1.0S_{NS} + 0.4S_{UD}$
	3	$G + P + 1.0S_{SN} + 0.4S_{DU}$
	4	$G + P + 1.0S_{NS} + 0.4S_{DU}$
	5	$G + P + 1.0S_{WE} + 0.4S_{UD}$
	6	$G + P + 1.0S_{EW} + 0.4S_{UD}$
	7	$G + P + 1.0S_{WE} + 0.4S_{DU}$
	8	$G + P + 1.0S_{EW} + 0.4S_{DU}$
	9	$G + P + 0.4S_{SN} + 1.0S_{UD}$
	10	$G + P + 0.4S_{NS} + 1.0S_{UD}$
	11	$G + P + 0.4S_{SN} + 1.0S_{DU}$
	12	$G + P + 0.4S_{NS} + 1.0S_{DU}$
	13	$G + P + 0.4S_{WE} + 1.0S_{UD}$
	14	$G + P + 0.4S_{EW} + 1.0S_{UD}$
	15	$G + P + 0.4S_{WE} + 1.0S_{DU}$
	16	$G + P + 0.4S_{EW} + 1.0S_{DU}$

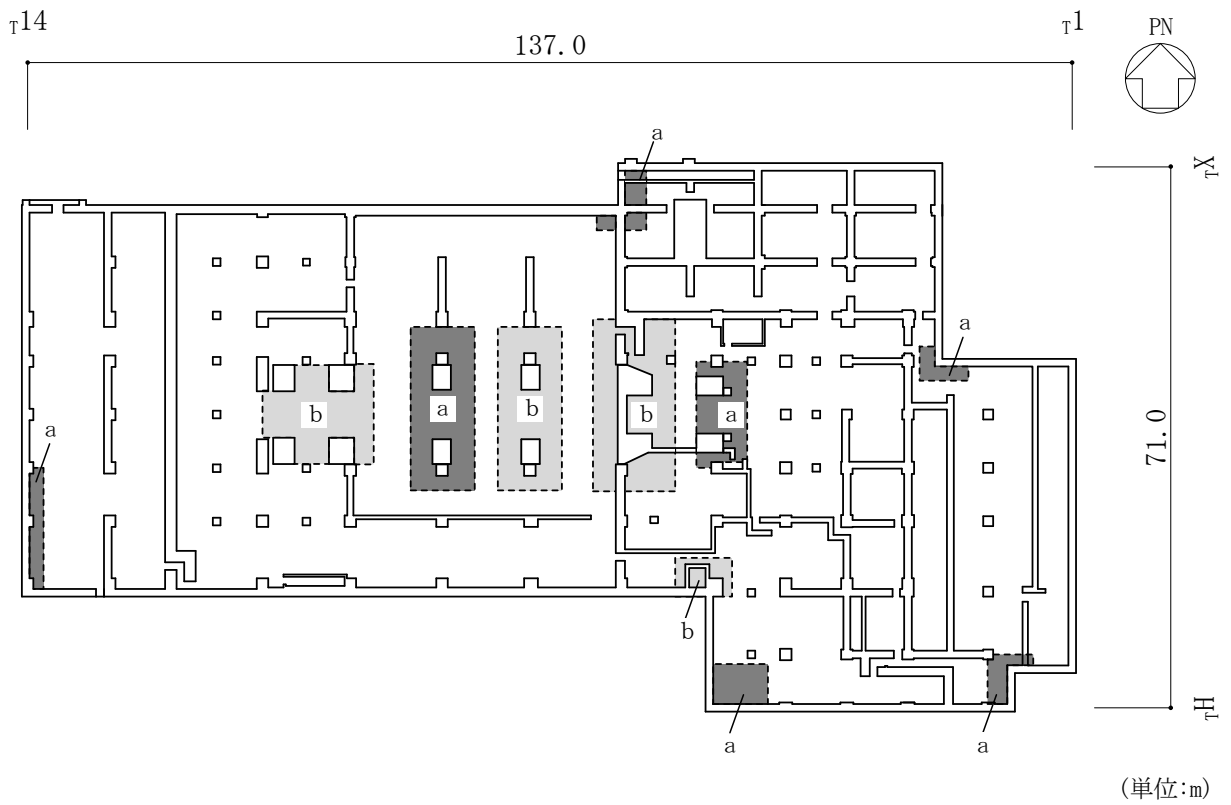


(a) 主筋（下ば筋）



(b) 主筋（上ば筋）

図 2-1(1) 配筋領域図



(c) せん断補強筋

図 2-1(2) 配筋領域図

表 2-2(1) 配筋一覽

(a) 主筋 (下ば筋)

領域	方向	配筋
A	N S	3-D32@200
	E W	3-D32@200
B	N S	2-D32@200
	E W	2-D32@200
C	N S	2-D32@200 + D32@400
	E W	2-D32@200 + D32@400
D	N S	D32@200 + D32@400
	E W	2-D32@200
E	N S	2-D32@200
	E W	D32@200 + D32@400
F	N S	D32@200
	E W	D32@200

表 2-2(2) 配筋一覧

(b) 主筋 (上ば筋)

領域	方向	配筋
A	N S	2-D38@200 + D32@400
	E W	2-D38@200 + D32@200
B	N S	2-D32@200 + D32@400
	E W	2-D32@200 + D32@400
C	N S	2-D32@200
	E W	2-D32@200
D	N S	D32@200 + D32@400
	E W	2-D32@200
E	N S	2-D32@200
	E W	D32@200 + D32@400
F	N S	D32@200 + D32@400
	E W	D32@200 + D32@400
G	N S	D32@200
	E W	D32@200

(c) せん断補強筋

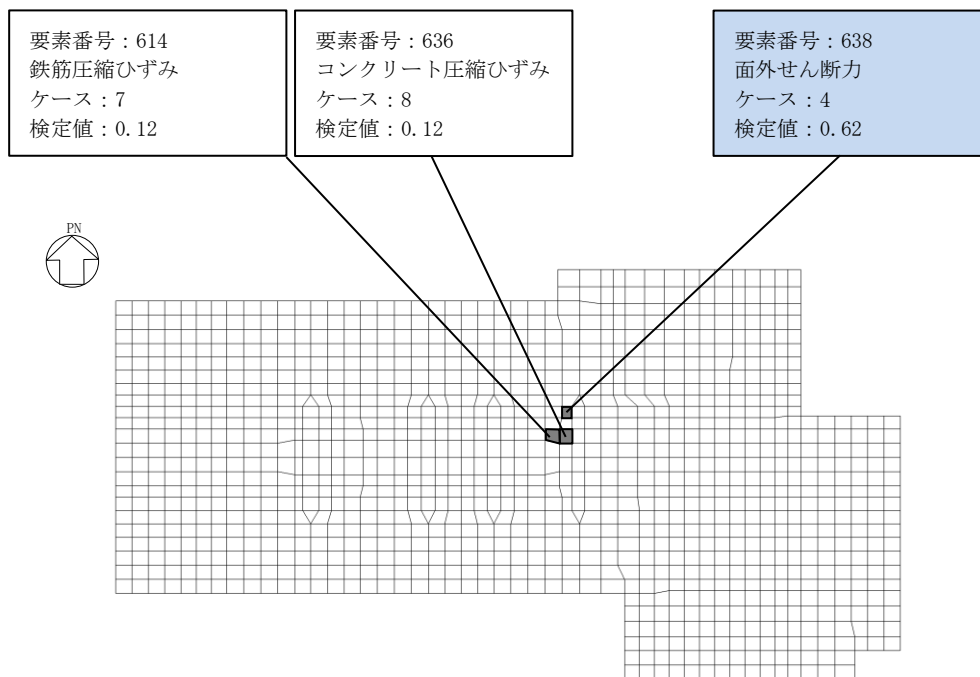
領域	配筋
a	D32@400 × 400
b	D38@400 × 400

表 2-3 各評価項目の検定値一覧

評価項目		方向	要素 番号	組合せ ケース	検定値
軸力 + 曲げモーメント	コンクリート圧縮ひずみ	E W	636	8	0.12
	鉄筋圧縮ひずみ	E W	614	7	0.12
面外せん断力	面外せん断力	E W	638	4	0.62 (1.06)

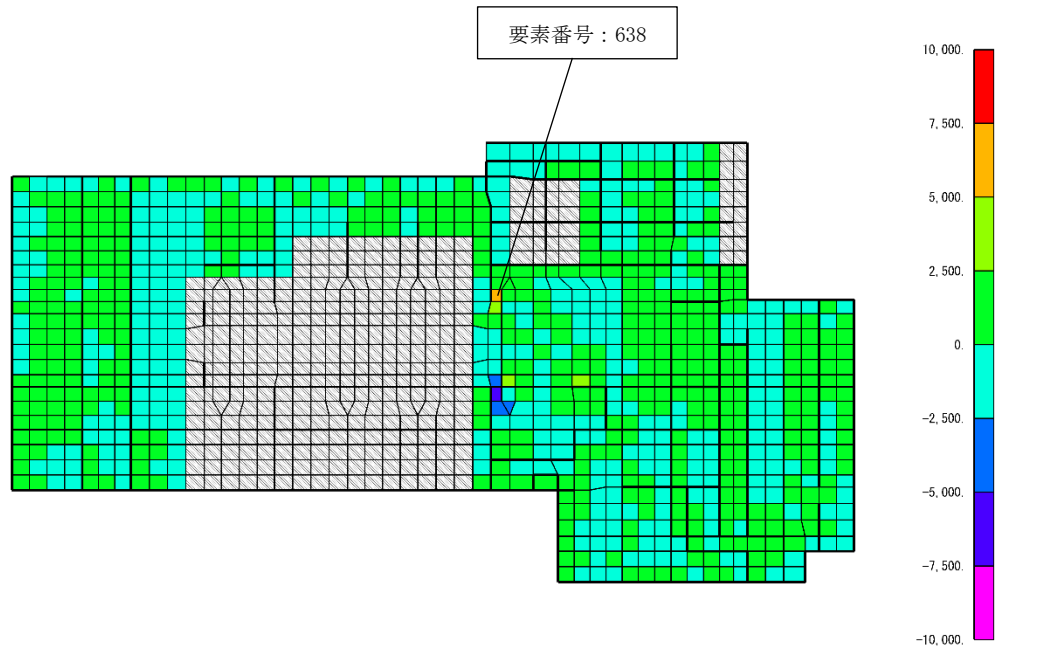
注1：□ は、検定値が最大となる要素を示す。

注2：()内は応力平均化前の値を示す。



注：■ は、検定値が最大となる要素を示す。

図 2-2 断面力ごとの検定値が最大となる要素及び断面の評価結果



注：グレーハッチ箇所は機能維持範囲外のエリアを示す。

面外せん断力（EW方向，ケース4）

(kN/m)

図 2-3 断面の評価部分の選定に関する荷重組合せケースの断面力コンター図

別紙 5 地震応答解析による壁の塑性化に対する影響検討

目 次

1. 概要	別紙 5-1
2. 壁の塑性化に対する影響検討	別紙 5-2
2.1 検討方針	別紙 5-2
2.2 検討方法	別紙 5-2
2.3 解析モデル	別紙 5-4
2.4 検討結果	別紙 5-7
3. まとめ	別紙 5-9

1. 概要

VI-2-2-7「タービン建物の地震応答計算書」に示すように、タービン建物は基準地震動 S_s について弾塑性時刻歴応答解析を実施しており、せん断スケルトン曲線上の最大応答値が第1折点を超え、塑性化する結果となっている。

一方、タービン建物の基礎スラブの応力解析では、VI-2-2-8「タービン建物の耐震性についての計算書」における「4.4 解析モデル及び諸元」に示すように、基礎スラブの積層シェル要素では材料物性の塑性化を考慮しているが、基礎スラブへの拘束効果を考慮するためにモデル化した壁については、弾性部材としており、塑性化を考慮していない。

本資料は、タービン建物の基礎スラブの応力解析において、地震時の壁の塑性化が基礎スラブの応力に及ぼす影響を検討するものである。

2. 壁の塑性化に対する影響検討

2.1 検討方針

タービン建物の基礎スラブの応力解析モデル（以下「今回工認モデル」という。）における壁に対して、地震応答解析に基づく壁の塑性化を考慮したモデル（以下「検討モデル」という。）を用いたS s地震荷重による応力解析を行い、今回工認モデルのS s地震荷重による応力解析結果との比較を行うことで、壁の塑性化に対する影響を検討する。

検討項目は、基礎スラブにおける発生値に対する許容値の比が最も小さくなる面外せん断力とする。

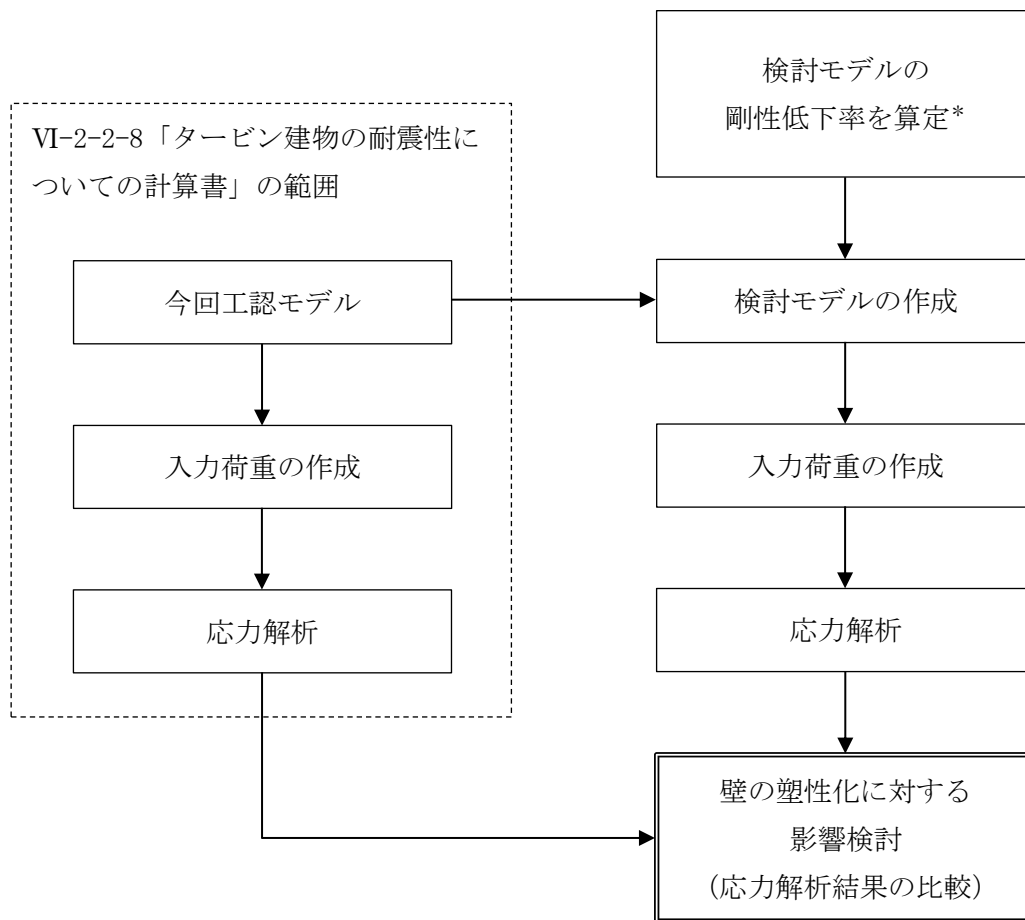
2.2 検討方法

図2-1に壁の塑性化に対する影響検討フローを示す。

まず、検討モデルの剛性低下率を算定する。

次に、今回工認モデルにおける各壁の剛性に対して、検討モデルの剛性低下率を乗じることによって、検討モデルを作成する。入力地震荷重は、今回工認モデルの検討に用いたものと同じとし、解析ケースは、今回工認モデルで検定値が最も厳しい結果となるケース（組合せケース4 EW方向（面外せん断力））を対象とする。

最後に、検討モデルによる応力解析を実施し、今回工認モデルの応力解析結果との比較を行い、壁の塑性化に対する影響を検討する。



注記*：ケース1～ケース4の地震応答解析結果に基づき算定。

図2-1 壁の塑性化に対する影響検討フロー

2.3 解析モデル

解析に用いる検討モデルは、図 2-2 に示す今回工認モデルにおける壁の積層シェル要素のヤング係数に対して、検討モデルの剛性低下率を乗じたものとする。

具体的には、検討モデルの剛性低下率を各フロアで統一し、タービン建物の基準地震動 S_s に対する地震応答解析の基本ケース（ケース 1）及び材料物性の不確かさを考慮したケース（ケース 2～ケース 4）における応答値*に基づき算定した各壁部材の剛性低下率のフロアごとの最小値とする。

表 2-1 にタービン建物の地震応答解析結果に基づく各壁部材の剛性低下率を、表 2-2 に設定した検討モデルの剛性低下率を示す。

注記*：「補足-024-03 タービン建物の地震応答計算書に関する補足説明資料」の別紙 3-2 「材料物性の不確かさを考慮した地震応答解析結果」参照。

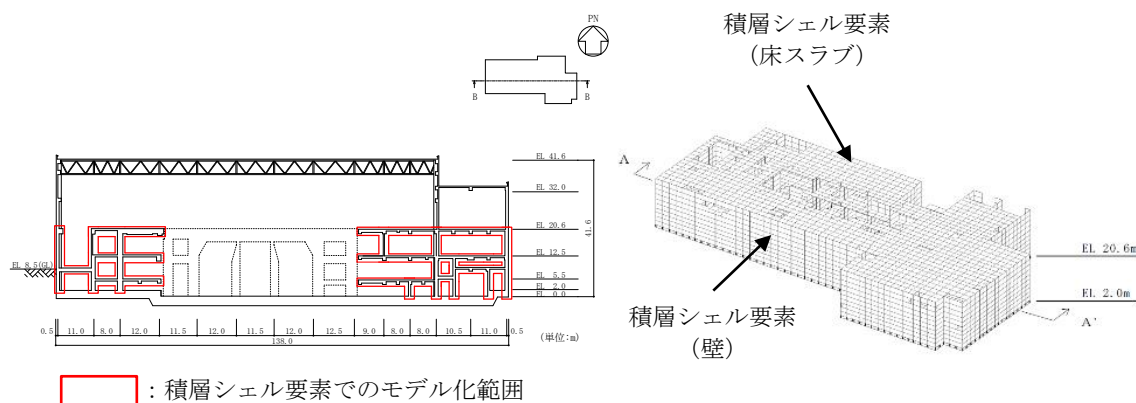


図 2-2 今回工認モデルの概念図

表 2-1(1) タービン建物の地震応答解析結果に基づく各壁部材の剛性低下率

(a) NS 方向

部位	EL (m)	剛性低下率
T1-T2	20.6~12.5	0.893
	12.5~9.0	—
	9.0~2.0	0.374
T3-T6	20.6~12.5	—
	12.5~5.5	0.408
	5.5~2.0	0.663
T7-T10(TA 側)	20.6~12.5	—
	12.5~5.5	—
	5.5~2.0	0.989
T7-T10(TF 側)	20.6~12.5	0.293
	12.5~5.5	0.484
	5.5~2.0	0.354
T11-T13	20.6~12.5	—
	12.5~5.5	—
	5.5~2.0	0.707
T14	20.6~12.5	—
	12.5~2.0	—

注 1 : 「—」は、塑性化していないことを示す。

注 2 : 各フロアの最小値 (NS 方向及びEW 方向包絡) をハッチングで示す。

表 2-1(2) タービン建物の地震応答解析結果に基づく各壁部材の剛性低下率

(b) E W方向

部位	EL (m)	剛性低下率
TX-TZ (T14 側)	20.6~12.5	0.548
	12.5~5.5	0.422
TX-TZ (T1 側)	20.6~8.8	0.287
	8.8~5.5	—
TX-TZ	5.5~2.0	0.840
TA-TC	20.6~12.5	0.476
TA-TC (T14 側)	12.5~5.5	0.602
	5.5~2.0	0.635
TA-TC (T1 側)	12.5~5.5	0.494
	5.5~2.0	0.602
TC-TF	20.6~12.5	—
	12.5~5.5	0.388
	5.5~2.0	0.551
TG-TH	20.6~12.5	0.838
	12.5~5.5	0.473
	5.5~2.0	0.521

注 1 : 「—」は、塑性化していないことを示す。

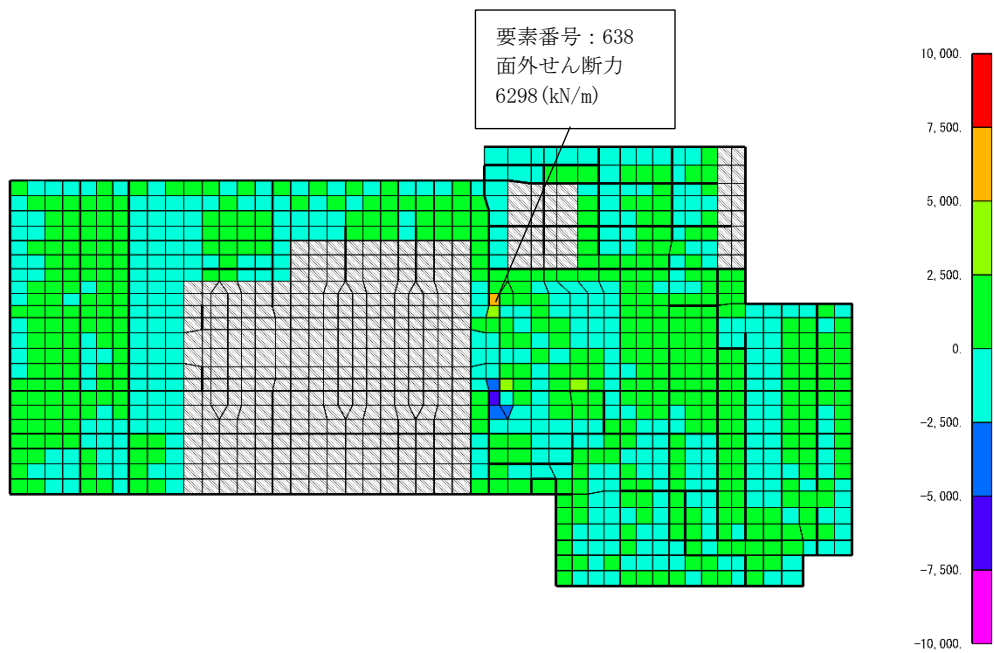
注 2 : 各フロアの最小値 (N S 方向及び E W 方向包絡) をハッチングで示す。

表 2-2 検討モデルの剛性低下率

EL (m)	剛性低下率
20.6~12.5	0.287
12.5~5.5	0.287
5.5~2.0	0.354

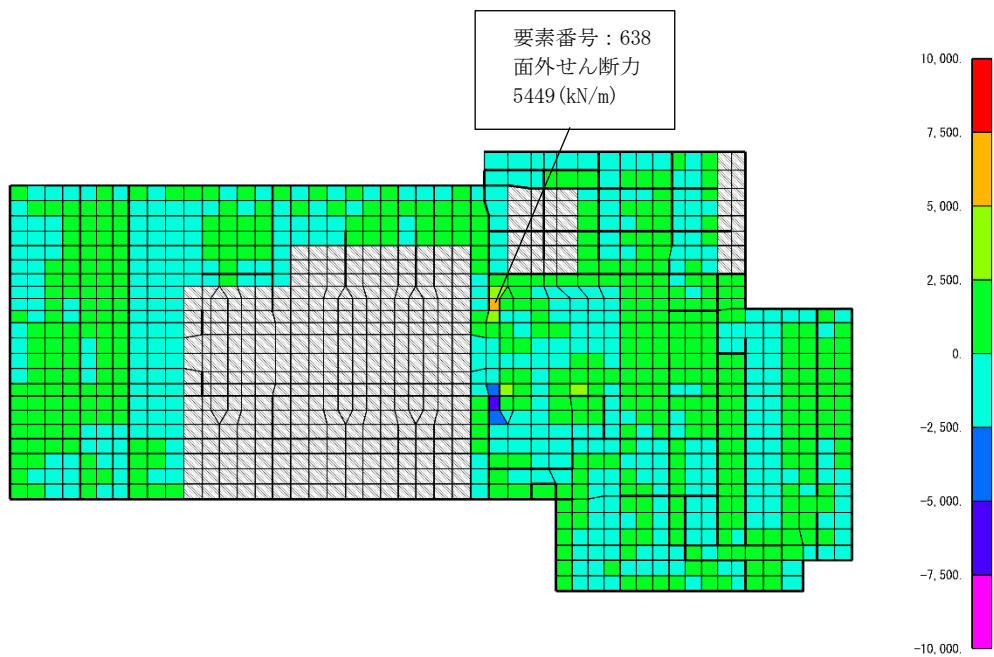
2.4 検討結果

基礎スラブの面外せん断力のコンター図について、検討モデルの解析結果を、今回工認モデルの解析結果と比較して図 2-3 に示す。基礎スラブの最大面外せん断力は、今回工認モデルよりも検討モデルの方が小さくなる。このことから、壁の塑性化による基礎スラブの耐震性への影響がないことを確認した。



(単位 : kN/m)

(a) 今回工認モデル



(単位 : kN/m)

(b) 検討モデル

注 : グレーハッチ箇所は機能維持範囲外エリアを示す。

図 2-3 基礎スラブの面外せん断力のコンター図 (EW方向, ケース 4)

3. まとめ

タービン建物の基礎スラブの応力解析において、地震時の壁の塑性化が基礎スラブの応力に及ぼす影響を検討した。その結果、タービン建物の基礎スラブは、壁が塑性化した状態での応力に対して、耐震性を有していることを確認した。

別紙 6 最大接地圧について

目 次

1. 概要	別紙 6-1
2. 接地圧	別紙 6-2

1. 概要

本資料は、タービン建物基礎スラブの基準地震動 S_s による地震力（以下「 S_s 地震時」という。）に対する接地圧を示すものである。

2. 接地圧

S s 地震時の最大接地圧が、岩盤の極限支持力度 ($9.8 \times 10^3 \text{kN/m}^2$) を超えないことを確認する。

S s 地震時の接地圧を表 2-1～表 2-8 に示す。材料物性の不確かさを考慮した S s 地震時の最大接地圧は $0.660 \times 10^3 \text{kN/m}^2$ であることから、岩盤の極限支持力度を超えないことを確認した。なお、鉛直力及び転倒モーメントは減衰力を含んだ反力とする。

表 2-1 S s 地震時の接地圧 (ケース 1, NS 方向)

基準地震動 S s	鉛直力 N ($\times 10^4 \text{kN}$)	転倒モーメント M ($\times 10^6 \text{kN} \cdot \text{m}$)	最大接地圧 ($\times 10^3 \text{kN/m}^2$)
S s - D	133	21.6	0.623
S s - F 1	99.9	15.2	0.523
S s - F 2	100	17.8	0.558
S s - N 1	89.3	24.7	0.640
S s - N 2 NS	138	21.2	0.621
S s - N 2 EW	138	19.0	0.593

表 2-2 S s 地震時の接地圧 (ケース 1, EW 方向)

基準地震動 S s	鉛直力 N ($\times 10^4 \text{kN}$)	転倒モーメント M ($\times 10^6 \text{kN} \cdot \text{m}$)	最大接地圧 ($\times 10^3 \text{kN/m}^2$)
S s - D	133	27.8	0.518
S s - F 1	99.9	30.1	0.514
S s - F 2	100	28.3	0.503
S s - N 1	89.3	26.1	0.484
S s - N 2 NS	138	21.2	0.479
S s - N 2 EW	138	23.8	0.495

表 2-3 S_s地震時の接地圧 (ケース 2, NS方向)

基準地震動 S _s	鉛直力 N (×10 ⁴ kN)	転倒モーメント M (×10 ⁶ kN・m)	最大接地圧 (×10 ³ kN/m ²)
S _s -D	134	20.9	0.615
S _s -F1	103	15.9	0.533
S _s -F2	99.6	16.4	0.538
S _s -N1	89.9	23.4	0.623
S _s -N2NS	130	20.0	0.601
S _s -N2EW	130	18.6	0.583

表 2-4 S_s地震時の接地圧 (ケース 2, EW方向)

基準地震動 S _s	鉛直力 N (×10 ⁴ kN)	転倒モーメント M (×10 ⁶ kN・m)	最大接地圧 (×10 ³ kN/m ²)
S _s -D	134	26.8	0.512
S _s -F1	103	29.6	0.513
S _s -F2	99.6	27.1	0.495
S _s -N1	89.9	25.0	0.477
S _s -N2NS	130	21.3	0.475
S _s -N2EW	130	23.8	0.491

表 2-5 S_s地震時の接地圧 (ケース 3, NS方向)

基準地震動 S _s	鉛直力 N (×10 ⁴ kN)	転倒モーメント M (×10 ⁶ kN・m)	最大接地圧 (×10 ³ kN/m ²)
S _s -D	133	23.1	0.643
S _s -F1	105	17.3	0.553
S _s -F2	104	18.9	0.573
S _s -N1	90.9	26.1	0.660
S _s -N2NS	138	22.8	0.642
S _s -N2EW	138	19.9	0.604

表 2-6 S_s地震時の接地圧 (ケース 3, EW方向)

基準地震動 S _s	鉛直力 N (×10 ⁴ kN)	転倒モーメント M (×10 ⁶ kN・m)	最大接地圧 (×10 ³ kN/m ²)
S _s -D	133	29.0	0.525
S _s -F1	105	30.3	0.518
S _s -F2	104	28.1	0.504
S _s -N1	90.9	26.4	0.486
S _s -N2NS	138	22.8	0.489
S _s -N2EW	138	24.5	0.499

表 2-7 S s 地震時の接地圧 (ケース 4, NS 方向)

基準地震動 S s	鉛直力 N ($\times 10^4$ kN)	転倒モーメント M ($\times 10^6$ kN・m)	最大接地圧 ($\times 10^3$ kN/m ²)
S s - D	133	21.4	0.621
S s - F 1	99.1	14.8	0.518
S s - F 2	102	18.3	0.564
S s - N 1	89.5	25.0	0.645
S s - N 2 NS	138	21.4	0.623
S s - N 2 EW	138	19.0	0.592

表 2-8 S s 地震時の接地圧 (ケース 4, EW 方向)

基準地震動 S s	鉛直力 N ($\times 10^4$ kN)	転倒モーメント M ($\times 10^6$ kN・m)	最大接地圧 ($\times 10^3$ kN/m ²)
S s - D	133	28.8	0.524
S s - F 1	99.1	29.8	0.513
S s - F 2	102	28.4	0.505
S s - N 1	89.5	26.3	0.486
S s - N 2 NS	138	21.3	0.480
S s - N 2 EW	138	24.0	0.497

別紙 7 応力解析における応力平均化の考え方

目 次

1. 概要	別紙 7-1
2. 応力平均化の考え方	別紙 7-2
2.1 応力平均化を実施した領域における断面の評価要素	別紙 7-2
2.2 応力平均化の方法	別紙 7-4
2.3 応力平均化の結果	別紙 7-9
2.4 断面の評価	別紙 7-10
2.4.1 断面の評価方法	別紙 7-10
2.4.2 断面の評価結果	別紙 7-10

1. 概要

3次元FEMモデルを用いた応力の算定において、FEM要素に応力集中が見られる場合については、「原子力施設鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説（（社）日本建築学会，2005 制定）」（以下「RC-N規準」という。）に基づき、応力の再配分を考慮してある一定の領域の応力を平均化したうえで断面の評価を行っている。この場合、当該要素における応力ではなく、周囲の複数の要素で平均化した応力に対して断面の評価を実施していることから、本資料では、タービン建物の基礎スラブにおける複数の要素での応力平均化の考え方及びその結果を示す。

2. 応力平均化の考え方

2.1 応力平均化を実施した領域における断面の評価要素

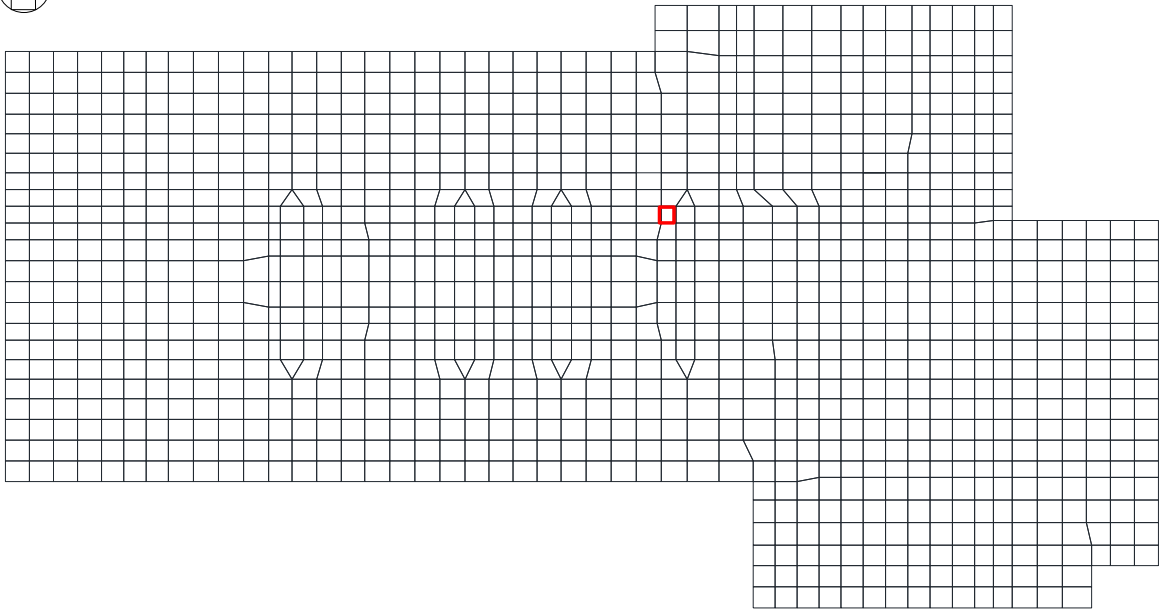
断面の評価要素は，応力平均化を行うことによって応力が変わることから，応力平均化前の断面力に対する検定値をもとに選定している。

タービン建物の基礎スラブでは，応力平均化前の応力分布において，局所的に大きな面外せん断力が発生している要素を断面の評価要素とし，応力平均化を行い，応力平均化後の値に対する断面の評価を実施した。

応力平均化を実施した要素を表 2-1，要素位置図を図 2-1 に示す。

表 2-1 応力平均化要素

部位	評価項目		方向	要素番号	組合せ ケース	平均化前の検定値 (発生値/許容値)
基礎スラブ	面外 せん断力	面外せん 断応力度	E W	638	4	1.06



617	639	658	673	697
616	638	657	672	696
615	637	656	671	695

图 2-1 要素位置图

2.2 応力平均化の方法

3次元FEMモデルを用いた応力解析においては、部材断面やモデル形状が大きく変化して不連続になっている箇所は、局所的な応力集中が発生しやすい。

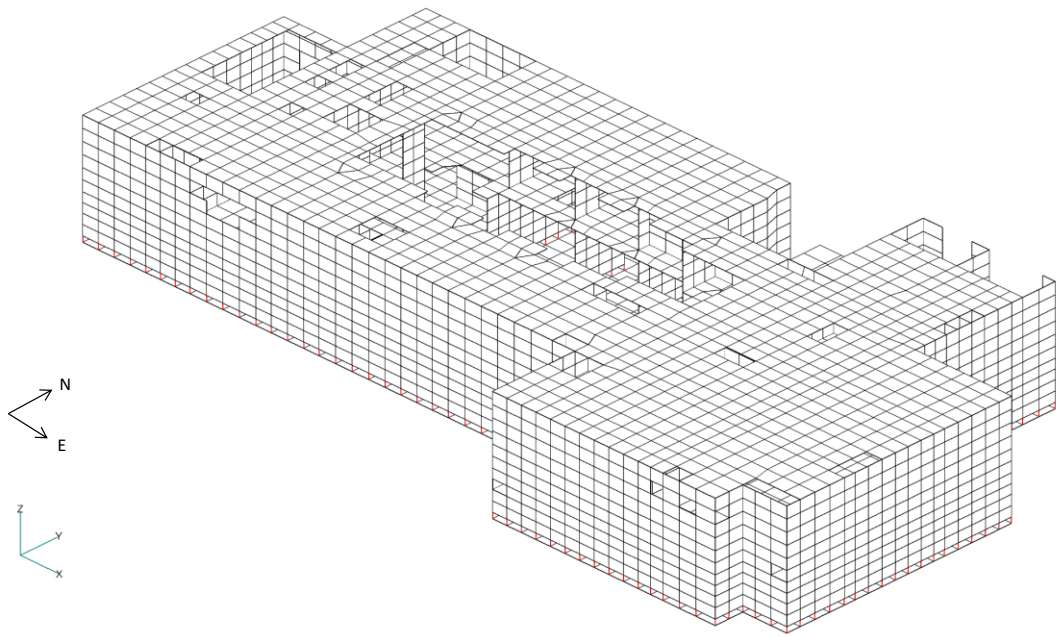
図2-2にタービン建物の基礎スラブの3次元FEMモデルを示す。図2-2に示すように、当該部は耐震壁との接続部分であり、応力が集中しやすい。図2-3に示す面外せん断力のコンター図を見ると、当該要素周辺では大きな面外せん断力が発生していることが分かる。

そこで、タービン建物の基礎スラブの応力解析においては弾塑性解析を採用し、材料の非線形特性を設定しているが、面外せん断力に対しては非線形特性を考慮できないことから、「RC-N規準」を参考に、コンクリートのひび割れによる応力の再配分を考慮し、応力の平均化を行った。なお、基礎スラブ全体でも鉄筋のひずみの最大値は、 0.576×10^{-3} であり、鉄筋降伏時のひずみ 1.68×10^{-3} を下回っていること、応力平均化範囲及びその周辺領域では全面的な曲げ降伏状態には至っていないことを確認している。

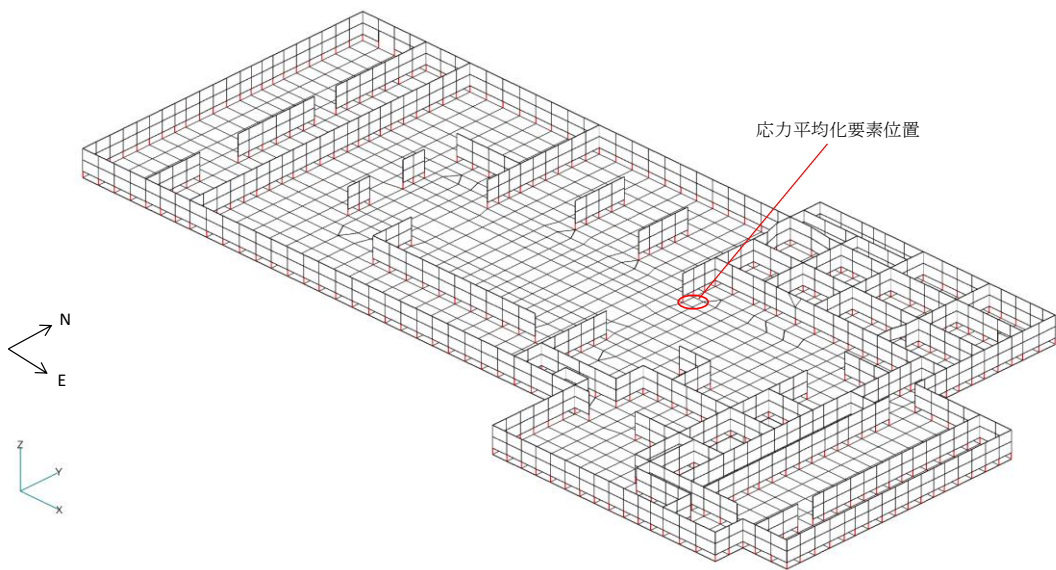
「RC-N規準」においては、「線材では、部材端に生じる斜めせん断ひび割れによって部材有効せい程度離れた断面の引張鉄筋の応力度が部材端と同じ大きさまで増大する現象（テンションシフト）が生じるが、面材では、斜めひび割れが発生した場合においても、材軸直交方向への応力再配分によって、線材におけるテンションシフトのような現象は生じにくいと考えられる。」とされており、耐震壁の面外せん断力について、「面材であるため、局部的に応力の集中があったとしても、応力の再配分を生じ、破壊に至ることはない。」とされている。また、基礎スラブのような大断面を有する面材の面外せん断力について、「通常の場合、FEM解析の要素サイズは、基礎スラブ版厚より小さいため、付図2.2に模式的に示されるように設計用面外せん断力は想定されるひび割れ領域での平均面外せん断力に対して大きめの評価となっているといえる。また、基礎スラブにおいても、耐震壁と同様、面材における面外せん断力の再配分も期待できる。」とされている。「RC-N規準」の付図2.2を図2-4に示す。

壁、床スラブ又は基礎スラブのような面材については、「RC-N規準」に示されるように、面材に荷重を作用させる直交部材からせん断破壊面が45度の角度で進展すると考えられることから、せん断破壊面が面材の表面から裏面まで貫通する範囲、すなわち部材厚の範囲に応力が再配分されると考えられる。タービン建物の基礎スラブにおける面外せん断力に対する応力平均化の考え方を図2-5に示す。

以上より、応力の平均化は、応力コンター図及び基礎スラブの直上の壁配置等を考慮し、当該要素の壁から離れる側の応力方向に位置する隣接要素に対して、壁面から基礎スラブの部材厚である2.5m分の範囲で行った。応力平均化範囲を図2-6に示す。

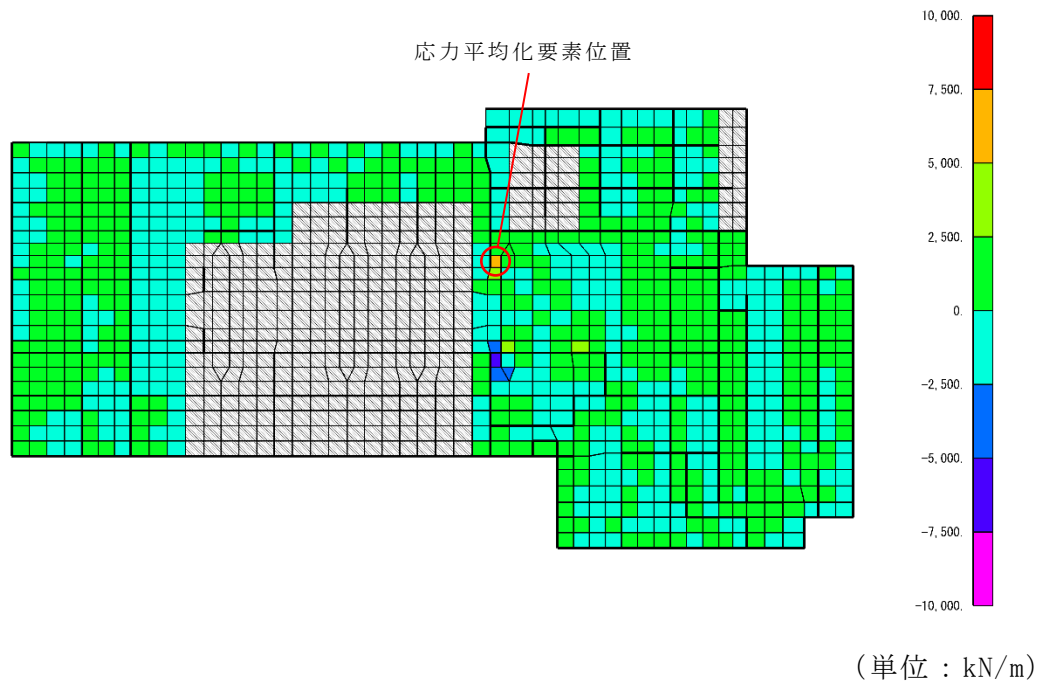


(全体)



(最下階)

図 2-2 タービン建物の基礎スラブの 3 次元 F E M モデル



注：太線部は耐震壁の位置を示す。

グレーハッチ箇所は機能維持範囲外エリアを示す。

図 2-3 面外せん断力のコンター図

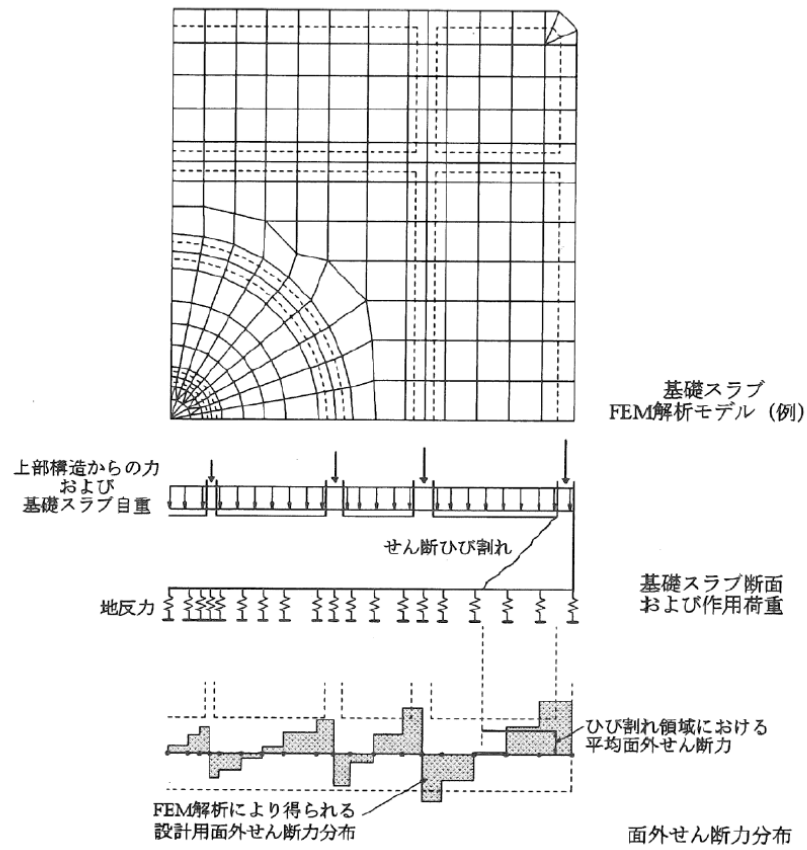


図 2-4 「RC-N 規準」の付図 2.2

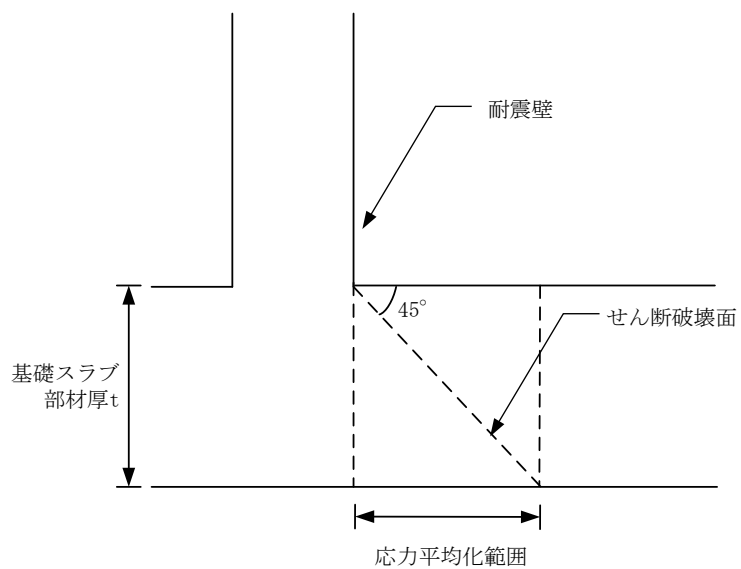
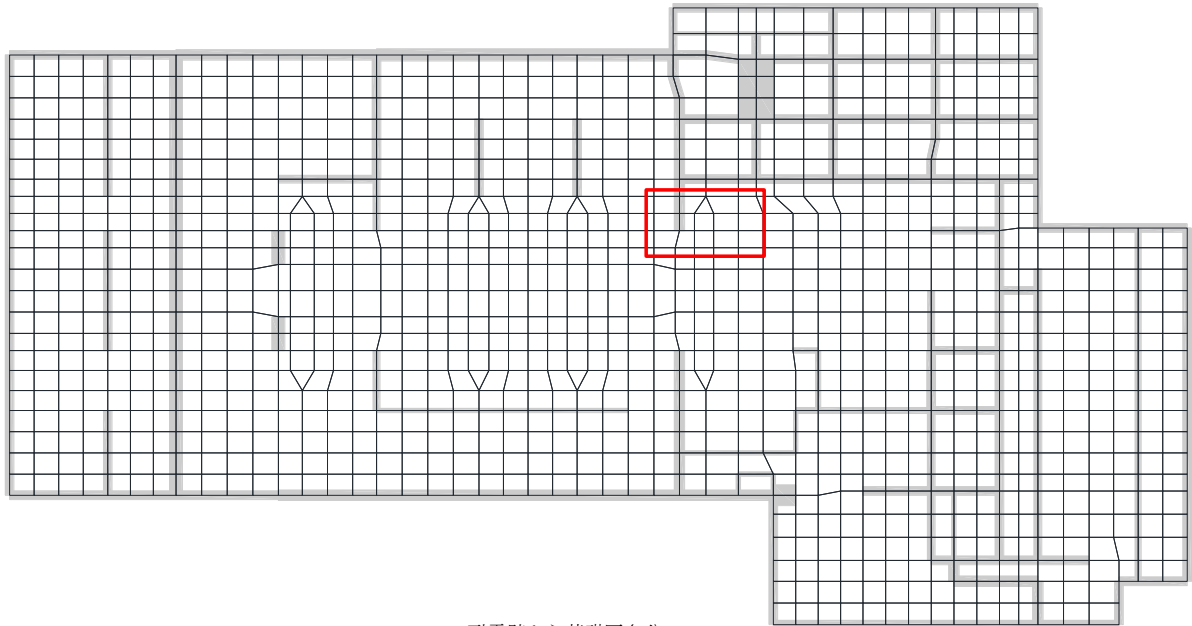


図 2-5 タービン建物の基礎スラブにおける面外せん断力に対する応力平均化の考え方



耐震壁から基礎厚さ分の長さ2.5mの範囲



- 応力平均化実施要素
- 平均化実施に用いた周辺要素
- 壁直下の範囲(平均化対象外)

図 2-6 応力平均化範囲

2.3 応力平均化の結果

応力平均化の手法として、下式のとおり、要素面積を考慮した重み付け平均で平均化を行っている。応力平均化に用いる各要素の発生値、面積及び重み付け値を表 2-2 に示す。また、応力平均化の結果を表 2-3 に示す。

$$Q_{ave} = \Sigma (Q_i \times A_i) / \Sigma A_i$$

ここで、

Q_{ave} : 平均化後の面外せん断力

Q_i : 平均化前の各要素の面外せん断力 (発生値)

A_i : 応力平均化範囲における各要素の面積

表 2-2 応力平均化に用いる各要素の発生値、面積及び重み付け値

応力平均化 対象要素	方向	組合せ ケース	要素番号	発生値 Q_i ($\times 10^3 \text{kN/m}$)	要素面積 A_i (m^2)	重み付け値 $Q_i \times A_i$
638	E W	4	638	6.30	2.3	14.5
			657	0.146	2.7	0.394
合計					5.0	14.9

表 2-3 応力平均化の結果

要素番号	方向	組合せ ケース	面外せん断力 ($\times 10^3 \text{kN/m}$)	
			平均化前	平均化後
638	E W	4	6.30	2.98

2.4 断面の評価

2.4.1 断面の評価方法

組合せケース 4 の面外せん断力について、発生値が許容値を超えないことを確認する。許容値は、「RC-N規準」に基づき算出する。

2.4.2 断面の評価結果

応力平均化後の評価結果を表 2-4 に示す。表 2-4 より、応力平均化後の面外せん断力の発生値が許容値を超えないことを確認した。

表 2-4 応力平均化後の評価結果

要素番号	方向	組合せ ケース	面外せん断力 ($\times 10^3 \text{kN/m}$)		平均化後の検定値 (発生値/許容値)
			発生値	許容値	
638	E W	4	2.98	4.83	0.62

注：許容せん断力は、発生値と同様に要素面積を考慮した重み付け平均値とする。

別紙 8 蒸気タービンの基礎を逆位相とした場合の影響検討

目 次

1. 概要	別紙 8-1
2. 影響検討	別紙 8-1
2.1 検討方法	別紙 8-1
2.2 荷重の組合せ	別紙 8-2
2.3 検討結果	別紙 8-3

1. 概要

VI-2-2-8「タービン建物の耐震性についての計算書」（以下「耐震計算書」という。）における基礎スラブの評価では，建物のロックングによる基礎浮上りが基礎スラブの接地面に局所的に過大な応力を発生させることが考えられることから，基礎浮上りが起こりやすい条件として，タービン建物と蒸気タービンの基礎の振動の位相を同位相となるように荷重を設定していた。

本検討では，タービン建物と蒸気タービンの基礎が逆位相で振動する場合の影響を検討する。

2. 影響検討

2.1 検討方法

タービン建物と蒸気タービンの基礎が逆位相の振動をする場合の基礎スラブの評価では，耐震計算書の応力解析モデルに入力している荷重のうち，蒸気タービンの基礎からの反力を逆方向に作用させる。なお，入力する荷重の大きさは耐震計算書における基礎スラブに入力する S_s 地震荷重と同じであり，応力解析モデルは工認モデルからの変更はない。

2.2 荷重の組合せ

解析ケースは組合せ係数法に基づいて、表 2-1 に示す 16 ケースとした。

表 2-1 解析ケース

外力の状態	ケース No.	荷重の組合せ*	蒸気タービンの基礎反力 (水平方向)
S s 地震時	1	$G + P + 1.0 S_{s\ SN} + 0.4 S_{s\ UD}$	$1.0 T G_{NS}$
	2	$G + P + 1.0 S_{s\ NS} + 0.4 S_{s\ UD}$	$1.0 T G_{SN}$
	3	$G + P + 1.0 S_{s\ SN} + 0.4 S_{s\ DU}$	$1.0 T G_{NS}$
	4	$G + P + 1.0 S_{s\ NS} + 0.4 S_{s\ DU}$	$1.0 T G_{SN}$
	5	$G + P + 1.0 S_{s\ WE} + 0.4 S_{s\ UD}$	$1.0 T G_{EW}$
	6	$G + P + 1.0 S_{s\ EW} + 0.4 S_{s\ UD}$	$1.0 T G_{WE}$
	7	$G + P + 1.0 S_{s\ WE} + 0.4 S_{s\ DU}$	$1.0 T G_{EW}$
	8	$G + P + 1.0 S_{s\ EW} + 0.4 S_{s\ DU}$	$1.0 T G_{WE}$
	9	$G + P + 0.4 S_{s\ SN} + 1.0 S_{s\ UD}$	$0.4 T G_{NS}$
	10	$G + P + 0.4 S_{s\ NS} + 1.0 S_{s\ UD}$	$0.4 T G_{SN}$
	11	$G + P + 0.4 S_{s\ SN} + 1.0 S_{s\ DU}$	$0.4 T G_{NS}$
	12	$G + P + 0.4 S_{s\ NS} + 1.0 S_{s\ DU}$	$0.4 T G_{SN}$
	13	$G + P + 0.4 S_{s\ WE} + 1.0 S_{s\ UD}$	$0.4 T G_{EW}$
	14	$G + P + 0.4 S_{s\ EW} + 1.0 S_{s\ UD}$	$0.4 T G_{WE}$
	15	$G + P + 0.4 S_{s\ WE} + 1.0 S_{s\ DU}$	$0.4 T G_{EW}$
	16	$G + P + 0.4 S_{s\ EW} + 1.0 S_{s\ DU}$	$0.4 T G_{WE}$

注記* : 水平地震力に蒸気タービンの基礎反力は含まない。

G : 固定荷重

P : 積載荷重

$S_{s\ SN}$: S → N 方向 S s 地震荷重 (地震時土圧を含む)

$S_{s\ NS}$: N → S 方向 S s 地震荷重 (地震時土圧を含む)

$S_{s\ EW}$: E → W 方向 S s 地震荷重 (地震時土圧を含む)

$S_{s\ WE}$: W → E 方向 S s 地震荷重 (地震時土圧を含む)

$S_{s\ UD}$: 鉛直方向 (下向き) S s 地震荷重

$S_{s\ DU}$: 鉛直方向 (上向き) S s 地震荷重

$T G_{SN}$: S → N 方向 蒸気タービンの基礎反力

$T G_{NS}$: N → S 方向 蒸気タービンの基礎反力

$T G_{EW}$: E → W 方向 蒸気タービンの基礎反力

$T G_{WE}$: W → E 方向 蒸気タービンの基礎反力

2.3 検討結果

表 2-2 及び図 2-1 にタービン建物と蒸気タービンの基礎が逆位相となる場合の検討結果を示す。比較のために表 2-3 及び図 2-2 に工認モデル（蒸気タービンの基礎同位相）の検討結果も示す。蒸気タービンの基礎を逆位相とした場合、図 2-1 及び図 2-2 に示すとおり、最大値発生位置に変動は生じるものの、コンクリートの最大圧縮ひずみ、鉄筋最大ひずみ及び面外せん断力は、いずれも許容限界内であることを確認した。

表 2-2 最大値一覧（蒸気タービンの基礎逆位相）

項目	方向	要素番号	荷重ケース	解析結果	許容限界
コンクリート 最大圧縮ひずみ ($\times 10^{-3}$)	N S	637	4	0.652	3.00
	E W	638	4	0.351	3.00
鉄筋最大ひずみ ($\times 10^{-3}$)	N S	637	3	1.66	5.00
	E W	258	4	0.953	5.00
面外せん断力 ($\times 10^3 \text{kN/m}$)	N S	655	3	5.30	5.99
	E W	616	4	5.23	5.99

表 2-3 最大値一覧（工認モデル（蒸気タービンの基礎同位相））

項目	方向	要素番号	荷重ケース	解析結果	許容限界
コンクリート 最大圧縮ひずみ ($\times 10^{-3}$)	N S	290	4	0.318	3.00
	E W	636	8	0.344	3.00
鉄筋最大ひずみ ($\times 10^{-3}$)	N S	457	4	0.402	5.00
	E W	614	7	0.576	5.00
面外せん断力 ($\times 10^3 \text{kN/m}$)	N S	638	3	4.32	5.99
	E W	638	4	2.98* (6.30)	4.83

注記*：応力の再配分を考慮して、応力平均化を行った結果であり、()内は、応力平均化前の値を示す。

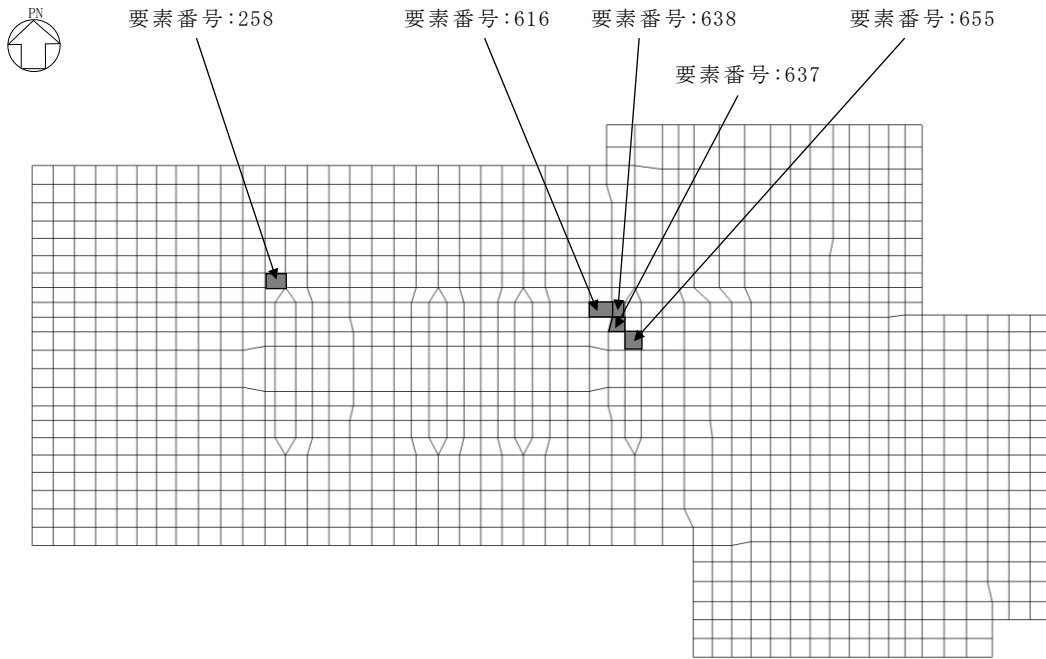


図 2-1 最大値発生位置（蒸気タービンの基礎逆位相）

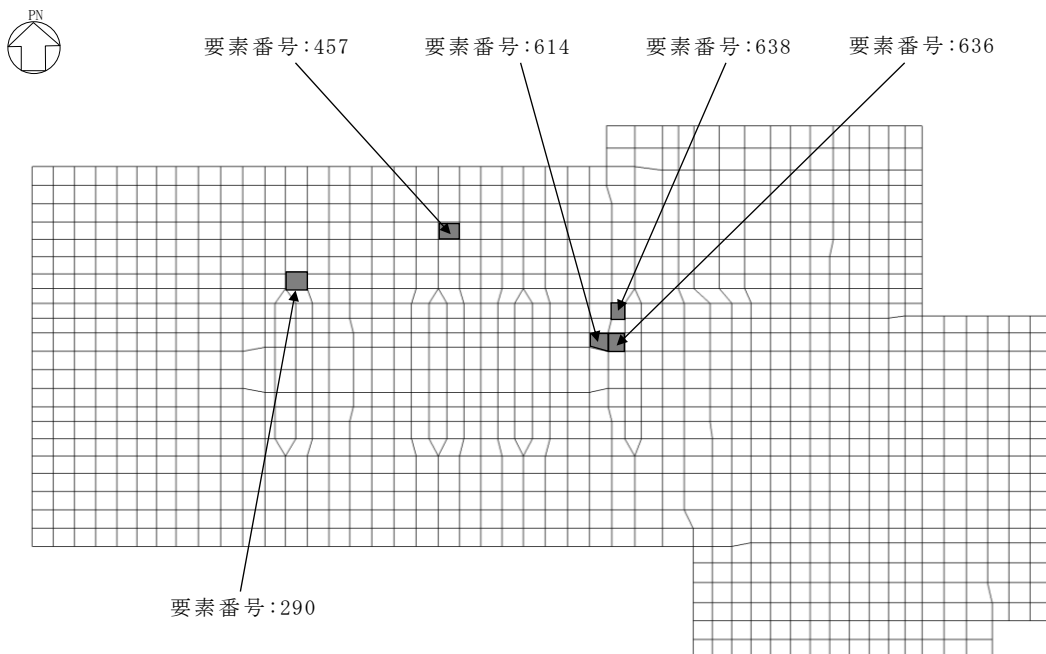


図 2-2 最大値発生位置（工認モデル（蒸気タービンの基礎同位相））

補足-025-04 廃棄物処理建物の耐震性についての計算書に関する

補足説明資料

1. 工事計画添付書類に係る補足説明資料

VI-2-2-10「廃棄物処理建物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 機能維持評価について

別紙 1 機能維持評価について

目 次

1. 概要 別紙 1-1
2. 機能維持評価について 別紙 1-2

1. 概要

本資料は、廃棄物処理建物の機能維持評価に関して説明するものである。

2. 機能維持評価について

廃棄物処理建物は、建物内部に「Sクラスの施設、常設耐震重要重大事故防止設備及び常設重大事故緩和設備（以下「上位クラス施設」という。）」が収納されている。このため、設計基準対象施設においては「Sクラスの施設の間接支持構造物」に、重大事故等対処施設においては「常設耐震重要重大事故防止設備及び常設重大事故緩和設備の間接支持構造物」に分類される。

廃棄物処理建物の設計基準対象施設としての評価においては、基準地震動 S_s による地震力に対する評価（以下「 S_s 地震時に対する評価」という。）及び保有水平耐力の評価を行うこととし、それぞれの評価は、VI-2-2-9「廃棄物処理建物の地震応答計算書」の結果を踏まえたものとする。廃棄物処理建物の評価は、VI-2-1-9「機能維持の基本方針」に基づき、耐震壁のせん断ひずみ及び保有水平耐力の評価を行うことで、廃棄物処理建物の地震時の構造強度及び機能維持の確認を行う。

また、重大事故等対処施設としての評価においては、 S_s 地震時に対する評価及び保有水平耐力の評価を行う。ここで、廃棄物処理建物では、運転時、設計基準事故時及び重大事故等時の状態において、圧力、温度等の条件について有意な差異がないことから、重大事故等対処施設としての評価は、設計基準対象施設としての評価と同一となる。

図2-1に基準地震動 S_s に対する機能維持要求エリアを示す。

EL 8.8m～EL 42.0m*には上位クラス施設が設置されており機能維持要求エリアとなっているため、 S_s 地震時の支持機能の評価を実施している。また、構造物全体としては耐震壁のせん断ひずみ及び保有水平耐力の評価を行っており、廃棄物処理建物の地震時の構造強度の確認を実施している。

注記*：「EL」は東京湾平均海面（T.P.）を基準としたレベルを示す。

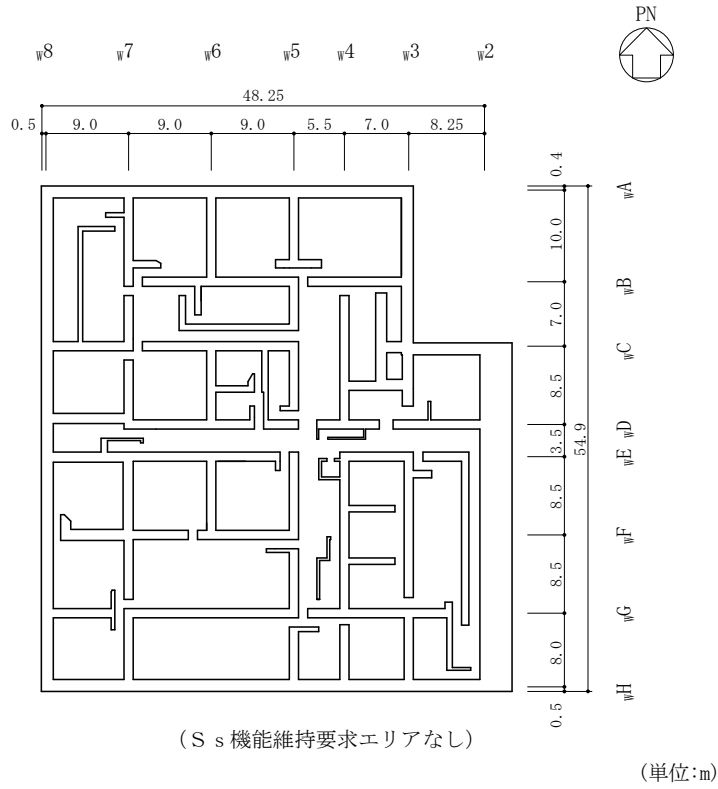


図 2-1(1) 基準地震動 S s に対する機能維持要求エリア (EL 3.0m)

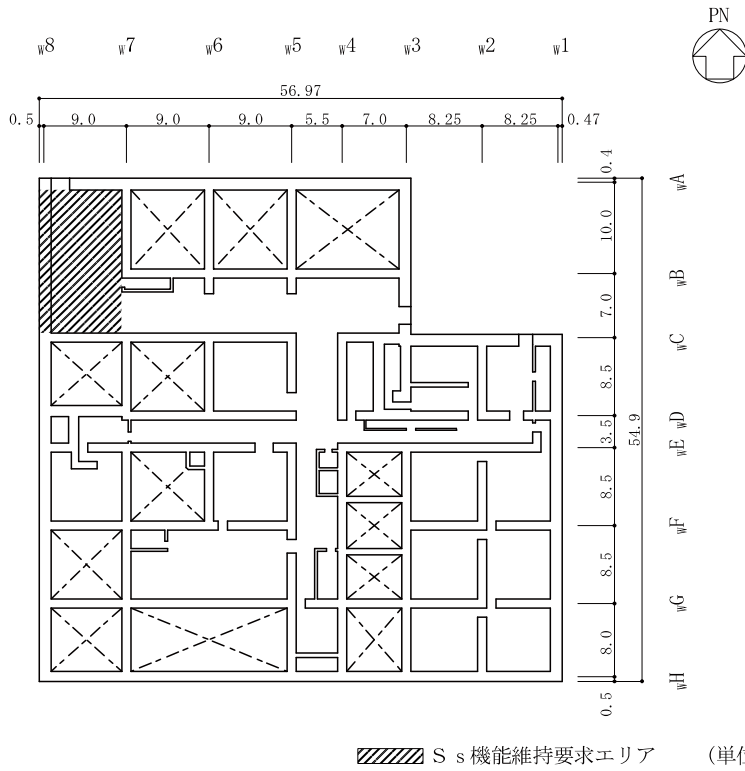


図 2-1(2) 基準地震動 S s に対する機能維持要求エリア (EL 8.8m)

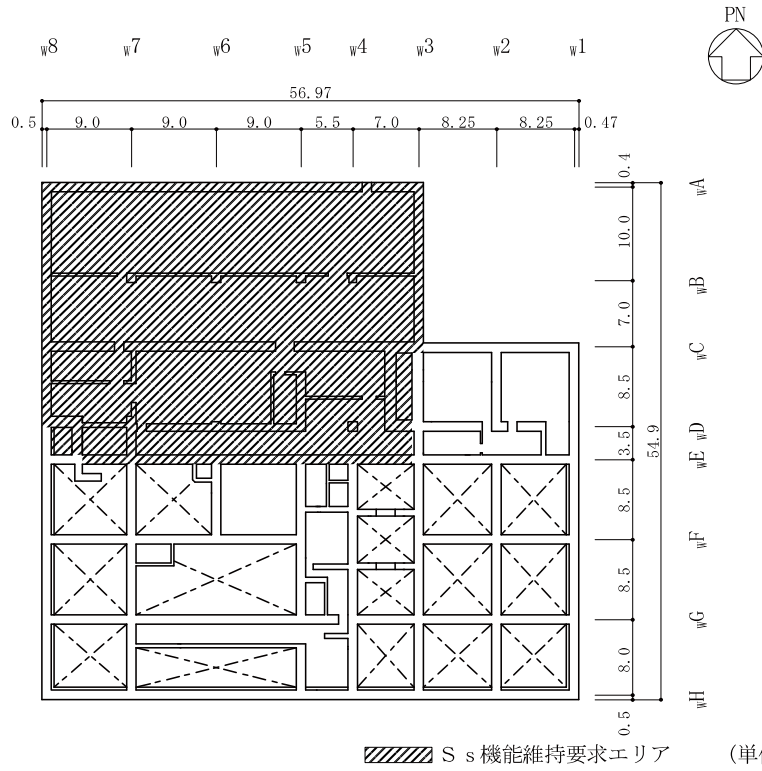


図 2-1(3) 基準地震動 S_s に対する機能維持要求エリア (EL 12.3m)

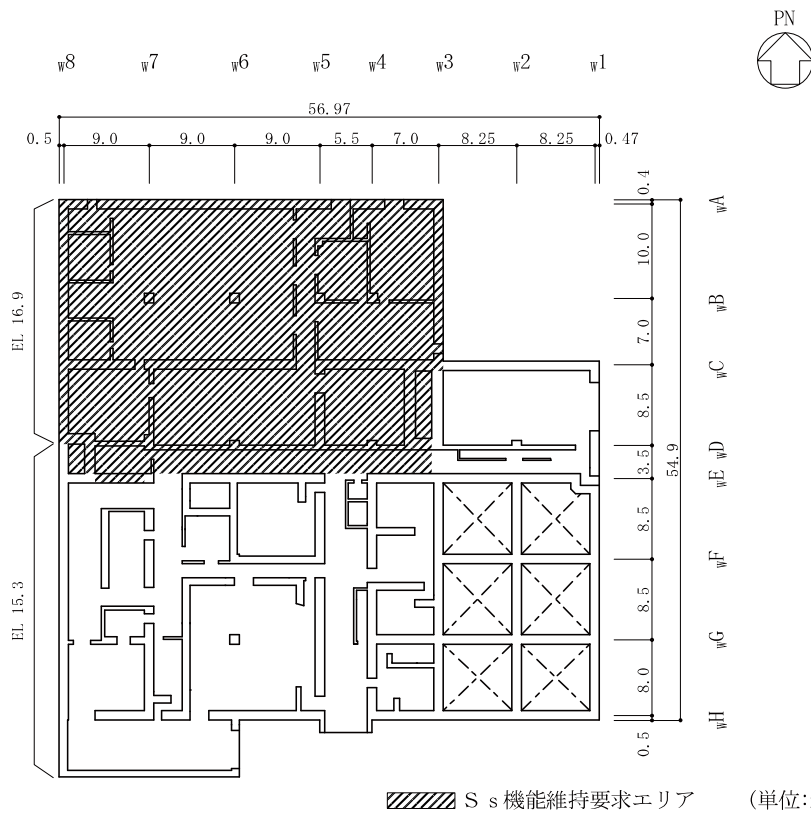


図 2-1(4) 基準地震動 S_s に対する機能維持要求エリア (EL 15.3m, EL 16.9m)

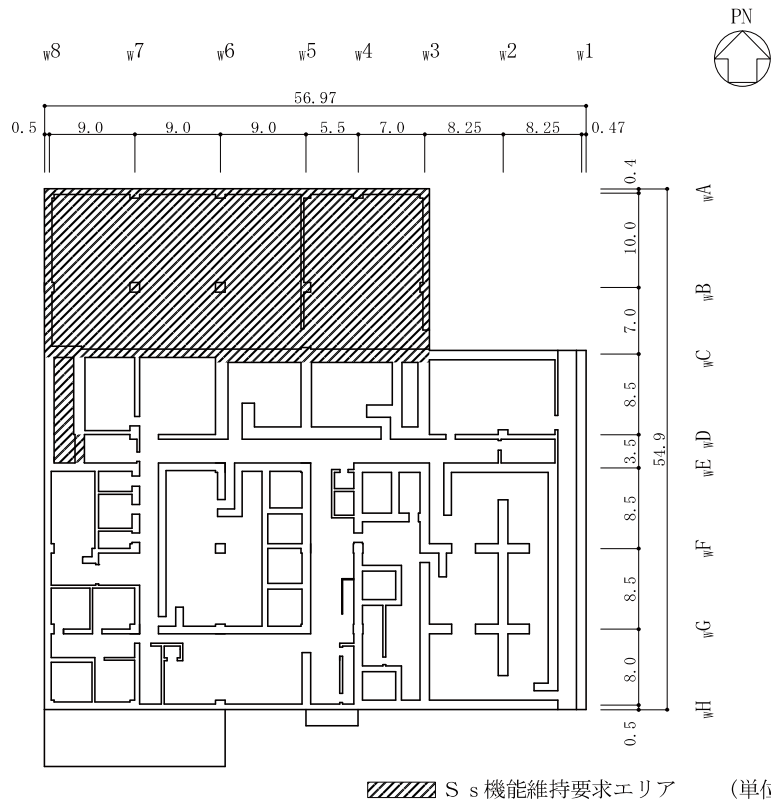


図 2-1(5) 基準地震動 S_s に対する機能維持要求エリア (EL 22.1m)

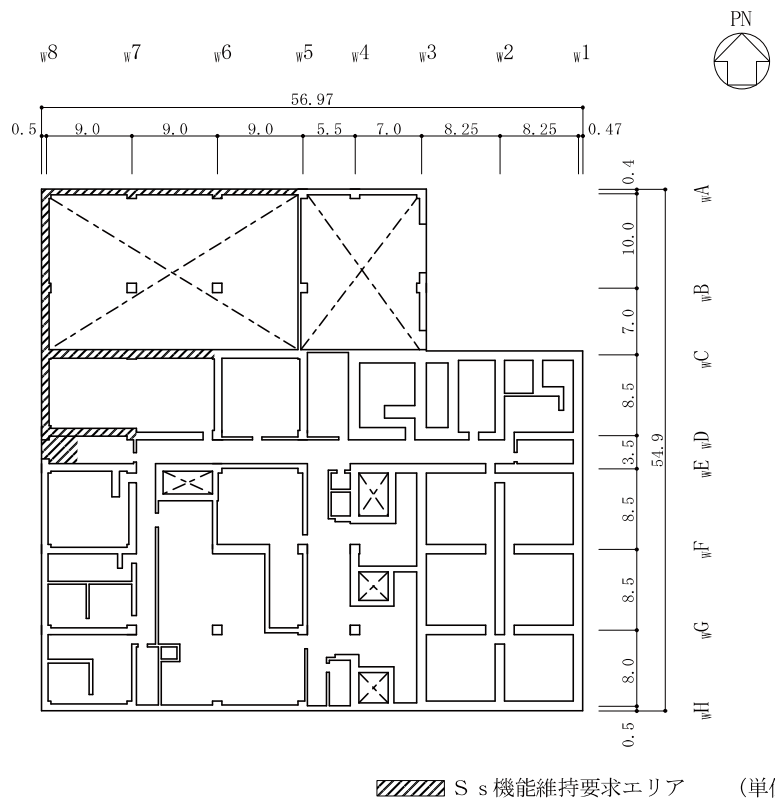


図 2-1(6) 基準地震動 S_s に対する機能維持要求エリア (EL 26.7m)

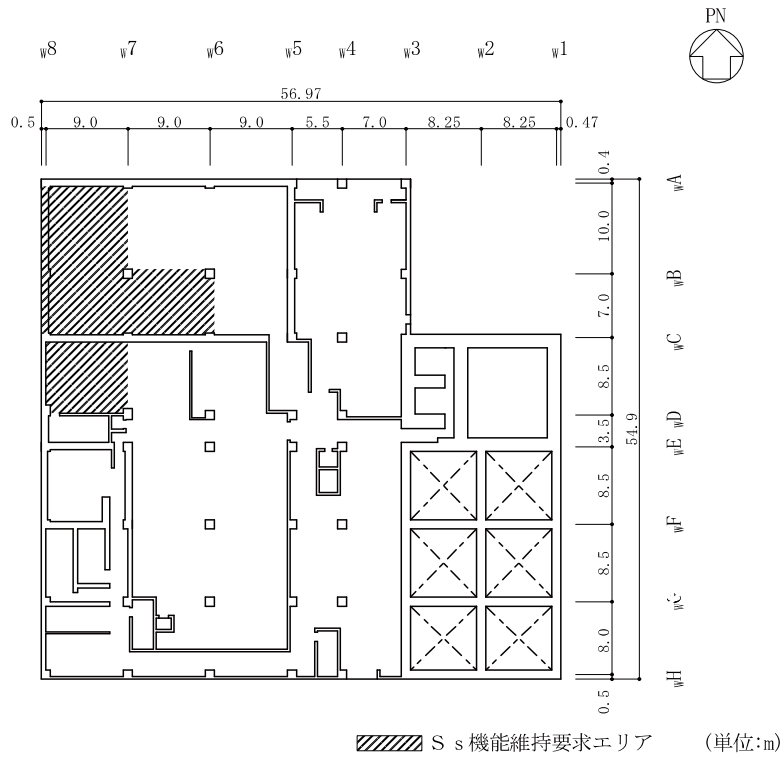


図 2-1(7) 基準地震動 S s に対する機能維持要求エリア (EL 32.0m)

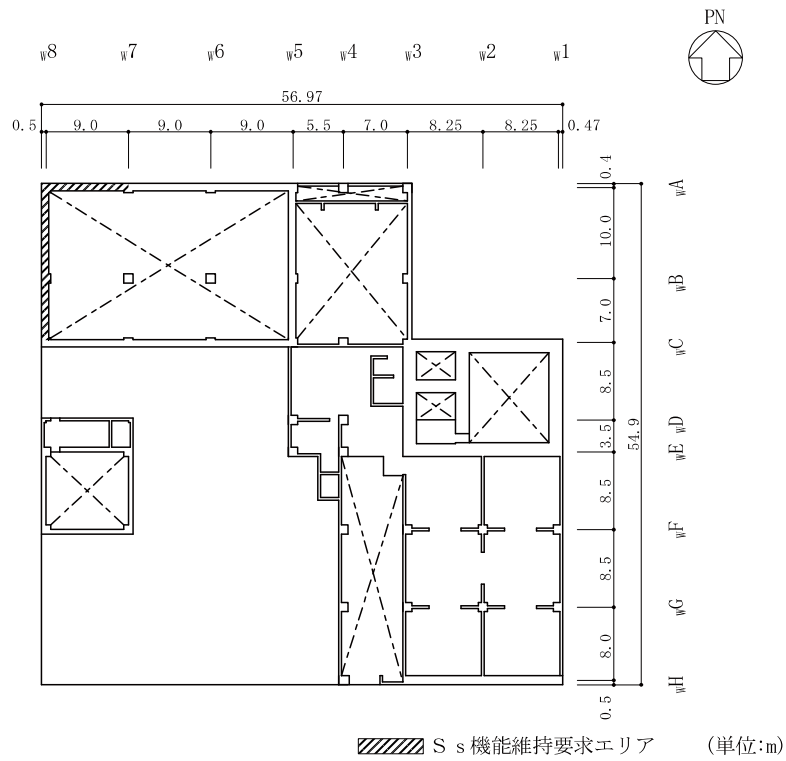


図 2-1(8) 基準地震動 S s に対する機能維持要求エリア (EL 37.5m)

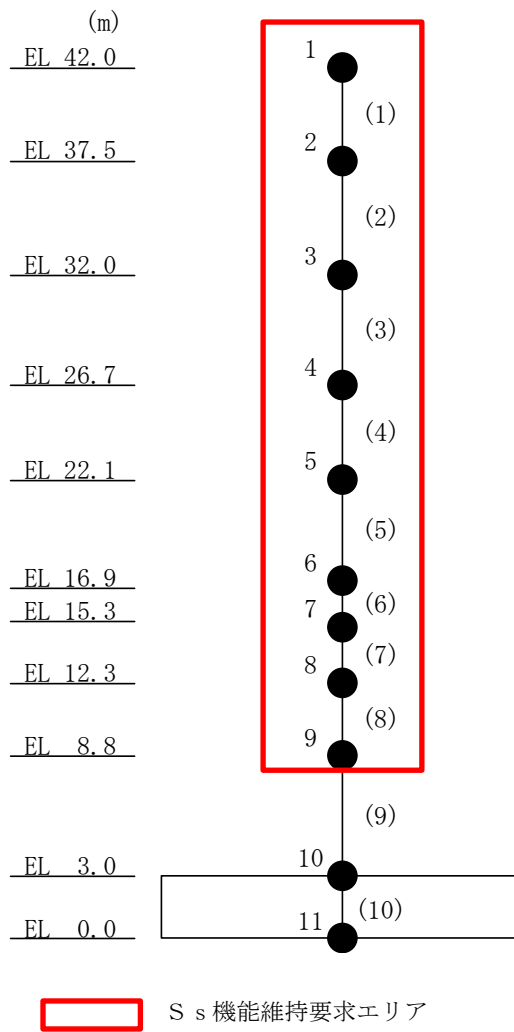


図 2-1(9) 基準地震動 S s に対する機能維持要求エリア

補足-025-05 緊急時対策所の耐震性についての計算書
に関する補足説明資料

1. 工事計画添付書類に係る補足説明資料

VI-2-2-12「緊急時対策所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 応力解析におけるモデル化，境界条件及び拘束条件の考え方

別紙2 地震荷重の入力方法

別紙3 応力解析における断面の評価部位の選定

別紙4 最大接地圧について

別紙 1 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 1-1
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 1-2

1. 概要

本資料は、緊急時対策所の基礎スラブ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

緊急時対策所の基礎スラブ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。

直接基礎の底面の地盤ばねの設定における基本的な考え方は，以下のとおり。なお，地震時の評価を行うことから，各荷重に共通で動的な地盤物性に基づく地盤ばねを用いる。

・水平ばね

振動アドミッタンス理論に基づく水平ばねより算出する。

・鉛直ばね

基礎浮上りを考慮し，回転ばね反力として生じる転倒モーメントを適切に評価するため，振動アドミッタンス理論に基づく回転ばねより算出する。

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。

・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。

・シェル要素

要素分割は，基本的には発生する応力状態によって決まり，構造形状と荷重条件より要素分割数を考慮する。要素形状の縦横比（アスペクト比）は，重要部分で 1:2 以下，その他の領域や応力変化が少ない領域では，1:3 程度までで，分割に際しては 4 角形要素を利用して格子状とするのが一般的である。曲面板構造の場合は，平板要素や軸対称シェル要素の大きさは，集中荷重や不連続部を含む曲面近傍では $2.5\sqrt{R/t}$ を 10~20 分割すると適切な応力分布が求められ，構造物の半径 (R) と板厚 (t) が考慮されている。また，面内曲げ・軸力及び面外のせん断や曲げを受ける部材のシェル要素の辺の長さは，シェルの広がり方向の応力分布の状態から決まり，応力変化が大きい領域は要素を小さくする必要がある。


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）

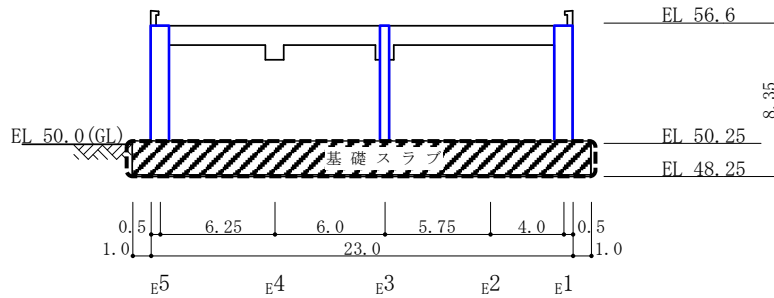
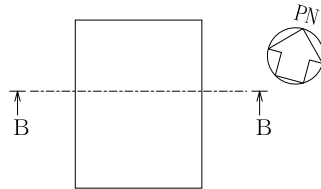
表 2-1(1) モデル化, 境界条件及び拘束条件

モデル概要


○モデル化範囲

- ・評価対象である基礎スラブ全体をモデル化する。
- ・上部構造物については, 基礎スラブより立ち上がる剛性の高い一部壁の剛性を拘束条件として考慮する。

 : はり要素でのモデル化範囲
(拘束条件として考慮)



(単位:m)


評価対象のモデル化範囲

モデル化範囲

表 2-1(2) モデル化, 境界条件及び拘束条件

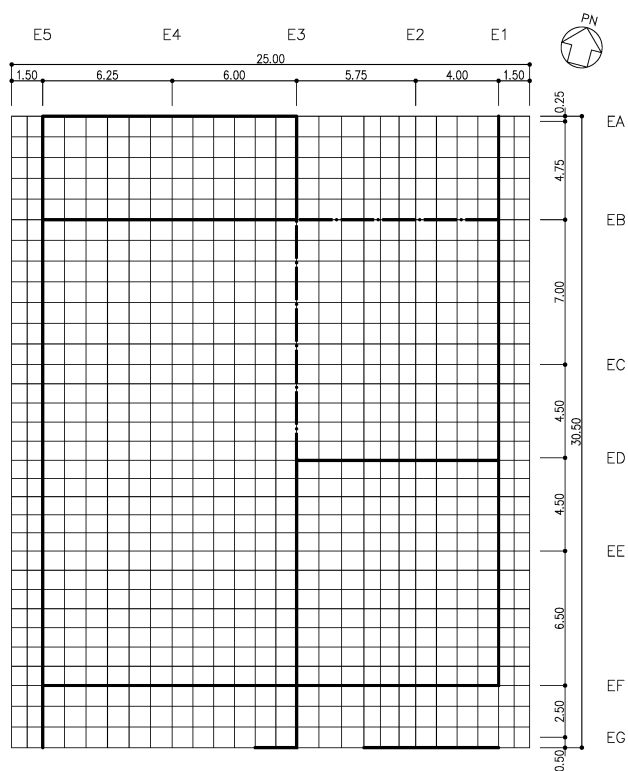
モデル概要

○使用要素

- ・シェル要素
- ・はり要素

○要素分割

- ・要素の一边の長さを 1.0m 程度とし, 壁の配置を考慮して分割する。



: 耐震壁
 : 間仕切壁 (単位 : m)

モデル概要

表 2-1(3) モデル化, 境界条件及び拘束条件

境界条件	
基礎スラブと地盤の境界	
<p>・基礎スラブと底面地盤との間に底面地盤を表現するギャップ要素を設け、基礎スラブと底面地盤との間の剝離（基礎スラブの浮上り）を考慮している。</p>	<p style="text-align: center;">ギャップ要素</p> <p style="text-align: center;">モデル概要</p>
<p>○ギャップ要素</p> <p>鉛直ばねに引張力が発生した際に、水平剛性及び鉛直剛性をゼロとし、浮上りを考慮する。</p>	
<p style="text-align: center;">(a) 水平剛性</p>	<p style="text-align: center;">(b) 鉛直剛性</p>
<p>注：鉛直ばねに引張力が発生した場合には、水平剛性もゼロとする。</p> <p style="text-align: center;">ギャップ要素の概念図</p>	
<p>○底面地盤ばね</p> <p>水平剛性及び鉛直剛性は以下のとおり設定する。</p> <ul style="list-style-type: none"> ・水平剛性：振動アドミタンス理論による水平ばねK_Hを節点支配面積A_iで離散化。 $K_{Hi} = (K_{HNS}/A + K_{HEW}/A) / 2 \times A_i$ A：基礎スラブの底面積 ・鉛直剛性：転倒モーメントが支配的となるため振動アドミタンス理論による回転ばねK_Rを節点支配面積A_iで離散化。 $K_{Vi} = (K_{RNS}/I_{NS} + K_{REW}/I_{EW}) / 2 \times A_i$ I：基礎スラブの断面二次モーメント 	
<p style="text-align: center;">底面地盤ばね</p>	<p style="text-align: center;">基礎スラブ底面全体で 離散化</p>

表 2-1(4) モデル化, 境界条件及び拘束条件

拘束条件	
上部構造物と基礎スラブの境界	
<ul style="list-style-type: none"> ・ 基礎スラブと上部構造物の境界部においては, 上部構造物の剛性を考慮することで, 基礎スラブの応力・変形状態を評価する。 ・ 上部構造物の剛性は EL 50.25m~EL 56.6m の壁の剛性をはり要素として考慮する。 	
はり要素の剛性 (断面性能)	
<ul style="list-style-type: none"> ・ 曲げ剛性 (断面二次モーメント) $I = t \cdot h^3 / 12$ <ul style="list-style-type: none"> ・ せん断剛性 (せん断断面積) $A_s = t \cdot h$	<ul style="list-style-type: none"> t : 壁の厚さ h : モデル化する壁の高さ

別紙 2 地震荷重の入力方法

目 次

1. 概要	別紙 2-1
2. 地震荷重の入力方法	別紙 2-2

1. 概要

本資料は、緊急時対策所の基礎スラブに作用する地震荷重の入力方法について示すものである。

2. 地震荷重の入力方法

緊急時対策所の基礎スラブの応力解析に当たって、FEMモデルに入力する地震荷重として、水平地震力及び鉛直地震力を考慮する。

地震荷重の入力は、基準地震動 S_s に対する地震応答解析結果を考慮し、FEMモデルに入力する水平力、曲げモーメント及び鉛直力が、各質点位置で地震応答解析結果と等価になるように設定する。

具体的には、水平地震力については、地震応答解析により求まる最大応答せん断力に基づく水平力をFEMモデルに入力する。上部構造物から作用する基礎スラブへの地震時反力については、FEMモデルにおける上部構造物脚部に対応する各節点に、節点の支配面積に応じて分配し、節点荷重として入力する。基礎スラブモデル部分については、地震応答解析より求まる基礎スラブ底面地盤ばねの最大水平力から、上部構造物から作用する水平力を差し引いた値と等価になる荷重（以下「付加せん断力」という。）をFEMモデルの基礎スラブの各節点に、節点の支配面積に応じて分配し、節点荷重として入力する。

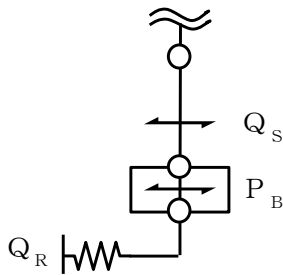
また、地震応答解析により求まる最大応答曲げモーメントをFEMモデルに入力する。上部構造物から作用する基礎スラブへの地震時反力は、偶力に置換して水平力を入力位置に節点荷重として入力する。基礎スラブモデル部分については、地震応答解析より求まる基礎スラブ底面地盤ばねの最大曲げモーメントから、上部構造物から作用する曲げモーメントを差し引いた値と等価になる荷重（以下「付加曲げモーメント」という。）をFEMモデルの基礎スラブの各節点に、節点の支配面積と中心位置からの距離に応じて偶力に置換して分配し、節点荷重として入力する。

なお、水平地震力及び曲げモーメントについては、荷重分配解析によって分配し、耐震壁の位置に対応する節点に入力する。また、曲げモーメントの偶力への置換については、平面保持を仮定している。

鉛直地震力については、地震応答解析により求まる基礎スラブ直上の部材の軸力から算出した軸力係数に基づく鉛直力をFEMモデルに入力する。上部構造物から作用する基礎スラブへの地震時反力については、FEMモデルにおける上部構造物脚部位置に対応する各節点の支配面積に応じて上部構造物の重量を分配した支配重量に軸力係数を乗じた節点荷重として入力する。基礎スラブモデル部分については、地震応答解析より求まる基礎スラブ底面地盤ばねの鉛直力から上部構造物から作用する鉛直力を差し引いた値と等価になる荷重（以下「付加軸力」という。）を基礎スラブの重量で除して付加軸力係数を算定する。そして、FEMモデルの基礎スラブの各節点の支配重量に付加軸力係数を乗じた節点荷重として入力する。

FEMモデルに入力する地震荷重の概念図を図2-1に示す。また、FEMモデルに入力する地震荷重を図2-2に示す。

■基礎スラブモデル部分に作用させる付加せん断力 P_B の算出



$$P_B = Q_R - Q_S$$

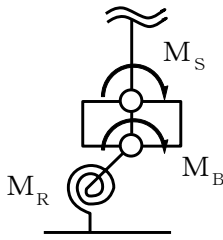
P_B : FEMにする付加せん断力

Q_R : 地震応答解析より設定した地盤ばねに生じる水平力

Q_S : 地震応答解析より設定した上部構造物から基礎スラブに作用するせん断力

(a) 水平地震力

■基礎スラブモデル部分に作用させる付加曲げモーメント M_B の算出



$$M_B = M_R - M_S$$

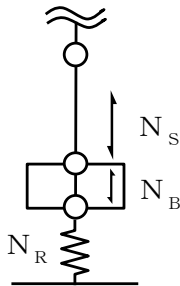
M_B : FEMにする付加曲げモーメント

M_R : 地震応答解析より設定した地盤ばねに生じる曲げモーメント

M_S : 地震応答解析より設定した上部構造物から基礎スラブに作用する曲げモーメント

(b) 曲げモーメント

■基礎スラブモデル部分に作用させる付加軸力 N_B の算出



$$N_B = N_R - N_S$$

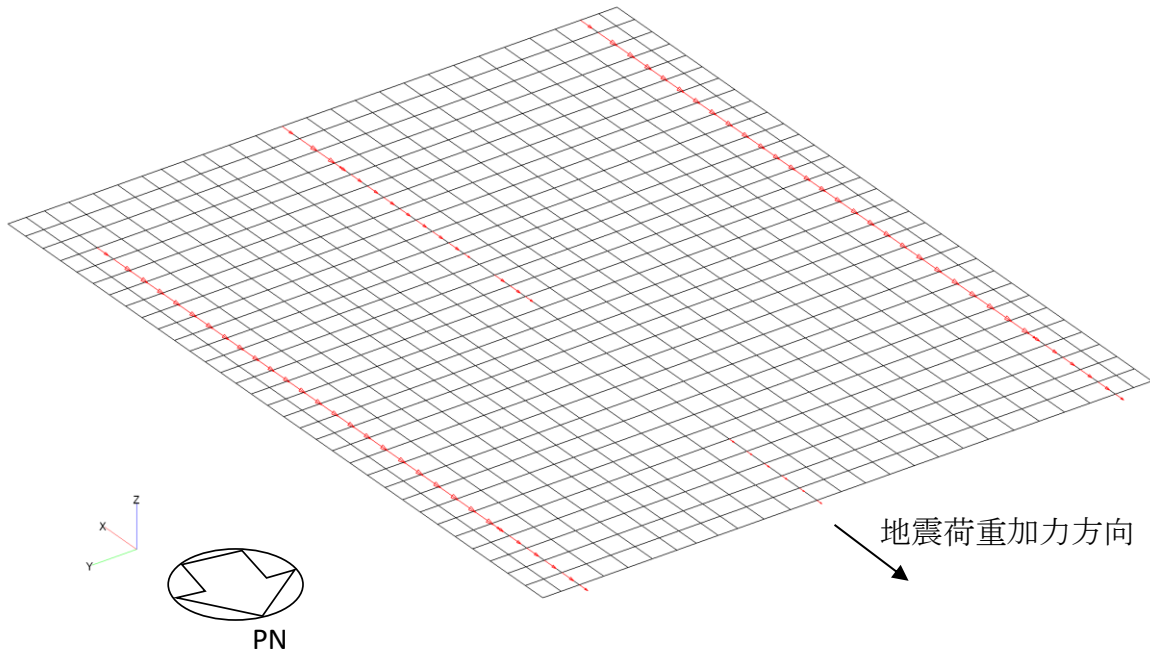
N_B : FEMにする付加軸力

N_R : 地震応答解析より設定した地盤ばねに生じる鉛直力

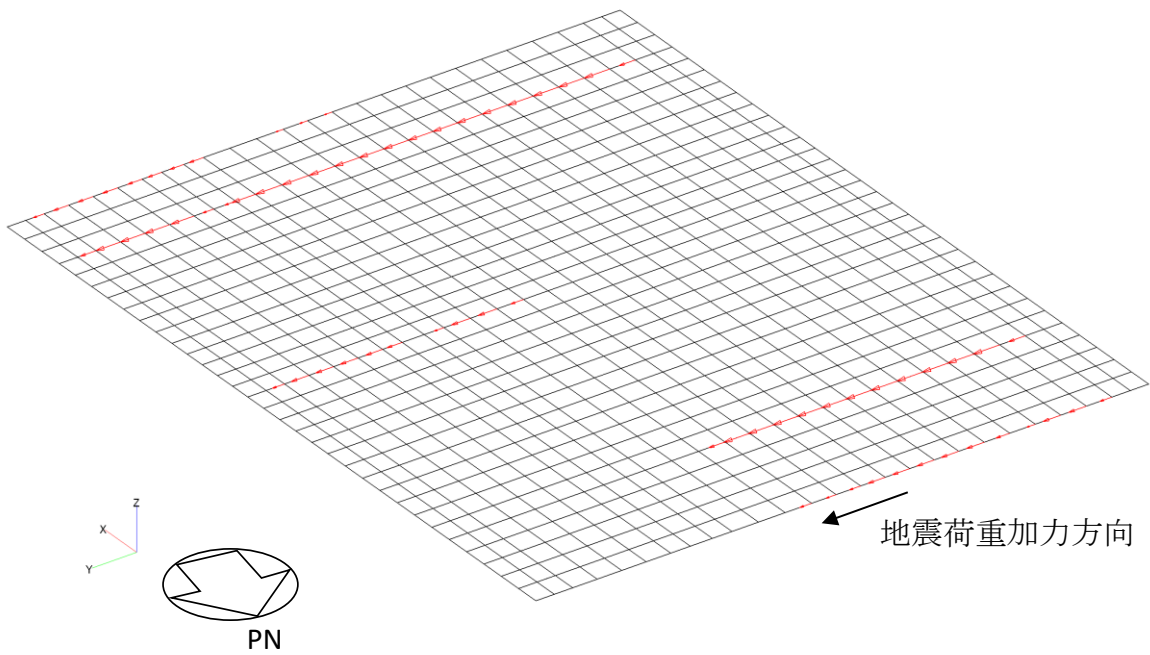
N_S : 地震応答解析より設定した上部構造物から基礎スラブに作用する鉛直力

(c) 鉛直地震力

図 2-1 FEMモデルにする地震荷重の概念図

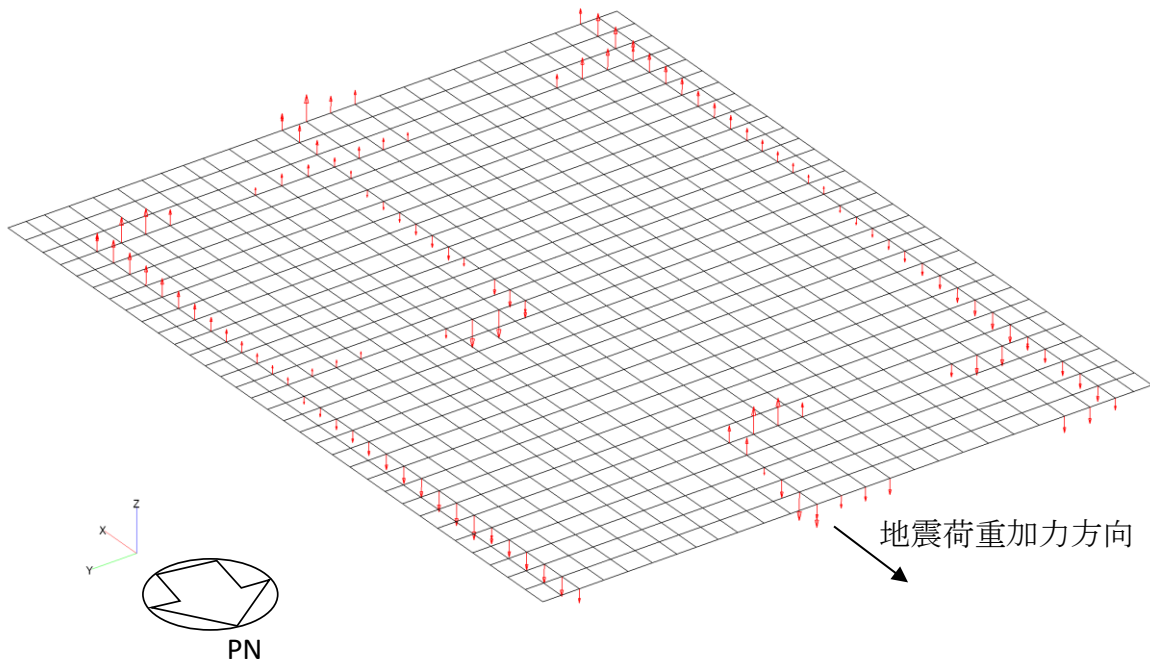


(a) 水平力 (N S 方向)

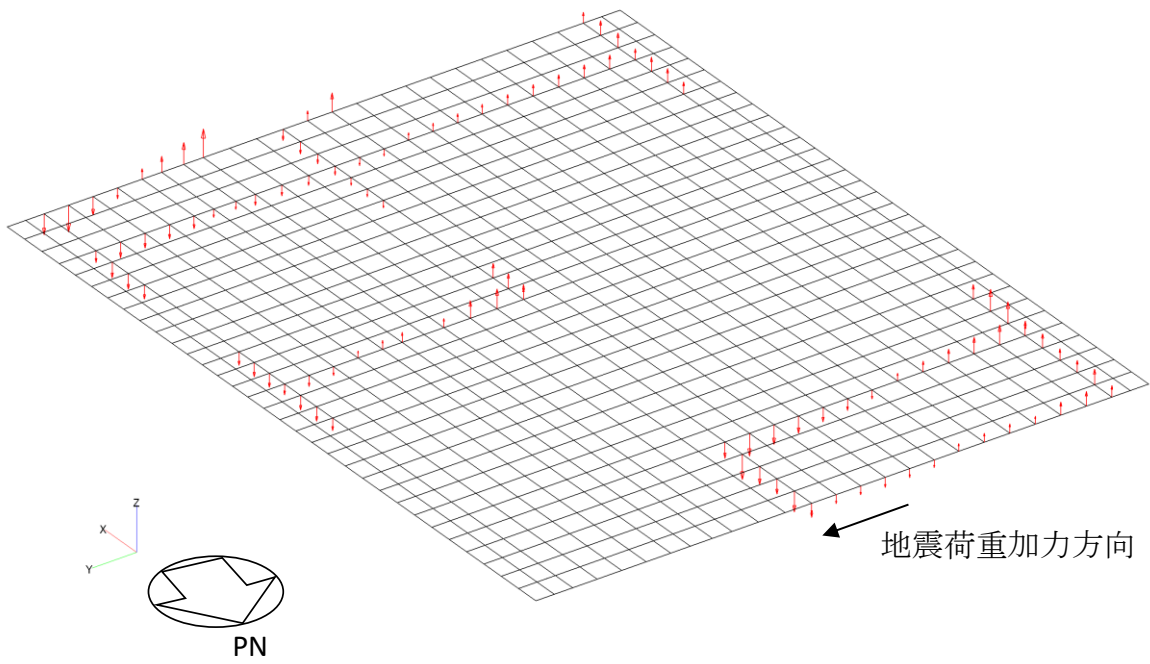


(b) 水平力 (E W 方向)

図 2-2(1) F E Mモデルに入力する地震荷重

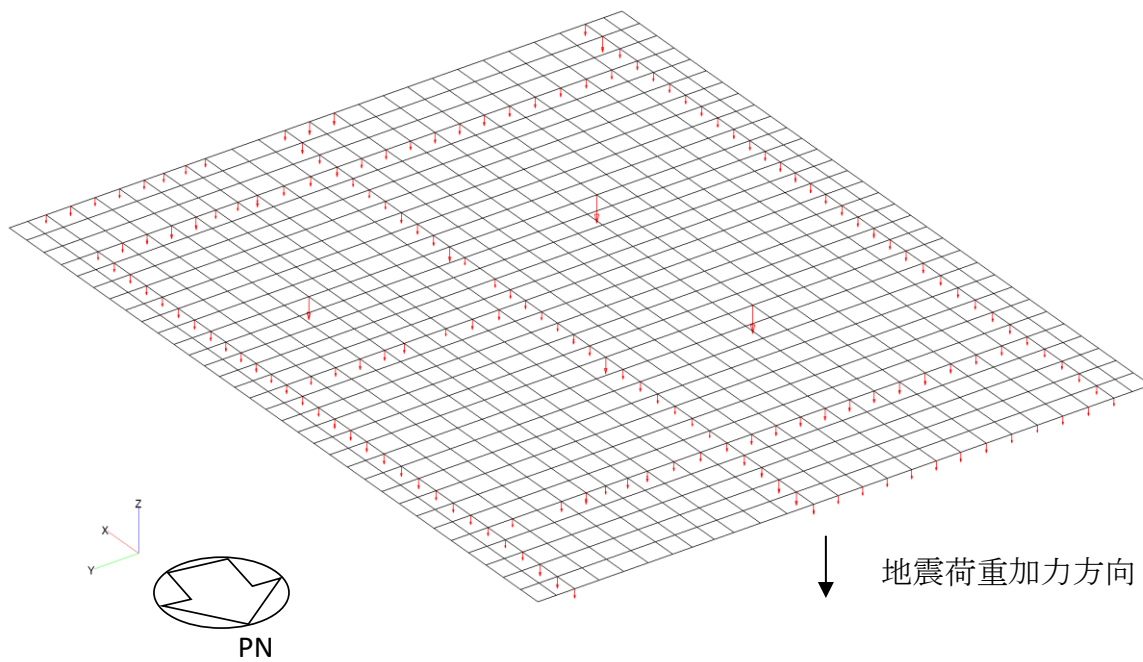


(c) 曲げモーメント (NS方向)



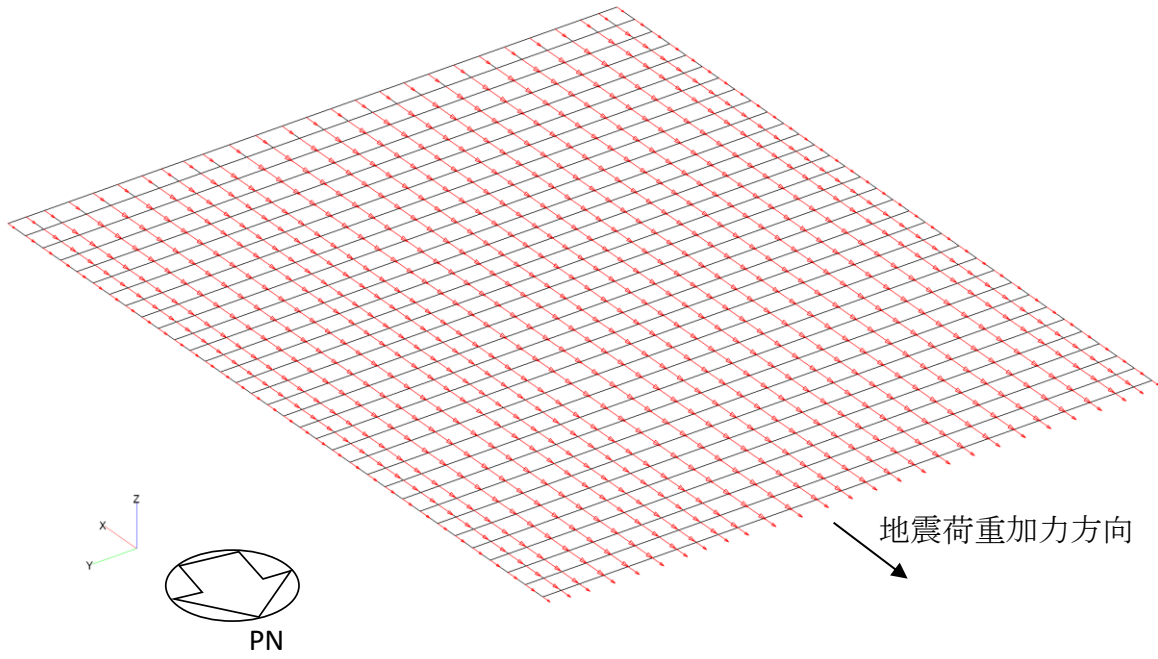
(d) 曲げモーメント (EW方向)

図 2-2(2) FEMモデルに入力する地震荷重

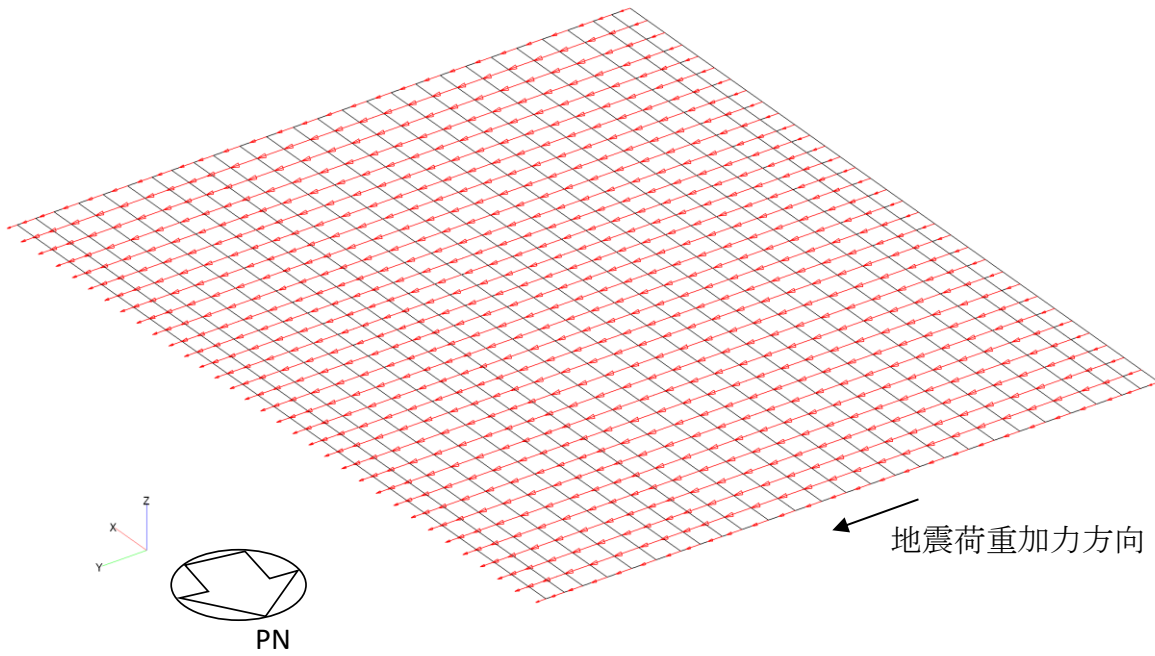


(e) 鉛直力

図 2-2(3) FEMモデルに入力する地震荷重

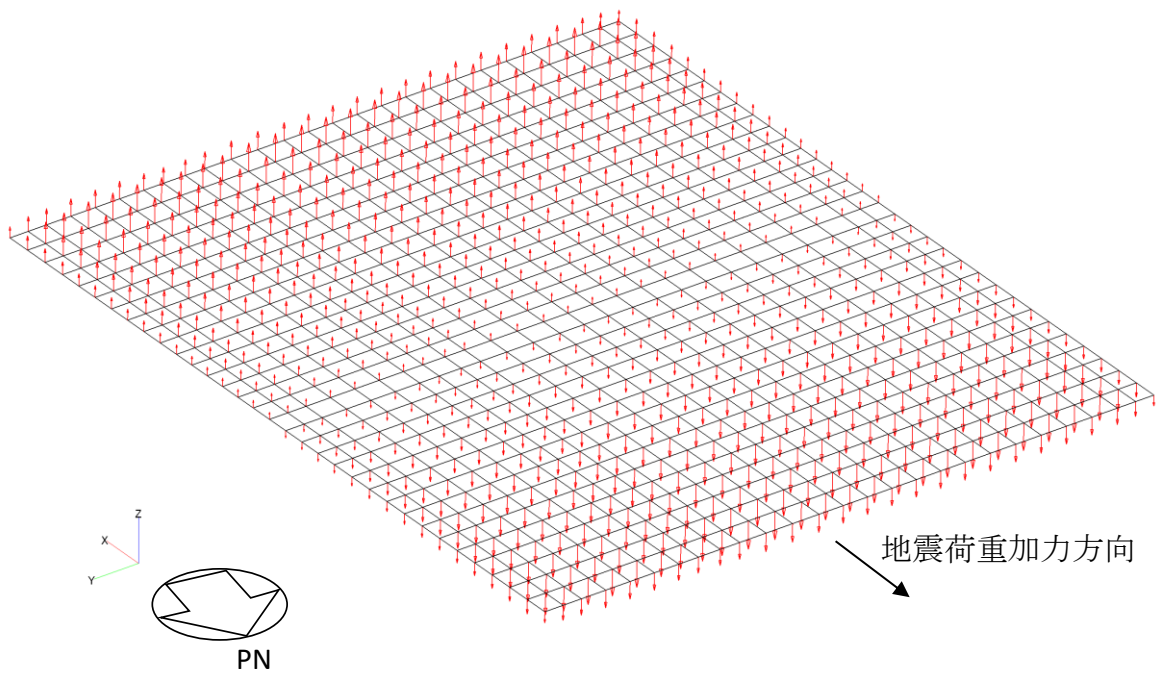


(f) 付加せん断力 (N S 方向)

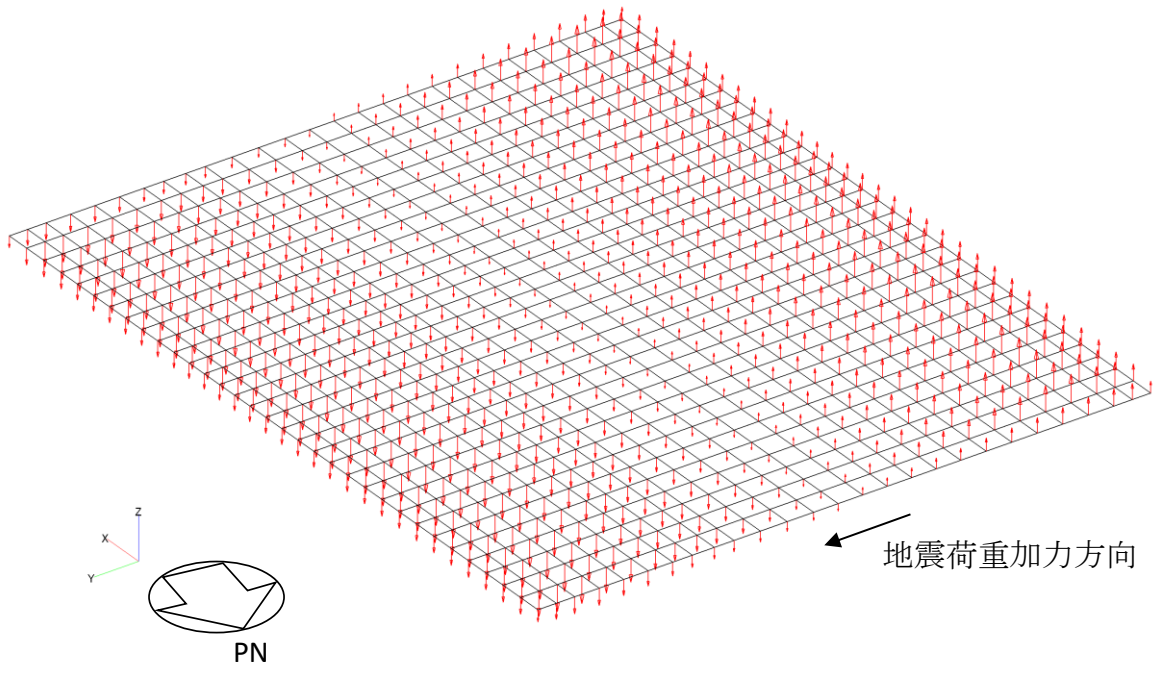


(g) 付加せん断力 (E W 方向)

図 2-2(4) F E Mモデルに入力する地震荷重

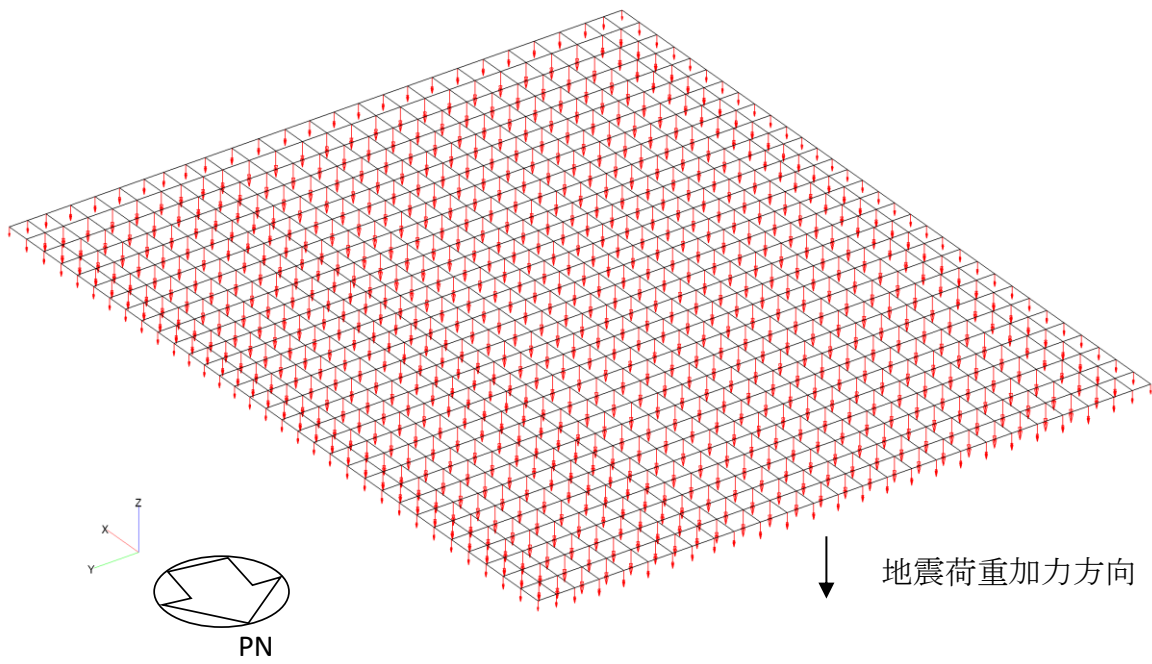


(h) 付加曲げモーメント (N S方向)



(i) 付加曲げモーメント (E W方向)

図 2-2(5) F E Mモデルに入力する地震荷重



(j) 付加軸力

図 2-2(6) FEMモデルに入力する地震荷重

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. 断面の評価部位の選定 | 別紙 3-2 |

1. 概要

本資料は、緊急時対策所の基礎スラブ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。

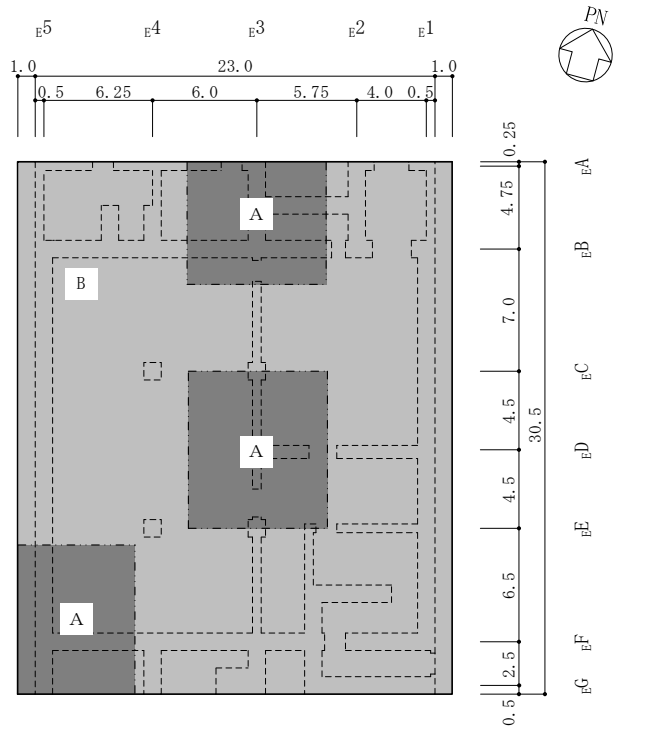
2. 断面の評価部位の選定

緊急時対策所の基礎スラブの荷重の組合せケースを表2-1に、配筋領域図を図2-1に、配筋一覧を表2-2に示す。

各評価項目の検定値一覧を表2-3に、断面力ごとの検定値が最大となる要素及び断面の評価結果を図2-2に、断面の評価部位の選定に関する荷重組合せケースの断面力コンター図を図2-3に示す。

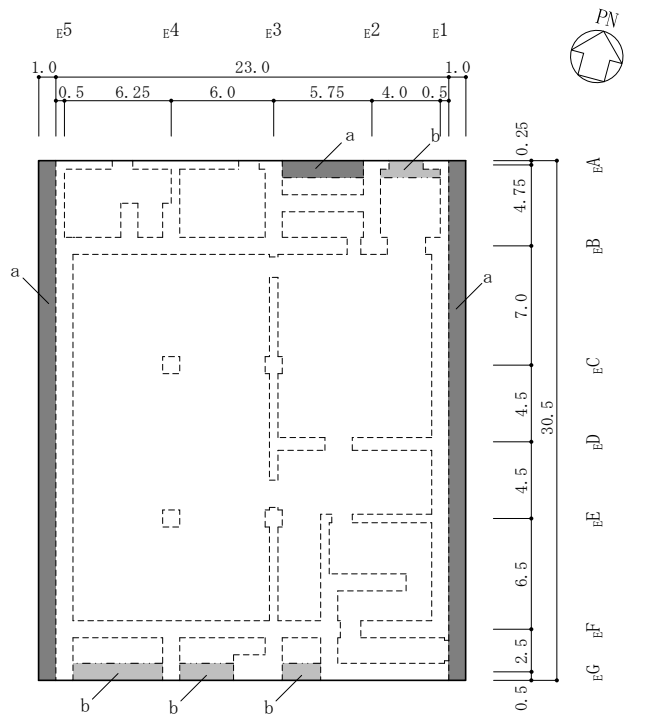
表 2-1 荷重の組合せケース

外力の状態	ケース No.	荷重の組合せ
S s 地震時	1	$G + P + 1.0S_{NS} + 0.4S_{UD}$
	2	$G + P + 1.0S_{SN} + 0.4S_{UD}$
	3	$G + P + 1.0S_{NS} + 0.4S_{DU}$
	4	$G + P + 1.0S_{SN} + 0.4S_{DU}$
	5	$G + P + 1.0S_{EW} + 0.4S_{UD}$
	6	$G + P + 1.0S_{WE} + 0.4S_{UD}$
	7	$G + P + 1.0S_{EW} + 0.4S_{DU}$
	8	$G + P + 1.0S_{WE} + 0.4S_{DU}$
	9	$G + P + 0.4S_{NS} + 1.0S_{UD}$
	10	$G + P + 0.4S_{SN} + 1.0S_{UD}$
	11	$G + P + 0.4S_{NS} + 1.0S_{DU}$
	12	$G + P + 0.4S_{SN} + 1.0S_{DU}$
	13	$G + P + 0.4S_{EW} + 1.0S_{UD}$
	14	$G + P + 0.4S_{WE} + 1.0S_{UD}$
	15	$G + P + 0.4S_{EW} + 1.0S_{DU}$
	16	$G + P + 0.4S_{WE} + 1.0S_{DU}$



(単位:m)

(a) 主筋



(単位:m)

(b) せん断補強筋

図 2-1 配筋領域図

表 2-2 配筋一覧

(a) 主筋

領域	方向	上げ筋	下げ筋
A	N S	2-D38@200	2-D38@200
	E W	2-D38@200	2-D38@200
B	N S	D38@200+D38@400	D38@200+D38@400
	E W	D38@200+D38@400	D38@200+D38@400

(b) せん断補強筋

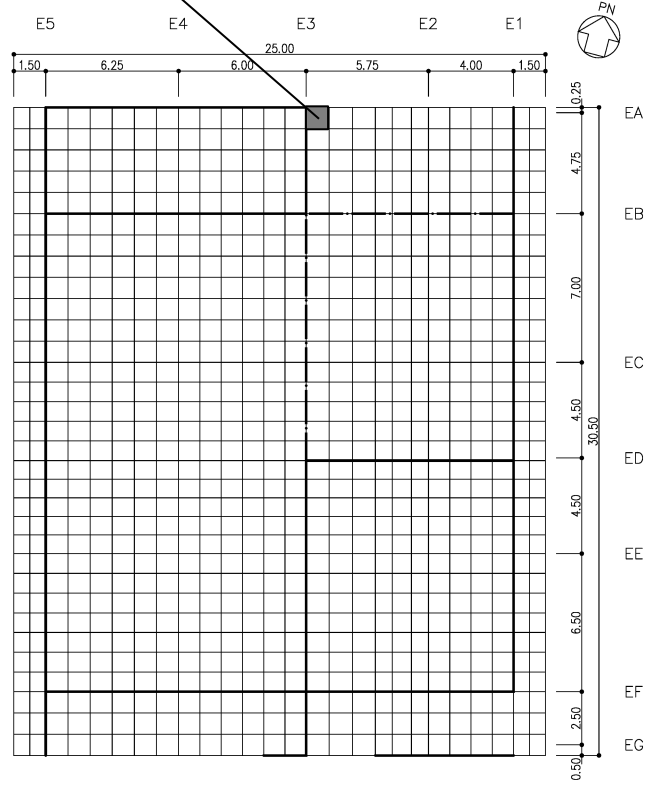
領域	配筋
a	D29@400×200
b	D29@400×400

表 2-3 各評価項目の検定値一覧

評価項目		方向	要素 番号	組合せ ケース	検定値
軸力 + 曲げモーメント	必要鉄筋比	E W	449	8	0.72
面外せん断力	面外せん断力	E W	449	8	0.72

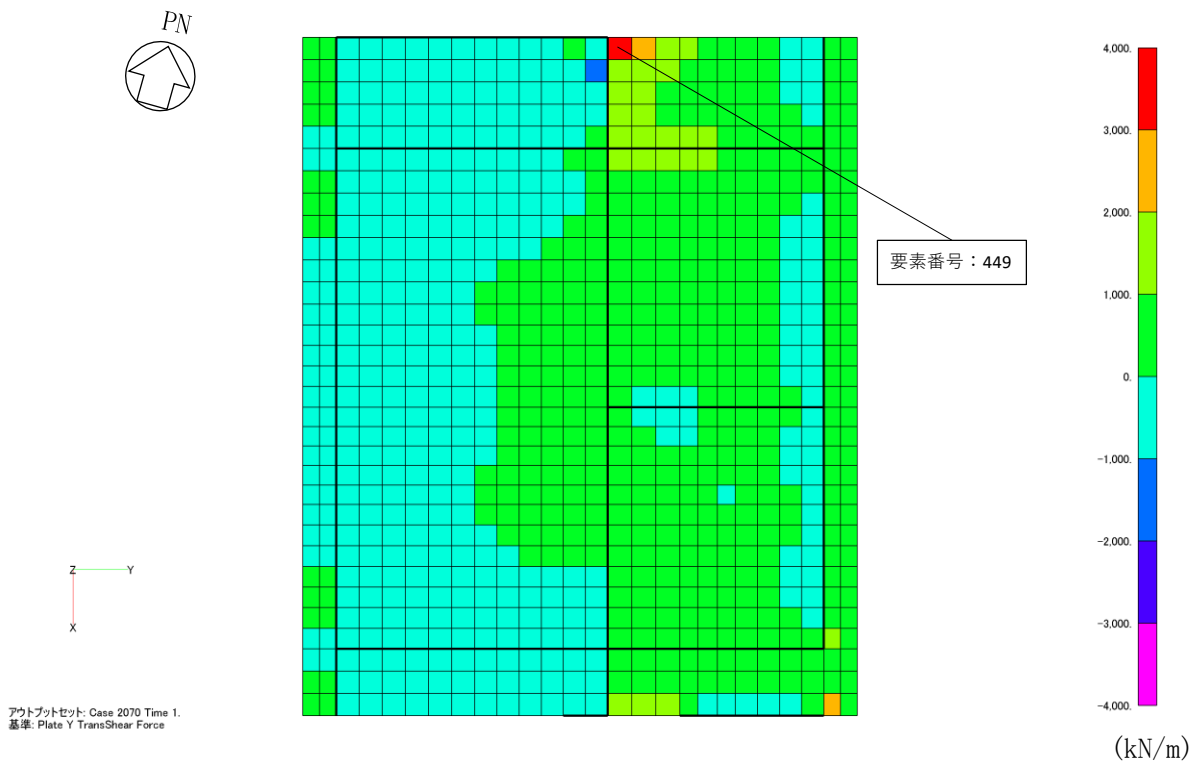
注：□ は、検定値が最大となる要素を示す。

要素番号 : 449 軸力+曲げモーメント ケース : 8 検定値 : 0.72	要素番号 : 449 面外せん断力 ケース : 8 検定値 : 0.72
---	---



注 : は、検定値が最大となる要素を示す。

図 2-2 断面力ごとの検定値が最大となる要素及び断面の評価結果



面外せん断力 (EW方向, ケース 8)

図 2-3 断面の評価部分の選定に関する荷重組合せケースの断面力コンター図

別紙 4 最大接地圧について

目 次

1. 概要	別紙 4-1
2. 接地圧	別紙 4-2

1. 概要

本資料は、緊急時対策所の基礎スラブの基準地震動 S_s による地震力（以下「 S_s 地震時」という。）に対する接地圧を示すものである。

2. 接地圧

S s 地震時の最大接地圧が、岩盤の極限支持力度 ($9.8 \times 10^3 \text{kN/m}^2$) を超えないことを確認する。

S s 地震時の接地圧を表 2-1～表 2-8 に示す。材料物性の不確かさを考慮した S s 地震時の最大接地圧は $0.512 \times 10^3 \text{kN/m}^2$ であることから、岩盤の極限支持力度を超えないことを確認した。なお、鉛直力及び転倒モーメントは減衰力を含んだ反力とする。

表 2-1 S s 地震時の接地圧 (ケース 1, NS 方向)

基準地震動 S s	鉛直力 N ($\times 10^4 \text{kN}$)	転倒モーメント M ($\times 10^6 \text{kN} \cdot \text{m}$)	最大接地圧 ($\times 10^3 \text{kN/m}^2$)
S s - D	7.04	0.620	0.319
S s - F 1	4.32	0.386	0.244
S s - F 2	5.17	0.519	0.283
S s - N 1	4.68	0.373	0.243
S s - N 2 NS	6.53	0.391	0.257
S s - N 2 EW	6.53	0.437	0.269

表 2-2 S s 地震時の接地圧 (ケース 1, EW 方向)

基準地震動 S s	鉛直力 N ($\times 10^4 \text{kN}$)	転倒モーメント M ($\times 10^6 \text{kN} \cdot \text{m}$)	最大接地圧 ($\times 10^3 \text{kN/m}^2$)
S s - D	7.04	0.627	0.502
S s - F 1	4.32	0.478	0.295
S s - F 2	5.17	0.382	0.269
S s - N 1	4.68	0.372	0.264
S s - N 2 NS	6.53	0.452	0.298
S s - N 2 EW	6.53	0.403	0.283

表 2-3 S s 地震時の接地圧 (ケース 2, NS 方向)

基準地震動 S s	鉛直力 N ($\times 10^4$ kN)	転倒モーメント M ($\times 10^6$ kN・m)	最大接地圧 ($\times 10^3$ kN/m ²)
S s - D	6.68	0.549	0.298

表 2-4 S s 地震時の接地圧 (ケース 2, EW 方向)

基準地震動 S s	鉛直力 N ($\times 10^4$ kN)	転倒モーメント M ($\times 10^6$ kN・m)	最大接地圧 ($\times 10^3$ kN/m ²)
S s - D	6.68	0.580	0.388

表 2-5 S s 地震時の接地圧 (ケース 3, NS 方向)

基準地震動 S s	鉛直力 N ($\times 10^4$ kN)	転倒モーメント M ($\times 10^6$ kN・m)	最大接地圧 ($\times 10^3$ kN/m ²)
S s - D	7.47	0.614	0.319

表 2-6 S s 地震時の接地圧 (ケース 3, EW 方向)

基準地震動 S s	鉛直力 N ($\times 10^4$ kN)	転倒モーメント M ($\times 10^6$ kN・m)	最大接地圧 ($\times 10^3$ kN/m ²)
S s - D	7.47	0.610	0.488

表 2-7 S s 地震時の接地圧 (ケース 4, NS 方向)

基準地震動 S s	鉛直力 N ($\times 10^4$ kN)	転倒モーメント M ($\times 10^6$ kN・m)	最大接地圧 ($\times 10^3$ kN/m ²)
S s - D	7.06	0.626	0.321

表 2-8 S s 地震時の接地圧 (ケース 4, EW 方向)

基準地震動 S s	鉛直力 N ($\times 10^4$ kN)	転倒モーメント M ($\times 10^6$ kN・m)	最大接地圧 ($\times 10^3$ kN/m ²)
S s - D	7.06	0.632	0.512

補足-025-06 排気筒の耐震性についての計算書
に関する補足説明資料

1. 工事計画添付書類に係る補足説明資料

VI-2-2-14「排気筒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 排気筒の耐震評価におけるモデル化，境界条件及び拘束条件の考え方

別紙 2 排気筒の共振風速及び渦励振について

別紙 3 排気筒評価モデルにおける減衰について

別紙 4 排気筒の接合部の耐震性について

別紙 5 排気筒の支持点部の耐震性について

別紙 1 排気筒の耐震評価におけるモデル化, 境界条件及び
拘束条件の考え方

目 次

1. 概要	別紙 1-1
2. モデル化, 境界条件及び拘束条件	別紙 1-2

1. 概要

本資料は、排気筒の耐震評価におけるモデル化、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. モデル化，境界条件及び拘束条件

排気筒の耐震評価におけるモデル化，境界条件及び拘束条件を表 2-1 に示す。また，非常用ガス処理系用排気筒（以下「SGTS用排気筒」という。）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 2-2 に示す。

表 2-1(1) 排気筒のモデル化, 境界条件及び拘束条件

モデル概要 (1/2)

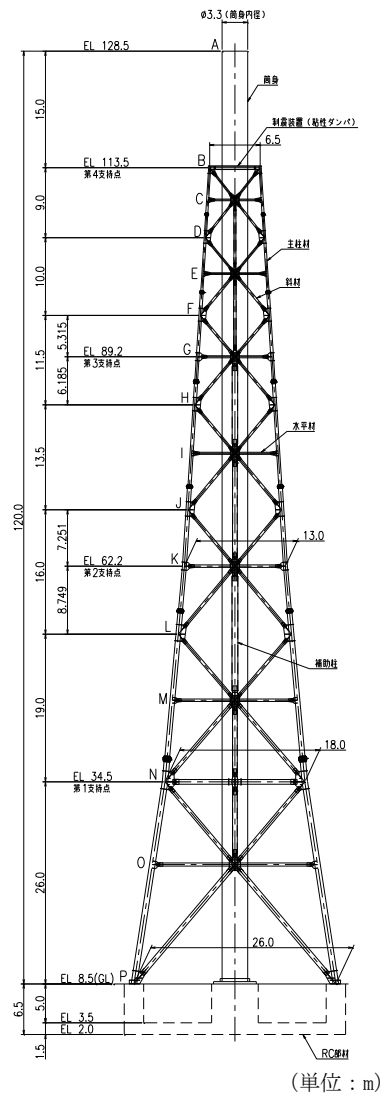
○モデル化範囲, 対象部材

- ・排気筒の基礎下端レベル (EL 2.0m) から上部の範囲
- ・筒身部, 鉄塔部 (主柱材, 水平材, 斜材, 補助柱材), 基礎部 (筒身基礎, 鉄塔基礎, 基礎版), 制震装置 (粘性ダンパ)

○使用要素

- ・はり要素: 筒身部, 鉄塔部 (主柱材, 水平材, 斜材, 補助柱材), 基礎部 (筒身基礎, 鉄塔基礎)
- ・ばね要素: 地盤ばね, 制震装置 (粘性ダンパ) *

注記*: 制震装置 (粘性ダンパ) は, ばね要素とダッシュポットを直列し, モデル化している。



(単位: m)

モデル化範囲

部材リスト (単位:mm)				
主柱材	斜材	水平材	筒身	補助柱
-	-	-	10	-
φ267.4×6.6	φ216.3×5.8	φ216.3×5.8	12	φ267.4×6.0
φ355.6×6.4	φ267.4×6.6	φ267.4×6.6	10	φ318.5×6.0
φ406.4×7.9	φ267.4×6.6	φ267.4×6.6	12	φ318.5×6.0
φ508.0×9.5	φ318.5×6.9	φ318.5×6.9	10	φ609.6×12.7
φ609.6×12.7	φ355.6×7.9	φ318.5×6.9	12	φ711.2×7.9
φ711.2×12.7 8PLs=2x100*1	φ457.2×9.5	φ609.6×9.5	10	φ609.6×12.7 *3
φ558.8×9.5	φ609.6×9.5	φ609.6×9.5	12	φ609.6×12.7 *3
φ406.4×9.5	φ609.6×9.5	φ609.6×9.5	10	φ609.6×12.7 *3
SM44TA (SM400相当)	SM44TA (SM400相当)	SM44TA (SM400相当)	SM44TA (SM400相当)	SM44TA (SM400相当)
STK41 (STK400相当)	STK41 (STK400相当)	STK41 (STK400相当)	STK41 (STK400相当)	STK41 (STK400相当)

注記*1: SS400Hを示す。
*2: SS41H (SS400相当)を示す。
*3: STK490Hを示す。

表 2-1(2) 排気筒のモデル化, 境界条件及び拘束条件

モデル概要 (2/2)

○要素分割

- ・鉄塔部はトラス構造であり, 部材交点ごとに要素を分割する。

○解析モデルの使い分け

- ・動的地震荷重 : 下図に示す解析モデルを用いた地震応答解析により, 各部材の応力が出力される。この応力を用いて, 各部材について断面算定を実施する。
- ・風荷重 : 下図に示す解析モデルを用いた静的応力解析により, 各部材の応力が出力される。この応力を用いて, 各部材について断面算定を実施する。このとき, 制震装置 (粘性ダンパ) は考慮しないものとして設定した。

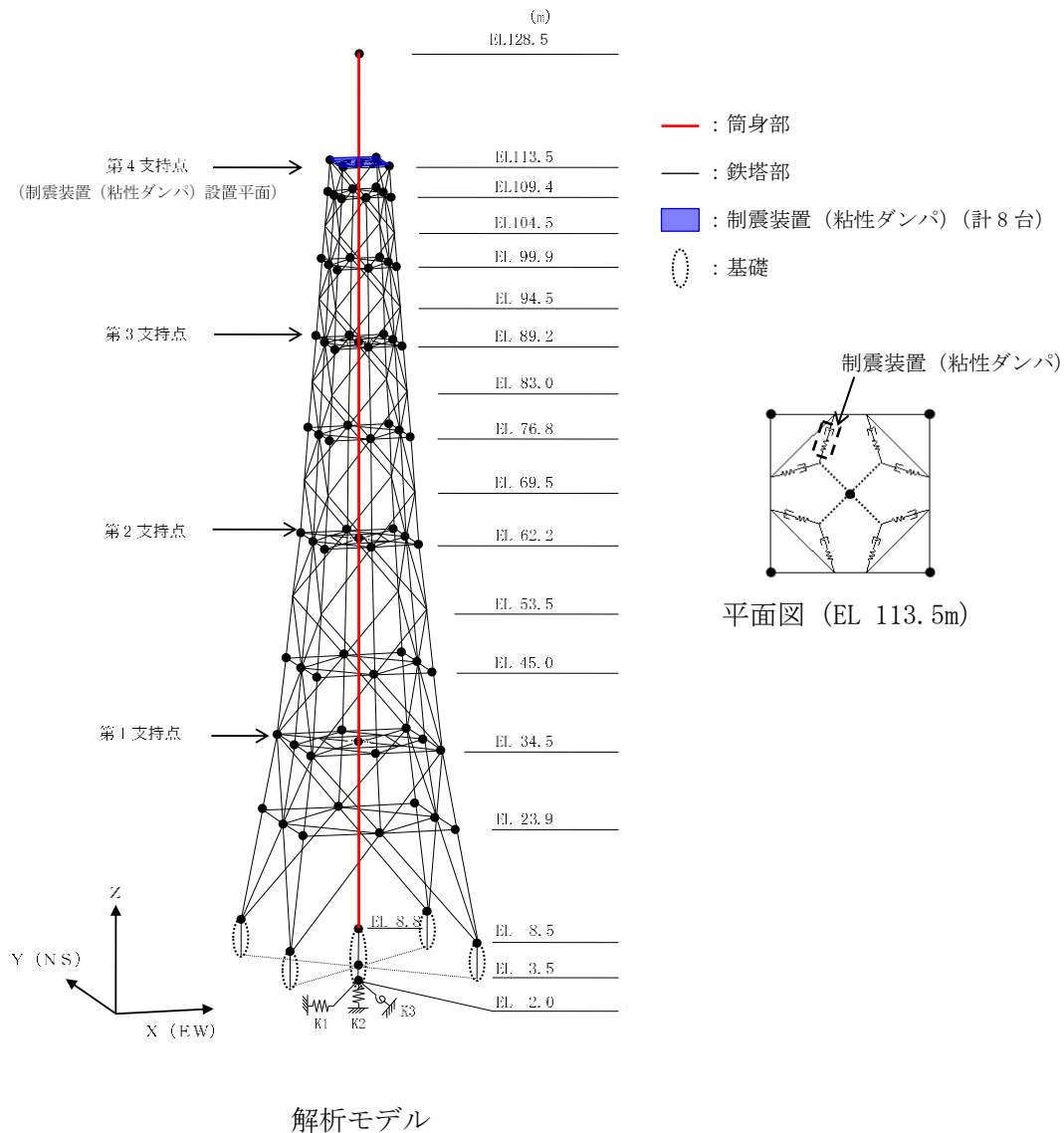


表 2-1(3) 排気筒のモデル化, 境界条件及び拘束条件

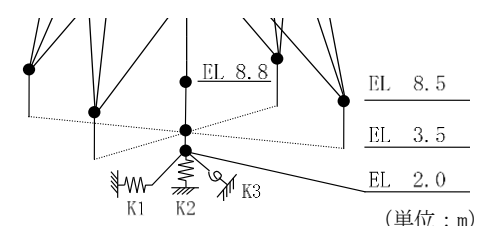
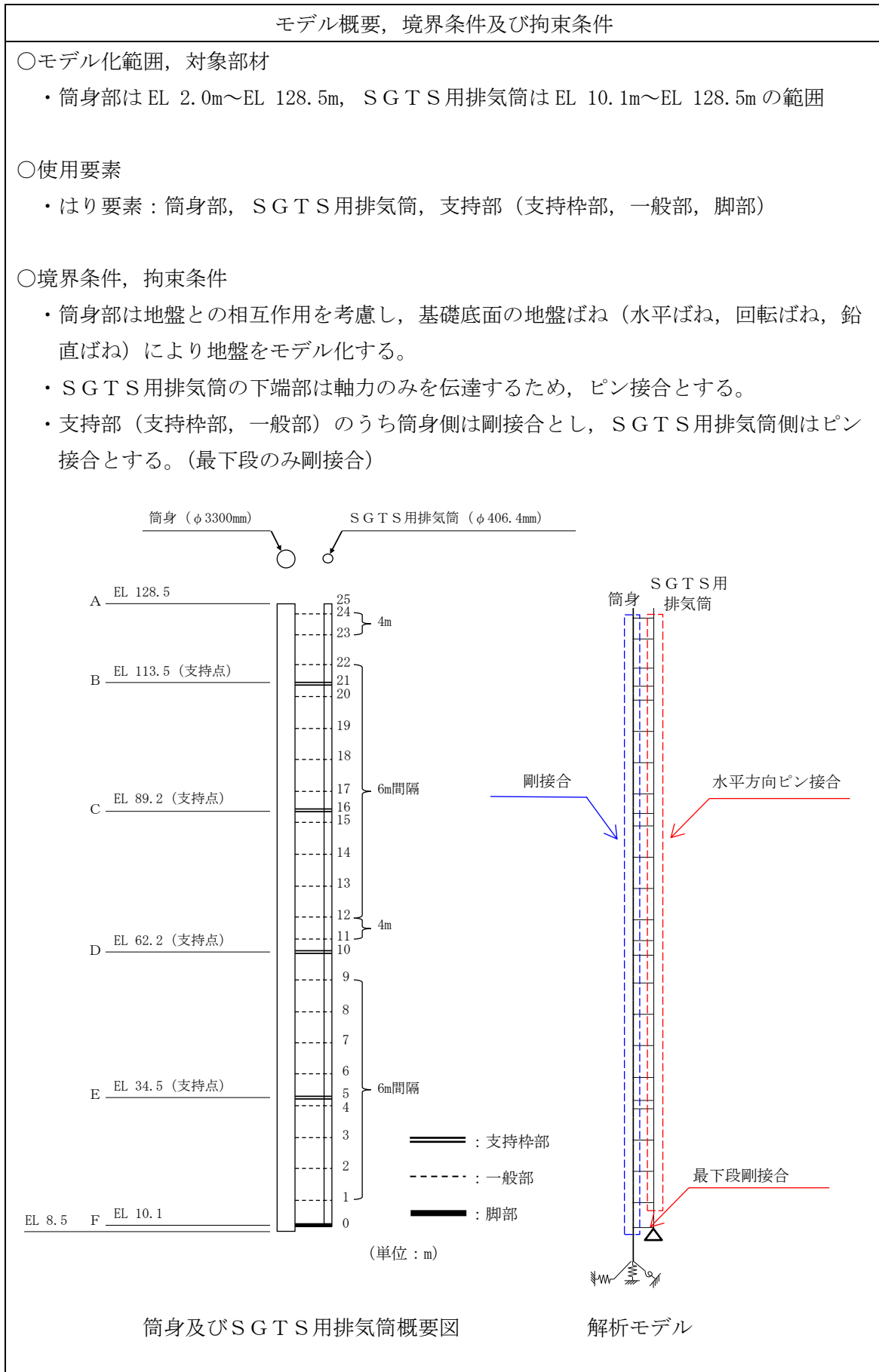
境界条件, 拘束条件	
<p>○排気筒の基礎下端と地盤の境界 (EL 2.0m)</p> <ul style="list-style-type: none"> ・基礎底面と底面地盤との間に底面地盤を表現する地盤ばね (水平ばね, 回転ばね, 鉛直ばね) を設け, 地盤をモデル化する。 	 <p style="text-align: center;">(注: K1: 水平ばね, K2: 鉛直ばね, K3: 回転ばね)</p> <p style="text-align: center;">モデル概要</p>
<p>○部材の接合条件</p> <ul style="list-style-type: none"> ・支柱材－支柱材: 剛接合 ・支柱材－斜材: ピン接合 ・支柱材－水平材: ピン接合 ・補助柱材－水平材: ピン接合 ・補助柱材－斜材: ピン接合 ・水平材－斜材: ピン接合 ・筒身－鉄塔の支持点: ピン接合 	
荷重の入力方法	
	<ul style="list-style-type: none"> ・鉛直荷重: 鉛直荷重は排気筒の自重を入力する。 ・静的地震荷重: 静的地震力は, 地震層せん断力係数を用いて算出する。 ・動的地震荷重: 解放基盤面以深の地盤を 1 次元地盤としてモデル化し, 一次元波動論に基づく評価により, EL-215m の入射波を算定する。算定した EL-215m の入射波を排気筒位置での地盤をモデル化した 1 次元地盤に入力して一次元波動論に基づく評価を行い, 排気筒の基礎底面での地盤応答を評価して入力地震動とする。 ・風荷重: 解析モデルにおける鉄塔部及び筒身部の質点位置に対し, 風荷重を分配し载荷する。

表 2-2 S G T S用排気筒のモデル化, 境界条件及び拘束条件



別紙2 排気筒の共振風速及び渦励振について

目 次

1. 概要	別紙 2-1
2. 検討方針	別紙 2-1
3. 渦励振による風直交方向荷重に対する検討	別紙 2-2
3.1 鉄塔部（個材振動）	別紙 2-2
3.1.1 判定方法（個材の渦励振の発生の有無）	別紙 2-2
3.1.2 個材の渦励振による風直交方向荷重	別紙 2-3
3.1.3 個材の曲げモーメント	別紙 2-4
3.1.4 渦励振共振風速の検討	別紙 2-5
3.1.5 検討結果	別紙 2-5
3.2 筒身部（排気筒の全体振動）	別紙 2-10
3.2.1 判定方法（渦励振の発生の有無）	別紙 2-10
3.2.2 渦励振による風直交方向荷重	別紙 2-11
3.2.3 検討結果	別紙 2-14

1. 概要

本資料は、排気筒の渦励振による風直交方向荷重に対する検討について示すものである。

2. 検討方針

排気筒のような固有振動数が低く、アスペクト比が大きい(幅や奥行に対して高さが高い)煙突構造物では渦励振(風直交方向の振動)が生じるおそれがある。渦励振に対する検討は「煙突構造設計指針((社)日本建築学会, 2007年)」(以下「煙突構造設計指針」という。)に準拠して行う。

検討フローを図2-1に示す。鉄塔部の個材に渦励振が発生する場合には、個材の渦励振による風直交方向荷重に対して個材断面の応力度評価を行う。筒身部に渦励振が発生する場合には、渦励振による風直交方向荷重を算定し、VI-2-2-14「排気筒の耐震性についての計算書」(以下「工認計算」という。)の風荷重との組合せを考慮して排気筒全体の影響評価を行う。

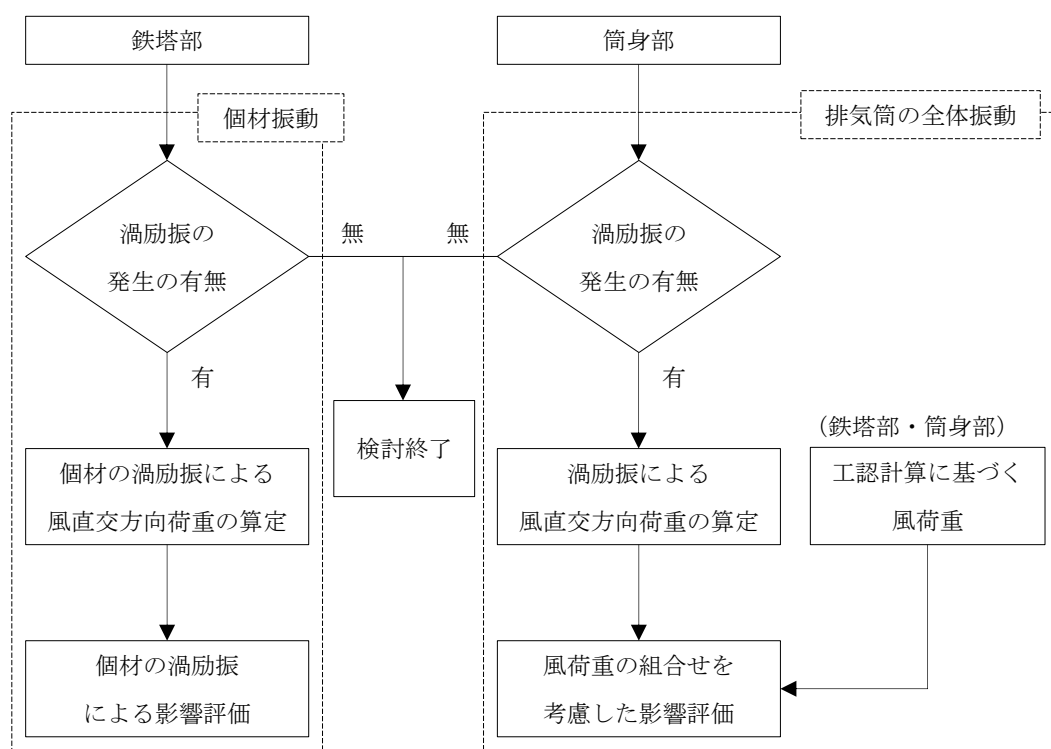


図2-1 検討フロー

3. 渦励振による風直交方向荷重に対する検討

3.1 鉄塔部（個材振動）

3.1.1 判定方法（個材の渦励振の発生の有無）

個材の渦励振の発生の有無は以下の式にて判定する。以下の式にあてはまる場合については、「3.1.2 個材の渦励振による風直交方向荷重」で定められる渦励振による風直交方向荷重に対して個材の断面検定を行う。

・円形断面

$$U_z / (f_L \cdot D_1) \geq 0.83 / S_t \quad \text{かつ} \quad L / D_1 \geq 15$$

・その他断面

$$U_z / (f_L \cdot B) \geq 0.83 / S_t \quad \text{かつ} \quad L / B \geq 15$$

ここで、

U_z : 個材の平均高さ Z における設計風速 (m/s)

設計風速 U_z は「煙突構造設計指針」に基づき以下の式により算定する。

$$U_z = U_0 \cdot k_{rw} \cdot K_D \cdot E_z$$

ここで、

U_0 : 基本風速 ($U_0 = 34\text{m/s}$)

k_{rw} : 再現期間換算係数で 1.00 とする。(再現期間 100 年)

K_D : 風向係数で 1.00 とする。

E_z : 建設地の地表面の状況に応じて定める風速の鉛直分布係数 E の高さ Z における値

$$E_z = 1.7 \cdot (Z / Z_G)^\alpha \quad (Z > Z_b)$$

Z_b, Z_G, α : 風速の鉛直分布を定めるパラメータ
(当該地の地表面粗度区分 II : $Z_b = 5\text{m}$,
 $Z_G = 350\text{m}$, $\alpha = 0.15$)

f_L : 個材の曲げ振動の 1 次固有振動数 (Hz)

S_t : ストローハル数

円形断面 : $S_t = 0.18$

H型断面 : $S_t = 0.137 (D_2 / B = 1)$

$= 0.144 (D_2 / B = 0.5)$

L : 個材の長さ (m)

D_1 : 円形断面個材の外径 (m)

D_2 : 個材の奥行き (m)

B : 個材の見付幅 (m)

3.1.2 個材の渦励振による風直交方向荷重

円形断面を持つ個材の渦励振による風直交方向荷重は以下の式により算定する。

$$\cdot W_r = (2 \cdot \pi \cdot f_L)^2 \cdot \sin(\pi \cdot x / L) \cdot (M / L) \cdot \alpha \cdot D_1$$

$$\cdot U_r^* = 5 + 3 / S_c$$

$$\cdot S_c = 4 \cdot \pi \cdot \zeta_L \cdot M / (\rho \cdot D_1^2 \cdot L)$$

その他の断面の個材の渦励振による風直交方向荷重は以下の式により算定する。

$$\cdot W_r = (2 \cdot \pi \cdot f_L)^2 \cdot \sin(\pi \cdot x / L) \cdot (M / L) \cdot \beta \cdot B$$

$$\cdot S_c = 4 \cdot \pi \cdot \zeta_L \cdot M / (\rho \cdot B^2 \cdot L)$$

ここで、

W_r : 個材端部から距離 x における単位長さ風直交方向荷重 (N/m)

U_r^* : 無次元風速

S_c : スクルートン数

α, β : 係数

円形断面 : $\alpha = 0.26 \cdot U_r^* / (0.75 \cdot S_c^{1.1} + 0.36 \cdot U_r^*)$

その他の断面 : $\beta = C_r / (9.7 \cdot S_c \cdot S_t^2)$

f_L : 個材の曲げ振動の1次固有振動数 (Hz)

x : 個材端部からの距離 (m)

M : 個材の全質量 (kg)

L : 個材の長さ (m)

D_1 : 円形断面個材の外径 (m)

B : 個材の見付幅 (m)

D_2 : 個材の奥行き (m)

ζ_L : 個材の曲げ振動の一次減衰定数 ($\zeta_L = 0.005$ とする)

ρ : 空気密度で 1.22 kg/m^3 とする。

S_t : ストローハル数

H型断面 : $S_t = 0.137 (D_2 / B = 1)$

$= 0.144 (D_2 / B = 0.5)$

C_r : 個材の共振時風力係数

H型断面 : $C_r = 0.94 (D_2 / B = 1)$

$= 1.18 (D_2 / B = 0.5)$

3.1.3 個材の曲げモーメント

風直交方向荷重による個材の曲げモーメントは、両端の支持条件に応じて以下の式で算定する。ただし、 $W_{r,max}$ は $x=L/2$ のときの W_r の値である。

(1) 両端固定の場合

$$\text{中央部} : M_{max} = W_{r,max} \cdot L^2 / \pi^2 \cdot (1 - 2/\pi)$$

$$\text{材 端} : M = -2 \cdot W_{r,max} \cdot L^2 / \pi^3$$

(2) 両端ピンの場合

$$\text{中央部} : M_{max} = W_{r,max} \cdot L^2 / \pi^2$$

$$\text{材 端} : M = 0$$

評価は、個材の曲げモーメントにより生じる応力度が、「平 13 国交告第 1024 号」による材料強度の評価式に「平 12 建告第 2464 号」に基づき F 値×1.1 を適用して算定した許容応力度に基づく許容値以下であることを確認する。

3.1.4 渦励振共振風速の検討

渦励振の共振風速 U_r は、「煙突構造設計施工指針（(財)日本建築センター，1982年版）」に準拠し、個材の地盤面からの高さに応じて、図3-1に示す共振風速の下限値を満たすことを確認する。

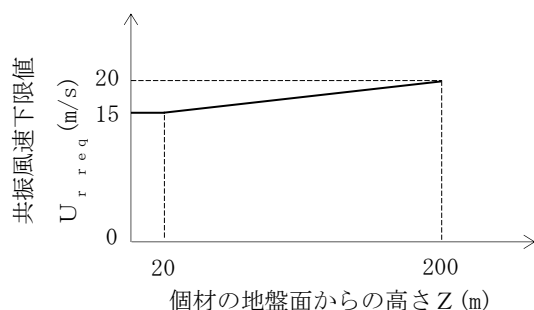


図3-1 個材の共振風速の下限値

3.1.5 検討結果

個材の渦励振の発生有無の判定結果並びに風直交方向荷重による曲げモーメント及び共振風速に対する検討結果を表3-1に示す。いずれの部材も、渦励振が発生しないか、もしくは渦励振による風直交方向荷重に対して評価基準値以下であることを確認した。また、共振風速の下限値も満足している。

表 3-1(1) 主柱材の個材渦励振に対する検討結果

	区間	高さ Z (m)	設計風速 U _z (m/s)	諸元						風直交方向荷重による曲げの検討						共振風速の検討		
				鋼管外径 D ₁ (mm)	個材 見付幅 B (mm)	部材長さ L (mm)	固有 振動数 f _L (Hz)	U _z /(f _L ・D ₁)	L/D ₁	曲げ モーメント M (kN・m)	断面係数 Z (10 ³ mm ³)	曲げ 応力度 σ _b (N/mm ²)	許容曲げ 応力度 f _b (N/mm ²)	応力度比 σ _b /f _b	判定 σ _b /f _b ≦1.00	共振風速 U _r (m/s)	U _r 下限値 U _{r req} (m/s)	判定 U _r ≧ U _{r req}
主柱	B-D	98.4	47.8	267.4	-	4883	70.38	2.54	18.3	-	-	-	-	-	検討不要	104.6	17.2	OK
	D-F	88.7	47.1	267.4	-	5405	57.45	3.07	20.3	-	-	-	-	-	検討不要	85.3	16.9	OK
	F-H	77.6	46.1	355.6	-	6210	58.25	2.23	17.5	-	-	-	-	-	検討不要	115.1	16.6	OK
	H-J	64.6	44.9	406.4	-	7294	48.15	2.30	18.0	-	-	-	-	-	検討不要	108.7	16.2	OK
	J-L	49.4	43.1	508.0	-	8820	41.22	2.06	17.4	-	-	-	-	-	検討不要	116.3	15.8	OK
	L-N	31.2	40.2	609.6	-	10583	34.27	1.93	17.4	-	-	-	-	-	検討不要	116.1	15.3	OK
	N-P	7.7	32.6	711.2	-	15723	18.88	2.43	22.2	-	-	-	-	-	検討不要	74.6	15.0	OK

注：U_z / (f_L・D₁) ≧ 0.83 / S_t かつ、L / D₁ ≧ 15 の場合について風直交方向荷重による曲げ応力度の検討を行う。

曲げ応力度は次式により算定する。σ_b = M / Z

表 3-1(2) 斜材の個材渦励振に対する検討結果

	区間	高さ Z (m)	設計風速 U _z (m/s)	諸元						風直交方向荷重による曲げの検討						共振風速の検討		
				鋼管外径 D ₁ (mm)	個材 見付幅 B (mm)	部材長さ L (mm)	固有 振動数 f _L (Hz)	U _z /(f _L ・D ₁)	L/D ₁	曲げ モーメント M (kN・m)	断面係数 Z (10 ³ mm ³)	曲げ 応力度 σ _b (N/mm ²)	許容曲げ 応力度 f _b (N/mm ²)	応力度比 σ _b /f _b	判定 σ _b /f _b ≦1.00	共振風速 U _r (m/s)	U _r 下限値 U _{r req} (m/s)	判定 U _r ≧ U _{r req}
斜材	B-E	102.9	48.1	216.3	-	5267	33.74	6.60	24.4	29.3	197	149	258	0.58	OK	40.5	17.3	OK
	E-G	83.3	46.6	267.4	-	6943	24.03	7.26	26.0	49.1	344	143	258	0.56	OK	35.7	16.8	OK
	G-I	77.6	46.1	267.4	-	8080	17.75	9.72	30.3	36.3	344	106	258	0.42	OK	26.4	16.6	OK
	I-K	64.6	44.9	318.5	-	9459	15.47	9.12	29.7	64.3	515	125	258	0.49	OK	27.4	16.2	OK
	K-M	40.7	41.9	355.6	-	11224	12.24	9.63	31.6	78.8	734	107	258	0.42	OK	24.2	15.6	OK
	M-O	31.2	40.2	457.2	-	13860	10.35	8.50	30.4	183.1	1470	125	258	0.49	OK	26.3	15.3	OK
	O-P	7.7	32.6	558.8	-	20264	5.95	9.81	36.3	238.3	2210	108	258	0.42	OK	18.5	15.0	OK

注：U_z / (f_L・D₁) ≧ 0.83 / S_t かつ、L / D₁ ≧ 15 の場合について風直交方向荷重による曲げ応力度の検討を行う。

曲げ応力度は次式により算定する。σ_b = M / Z

表 3-1(3) 水平材の個材渦励振に対する検討結果

	位置	高さ Z (m)	設計風速 U _z (m/s)	諸元						風直交方向荷重による曲げの検討						共振風速の検討		
				鋼管外径 D ₁ 個材奥行 D ₂ (mm)	個材 見付幅 B (mm)	部材長さ L (mm)	固有 振動数 f _L (Hz)	U _z /(f _L ・D ₁) U _z /(f _L ・B)	L/D ₁ L/B	曲げ モーメント M (kN・m)	断面係数 Z (10 ³ mm ³)	曲げ 応力度 σ _b (N/mm ²)	許容曲げ 応力度 f _b (N/mm ²)	応力度比 σ _b /f _b	判定 σ _b /f _b ≤ 1.00	共振風速 U _r (m/s)	U _r 下限値 U _{r req} (m/s)	判定 U _r ≥ U _{r req}
水平材	B	105.0	48.3	300.0	450	2600	357.18	0.46	8.7	-	-	-	-	-	検討不要	744.1	17.4	OK
	C	100.9	48.0	216.3	-	3512	75.89	2.93	16.3	-	-	-	-	-	検討不要	91.2	17.2	OK
	E	91.4	47.3	216.3	-	4114	55.31	3.96	19.1	-	-	-	-	-	検討不要	66.5	17.0	OK
	G	80.7	46.4	267.4	-	4792	50.45	3.44	18.0	-	-	-	-	-	検討不要	74.9	16.7	OK
	I	68.3	45.2	267.4	-	5580	37.21	4.55	20.9	-	-	-	-	-	検討不要	55.3	16.3	OK
	K	53.7	43.6	318.5	-	6500	32.76	4.18	20.5	-	-	-	-	-	検討不要	58.0	15.9	OK
	M	36.5	41.2	318.5	-	8054	21.34	6.07	25.3	88.7	515	172	258	0.67	OK	37.8	15.5	OK
	N	26.0	39.1	609.6	-	9000	32.90	1.95	14.8	-	-	-	-	-	検討不要	111.4	15.2	OK
O	15.4	36.2	406.4	-	10636	15.57	5.73	26.2	170.3	1150	148	258	0.58	OK	35.2	15.0	OK	

注：円形断面（位置C~O）の場合は $U_z / (f_L \cdot D_1) \geq 0.83 / S_t$ かつ、 $L / D_1 \geq 15$ 、その他の断面（位置B）の場合は $U_z / (f_L \cdot B) \geq 0.83 / S_t$

かつ、 $L / B \geq 15$ の場合について風直交方向荷重による曲げ応力度の検討を行う。

曲げ応力度は次式により算定する。 $\sigma_b = M / Z$

表 3-1(4) 補助柱材の個材渦励振に対する検討結果

	区間	高さ Z (m)	設計風速 U _z (m/s)	諸元						風直交方向荷重による曲げの検討						共振風速の検討		
				鋼管外径 D ₁ (mm)	個材 見付幅 B (mm)	部材長さ L (mm)	固有 振動数 f _L (Hz)	U _z /(f _L ・D ₁)	L/D ₁	曲げ モーメント M (kN・m)	断面係数 Z (10 ³ mm ³)	曲げ 応力度 σ _b (N/mm ²)	許容曲げ 応力度 f _b (N/mm ²)	応力度比 σ _b /f _b	判定 σ _b /f _b ≤1.00	共振風速 U _r (m/s)	U _r 下限値 U _{r req} (m/s)	判定 U _r ≥ U _{r req}
補助柱	C-E	96.1	47.6	267.4	-	9499	12.87	13.84	35.6	26.5	315	84	258	0.33	OK	19.1	17.1	OK
	E-G	86.0	46.8	318.5	-	10720	12.08	12.17	33.7	50.7	452	112	258	0.44	OK	21.4	16.8	OK
	G-I	74.5	45.8	711.2	-	12445	20.18	3.20	17.5	-	-	-	-	-	検討不要	79.7	16.5	OK
	I-K	61.0	44.5	609.6	-	14545	12.53	5.83	23.9	700.5	3480	201	258	0.78	OK	42.4	16.1	OK
	K-M	45.1	42.5	762.0	-	17320	11.10	5.03	22.8	1537.4	5510	279	357	0.79	OK	47.0	15.7	OK
	M-N	31.2	40.2	609.6	-	10541	15.22	4.34	17.3	-	-	-	-	-	検討不要	51.5	15.3	OK
	N-O	20.7	37.8	609.6	-	10762	14.61	4.25	17.7	-	-	-	-	-	検討不要	49.5	15.0	OK

注：U_z / (f_L・D₁) ≥ 0.83 / S_t かつ、L / D₁ ≥ 15 の場合について風直交方向荷重による曲げ応力度の検討を行う。

曲げ応力度は次式により算定する。σ_b = M / Z

3.2 筒身部（排気筒の全体振動）

3.2.1 判定方法（渦励振の発生の有無）

筒身部の渦励振の発生の有無は以下の式にて判定する。以下の式にあてはまる場合については、「3.2.2 渦励振による風直交方向荷重」で定められる渦励振による風直交方向荷重を考慮する。

$$U_H / (f_L \cdot D_m) \geq 4.2$$

ここで、

- U_H : 「3.1.1 判定方法（個材の渦励振の発生の有無）」の設計風速 U_z において、 Z を H に読み替えて得られる値（m/s）
- H : 筒身の基準高さ(m)（ $H=105\text{m}$ ）（鋼製鉄塔支持型）
- f_L : 風直交方向振動の1次固有振動数（Hz）
- D_m : 円形断面を有する筒身の高さ $2 \cdot H/3$ における外径（m）

3.2.2 渦励振による風直交方向荷重

渦励振による風直交方向荷重は以下の式により算定する。

$$W_r = 0.8 \cdot \rho \cdot U_r^2 \cdot C_r \cdot (Z/H) \cdot A_F$$

ここで、

W_r : 地表面からの高さ Z における渦励振による風直交方向荷重 (N)

ρ : 空気密度で 1.22kg/m^3 とする。

U_r : 共振風速 (m/s)

$$\text{円形断面の場合: } U_r = 5 \cdot f_L \cdot D_m$$

ここで

f_L : 風直交方向振動の一次固有振動数 (Hz)

D_m : 円形断面を有する筒身の高さ $2 \cdot H/3$ における外径 (m)

C_r : 共振時風力係数

$$\text{円形断面: } U_r \cdot D_m \leq 3 \text{ の場合: } C_r = 1.7 / \zeta_L^{0.5}$$

$3 < U_r \cdot D_m < 6$ の場合: 直線補間

$$6 \leq U_r \cdot D_m \text{ の場合: } C_r = 0.57 / \zeta_L^{0.5}$$

ここで

ζ_L : 風直交方向振動の 1 次減衰定数 ($\zeta_L = 0.01$)

Z : 地表面からの高さ (m)

H : 筒身の基準高さ (m)

A_F : 地表面からの高さ Z における風向に直角な面に投影した筒身の投影面積 (m^2)

渦励振による風直交方向荷重は、「建築基準法施行令」の基準風速 ($V_0=30\text{m/s}$) に基づき算定した工認計算の風荷重と組み合わせる。排気筒の設計風速に比べ渦励振の共振風速が大幅に低い場合には組み合わせられる風荷重は過大な値となるが、風方向荷重は、渦励振の発生領域で基準風速に基づく風荷重が発生すると仮定し、保守的に渦励振による風直交方向荷重と工認計算の風荷重を組み合わせで評価する。

部材応力は工認計算の静的応力解析と同一のモデルに風直交方向荷重を入力し算定する。部材応力の組合せを表 3-2 に示す。荷重の入力方向の説明図を図 3-2 に示す。部材応力の組合せでは、工認計算で求めた風荷重による部材応力と風直交方向荷重（渦励振）により発生する部材応力の絶対値和を行っている。

評価は、筒身及び鉄塔の部材に生じる応力が、筒身については「容器構造設計指針・同解説（（社）日本建築学会，2010 改定）」によって求めた短期許容応力度式に「平 12 建告第 2464 号」に基づき F 値 $\times 1.1$ を適用して算定した許容応力度に基づく許容値以下であることを、鉄塔については「平 13 国交告第 1024 号」による材料強度式に「平 12 建告第 2464 号」に基づき F 値 $\times 1.1$ を適用して算定した許容応力度に基づく許容値以下であることを確認する。

表 3-2 部材応力の組合せ

外力の状態	検討ケース	部材応力の組合せ
風直交方向荷重検討時 (工認計算に基づく風荷重と渦励振による風直交方向荷重の組合せ)	1	$G + P_k (0^\circ) + P_{kr} (0^\circ)$
	2	$G + P_k (45^\circ) + P_{kr} (45^\circ)$

注：記号の説明

- G : 固定荷重による部材応力
- $P_k (0^\circ)$: 0° 方向からの風荷重の作用により発生する部材応力
- $P_k (45^\circ)$: 45° 方向からの風荷重の作用により発生する部材応力
- $P_{kr} (0^\circ)$: 0° 方向の風作用時に生じる風直交方向荷重（渦励振）により発生する部材応力
- $P_{kr} (45^\circ)$: 45° 方向の風作用時に生じる風直交方向荷重（渦励振）により発生する部材応力

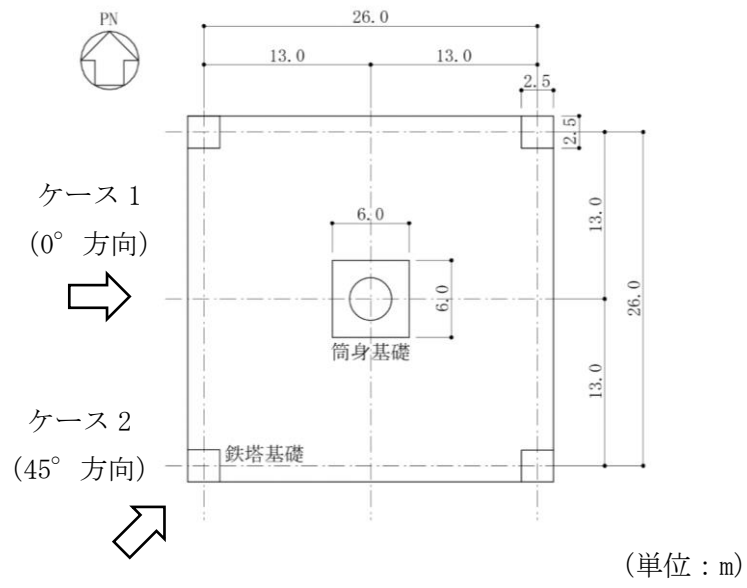


図 3-2 荷重の入力方向の説明図

3.2.3 検討結果

渦励振による風直交方向荷重の検討要否の検討結果を表 3-3 に示す。「3.2.1 判定方法（渦励振の発生の有無）」の条件式にあてはまることから、「3.2.2 渦励振による風直交方向荷重」に定める風直交方向荷重を算定し、荷重の組合せを考慮し筒身及び鉄塔部材の断面検定をする。

風直交方向荷重の算定結果を表 3-4 に、評価用部材応力を表 3-5 に、断面算定結果を表 3-6 に示す。なお、評価結果を記載する検討ケースは、軸力及び曲げモーメントによる断面検定において、応力度比が最大となるケースとした。

以上の検討結果より、いずれの部材も評価基準値以下であることを確認した。

表 3-3 渦励振による風直交方向荷重の検討要否

項目	記号	単位	数値
設計風速	U_H	m/s	48.3
1次固有振動数	f_L	Hz	0.90
煙突の高さ $2H/3$ における外径	D_m	m	3.320
条件式 ($U_H / (f_L \cdot D_m) \geq 4.2$: 検討要)	—	—	16.09
判定	—	—	検討必要

表 3-4 筒身部に作用する渦励振による風直交方向荷重

標高 EL (m)	位置	地上高さ Z (m)	風直交方向 荷重 W_r (kN)
128.5	A	120.0	36
113.5	B	105.0	40
109.4	C	100.9	28
99.9	E	91.4	36
89.2	G	80.7	37
76.8	I	68.3	36
62.2	K	53.7	34
45.0	M	36.5	20
34.5	N	26.0	11
23.9	O	15.4	8
8.8	P	0.3	0

表 3-5(1) 筒身の評価用部材応力

標高 EL(m)	区間	風直交方向荷重検討時	
		軸力 N (kN)	曲げ モーメント M(kN・m)
128.5 - 113.5	A - B	93.7	1197.8
113.5 - 89.2	B - G	321.4	7991.7
89.2 - 62.2	G - K	611.8	7996.4
62.2 - 34.5	K - N	935.3	1047.9
34.5 - 8.8	N - P	1240.9	1100.8

表 3-5(2) 主柱材の評価用部材応力

標高 EL(m)	区間	風直交方向荷重検討時	
		軸力 N (kN)	曲げ モーメント M (kN・m)
113.5 - 104.5	B - D	33.0	1.4
104.5 - 94.5	D - F	99.4	1.7
94.5 - 83.0	F - H	143.7	5.7
83.0 - 69.5	H - J	502.7	13.0
69.5 - 53.5	J - L	992.8	26.1
53.5 - 34.5	L - N	1623.1	33.1
34.5 - 8.5	N - P	2801.0	36.5

表 3-5(3) 斜材の評価用部材応力

標高 EL (m)	区間	風直交方向荷重検討時
		軸力 N (kN)
113.5 - 99.9	B - E	30.3
99.9 - 89.2	E - G	85.2
89.2 - 76.8	G - I	351.0
76.8 - 62.2	I - K	359.5
62.2 - 45.0	K - M	281.7
45.0 - 23.9	M - O	519.1
23.9 - 8.5	O - P	735.2

表 3-5(4) 水平材の評価用部材応力

標高 EL (m)	位置	風直交方向荷重検討時	
		軸力 N (kN)	曲げ モーメント M (kN・m)
113.5	B	-5.5	22.1* ¹
			0.0* ²
109.4	C	12.6	0.1
99.9	E	17.9	0.1
89.2	G	139.6	0.5
76.8	I	35.6	1.0
62.2	K	61.7	1.0
45.0	M	49.2	0.1
34.5	N	93.0	5.7
23.9	O	57.5	1.7

注記*1：強軸まわりの曲げモーメントを示す。

*2：弱軸まわりの曲げモーメントを示す。

表 3-5(5) 補助柱材の評価用部材応力

標高 EL (m)	区間	風直交方向荷重検討時
		軸力 N (kN)
109.4 - 99.9	C - E	47.4
99.9 - 89.2	E - G	155.5
89.2 - 76.8	G - I	453.3
76.8 - 62.2	I - K	852.8
62.2 - 45.0	K - M	1094.3
45.0 - 34.5	M - N	689.3
34.5 - 23.9	N - O	721.7

表 3-6(1) 風直交方向荷重検討時における筒身の断面算定表 (SMA400AP)

高さ EL (m)	区間	評価用部材応力			使用部材			許容圧縮 応力度 $c f_{cr}$ (N/mm ²)	許容曲げ 応力度 $b f_{cr}$ (N/mm ²)	圧縮 応力度 σ_c (N/mm ²)	曲げ 応力度 σ_b (N/mm ²)	$\frac{\sigma_c}{c f_{cr}} + \frac{\sigma_b}{b f_{cr}}$
		N (kN)	M (kN・m)	検討ケース	寸法 (mm)	断面積A* (mm ²)	断面係数Z* ($\times 10^3$ mm ³)					
128.5 - 113.5	A- B	93.7	1197.8	2	$\phi 3320 \times 10$	83189	68700	165	185	1	17	0.10
113.5 - 89.2	B- G	321.4	7991.7	2	$\phi 3320 \times 10$	83189	68700	165	185	4	116	0.66
89.2 - 62.2	G- K	611.8	7996.4	2	$\phi 3320 \times 10$	83189	68700	165	185	7	116	0.67
62.2 - 34.5	K- N	935.3	1047.9	2	$\phi 3320 \times 10$	83189	68700	165	185	11	15	0.15
34.5 - 8.8	N- P	1240.9	1100.8	2	$\phi 3320 \times 10$	83189	68700	165	185	15	16	0.18

注記* : 腐食代 2mm (内側 : 1mm, 外側 : 1mm) を考慮した断面により算定した断面性能により断面算定

表 3-6(2) 風直交方向荷重検討時における支柱材の断面算定表 (STK400, SS400)

高さ EL (m)	区間	評価用部材応力			使用部材				ℓ_k (mm)	λ	許容圧縮 応力度 f_c (N/mm ²)	許容曲げ 応力度 f_b (N/mm ²)	圧縮 応力度 σ_c (N/mm ²)	曲げ 応力度 σ_b (N/mm ²)	$\frac{\sigma_c}{f_c} + \frac{\sigma_b}{f_b}$
		N (kN)	M (kN・m)	検討 ケース	寸法 (mm)	断面積A (mm ²)	断面係数Z (×10 ³ mm ³)	i (mm)							
113.5 - 104.5	B-D	33.0	1.4	2	φ 267.4 ×6.6	5408	344	92.2	4883	53	235	258	6	4	0.05
104.5 - 94.5	D-F	99.4	1.7	2	φ 267.4 ×6.6	5408	344	92.2	5405	59	230	258	18	5	0.10
94.5 - 83.0	F-H	143.7	5.7	2	φ 355.6 ×6.4	7021	602	123.5	6210	50	238	258	20	9	0.12
83.0 - 69.5	H-J	502.7	13.0	2	φ 406.4 ×7.9	9890	967	140.9	7294	52	236	258	51	13	0.27
69.5 - 53.5	J-L	992.8	26.1	2	φ 508.0 ×9.5	14880	1820	176.3	8820	50	238	258	67	14	0.34
53.5 - 34.5	L-N	1623.1	33.1	2	φ 609.6 ×12.7	23820	3480	211.1	10583	50	238	258	68	10	0.33
34.5 - 8.5	N-P	2801.0	36.5	2	φ 711.2 ×12.7*	45470	6570	256.5	15723	61	228	258	62	6	0.30

注記* : 補強リブ 8PLs-22×100 (SS400) 付きの鋼管とする。

記号の説明

i : 断面二次半径

ℓ_k : 座屈長さ

λ : 細長比 (ℓ_k / i)

表 3-6(3) 風直交方向荷重検討時における斜材の断面算定表 (STK400)

高さ EL (m)	区間	評価用部材応力		使用部材			ℓ_k (mm)	λ	許容圧縮応力度 f_c (N/mm ²)	圧縮応力度 σ_c (N/mm ²)	$\frac{\sigma_c}{f_c}$
		N (kN)	検討 ケース	寸法 (mm)	断面積A (mm ²)	i (mm)					
113.5 - 99.9	B-E	30.3	2	φ216.3×5.8	3836	74.5	6000	81	206	8	0.04
99.9 - 89.2	E-G	85.2	2	φ267.4×6.6	5408	92.2	6943	75	213	16	0.08
89.2 - 76.8	G-I	351.0	2	φ267.4×6.6	5408	92.2	8080	88	196	65	0.34
76.8 - 62.2	I-K	359.5	2	φ318.5×6.9	6755	110.2	9459	86	199	53	0.27
62.2 - 45.0	K-M	281.7	2	φ355.6×7.9	8629	123.0	11414	93	189	33	0.18
45.0 - 23.9	M-O	519.1	2	φ457.2×9.5	13360	158.3	13860	88	196	39	0.20
23.9 - 8.5	O-P	735.2	2	φ558.8×9.5	16390	194.2	20264	104	172	45	0.27

記号の説明

i : 断面二次半径

ℓ_k : 座屈長さ

λ : 細長比 (ℓ_k / i)

表 3-6(4) 風直交方向荷重検討時における水平材の断面算定表 (STK400, SS400)

高さ EL (m)	位置	評価用部材応力			使用部材				ℓ_k (mm)	λ	許容圧縮 応力度 f_c (N/mm ²)	許容曲げ 応力度 f_b (N/mm ²)	圧縮 応力度 σ_c (N/mm ²)	曲げ 応力度 σ_b (N/mm ²)	$\frac{\sigma_c}{f_c} + \frac{\sigma_b}{f_b}$
		N (kN)	M (kN・m)	検討 ケース	寸法 (mm)	断面積A (mm ²)	断面係数Z ($\times 10^3$ mm ³)	i (mm)							
113.5	B	-5.5	22.1*1	1	H-450× 300×10 ×15*3	13200	2170*4	71.5*6	6500	91	192	258	0	10*7	0.04
			0.0*2	1			450*5								
109.4	C	12.6	0.1	1	$\phi 216.3$ ×5.8	3836	197	74.5	3512	47	240	258	3	1	0.02
99.9	E	17.9	0.1	2	$\phi 216.3$ ×5.8	3836	197	74.5	4114	55	234	258	5	1	0.03
89.2	G	139.6	0.5	1	$\phi 267.4$ ×6.6	5408	344	92.2	4792	52	236	258	26	1	0.12
76.8	I	35.6	1.0	2	$\phi 267.4$ ×6.6	5408	344	92.2	5580	61	228	258	7	3	0.05
62.2	K	61.7	1.0	2	$\phi 318.5$ ×6.9	6755	515	110.2	6500	59	230	258	9	2	0.05
45.0	M	49.2	0.1	1	$\phi 318.5$ ×6.9	6755	515	110.2	8054	73	215	258	7	0	0.04
34.5	N	93.0	5.7	2	$\phi 609.6$ ×9.5	17910	2650	212.2	9000	42	244	258	5	2	0.03
23.9	O	57.5	1.7	2	$\phi 406.4$ ×9.5	11850	1150	140.4	10636	76	212	258	5	1	0.03

注記*1：強軸まわりの曲げモーメントを示す。

*2：弱軸まわりの曲げモーメントを示す。

*3：材質は SS400 とする（注記のない部材の材質は STK400）。

*4：強軸まわりの断面係数を示す。

*5：弱軸まわりの断面係数を示す。

*6：最小断面二次半径とする。

*7：H形鋼における σ_b は 2 軸の足し合わせとする。

記号の説明

i : 断面二次半径

ℓ_k : 座屈長さ

λ : 細長比 (ℓ_k / i)

表 3-6(5) 風直交方向荷重検討時における補助柱材の断面算定表 (STK400, STK490)

高さ EL (m)	区間	評価用部材応力		使用部材			ℓ_k (mm)	λ	許容圧縮応力度 f_c (N/mm ²)	圧縮応力度 σ_c (N/mm ²)	$\frac{\sigma_c}{f_c}$
		N (kN)	検討 ケース	寸法 (mm)	断面積A (mm ²)	i (mm)					
109.4 - 99.9	C-E	47.4	1	$\phi 267.4 \times 6.0$	4927	92.4	9499	103	174	10	0.06
99.9 - 89.2	E-G	155.5	1	$\phi 318.5 \times 6.0$	5891	110.5	10720	97	183	26	0.15
89.2 - 76.8	G-I	453.3	2	$\phi 711.2 \times 7.9$	17450	248.7	12445	50	238	26	0.11
76.8 - 62.2	I-K	852.8	2	$\phi 609.6 \times 12.7$	23820	211.1	14545	69	220	36	0.17
62.2 - 45.0	K-M	1094.3	2	$\phi 762.0 \times 12.7^*$	29900	265.0	17321	65	293	37	0.13
45.0 - 34.5	M-N	689.3	2	$\phi 609.6 \times 12.7^*$	23820	211.1	10541	50	319	29	0.10
34.5 - 23.9	N-O	721.7	2	$\phi 609.6 \times 12.7^*$	23820	211.1	10762	51	317	30	0.10

注記* : 材質は STK490 とする (注記のない部材の材質は STK400)。

記号の説明

i : 断面二次半径

ℓ_k : 座屈長さ

λ : 細長比 (ℓ_k / i)

別紙 3 排気筒評価モデルにおける減衰について

目 次

1. 概要	別紙 3-1
2. 地震応答解析結果	別紙 3-2

1. 概要

VI-2-2-13「排気筒の地震応答計算書」及びVI-2-2-14「排気筒の耐震性についての計算書」では、減衰を剛性比例型減衰（排気筒の水平方向1次固有振動数に対し、筒身は1%、鉄塔は2%、基礎は5%と設定）とした地震応答解析について示している。

本資料では、減衰をレーリー減衰にした場合の地震応答解析を行い、剛性比例型減衰としたVI-2-2-13「排気筒の地震応答計算書」及びVI-2-2-14「排気筒の耐震性についての計算書」における減衰設定の妥当性を確認する。

検討においては、VI-2-2-14「排気筒の耐震性についての計算書」における断面算定結果（検定値）が最も厳しくなる検討ケース（基準地震動 $S_s - N2$ を用いたケース5（制震装置（粘性ダンパ）の減衰係数下限）を対象に、減衰をレーリー減衰にした場合においても断面算定結果が許容値を超過しないことを確認する。

なお、入力地震動は、VI-2-2-13「排気筒の地震応答計算書」に基づき、3方向（水平2方向及び鉛直方向）同時入力とする。

また、固有値解析結果は、「補足-024-06 排気筒の地震応答計算書に関する補足説明資料」の別紙2「地震応答解析における材料物性の不確かさに関する検討」に示すケース1（基本ケース）と同一となる。

2. 地震応答解析結果

固有値解析結果を表 2-1 に、減衰の設定方法を図 2-1 に、検討ケースを表 2-2 に示す。

レーリー減衰は、排気筒の応答に影響の大きい水平 1 次の固有振動数 (0.904Hz) と主要モード (水平 3 次) が存在する固有振動数 3.58Hz を基に高振動数側の 4Hz に対し、保守的に減衰定数を 1% に設定した。

減衰をレーリー減衰にした場合の地震応答解析結果に基づく断面算定結果を表 2-3 に、制震装置 (粘性ダンパ) の最大応答値及び許容値を表 2-4 に示す。

各部材の断面算定結果について、基準地震動 $S_s - N2$ を用いたケース 5 (制震装置 (粘性ダンパ) の減衰係数下限) に対する検討において、全部材中で最も検定値が大きくなる部材は筒身部のうち G-K 間で検定値は 0.73 であり、いずれの部材も裕度は確保されている。また、制震装置 (粘性ダンパ) の最大応答値についても許容値以下となっている。

以上より、減衰をレーリー減衰にした場合についても耐震性に影響がないことを確認するとともに、VI-2-2-13「排気筒の地震応答計算書」及び VI-2-2-14「排気筒の耐震性についての計算書」における減衰設定が妥当であることを確認した。

表2-1 固有値解析結果（水平方向）

固有モード	固有振動数 (Hz)	固有周期 (s)	刺激係数*		
			X (NS方向)	Y (EW方向)	Z (鉛直方向)
水平1次	0.904	1.106	2.225	0.001	0.000
水平2次	1.785	0.560	1.485	0.013	0.000
水平3次	3.584	0.279	1.576	0.001	0.000

注：排気筒は対称構造物のため、NS方向の振動とEW方向の振動に差は生じない。

注記*：モードごとに固有ベクトルの最大値を1に規準化して得られる刺激係数を示す。

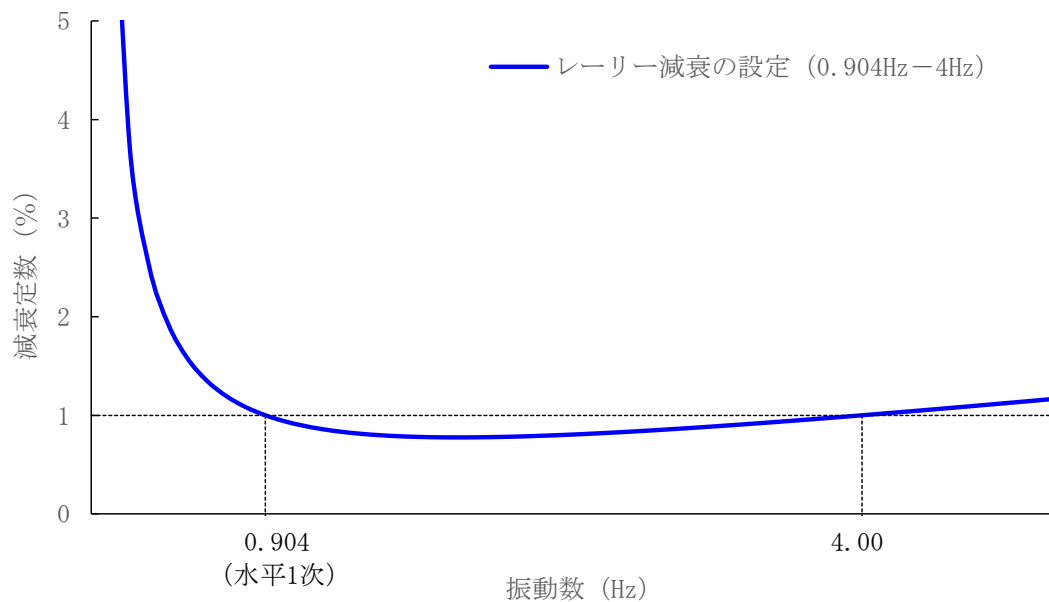


図2-1 減衰の設定方法

表2-2 検討ケース

検討ケース	地震動	地盤物性	制震装置		減衰
			減衰係数	台数	
ケース5 (減衰係数下限)	S s - N 2	標準地盤	標準値× 0.7	7	<u>レーリー</u>

注：下線部は、VI-2-2-13「排気筒の地震応答計算書」及びVI-2-2-14「排気筒の耐震性についての計算書」の記載ケースとの差異を示す。

表 2-3(1) 断面算定結果 (S s - N 2, ケース 5)

(a) 主柱材 (STK400, SS400)

高さ EL (m)	部材間	評価用応力		$\frac{\sigma_c}{f_c} + \frac{\sigma_b}{f_b}$
		N (kN)	M (kN・m)	
113.5- 104.5	B-D	199.7	4.0	0.21
104.5- 94.5	D-F	390.9	9.5	0.43
94.5- 83.0	F-H	578.0	17.7	0.46
83.0- 69.5	H-J	805.1	21.9	0.44
69.5- 53.5	J-L	1264.4	45.0	0.46
53.5- 34.5	L-N	1903.9	49.7	0.40
34.5- 8.5	N-P	3187.4	53.1	0.34

表 2-3(2) 断面算定結果 (S s - N 2, ケース 5)

(b) 斜材 (STK400)

高さ EL (m)	部材間	評価用応力	$\frac{\sigma_c}{f_c}$
		N (kN)	
113.5- 99.9	B-E	161.7	0.21
99.9- 89.2	E-G	175.5	0.16
89.2- 76.8	G-I	366.5	0.35
76.8- 62.2	I-K	352.0	0.27
62.2- 45.0	K-M	485.6	0.30
45.0- 23.9	M-O	761.6	0.30
23.9- 8.5	O-P	967.6	0.35

表 2-3(3) 断面算定結果 (S s - N 2, ケース 5)

(c) 水平材 (STK400, SS400*¹)

高さ EL (m)	部材 位置	評価用応力		$\frac{\sigma_c}{f_c} + \frac{\sigma_b}{f_b}$
		N (kN)	M (kN・m)	
113.5	B	46.4	93.6* ²	0.56
			42.6* ³	
109.4	C	39.2	0.4	0.05
99.9	E	25.2	0.4	0.04
89.2	G	139.1	1.9	0.14
76.8	I	55.4	1.1	0.06
62.2	K	144.3	1.1	0.10
45.0	M	145.2	0.4	0.11
34.5	N	117.3	9.2	0.05
23.9	O	254.5	2.1	0.11

注記*1: EL 113.5m の水平材 (H形鋼) に SS400 材を使用

*2: 強軸まわりの曲げモーメントを示す。

*3: 弱軸まわりの曲げモーメントを示す。

表 2-3(4) 断面算定結果 (S s - N 2, ケース 5)

(d) 補助柱材 (STK400, STK490)

高さ EL (m)	部材間	評価用応力	$\frac{\sigma_c}{f_c}$
		N (kN)	
109.4- 99.9	C-E	211.8	0.25
99.9- 89.2	E-G	457.4	0.43
89.2- 76.8	G-I	857.2	0.21
76.8- 62.2	I-K	1219.5	0.24
62.2- 45.0	K-M	1281.3	0.15
45.0- 34.5	M-N	775.8	0.11
34.5- 23.9	N-O	825.8	0.12

表 2-3(5) 断面算定結果 (S s - N 2, ケース 5)

(e) 筒身 (SMA400AP)

高さ EL (m)	部材間	評価用応力		$\frac{\sigma_c}{c f_{c r}} + \frac{\sigma_b}{b f_{c r}}$
		N (kN)	M (kN・m)	
128.5- 113.5	A-B	277.7	3761.7	0.28
113.5- 89.2	B-G	935.0	9033.2	0.69
89.2- 62.2	G-K	1658.6	8923.0	0.73
62.2- 34.5	K-N	2268.0	2317.7	0.31
34.5- 8.8	N-P	2739.5	1928.0	0.31

表 2-4 制震装置 (粘性ダンパ) の最大応答値及び許容値
(S s - N 2, ケース 5)

	制震装置 (粘性ダンパ) の最大応答値	許容値
速度 (m/s)	1.11	2.00
変位 (mm)	123	300

別紙 4 排気筒の接合部の耐震性について

目 次

1. 概要	別紙 4-1
2. 検討方針	別紙 4-1
2.1 主柱材	別紙 4-8
2.2 斜材, 水平材及び補助柱材	別紙 4-9
3. 検討条件	別紙 4-12
4. 検討結果	別紙 4-17
4.1 検討用応力	別紙 4-17
4.2 検討結果	別紙 4-21

1. 概要

VI-2-2-14「排気筒の耐震性についての計算書」においては、排気筒を構成する筒身及び鉄塔の断面算定結果を示している。

本資料では、排気筒を構成する部材のうち、鉄塔接合部の耐震性について確認した結果を示す。

2. 検討方針

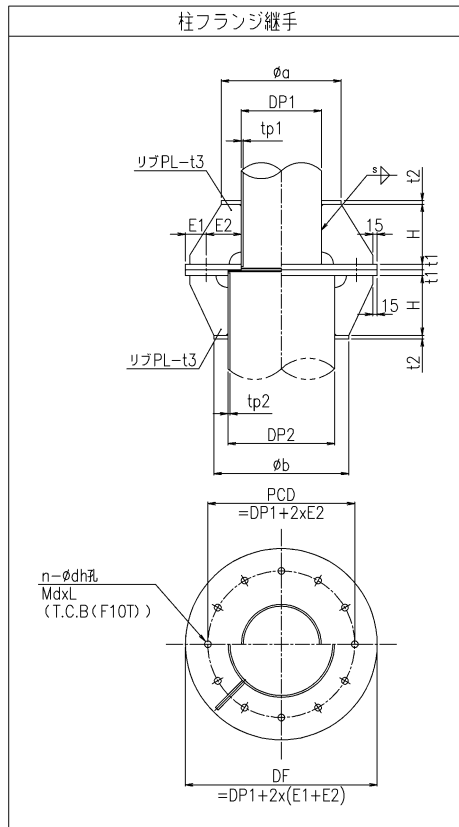
鉄塔の支柱材、斜材、水平材及び補助柱材について、地震時において接合部が破断しないことを確認する。

検討は、各部材の端部及び接合部の破断耐力が、VI-2-2-14「排気筒の耐震性についての計算書」で算定した基準地震動 S_s （材料物性の不確かさを考慮したケースを含む）による応力を上回っていることを確認する。

鉄塔の接合形式は以下のとおりとなっている。

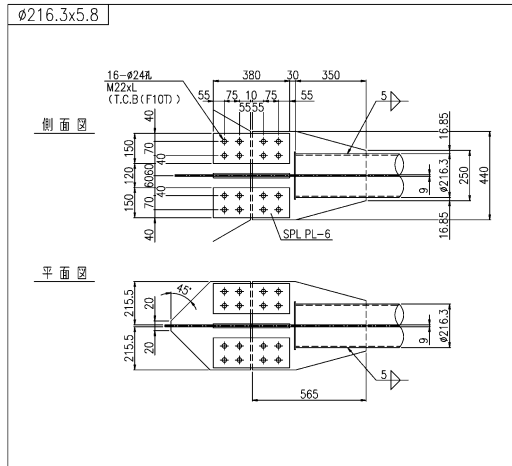
- ・ 支柱材 : フランジ継手
- ・ 斜材 : 十字継手
- ・ 水平材 : 十字継手及びH鋼継手
- ・ 補助柱材 : 十字継手

各部材の接合部の位置及び詳細図を図2-1～図2-5に示す。

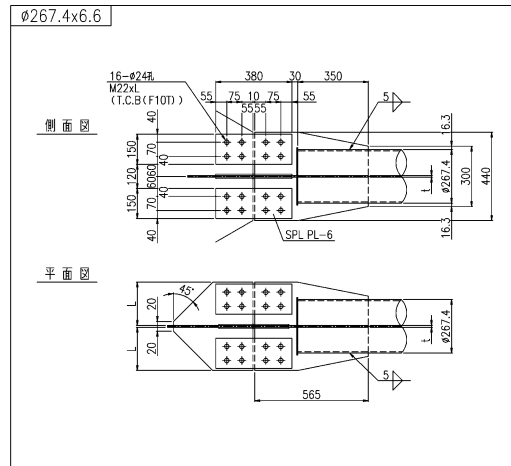


継手位置	主柱材	高力ボルト			フランジプレート			リブプレート			溶接
	DP1 × tp1 DP2 × tp2 (mm)	n (本)	d (mm)	dh (mm)	t1 (mm)	E1 (mm)	E2 (mm)	t2 (mm)	t3 (mm)	H (mm)	s (mm)
c1	$\phi 267.4 \times 6.6$ $\phi 267.4 \times 6.6$	12	22	24	19	70	66.3	12	12	200	8
c2	$\phi 267.4 \times 6.6$ $\phi 355.6 \times 6.4$	12	22	24	19	70	116.3	12	12	200	8
c3	$\phi 355.6 \times 6.4$ $\phi 406.4 \times 7.9$	16	22	24	19	75	122.2	12	12	250	8
c4	$\phi 406.4 \times 7.9$ $\phi 508.0 \times 9.5$	16	22	24	22	75	146.8	12	12	250	8
c5	$\phi 508.0 \times 9.5$ $\phi 609.6 \times 12.7$	20	24	26	22	75	146	16	16	250	11
c6	$\phi 609.6 \times 12.7$ $\phi 711.2 \times 12.7$	28	24	26	22	75	170.2	22	16	300	11

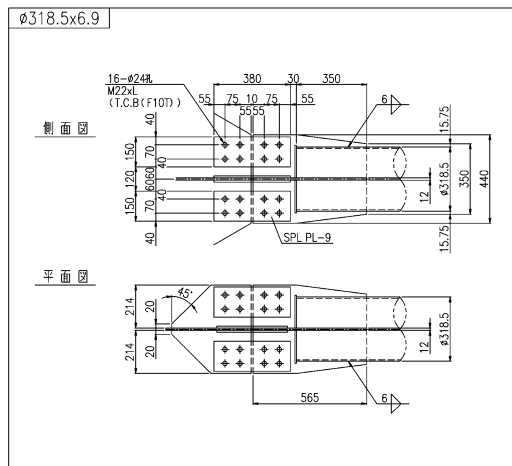
図 2-2 主柱材の接合部詳細 (フランジ継手)



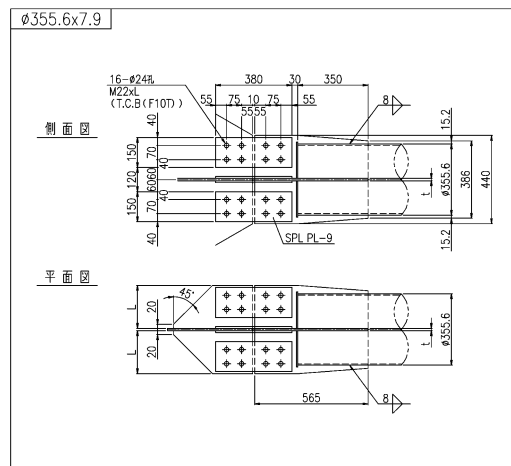
継手位置 : b1



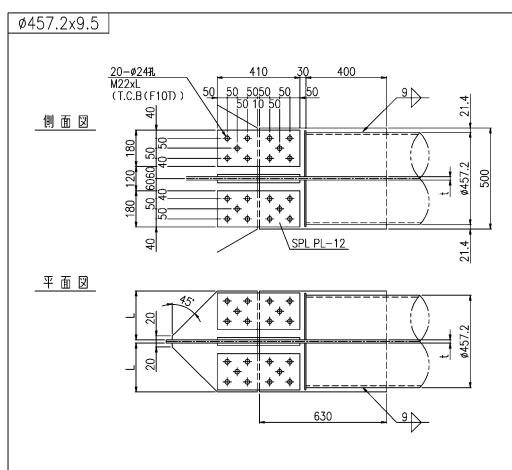
継手位置 : b2



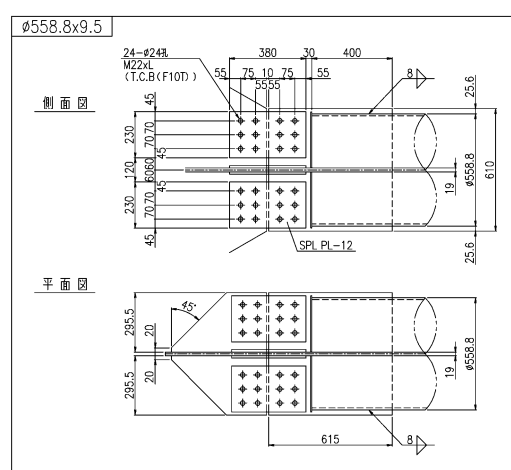
継手位置 : b3



継手位置 : b4

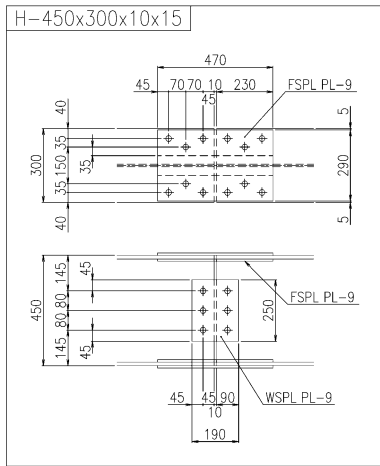


継手位置 : b5

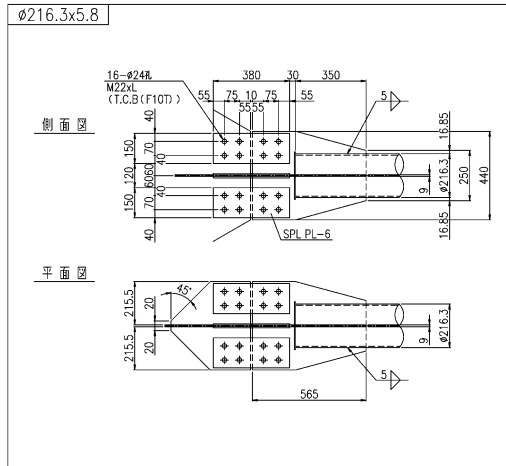


継手位置 : b6

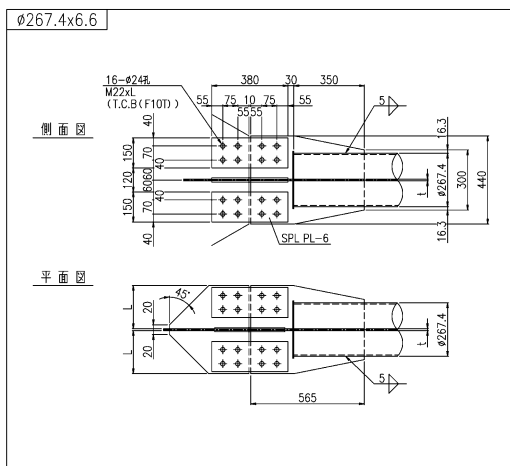
図 2-3 斜材の接合部詳細 (十字継手) (単位 : mm)



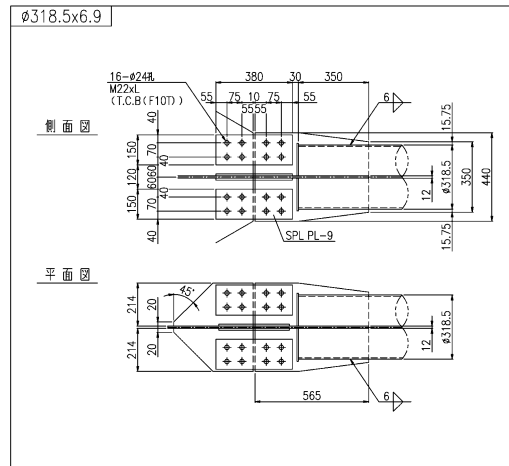
継手位置 : a1



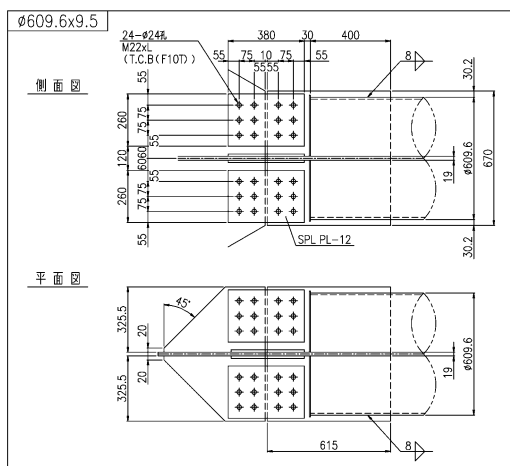
継手位置 : a2



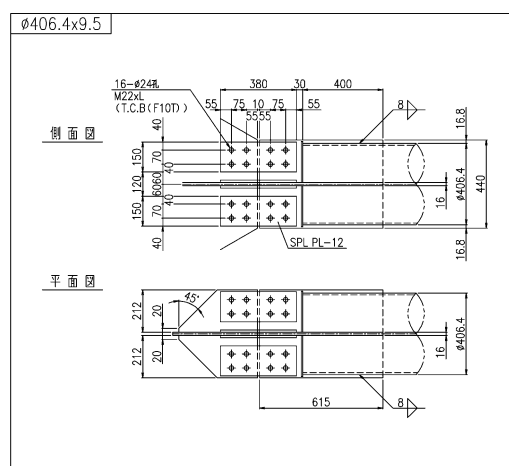
継手位置 : a3



継手位置 : a4

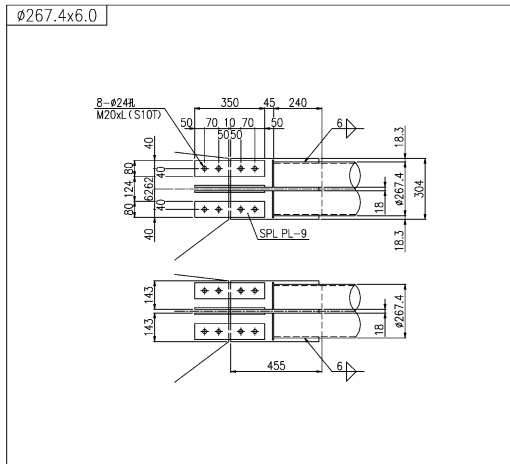


継手位置 : a5

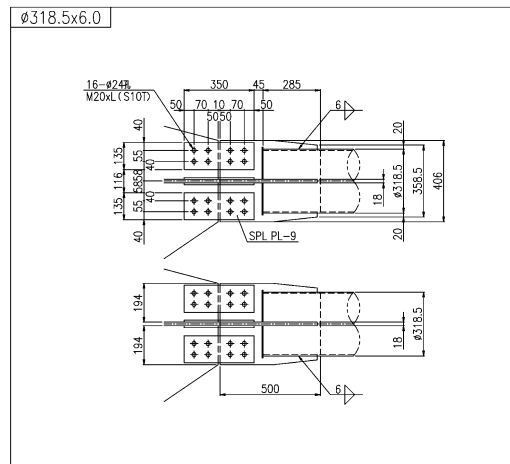


継手位置 : a6

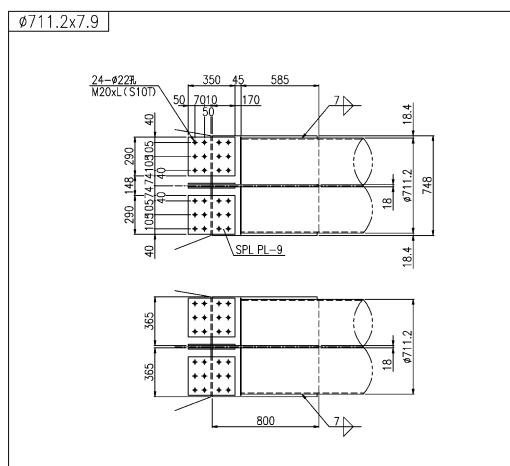
図 2-4 水平材の接合部詳細 (H鋼継手, 十字継手) (単位 : mm)



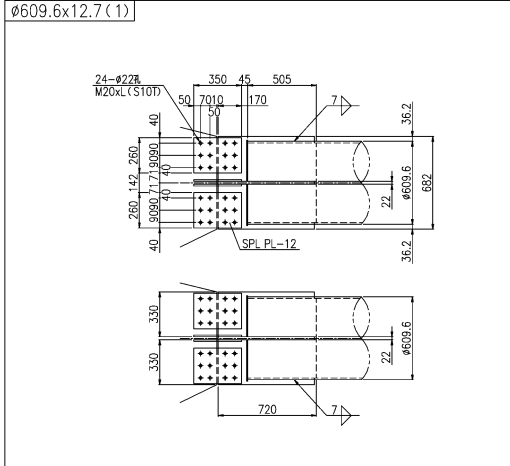
継手位置 : g1



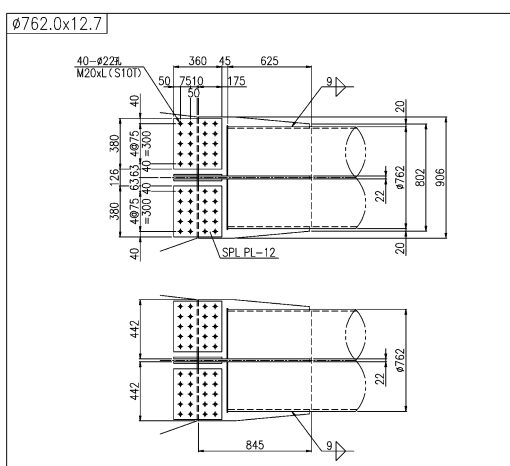
継手位置 : g2



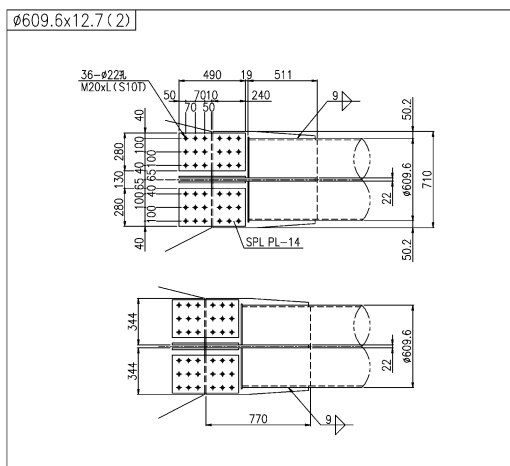
継手位置 : g3



継手位置 : g4



継手位置 : g5



継手位置 : g6

図 2-5 補助柱材の接合部詳細 (十字継手) (単位 : mm)

以下に各部位の検討方針を示す。

なお、検討に当たっては、「鋼構造設計規準 ー許容応力度設計法ー（(社)日本建築学会，2005 改定）」及び「2015 年版 建築物の構造関係技術基準解説書（国土交通省国土技術政策総合研究所・国立研究開発法人建築研究所）」に準拠して算定する。

2.1 主柱材

フランジ継手について、継手位置のボルトに生じる検討用応力が、破断耐力以下であることを確認する。

検討用応力 N' は以下により算定する。

$$N' = \left(\frac{N}{A} + \frac{M}{Z} \right) \cdot A$$

ここで、

- N : 評価用応力（主柱材に発生する軸力の最大値）（kN）
- A : 主柱材の断面積（ mm^2 ）
- M : 評価用応力（主柱材に発生する曲げモーメントの最大値）（ $\text{kN}\cdot\text{m}$ ）
- Z : 主柱材の断面係数（ mm^3 ）

継手位置の破断耐力 P_u は、以下により算定する。

$$P_u = T \cdot n$$

ここで、

- T : 高力ボルト1本あたりの引張破断耐力（kN）
- n : 高力ボルト本数

2.2 斜材，水平材及び補助柱材

十字継手及びH鋼継手について，接合部の部材端部（H鋼，十字プレート，スプライスプレート），接合ファスナー，ファスナーのはしあき部分，ガセットプレート及び溶接部に対して，破断形式に応じた破断耐力を算定し，部材に生じる応力が破断耐力以下であることを確認する。

以下に示す部材端部及び接合部の破断形式(1)～(5)（H鋼継手は(1)～(3)のみを使用）の各々の場合について，破断耐力 $A_j \cdot \sigma_u$ を算定し，その最小の値を接合部の破断耐力とする。

(1) 部材端部で破断する場合

$$A_j \cdot \sigma_u = A_1 \cdot b \sigma_u$$

$$A_1 = A_g - A_d$$

ここで，

$b \sigma_u$: 部材端部の破断応力度 (N/mm²)

A_g : 部材端部の断面積 (mm²)

A_d : 部材端部の欠損断面積 (mm²)

$A_j \cdot \sigma_u$: 部材端部の破断耐力 (N)

(2) 部材の接合ファスナーで破断する場合

$$A_j \cdot \sigma_u = 0.75 \cdot A_2 \cdot f \sigma_u$$

$$A_2 = n \cdot m \cdot f A$$

ここで，

$f \sigma_u$: 接合ファスナーの破断応力度 (N/mm²)

n : ファスナーの数

m : ファスナーがせん断を受ける面の数

$f A$: ファスナー1つの断面積 (mm²)

ただし，ねじ部がせん断にかかる時は，

$$f A = 0.75 \cdot \pi \cdot (d/2)^2$$

d : ファスナーの呼び径 (mm)

$A_j \cdot \sigma_u$: 接合ファスナーの破断耐力 (N)

(3) ファスナーのはしあき部分で破断する場合

a. 十字プレート及びH鋼の場合

$$A_j \cdot \sigma_u = {}_1A_3 \cdot {}_b \sigma_u$$

$${}_1A_3 = n \cdot {}_b e \cdot {}_b t$$

ここで,

${}_b \sigma_u$: 十字プレート及びH鋼の破断応力度 (N/mm²)

${}_b e$: 十字プレート及びH鋼のはしあき距離 (mm)

${}_b t$: 十字プレート及びH鋼のファスナー接合部での板厚 (mm)

n : ファスナーの数

$A_j \cdot \sigma_u$: 十字プレート及びH鋼のはしあき部分の破断耐力 (N)

b. スプライスプレート

$$A_j \cdot \sigma_u = {}_2A_3 \cdot {}_s \sigma_u$$

$${}_2A_3 = n \cdot {}_s e \cdot {}_s t$$

ここで,

${}_s \sigma_u$: スプライスプレートの破断応力度 (N/mm²)

${}_s e$: スプライスプレートのはしあき距離 (mm)

${}_s t$: スプライスプレートのファスナー接合部での板厚 (mm)

n : ファスナーの数

$A_j \cdot \sigma_u$: スプライスプレートのはしあき部分の破断耐力 (N)

c. ガセットプレート端部の場合

$$A_j \cdot \sigma_u = {}_3A_3 \cdot {}_g \sigma_u$$

$${}_3A_3 = n \cdot {}_g e \cdot {}_g t$$

ここで,

${}_g \sigma_u$: ガセットプレートの破断応力度 (N/mm²)

${}_g e$: ガセットプレートのはしあき距離 (mm)

${}_g t$: ガセットプレートのファスナー接合部での板厚 (mm)

n : ファスナーの数

$A_j \cdot \sigma_u$: ガセットプレートのはしあき部分の破断耐力 (N)

(4) ガセットプレートの破断による場合

$$A_j \cdot \sigma_u = 4A_3 \cdot g \sigma_u$$

$$A_4 = (2/\sqrt{3} \ell_1 + b) \cdot g t - A_d$$

ここで,

$g \sigma_u$: ガセットプレートの破断応力度 (N/mm²)

ℓ_1 : 応力方向の両端ボルト間の距離 (mm)

b : 応力直交方向の両端ボルト間の距離 (mm)

$g t$: ガセットプレートの板厚 (mm)

A_d : ガセットプレートのファスナー端部における欠損断面積 (mm²)

$A_j \cdot \sigma_u$: ガセットプレートの破断耐力 (N)

(5) 溶接部で破断する場合

接合部はすみ肉溶接であるため、次式より算出する。

$$A_j \cdot \sigma_u = 1/\sqrt{3} A_5 \cdot a \sigma_u$$

$$A_5 = 0.7 \cdot S \cdot \ell_e \cdot n_w$$

ここで,

$a \sigma_u$: 接合される母材の破断応力度 (N/mm²)

ℓ_e : すみ肉溶接の有効長さ (mm)

ただし, $\ell_e = \ell - 2 \cdot S$ とする。

ℓ : 1つの連続したすみ肉溶接の長さ (mm)

S : すみ肉溶接のサイズ (mm)

n_w : 溶接線数 (本)

$A_j \cdot \sigma_u$: 溶接部の破断耐力 (N)

3. 検討条件

各部材の接合部検討用の諸元を表 3-1～表 3-4 に示す。

表 3-1 主柱材の接合部検討用諸元

符号		C-D	E-F	G-H	I-J	K-L	M-N
		フランジ継手	フランジ継手	フランジ継手	フランジ継手	フランジ継手	フランジ継手
		c1	c2	c3	c4	c5	c6
使用部材	外径 (mm)	φ 267.4	φ 267.4	φ 355.6	φ 406.4	φ 508.0	φ 609.6
	板厚 (mm)	6.6	6.6	6.4	7.9	9.5	12.7
	材質	STK400	STK400	STK400	STK400	STK400	STK400
使用ボルト		M22	M22	M22	M22	M24	M24
		HTB	HTB	HTB	HTB	HTB	HTB
A	mm ²	5408	5408	7021	9890	14880	23820
Z	× 10 ³ mm ³	344	344	602	967	1820	3480
n	本	12	12	16	16	20	28
σ_u	N/mm ²	400	400	400	400	400	400
$f \sigma_u$	N/mm ²	1000	1000	1000	1000	1000	1000

記号の説明

- A : 主柱材の断面積
- Z : 主柱材の断面係数
- σ_u : 接合部の破断応力度 (鋼材の引張強さ)
- n : 高力ボルト本数
- $f \sigma_u$: 高力ボルトの引張強さ (F10T)

表 3-2 斜材の接合部検討用諸元

符号		B-C	C-D	D-E	E-F	F-G	G-H	H-I
		十字継手	十字継手	十字継手	十字継手	十字継手	十字継手	十字継手
		b1	b1	b1	b2	b2	b2	b2
使用部材	外径(mm)	φ 216.3	φ 216.3	φ 216.3	φ 267.4	φ 267.4	φ 267.4	φ 267.4
	板厚(mm)	5.8	5.8	5.8	6.6	6.6	6.6	6.6
	材質	STK400	STK400	STK400	STK400	STK400	STK400	STK400
使用ボルト		M22	M22	M22	M22	M22	M22	M22
		HTB	HTB	HTB	HTB	HTB	HTB	HTB
h	mm	440	440	440	440	440	440	440
t	mm	9	9	9	9	9	9	9
A _g	mm ²	7839	7839	7839	7839	7839	7839	7839
r	列	2	2	2	2	2	2	2
m	面	2	2	2	2	2	2	2
d _o	mm	24	24	24	24	24	24	24
b _s	mm	150	150	150	150	150	150	150
t _s	mm	6	6	6	6	6	6	6
σ _u	N/mm ²	400	400	400	400	400	400	400
f σ _u	N/mm ²	1000	1000	1000	1000	1000	1000	1000

符号		I-J	J-K	K-L	L-M	M-N	N-O	O-P
		十字継手	十字継手	十字継手	十字継手	十字継手	十字継手	十字継手
		b3	b3	b4	b4	b5-1	b5-2	b6
使用部材	外径(mm)	φ 318.5	φ 318.5	φ 355.6	φ 355.6	φ 457.2	φ 457.2	φ 588.8
	板厚(mm)	6.9	6.9	7.9	7.9	9.5	9.5	9.5
	材質	STK400	STK400	STK400	STK400	STK400	STK400	STK400
使用ボルト		M22	M22	M22	M22	M22	M22	M22
		HTB	HTB	HTB	HTB	HTB	HTB	HTB
h	mm	440	440	440	440	500	500	610
t	mm	12	12	12	12	16	19	19
A _g	mm ²	10416	10416	10416	10416	15744	18639	22819
r	列	2	2	2	2	2	2	3
m	面	2	2	2	2	2	2	2
d _o	mm	24	24	24	24	24	24	24
b _s	mm	150	150	150	150	180	180	230
t _s	mm	9	9	9	9	12	12	12
σ _u	N/mm ²	400	400	400	400	400	400	400
f σ _u	N/mm ²	1000	1000	1000	1000	1000	1000	1000

記号の説明

- h : 十字プレートの幅
- t : 十字プレートの板厚
- A_g : 十字プレートの断面積
- r : ファスナー群 1 箇所あたりの軸直交方向ボルト列数
- m : ファスナーがせん断を受ける面数
- d_o : 高力ボルト孔径
- b_s : スプライスプレートの幅
- t_s : スプライスプレートの板厚
- σ_u : 接合部の破断応力度 (鋼材の引張強さ)
- f σ_u : 高力ボルトの引張強さ (F10T)

表 3-3(1) 水平材の接合部検討用諸元 (H鋼継手)

符号		B
		H鋼継手
		a1
使用部材	名称	H-450×300×10×15
	材質	SS400
使用ボルト		M22
		HTB
H	mm	450
B	mm	300
t ₁	mm	10
t ₂	mm	15
A _g	mm ²	13200
r ₁	列	2
m ₁	面	4
r ₂	列	3
m ₂	面	2
d _o	mm	24
b _{s1}	mm	290
b _{s2}	mm	105
b _{s3}	mm	250
t _s	mm	9
σ _u	N/mm ²	400
fσ _u	N/mm ²	1000

記号の説明

- H : H鋼の高さ
- B : H鋼の幅
- t₁ : ウェブの板厚
- t₂ : フランジの板厚
- A_g : H鋼の断面積
- r₁ : フランジのファスナー群 1箇所あたりの軸直交方向ボルト列数
- m₁ : フランジのファスナーがせん断を受ける面数
- r₂ : ウェブのファスナー群 1箇所あたりの軸直交方向ボルト列数
- m₂ : ウェブのファスナーがせん断を受ける面数
- d_o : 高力ボルト孔径
- b_{s1} : フランジのスプライスプレートの幅(大)
- b_{s2} : フランジのスプライスプレートの幅(小)
- b_{s3} : ウェブのスプライスプレートの幅
- t_s : スプライスプレートの板厚
- σ_u : 接合部の破断応力度 (鋼材の引張強さ)
- fσ_u : 高力ボルトの引張強さ (F10T)

表 3-3(2) 水平材の接合部検討用諸元 (十字継手)

符号		C	E	G	I	K	M	N	O
		十字継手	十字継手	十字継手	十字継手	十字継手	十字継手	十字継手	十字継手
		a2	a2	a3-1	a3-2	a4	a4	a5	a6
使用部材	外径(mm)	φ 216.3	φ 216.3	φ 267.4	φ 267.4	φ 318.5	φ 318.5	φ 609.6	φ 406.4
	板厚(mm)	5.8	5.8	6.6	6.6	6.9	6.9	9.5	9.5
	材質	STK400	STK400	STK400	STK400	STK400	STK400	STK400	STK400
使用ボルト		M22	M22	M22	M22	M22	M22	M22	M22
		HTB	HTB	HTB	HTB	HTB	HTB	HTB	HTB
h	mm	440	440	440	440	440	440	670	440
t	mm	9	9	12	9	12	12	19	16
A _g	mm ²	7839	7839	10416	7839	10416	10416	25099	13824
r	列	2	2	2	2	2	2	3	2
m	面	2	2	2	2	2	2	2	2
d _o	mm	24	24	24	24	24	24	24	24
b _s	mm	150	150	150	150	150	150	260	150
t _s	mm	6	6	6	6	9	9	12	12
σ _u	N/mm ²	400	400	400	400	400	400	400	400
f σ _u	N/mm ²	1000	1000	1000	1000	1000	1000	1000	1000

記号の説明

- h : 十字プレートの幅
- t : 十字プレートの板厚
- A_g : 十字プレートの断面積
- r : ファスナー群 1 箇所あたりの軸直交方向ボルト列数
- m : ファスナーがせん断を受ける面数
- d_o : 高力ボルト孔径
- b_s : スプライスプレートの幅
- t_s : スプライスプレートの板厚
- σ_u : 接合部の破断応力度 (鋼材の引張強さ)
- f σ_u : 高力ボルトの引張強さ (F10T)

表 3-4 補助柱材の接合部検討用諸元

符号		C-E	E-G	G-I	I-K	K-M	M-N	N-O
		十字継手	十字継手	十字継手	十字継手	十字継手	十字継手	十字継手
		g1	g2	g3	g4	g5	g6	g6
使用部材	外径 (mm)	φ 267.4	φ 318.5	φ 711.2	φ 609.6	φ 762	φ 609.6	φ 609.6
	板厚 (mm)	6.0	6.0	7.9	12.7	12.7	12.7	12.7
	材質	STK400	STK400	STK400	STK400	STK490	STK490	STK490
使用ボルト		M20	M20	M20	M20	M20	M20	M20
		HTB	HTB	HTB	HTB	HTB	HTB	HTB
h	mm	304	406	748	682	906	710	710
t	mm	18	18	18	18	22	22	22
A _g	mm ²	10620	14292	26604	24228	39380	30756	30756
r	列	1	2	3	3	5	3	3
m	面	2	2	2	2	2	2	2
d _o	mm	22	22	22	22	22	22	22
b _s	mm	80	135	290	260	380	280	280
t _s	mm	9	9	9	12	12	14	14
σ _u	N/mm ²	400	400	400	400	400	490	490
f σ _u	N/mm ²	1000	1000	1000	1000	1000	1000	1000

記号の説明

- h : 十字プレートの幅
- t : 十字プレートの板厚
- A_g : 十字プレートの断面積
- r : ファスナー群 1 箇所あたりの軸直交方向ボルト列数
- m : ファスナーがせん断を受ける面数
- d_o : 高力ボルト孔径
- b_s : スプライスプレートの幅
- t_s : スプライスプレートの板厚
- σ_u : 接合部の破断応力度 (鋼材の引張強さ)
- f σ_u : 高力ボルトの引張強さ (S10T)

4. 検討結果

4.1 検討用応力

各部材の接合部検討用の評価応力を表 4-1～表 4-4 に示す。

表 4-1 主柱材の接合部検討用応力

標高 EL (m)	区間	検討用応力				使用部材 寸法 (mm)	備考	
		N (kN)	M (kN・m)	N' (kN)	地震動 (ケース)		継手形式	符号
109.4- 104.5	C - D	103.0	3.5	158.0	S s - N 1 (ケース 4) (45° 方向)	φ 267.4×6.6	フランジ継手	c1
99.9- 94.5	E - F	371.0	8.1	498.3	S s - N 1 (ケース 4) (45° 方向)	φ 267.4×6.6	フランジ継手	c2
89.2- 83.0	G - H	534.9	13.0	686.5	S s - N 1 (ケース 5) (45° 方向)	φ 355.6×6.4	フランジ継手	c3
76.8- 69.5	I - J	747.6	19.6	948.1	S s - N 1 (ケース 5) (45° 方向)	φ 406.4×7.9	フランジ継手	c4
62.2- 53.5	K - L	1107.3	43.3	1461.3	S s - D (ケース 5) (45° 方向)	φ 508.0×9.5	フランジ継手	c5
45.0- 34.5	M - N	1551.2	46.3	1868.1	S s - D (ケース 5) (45° 方向)	φ 609.6×12.7	フランジ継手	c6

表 4-2 斜材の接合部検討用応力

標高 EL (m)	区間	検討用応力		使用部材 寸法 (mm)	備考	
		N (kN)	地震動 (ケース)		継手形式	符号
113.5- 109.4	B - C	182.0	S s - N 1 (ケース 4) (0° 方向)	φ 216.3×5.8	十字継手	b1
109.4- 104.5	C - D	213.8	S s - N 1 (ケース 4) (0° 方向)	φ 216.3×5.8	十字継手	b1
104.5- 99.9	D - E	176.8	S s - N 1 (ケース 4) (0° 方向)	φ 216.3×5.8	十字継手	b1
99.9- 94.5	E - F	273.8	S s - N 1 (ケース 5) (45° 方向)	φ 267.4×6.6	十字継手	b2
94.5- 89.2	F - G	237.7	S s - N 1 (ケース 5) (45° 方向)	φ 267.4×6.6	十字継手	b2
89.2- 83.0	G - H	445.6	S s - D (ケース 5) (45° 方向)	φ 267.4×6.6	十字継手	b2
83.0- 76.8	H - I	390.2	S s - D (ケース 5) (45° 方向)	φ 267.4×6.6	十字継手	b2
76.8- 69.5	I - J	434.2	S s - D (ケース 5) (0° 方向)	φ 318.5×6.9	十字継手	b3
69.5- 62.2	J - K	369.1	S s - D (ケース 5) (0° 方向)	φ 318.5×6.9	十字継手	b3
62.2- 53.5	K - L	527.2	S s - N 1 (ケース 4) (0° 方向)	φ 355.6×7.9	十字継手	b4
53.5- 45.0	L - M	421.2	S s - N 1 (ケース 4) (0° 方向)	φ 355.6×7.9	十字継手	b4
45.0- 34.5	M - N	697.1	S s - N 2 (ケース 4)	φ 457.2×9.5	十字継手	b5-1
34.5- 23.9	N - O	655.0	S s - N 1 (ケース 4) (0° 方向)	φ 457.2×9.5	十字継手	b5-2
23.9- 8.5	O - P	1018.0	S s - N 1 (ケース 4) (0° 方向)	φ 558.8×9.5	十字継手	b6

表 4-3 水平材の接合部検討用応力

標高 EL (m)	部材 位置	検討用応力		使用部材 寸法 (mm)	備考	
		N (kN)	地震動 (ケース)		継手形式	符号
113.5	B	92.7	S s - N 1 (ケース 4) (0° 方向)	H-450×300 ×10×15	H鋼継手	a1
109.4	C	48.2	S s - N 1 (ケース 5) (0° 方向)	φ 216.3×5.8	十字継手	a2
99.9	E	35.5	S s - N 1 (ケース 5) (0° 方向)	φ 216.3×5.8	十字継手	a2
89.2	G	169.1	S s - D (ケース 5) (45° 方向)	φ 267.4×6.6	十字継手	a3-1
76.8	I	49.3	S s - N 1 (ケース 4) (0° 方向)	φ 267.4×6.6	十字継手	a3-2
62.2	K	167.7	S s - N 1 (ケース 5) (45° 方向)	φ 318.5×6.9	十字継手	a4
45.0	M	106.9	S s - F 2 (ケース 3)	φ 318.5×6.9	十字継手	a4
34.5	N	154.1	S s - D (ケース 5) (0° 方向)	φ 609.6×9.5	十字継手	a5
23.9	O	190.6	S s - D (ケース 3) (0° 方向)	φ 406.4×9.5	十字継手	a6

表 4-4 補助柱材の接合部検討用応力

標高 EL (m)	区間	検討用応力		使用部材 寸法 (mm)	備考	
		N (kN)	地震動 (ケース)		継手形式	符号
109.4- 99.9	C - E	227.4	S s - N 1 (ケース 4) (0° 方向)	φ 267.4×6.0	十字継手	g1
99.9- 89.2	E - G	529.2	S s - N 1 (ケース 5) (0° 方向)	φ 318.5×6.0	十字継手	g2
89.2- 76.8	G - I	987.0	S s - N 1 (ケース 5) (0° 方向)	φ 711.2×7.9	十字継手	g3
76.8- 62.2	I - K	1387.4	S s - N 1 (ケース 5) (0° 方向)	φ 609.6×12.7	十字継手	g4
62.2- 45.0	K - M	1586.9	S s - D (ケース 5) (0° 方向)	φ 762.0×12.7	十字継手	g5
45.0- 34.5	M - N	936.5	S s - D (ケース 5) (0° 方向)	φ 609.6×12.7	十字継手	g6
34.5- 23.9	N - O	982.0	S s - D (ケース 5) (0° 方向)	φ 609.6×12.7	十字継手	g6

4.2 検討結果

各部材の接合部検討用の破断耐力の算定結果を表 4-5～表 4-8 に示す。

また、各部材の検討用応力と接合部の破断耐力の比較を表 4-9～表 4-12 に示す。検討用応力は、いずれも接合部の破断耐力以下であることを確認した。

表 4-5 主柱材の接合部検討用の破断耐力

符号		C-D	E-F	G-H	I-J	K-L	M-N
		フランジ継手	フランジ継手	フランジ継手	フランジ継手	フランジ継手	フランジ継手
		c1	c2	c3	c4	c5	c6
有効断面積	mm ²	303	303	303	303	353	353
T	kN	303	303	303	303	353	353
n	本	12	12	16	16	20	28
破断耐力 P _u	kN	3636	3636	4848	4848	7060	9884

表 4-6(1) 斜材の接合部検討用の破断耐力

符号		B-C	C-D	D-E	E-F	F-G	G-H	H-I
		十字継手	十字継手	十字継手	十字継手	十字継手	十字継手	十字継手
		b1	b1	b1	b2	b2	b2	b2
使用部材	外径(mm)	φ 216.3	φ 216.3	φ 216.3	φ 267.4	φ 267.4	φ 267.4	φ 267.4
	板厚(mm)	5.8	5.8	5.8	6.6	6.6	6.6	6.6
	材質	STK400	STK400	STK400	STK400	STK400	STK400	STK400
使用ボルト		M22	M22	M22	M22	M22	M22	M22
		HTB	HTB	HTB	HTB	HTB	HTB	HTB
(1) 部材端部で破断する場合								
a. 十字プレート端部								
$b \sigma_u$	N/mm ²	400	400	400	400	400	400	400
A_g	mm ²	7839	7839	7839	7839	7839	7839	7839
A_d	mm ²	1728	1728	1728	1728	1728	1728	1728
A_1	mm ²	6111	6111	6111	6111	6111	6111	6111
$A_j \cdot \sigma_u$	kN	2444	2444	2444	2444	2444	2444	2444
b. スプライスプレート端部								
$b \sigma_u$	N/mm ²	400	400	400	400	400	400	400
A_g	mm ²	7200	7200	7200	7200	7200	7200	7200
A_d	mm ²	2304	2304	2304	2304	2304	2304	2304
A_1	mm ²	4896	4896	4896	4896	4896	4896	4896
$A_j \cdot \sigma_u$	kN	1958	1958	1958	1958	1958	1958	1958
(2) 部材の接合ファスナーで破断する場合								
$f \sigma_u$	N/mm ²	1000	1000	1000	1000	1000	1000	1000
n	箇所	16	16	16	16	16	16	16
m	面	2	2	2	2	2	2	2
$f A$	mm ²	285	285	285	285	285	285	285
A_2	mm ²	9120	9120	9120	9120	9120	9120	9120
$A_j \cdot \sigma_u$	kN	6840	6840	6840	6840	6840	6840	6840
(3) ファスナーのはしあき部分で破断する場合								
a. 部材端部の場合(十字プレートのはしあき)								
$b \sigma_u$	N/mm ²	400	400	400	400	400	400	400
b e	mm	55	55	55	55	55	55	55
b t	mm	9	9	9	9	9	9	9
n	箇所	16	16	16	16	16	16	16
$1 A_3$	mm ²	7920	7920	7920	7920	7920	7920	7920
$A_j \cdot \sigma_u$	kN	3168	3168	3168	3168	3168	3168	3168
b. 部材端部の場合(スプライスプレートのはしあき)								
$s \sigma_u$	N/mm ²	400	400	400	400	400	400	400
s e	mm	55	55	55	55	55	55	55
s t	mm	6	6	6	6	6	6	6
n	箇所	16	16	16	16	16	16	16
$2 A_3$	mm ²	10560	10560	10560	10560	10560	10560	10560
$A_j \cdot \sigma_u$	kN	4224	4224	4224	4224	4224	4224	4224
c. 部材端部の場合(ガセットプレートのはしあき)								
$g \sigma_u$	N/mm ²	400	400	400	400	400	400	400
g e	mm	55	55	55	55	55	55	55
g t	mm	9	9	9	9	9	9	9
n	箇所	16	16	16	16	16	16	16
$3 A_3$	mm ²	7920	7920	7920	7920	7920	7920	7920
$A_j \cdot \sigma_u$	kN	3168	3168	3168	3168	3168	3168	3168

表 4-6(2) 斜材の接合部検討用の破断耐力

符号		B-C	C-D	D-E	E-F	F-G	G-H	H-I
		十字継手	十字継手	十字継手	十字継手	十字継手	十字継手	十字継手
		b1	b1	b1	b2	b2	b2	b2
使用部材	外径(mm)	φ 216.3	φ 216.3	φ 216.3	φ 267.4	φ 267.4	φ 267.4	φ 267.4
	板厚(mm)	5.8	5.8	5.8	6.6	6.6	6.6	6.6
	材質	STK400	STK400	STK400	STK400	STK400	STK400	STK400
使用ボルト		M22	M22	M22	M22	M22	M22	M22
		HTB	HTB	HTB	HTB	HTB	HTB	HTB
(4) ガセットプレートの破断による場合								
$g \sigma_u$	N/mm ²	400	400	400	400	400	400	400
ℓ_1	mm	75	75	75	75	75	75	75
b	mm	340	340	340	340	340	340	340
$g t$	mm	9	9	9	9	9	9	9
A_d	mm ²	864	864	864	864	864	864	864
A_4	mm ²	5950	5950	5950	5950	5950	5950	5950
$A_j \cdot \sigma_u$	kN	2380	2380	2380	2380	2380	2380	2380
(5) 溶接部で破断する場合								
$a \sigma_u$	N/mm ²	400	400	400	400	400	400	400
S	mm	5	5	5	5	5	5	5
ℓ	mm	350	350	350	350	350	350	350
ℓ_e	mm	340	340	340	340	340	340	340
n_w	本	8	8	8	8	8	8	8
A_5	mm ²	9520	9520	9520	9520	9520	9520	9520
$A_j \cdot \sigma_u$	kN	2198	2198	2198	2198	2198	2198	2198
破断耐力 $P_u = \min\{A_j \cdot \sigma_u\}$	kN	1958	1958	1958	1958	1958	1958	1958

表 4-6(3) 斜材の接合部検討用の破断耐力

符号		I-J	J-K	K-L	L-M	M-N	N-O	O-P
		十字継手	十字継手	十字継手	十字継手	十字継手	十字継手	十字継手
		b3	b3	b4	b4	b5-1	b5-2	b6
使用部材	外径(mm)	φ 318.5	φ 318.5	φ 355.6	φ 355.6	φ 457.2	φ 457.2	φ 588.8
	板厚(mm)	6.9	6.9	7.9	7.9	9.5	9.5	9.5
	材質	STK400	STK400	STK400	STK400	STK400	STK400	STK400
使用ボルト		M22	M22	M22	M22	M22	M22	M22
		HTB	HTB	HTB	HTB	HTB	HTB	HTB
(1) 部材端部で破断する場合								
a. 十字プレート端部								
$b \sigma_u$	N/mm ²	400	400	400	400	400	400	400
A_g	mm ²	10416	10416	10416	10416	15744	18639	22819
A_d	mm ²	2304	2304	2304	2304	3072	3648	5472
A_1	mm ²	8112	8112	8112	8112	12672	14991	17347
$A_j \cdot \sigma_u$	kN	3244	3244	3244	3244	5068	5996	6938
b. スプライスプレート端部								
$b \sigma_u$	N/mm ²	400	400	400	400	400	400	400
A_g	mm ²	10800	10800	10800	10800	17280	17280	22080
A_d	mm ²	3456	3456	3456	3456	4608	4608	6912
A_1	mm ²	7344	7344	7344	7344	12672	12672	15168
$A_j \cdot \sigma_u$	kN	2937	2937	2937	2937	5068	5068	6067
(2) 部材の接合ファスナーで破断する場合								
$f \sigma_u$	N/mm ²	1000	1000	1000	1000	1000	1000	1000
n	箇所	16	16	16	16	20	20	24
m	面	2	2	2	2	2	2	2
$f A$	mm ²	285	285	285	285	285	285	285
A_2	mm ²	9120	9120	9120	9120	11400	11400	13680
$A_j \cdot \sigma_u$	kN	6840	6840	6840	6840	8550	8550	10260
(3) ファスナーのはしあき部分で破断する場合								
a. 部材端部の場合(十字プレートのはしあき)								
$b \sigma_u$	N/mm ²	400	400	400	400	400	400	400
b e	mm	55	55	55	55	50	50	55
b t	mm	12	12	12	12	16	19	19
n	箇所	16	16	16	16	20	20	24
$1A_3$	mm ²	10560	10560	10560	10560	16000	19000	25080
$A_j \cdot \sigma_u$	kN	4224	4224	4224	4224	6400	7600	10032
b. 部材端部の場合(スプライスプレートのはしあき)								
$s \sigma_u$	N/mm ²	400	400	400	400	400	400	400
s e	mm	55	55	55	55	50	50	55
s t	mm	9	9	9	9	12	12	12
n	箇所	16	16	16	16	20	20	24
$2A_3$	mm ²	15840	15840	15840	15840	24000	24000	31680
$A_j \cdot \sigma_u$	kN	6336	6336	6336	6336	9600	9600	12672
c. 部材端部の場合(ガセットプレートのはしあき)								
$g \sigma_u$	N/mm ²	400	400	400	400	400	400	400
g e	mm	55	55	55	55	50	50	55
g t	mm	12	12	12	12	16	19	19
n	箇所	16	16	16	16	20	20	24
$3A_3$	mm ²	10560	10560	10560	10560	16000	19000	25080
$A_j \cdot \sigma_u$	kN	4224	4224	4224	4224	6400	7600	10032

表 4-6(4) 斜材の接合部検討用の破断耐力

符号		I-J	J-K	K-L	L-M	M-N	N-O	O-P
		十字継手	十字継手	十字継手	十字継手	十字継手	十字継手	十字継手
		b3	b3	b4	b4	b5-1	b5-2	b6
使用部材	外径(mm)	φ 318.5	φ 318.5	φ 355.6	φ 355.6	φ 457.2	φ 457.2	φ 588.8
	板厚(mm)	6.9	6.9	7.9	7.9	9.5	9.5	9.5
	材質	STK400	STK400	STK400	STK400	STK400	STK400	STK400
使用ボルト		M22	M22	M22	M22	M22	M22	M22
		HTB	HTB	HTB	HTB	HTB	HTB	HTB
(4) ガセットプレートの破断による場合								
$g \sigma_u$	N/mm ²	400	400	400	400	400	400	400
ℓ_1	mm	75	75	75	75	100	100	75
b	mm	340	340	340	340	400	400	490
$g t$	mm	12	12	12	12	16	19	19
A_d	mm ²	1152	1152	1152	1152	1536	1824	2736
A_4	mm ²	7934	7934	7934	7934	13424	15940	16438
$A_j \cdot \sigma_u$	kN	3173	3173	3173	3173	5369	6376	6575
(5) 溶接部で破断する場合								
$a \sigma_u$	N/mm ²	400	400	400	400	400	400	400
S	mm	6	6	8	8	9	9	8
ℓ	mm	350	350	350	350	400	400	400
ℓ_e	mm	338	338	334	334	382	382	384
n_w	本	8	8	8	8	8	8	8
A_5	mm ²	11357	11357	14963	14963	19253	19253	17203
$A_j \cdot \sigma_u$	kN	2622	2622	3455	3455	4446	4446	3972
破断耐力 $P_u = \min\{A_j \cdot \sigma_u\}$	kN	2622	2622	2937	2937	4446	4446	3972

表 4-7(1) 水平材の接合部検討用の破断耐力 (H鋼継手)

符号		B
		H鋼継手
		a1
使用部材	名称	H-450×300×10×15
	材質	SS400
使用ボルト		M22
		HTB
(1) 部材端部で破断する場合		
a. H鋼端部		
$b \sigma_u$	N/mm ²	400
A_g	mm ²	13200
A_d	mm ²	2160
A_1	mm ²	11040
$A_j \cdot \sigma_u$	kN	4416
b. スプラインプレート端部		
$b \sigma_u$	N/mm ²	400
A_g	mm ²	13500
A_d	mm ²	3024
A_1	mm ²	10476
$A_j \cdot \sigma_u$	kN	4190
(2) 部材の接合ファスナーで破断する場合		
$f \sigma_u$	N/mm ²	1000
n	箇所	15
m	面	2
$f A$	mm ²	285
A_2	mm ²	8550
$A_j \cdot \sigma_u$	kN	6412
(3) ファスナーのはしあき部分で破断する場合		
a. 部材端部の場合(H鋼のはしあき)		
$b \sigma_u$	N/mm ²	400
$b e$	mm	45
$b t_1$	mm	10
$b t_2$	mm	15
n_1	箇所	3
n_2	箇所	4
${}_1 A_3$	mm ²	9450
$A_j \cdot \sigma_u$	kN	3780
b. 部材端部の場合(スプラインプレートのはしあき)		
$s \sigma_u$	N/mm ²	400
$s e$	mm	45
$s t$	mm	9
n	箇所	15
${}_2 A_3$	mm ²	12150
$A_j \cdot \sigma_u$	kN	4860
破断耐力 $P_u = \min\{A_j \cdot \sigma_u\}$	kN	3780

表 4-7(2) 水平材の接合部検討用の破断耐力 (十字継手)

符号		C	E	G	I	K	M	N	O
		十字継手	十字継手	十字継手	十字継手	十字継手	十字継手	十字継手	十字継手
		a2	a2	a3-1	a3-2	a4	a4	a5	a6
使用部材	外径(mm)	φ 216.3	φ 216.3	φ 267.4	φ 267.4	φ 318.5	φ 318.5	φ 609.6	φ 406.4
	板厚(mm)	5.8	5.8	6.6	6.6	6.9	6.9	9.5	9.5
	材質	STK400	STK400	STK400	STK400	STK400	STK400	STK400	STK400
使用ボルト		M22	M22	M22	M22	M22	M22	M22	M22
		HTB	HTB	HTB	HTB	HTB	HTB	HTB	HTB
(1) 部材端部で破断する場合									
a. 十字プレート端部									
$b \sigma_u$	N/mm ²	400	400	400	400	400	400	400	400
A_g	mm ²	7839	7839	10416	7839	10416	10416	25099	13824
A_d	mm ²	1728	1728	2304	1728	2304	2304	5472	3072
A_l	mm ²	6111	6111	8112	6111	8112	8112	19627	10752
$A_j \cdot \sigma_u$	kN	2444	2444	3244	2444	3244	3244	7850	4300
b. スプライスプレート端部									
$b \sigma_u$	N/mm ²	400	400	400	400	400	400	400	400
A_g	mm ²	7200	7200	7200	7200	10800	10800	24960	14400
A_d	mm ²	2304	2304	2304	2304	3456	3456	6912	4608
A_l	mm ²	4896	4896	4896	4896	7344	7344	18048	9792
$A_j \cdot \sigma_u$	kN	1958	1958	1958	1958	2937	2937	7219	3916
(2) 部材の接合ファスナーで破断する場合									
$f \sigma_u$	N/mm ²	1000	1000	1000	1000	1000	1000	1000	1000
n	箇所	16	16	16	16	16	16	24	16
m	面	2	2	2	2	2	2	2	2
$f A$	mm ²	285	285	285	285	285	285	285	285
A_2	mm ²	9120	9120	9120	9120	9120	9120	13680	9120
$A_j \cdot \sigma_u$	kN	6840	6840	6840	6840	6840	6840	10260	6840
(3) ファスナーのはしあき部分で破断する場合									
a. 部材端部の場合(十字プレートのはしあき)									
$b \sigma_u$	N/mm ²	400	400	400	400	400	400	400	400
b e	mm	55	55	55	55	55	55	55	55
b t	mm	9	9	12	9	12	12	19	16
n	箇所	16	16	16	16	16	16	24	16
${}_1 A_3$	mm ²	7920	7920	10560	7920	10560	10560	25080	14080
$A_j \cdot \sigma_u$	kN	3168	3168	4224	3168	4224	4224	10032	5632
b. 部材端部の場合(スプライスプレートのはしあき)									
$s \sigma_u$	N/mm ²	400	400	400	400	400	400	400	400
s e	mm	55	55	55	55	55	55	55	55
s t	mm	6	6	6	6	9	9	12	12
n	箇所	16	16	16	16	16	16	24	16
${}_2 A_3$	mm ²	10560	10560	10560	10560	15840	15840	31680	21120
$A_j \cdot \sigma_u$	kN	4224	4224	4224	4224	6336	6336	12672	8448
c. 部材端部の場合(ガセットプレートのはしあき)									
$g \sigma_u$	N/mm ²	400	400	400	400	400	400	400	400
g e	mm	55	55	55	55	55	55	55	55
g t	mm	9	9	12	9	12	12	19	16
n	箇所	16	16	16	16	16	16	24	16
${}_3 A_3$	mm ²	7920	7920	10560	7920	10560	10560	25080	14080
$A_j \cdot \sigma_u$	kN	3168	3168	4224	3168	4224	4224	10032	5632

表 4-7(3) 水平材の接合部検討用の破断耐力 (十字継手)

符号		C	E	G	I	K	M	N	O
		十字継手	十字継手	十字継手	十字継手	十字継手	十字継手	十字継手	十字継手
使用部材	外径(mm)	φ 216.3	φ 216.3	φ 267.4	φ 267.4	φ 318.5	φ 318.5	φ 609.6	φ 406.4
	板厚(mm)	5.8	5.8	6.6	6.6	6.9	6.9	9.5	9.5
	材質	STK400	STK400	STK400	STK400	STK400	STK400	STK400	STK400
使用ボルト		M22	M22	M22	M22	M22	M22	M22	M22
		HTB	HTB	HTB	HTB	HTB	HTB	HTB	HTB
(4) ガセットプレートの破断による場合									
σ_u	N/mm ²	400	400	400	400	400	400	400	400
ℓ_1	mm	75	75	75	75	75	75	75	75
b	mm	340	340	340	340	340	340	530	340
t	mm	9	9	12	9	12	12	19	16
A_d	mm ²	864	864	1152	864	1152	1152	2736	1536
A_4	mm ²	5950	5950	7934	5950	7934	7934	17958	10580
$A_j \cdot \sigma_u$	kN	2380	2380	3173	2380	3173	3173	7183	4232
(5) 溶接部で破断する場合									
σ_u	N/mm ²	400	400	400	400	400	400	400	400
S	mm	5	5	5	5	6	6	8	8
ℓ	mm	350	350	350	350	350	350	400	400
ℓ_e	mm	340	340	340	340	338	338	384	384
n_w	本	8	8	8	8	8	8	8	8
A_5	mm ²	9520	9520	9520	9520	11357	11357	17203	17203
$A_j \cdot \sigma_u$	kN	2198	2198	2198	2198	2622	2622	3972	3972
破断耐力 $P_u = \min\{A_j \cdot \sigma_u\}$	kN	1958	1958	1958	1958	2622	2622	3972	3916

表 4-8 補助柱材の接合部検討用の破断耐力

符号		C-E	E-G	G-I	I-K	K-M	M-N	N-O
		十字継手	十字継手	十字継手	十字継手	十字継手	十字継手	十字継手
		g1	g2	g3	g4	g5	g6	g6
使用部材	外径(mm)	φ 267.4	φ 318.5	φ 711.2	φ 609.6	φ 762.0	φ 609.6	φ 609.6
	板厚(mm)	6.0	6.0	7.9	12.7	12.7	12.7	12.7
	材質	STK400	STK400	STK400	STK400	STK490	STK490	STK490
使用ボルト		M20	M20	M20	M20	M20	M20	M20
		HTB	HTB	HTB	HTB	HTB	HTB	HTB
(1) 部材端部で破断する場合								
a. 十字プレート端部								
$b \sigma_u$	N/mm ²	400	400	400	400	400	490	490
A_g	mm ²	10620	14292	26604	24228	39380	30756	30756
A_d	mm ²	1584	3168	4752	4752	9680	5808	5808
A_l	mm ²	9036	11124	21852	19476	29700	24948	24948
$A_j \cdot \sigma_u$	kN	3614	4449	8740	7790	11880	12224	12224
b. スプライスプレート端部								
$b \sigma_u$	N/mm ²	400	400	400	400	400	490	490
A_g	mm ²	5760	9720	20880	24960	36480	31360	31360
A_d	mm ²	1584	3168	4752	6336	10560	7392	7392
A_l	mm ²	4176	6552	16128	18624	25920	23968	23968
$A_j \cdot \sigma_u$	kN	1670	2620	6451	7449	12700	11744	11744
(2) 部材の接合ファスナーで破断する場合								
$f \sigma_u$	N/mm ²	1000	1000	1000	1000	1000	1000	1000
n	箇所	8	16	24	24	40	36	36
m	面	2	2	2	2	2	2	2
$f A$	mm ²	236	236	236	236	236	236	236
A_2	mm ²	3776	7552	11328	11328	18880	16992	16992
$A_j \cdot \sigma_u$	kN	2832	5664	8496	8496	14160	12744	12744
(3) ファスナーのはしあき部分で破断する場合								
a. 部材端部の場合(十字プレートのはしあき)								
$b \sigma_u$	N/mm ²	400	400	400	400	400	490	490
b_e	mm	50	50	50	50	50	50	50
b_t	mm	18	18	18	18	22	22	22
n	箇所	8	16	24	24	40	36	36
${}_1 A_3$	mm ²	7200	14400	21600	21600	44000	39600	39600
$A_j \cdot \sigma_u$	kN	2880	5760	8640	8640	17600	19404	19404
b. 部材端部の場合(スプライスプレートのはしあき)								
$s \sigma_u$	N/mm ²	400	400	400	400	490	490	490
s_e	mm	50	50	50	50	50	50	50
s_t	mm	9	9	9	12	12	14	14
n	箇所	8	16	24	24	40	36	36
${}_2 A_3$	mm ²	7200	14400	21600	28800	48000	50400	50400
$A_j \cdot \sigma_u$	kN	2880	5760	8640	11520	23520	24696	24696
c. 部材端部の場合(ガセットプレートのはしあき)								
$g \sigma_u$	N/mm ²	400	400	400	400	490	490	490
g_e	mm	50	50	50	50	50	50	50
g_t	mm	18	18	18	18	22	22	22
n	箇所	8	16	24	24	40	36	36
${}_3 A_3$	mm ²	7200	14400	21600	21600	44000	39600	39600
$A_j \cdot \sigma_u$	kN	2880	5760	8640	8640	21560	19404	19404
(4) ガセットプレートの破断による場合								
$g \sigma_U$	N/mm ²	400	400	400	400	490	490	490
ℓ_1	mm	70	70	70	70	75	140	140
b	mm	204	306	648	582	806	610	610
g_t	mm	18	18	18	18	22	22	22
A_d	mm ²	792	1584	2376	2376	4840	2904	2904
A_4	mm ²	8670	10758	21486	19110	29594	28144	28144
$A_j \cdot \sigma_U$	kN	3468	4303	8594	7644	14501	13790	13790
(5) 溶接部で破断する場合								
$a \sigma_u$	N/mm ²	400	400	400	400	400	490	490
S	mm	6	6	7	7	9	9	9
ℓ	mm	225	270	570	490	610	490	490
ℓ_e	mm	213	258	556	476	592	472	472
n_w	本	8	8	8	8	8	8	8
A_5	mm ²	7157	8669	21795	18659	29837	23789	23789
$A_j \cdot \sigma_u$	kN	1652	2002	5033	4309	6890	6729	6729
破断耐力 $P_u = \min\{A_j \cdot \sigma_u\}$	kN	1652	2002	5033	4309	6890	6729	6729

表 4-9 検討用応力と接合部の破断耐力の比較（主柱材）

標高 EL (m)	区間	検討用 応力 N' (kN)	破断 耐力 P _u (kN)	検定値 N' / P _u	使用部材 寸法 (mm)	備考	
						継手形式	符号
109.4- 104.5	C - D	158.0	3636	0.05	φ 267.4×6.6	フランジ継手	c1
99.9- 94.5	E - F	498.3	3636	0.14	φ 267.4×6.6	フランジ継手	c2
89.2- 83.0	G - H	686.5	4848	0.15	φ 355.6×6.4	フランジ継手	c3
76.8- 69.5	I - J	948.1	4848	0.20	φ 406.4×7.9	フランジ継手	c4
62.2- 53.5	K - L	1461.3	7060	0.21	φ 508.0×9.5	フランジ継手	c5
45.0- 34.5	M - N	1868.1	9884	0.19	φ 609.6×12.7	フランジ継手	c6

表 4-10 検討用応力と接合部の破断耐力の比較 (斜材)

標高 EL (m)	区間	検討用 応力 N (kN)	破断 耐力 P _u (kN)	検定値 N/P _u	使用部材 寸法 (mm)	備考	
						継手形式	符号
113.5- 109.4	B - C	182.0	1958	0.10	φ 216.3×5.8	十字継手	b1
109.4- 104.5	C - D	213.8	1958	0.11	φ 216.3×5.8	十字継手	b1
104.5- 99.9	D - E	176.8	1958	0.10	φ 216.3×5.8	十字継手	b1
99.9- 94.5	E - F	273.8	1958	0.14	φ 267.4×6.6	十字継手	b2
94.5- 89.2	F - G	237.7	1958	0.13	φ 267.4×6.6	十字継手	b2
89.2- 83.0	G - H	445.6	1958	0.23	φ 267.4×6.6	十字継手	b2
83.0- 76.8	H - I	390.2	1958	0.20	φ 267.4×6.6	十字継手	b2
76.8- 69.5	I - J	434.2	2622	0.17	φ 318.5×6.9	十字継手	b3
69.5- 62.2	J - K	369.1	2622	0.15	φ 318.5×6.9	十字継手	b3
62.2- 53.5	K - L	527.2	2937	0.18	φ 355.6×7.9	十字継手	b4
53.5- 45.0	L - M	421.2	2937	0.15	φ 355.6×7.9	十字継手	b4
45.0- 34.5	M - N	697.1	4446	0.16	φ 457.2×9.5	十字継手	b5-1
34.5- 23.9	N - O	655.0	4446	0.15	φ 457.2×9.5	十字継手	b5-2
23.9- 8.5	O - P	1018.0	3972	0.26	φ 558.8×9.5	十字継手	b6

表 4-11 検討用応力と接合部の破断耐力の比較（水平材）

標高 EL (m)	位置	検討用 応力 N (kN)	破断 耐力 P _u (kN)	検定値 N/P _u	使用部材 寸法 (mm)	備考	
						継手形式	符号
113.5	B	92.7	3780	0.03	H-450×300 ×10×15	H鋼継手	a1
109.4	C	48.2	1958	0.03	φ 216.3×5.8	十字継手	a2
99.9	E	35.5	1958	0.02	φ 216.3×5.8	十字継手	a2
89.2	G	169.1	1958	0.09	φ 267.4×6.6	十字継手	a3-1
76.8	I	49.3	1958	0.03	φ 267.4×6.6	十字継手	a3-2
62.2	K	167.7	2622	0.07	φ 318.5×6.9	十字継手	a4
45.0	M	106.9	2622	0.05	φ 318.5×6.9	十字継手	a4
34.5	N	154.1	3972	0.04	φ 609.6×9.5	十字継手	a5
23.9	O	190.6	3916	0.05	φ 406.4×9.5	十字継手	a6

表 4-12 検討用応力と接合部の破断耐力の比較（補助柱材）

標高 EL (m)	区間	検討用 応力 N (kN)	破断 耐力 P _u (kN)	検定値 N/P _u	使用部材 寸法 (mm)	備考	
						継手形式	符号
109.4- 99.9	C - E	227.4	1652	0.14	φ 267.4×6.0	十字継手	g1
99.9- 89.2	E - G	529.2	2002	0.27	φ 318.5×6.0	十字継手	g2
89.2- 76.8	G - I	987.0	5033	0.20	φ 711.2×7.9	十字継手	g3
76.8- 62.2	I - K	1387.4	4309	0.33	φ 609.6×12.7	十字継手	g4
62.2- 45.0	K - M	1586.9	6890	0.24	φ 762.0×12.7	十字継手	g5
45.0- 34.5	M - N	936.5	6729	0.14	φ 609.6×12.7	十字継手	g6
34.5- 23.9	N - O	982.0	6729	0.15	φ 609.6×12.7	十字継手	g6

別紙 5 排気筒の支持点部の耐震性について

目 次

1. 概要	別紙 5-1
2. 検討方針	別紙 5-2
3. 検討結果	別紙 5-12

1. 概要

VI-2-2-14「排気筒の耐震性についての計算書」においては、排気筒を構成する筒身及び鉄塔の断面算定結果を示している。

本資料では、排気筒を構成する部材のうち、支持点部の耐震性について確認した結果を示す。

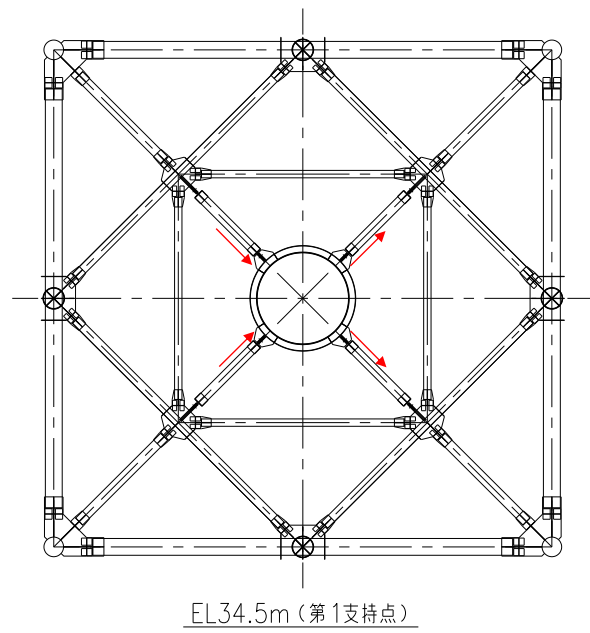
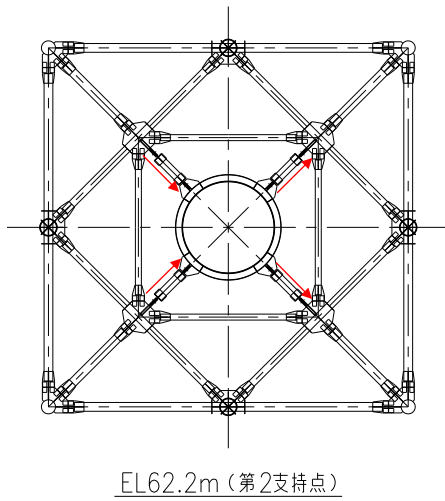
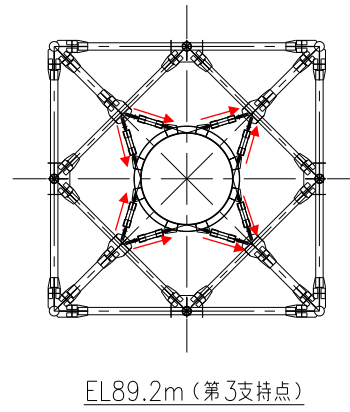
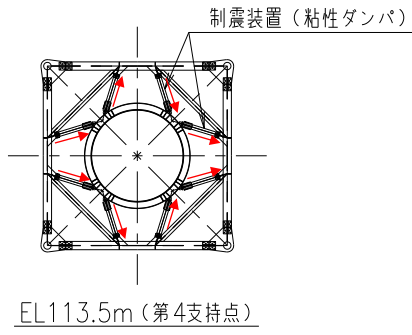
2. 検討方針

第1支持点部, 第2支持点部, 第3支持点部及び第4支持点部の平面図及び支持点荷重を図2-1に, 支持金物の概要図及び支持点荷重を図2-2に, 連結材及び補強リングの構成断面を図2-3に示す。

筒身と鉄塔の支持点部は支持点金物を介して水平荷重を伝達する構造としている。支持点金物の反力は筒身周囲の補強リングによって抵抗されることから, 第1支持点部, 第2支持点部及び第3支持点部については支持点金物のうち連結材と補強リングの評価を行う。第4支持点部については, VI-2-2-14「排気筒の耐震性についての計算書」において制震装置(粘性ダンパ)及び補強リングの評価を行っていることから, 本書では連結材の評価を行う。

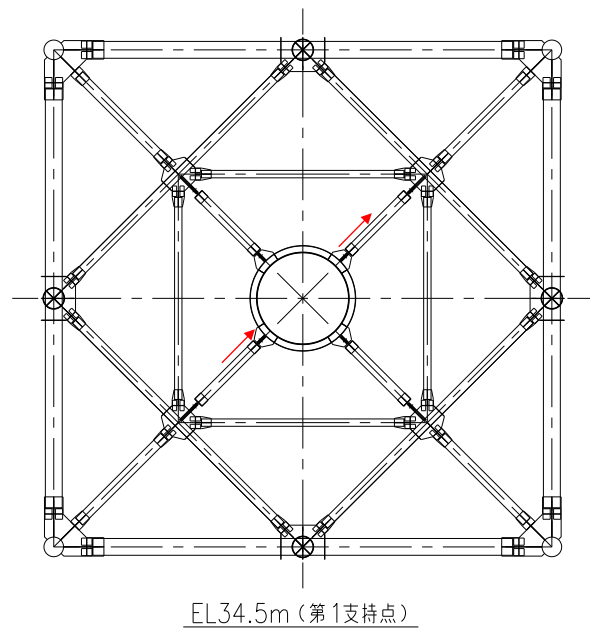
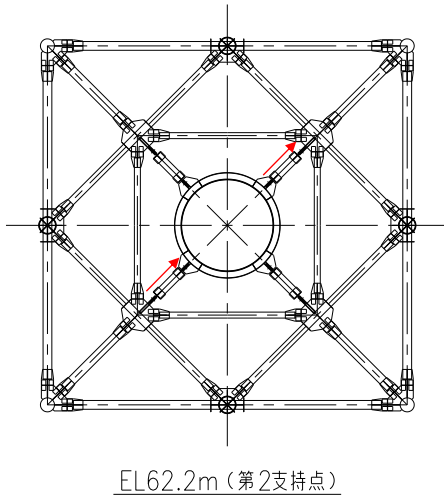
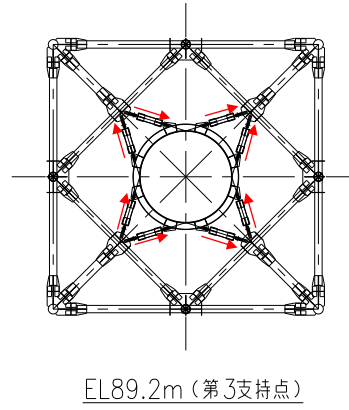
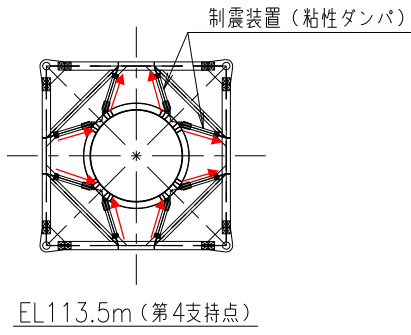
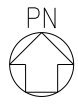
連結材及び補強リングの評価は, 基準地震動 S_s による地震荷重に対して行う。地震荷重として各支持点部に加わる荷重は, VI-2-2-13「排気筒の地震応答計算書」における基本ケース及び材料物性の不確かさを考慮したケースより求まる連結材の反力から設定した値とし, 「0°方向」と「45°方向」に入力する。各支持点部に加わる支持点最大荷重の値を表2-1に示す。

連結材及び補強リングの評価について, 評価用応力は, 支持点最大荷重をすべての支持点金物に作用させて算定する。評価用応力に対して評価断面において応力度計算を行い, 発生応力度が許容応力度以下であることを確認する。鋼材の許容応力度は, 「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)」に規定される短期応力に対する許容応力度の評価式に「平12建告第2464号」に基づきF値 $\times 1.1$ を適用して算定する。



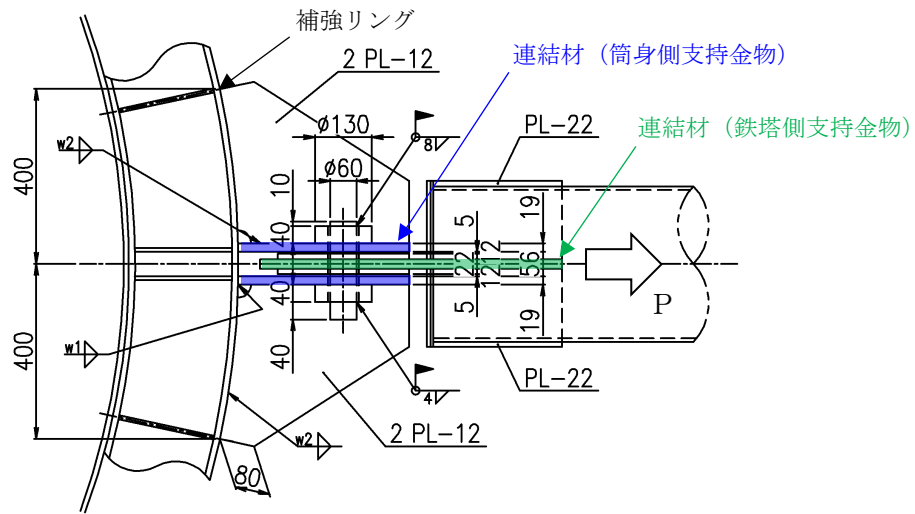
← : 支持点荷重

図 2-1(1) 各支持点部の平面図及び支持点荷重(0° 方向)

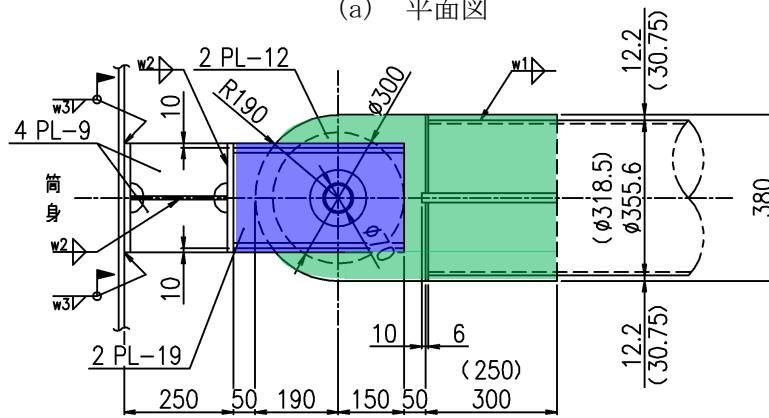


← : 支持点荷重

図 2-1(2) 各支持点部の平面図及び支持点荷重(45° 方向)

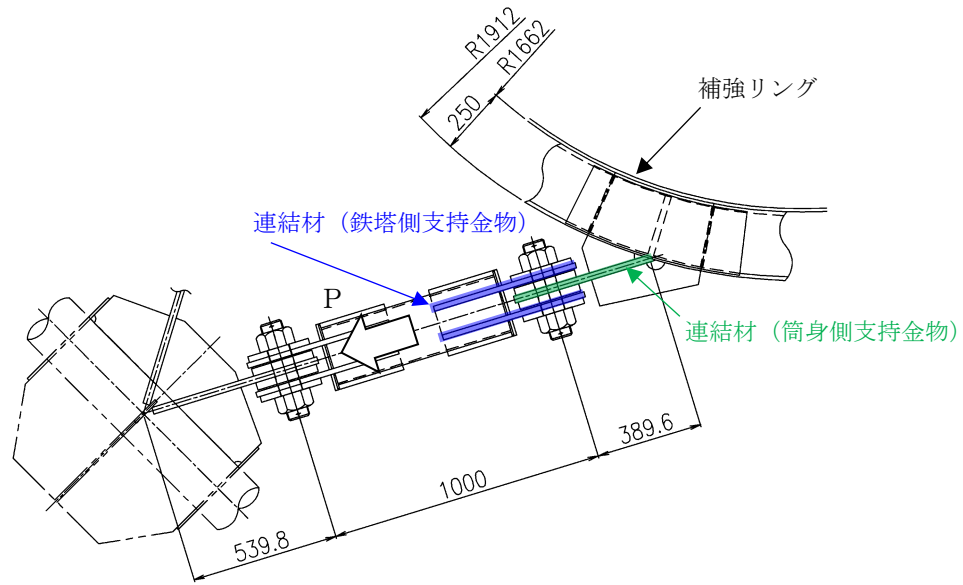


(a) 平面図



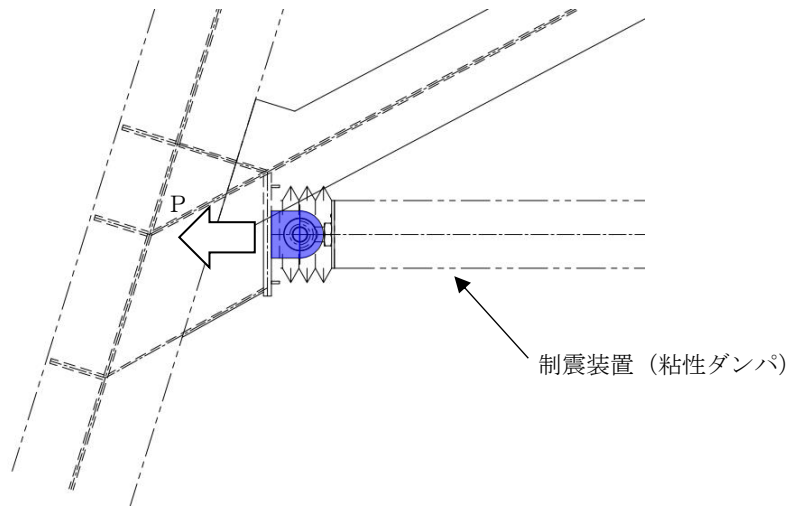
(b) 側面図

図 2-2(1) 第 1, 2 支持点部の支持金物の概要図及び支持点荷重図 (単位 : mm)

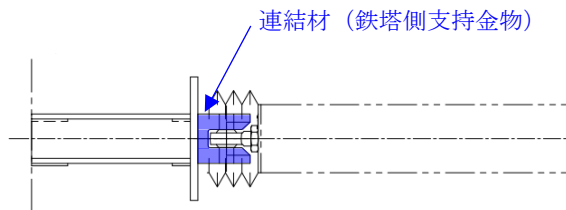


(a) 平面図

図 2-2(2) 第 3 支持点部の支持金物の概要図及び支持点荷重図 (単位 : mm)

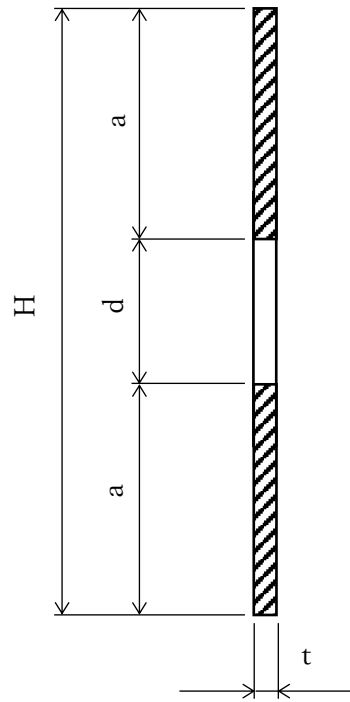


(a) 平面図

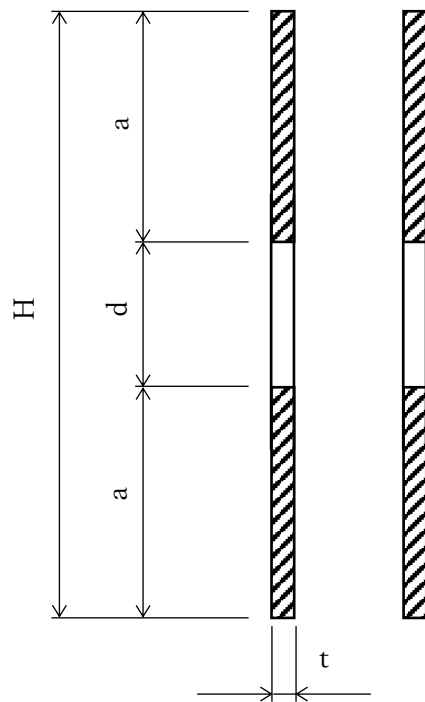


(b) 側面図

図 2-2(3) 第 4 支持点部の支持金物の概要図及び支持点荷重図 (単位 : mm)

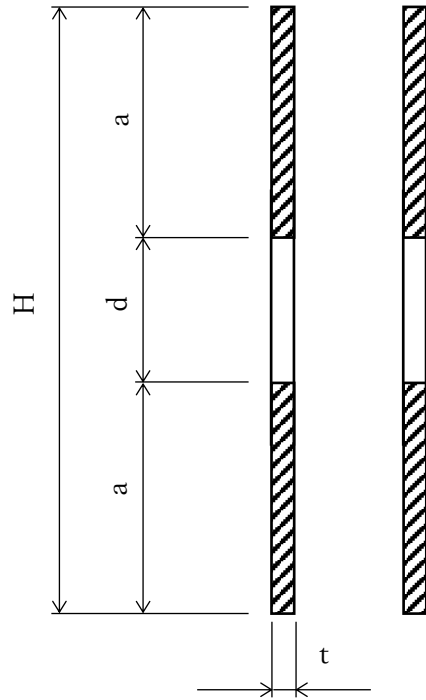


(a) 鉄塔側支持金物

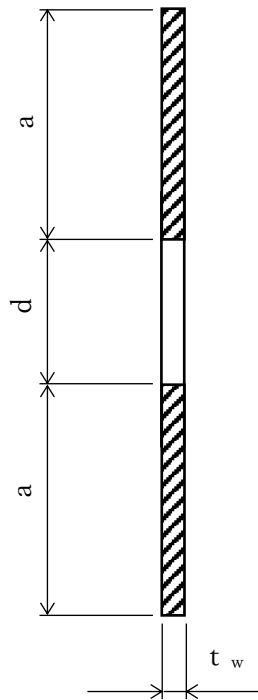


(b) 筒身側支持金物

図 2-3(1) 第 1, 2 支持点の連結材（鉄塔側及び筒身側支持金物）の構成断面



(a) 鉄塔側支持金物



(b) 筒身側支持金物

図 2-3(2) 第 3 支持点の連結材（鉄塔側及び筒身側支持金物）の構成断面

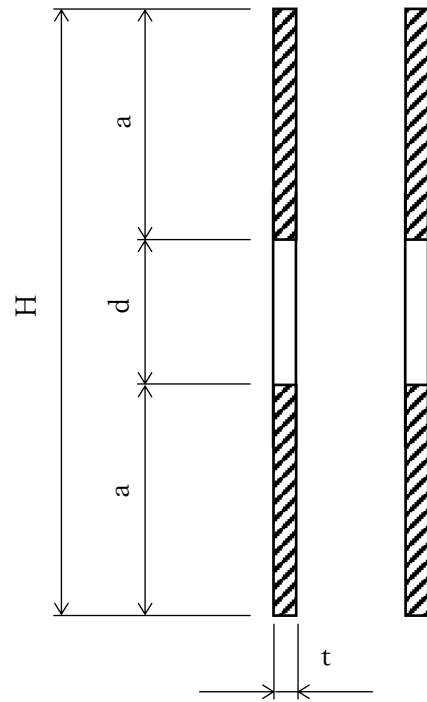


図 2-3(3) 第 4 支持点の連結材 (鉄塔側支持金物) の構成断面

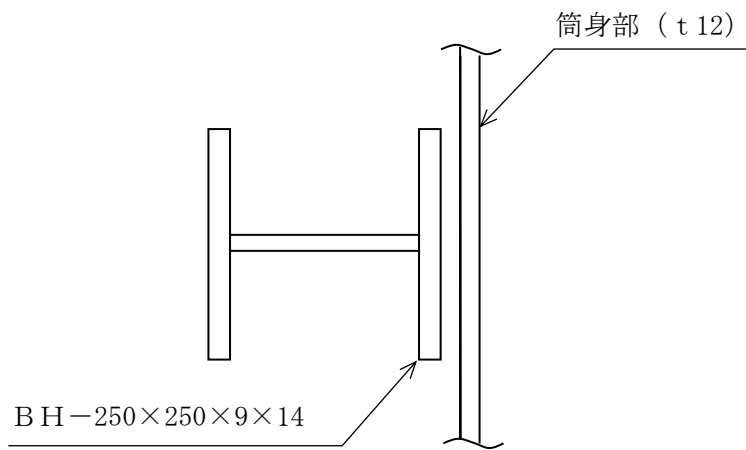


図 2-3(4) 補強リングの構成断面 (単位 : mm)

表 2-1 各支持点部に加わる支持点最大荷重

支持点レベル EL (m)	支持点最大荷重 P (kN/箇所)
34.5	125.7
62.2	303.0
89.2	218.3
113.5	86.1

3. 検討結果

基準地震動 S_s に対する連結材（筒身側支持金物及び鉄塔側支持金物）、補強リング及び接合ボルトの断面評価結果を表 3-1～表 3-4 に示す。評価値は、いずれも許容値以下であることを確認した。

表 3-1(1) 第 1 支持点部の連結材（筒身側支持金物）の断面評価結果

項目		記号	単位	数値
支持点最大荷重		P	kN	125.7
材質		—	—	SS400
基準強度		F	N/mm ²	258
筒身取付部	高さ	H	mm	250
	ボルト呼び径	D	mm	60
	ボルト孔径	d	mm	70
	板厚	t	mm	2PL-19
	断面積	A	mm ²	6840
	支圧面積	A_p	mm ²	2280
	引張応力度	σ_t	N/mm ²	18
	支圧応力度	σ_p	N/mm ²	55
	許容引張応力度	f_t	N/mm ²	258
	許容支圧応力度	f_p	N/mm ²	351
	引張応力度比	σ_t / f_t	—	0.07
	支圧応力度比	σ_p / f_p	—	0.16

表 3-1(2) 第 1 支持点部の補強リングの断面評価結果

項目		記号	単位	方向	
				0°	45°
支持点最大荷重		P	kN	125.7	
材質		—	—	SS400	
基準強度		F	N/mm ²	258	
ヤング係数		E	N/mm ²	205000	
断面寸法	リング幅	B	mm	250	
	リング高さ	H	mm	250	
	フランジ板厚	t _f	mm	14	
	ウェブ板厚	t _w	mm	9	
軸力		N	kN	129.3	73.6
曲げモーメント		M	kN・m	35.7	35.7
せん断力		Q	kN	82.9	62.9
断面積		A	mm ²	8998	
断面係数		Z	× 10 ³ mm ³	846	
せん断断面積		A _s	mm ²	1998	
圧縮応力度		σ _c	N/mm ²	14	8
曲げ応力度		σ _b	N/mm ²	42	42
せん断応力度		τ	N/mm ²	41	31
許容圧縮応力度		f _c	N/mm ²	242	
許容曲げ応力度		f _b	N/mm ²	258	
許容せん断応力度		f _s	N/mm ²	148	
圧縮と曲げの応力度比		σ_c / f_c + σ_b / f_b	—	0.23	0.20
せん断応力度比		τ / f_s	—	0.28	0.21

表 3-1(3) 第 1 支持点部の連結材（鉄塔側支持金物）の断面評価結果

項目		記号	単位	数値
支持点最大荷重		P	kN	125.7
材質		—	—	SS400
基準強度		F	N/mm ²	258
鉄塔取付部	高さ	H	mm	380
	ボルト呼び径	D	mm	60
	ボルト孔径	d	mm	70
	板厚	t	mm	22
	断面積	A	mm ²	6820
	支圧面積	A _p	mm ²	1320
	引張応力度	σ_t	N/mm ²	18
	支圧応力度	σ_p	N/mm ²	95
	許容引張応力度	f _t	N/mm ²	258
	許容支圧応力度	f _p	N/mm ²	351
	引張応力度比	σ_t / f_t	—	0.07
	支圧応力度比	σ_p / f_p	—	0.28

表 3-1(4) 第 1 支持点部の接合ボルトの断面評価結果

項目	記号	単位	数値	
支持点最大荷重	P	kN	125.7	
材質	—	—	SS400	
基準強度	F	N/mm ²	236	
接合ボルト	ボルト呼び径	D	mm	60
	接触幅	b	mm	46
	支持点間距離	ℓ	mm	75
	曲げモーメント	M	kN・mm	1634
	せん断力	Q	kN	63
	断面係数	Z	mm ³	21200
	せん断断面積	A _s	mm ²	2827
	曲げ応力度	σ_b	N/mm ²	77
	せん断応力度	τ	N/mm ²	22
	許容曲げ応力度	f _b	N/mm ²	236
	許容せん断応力度	f _s	N/mm ²	136
	曲げ応力度比	σ_b / f_b	—	0.33
	せん断応力度比	τ / f_s	—	0.17

表 3-2(1) 第 2 支持点部の連結材（筒身側支持金物）の断面評価結果

項目		記号	単位	数値
支持点最大荷重		P	kN	303.0
材質		—	—	SS400
基準強度		F	N/mm ²	258
筒身取付部	高さ	H	mm	250
	ボルト呼び径	D	mm	60
	ボルト孔径	d	mm	70
	板厚	t	mm	2PL-19
	断面積	A	mm ²	6840
	支圧面積	A _p	mm ²	2280
	引張応力度	σ_t	N/mm ²	44
	支圧応力度	σ_p	N/mm ²	133
	許容引張応力度	f _t	N/mm ²	258
	許容支圧応力度	f _p	N/mm ²	351
	引張応力度比	σ_t / f_t	—	0.18
	支圧応力度比	σ_p / f_p	—	0.38

表 3-2(2) 第 2 支持点部の補強リングの断面評価結果

項目		記号	単位	方向	
				0°	45°
支持点最大荷重		P	kN	303.0	
材質		—	—	SS400	
基準強度		F	N/mm ²	258	
ヤング係数		E	N/mm ²	205000	
断面寸法	リング幅	B	mm	250	
	リング高さ	H	mm	250	
	フランジ板厚	t _f	mm	14	
	ウェブ板厚	t _w	mm	9	
軸力		N	kN	311.8	177.4
曲げモーメント		M	kN・m	86.2	86.1
せん断力		Q	kN	199.8	151.5
断面積		A	mm ²	8998	
断面係数		Z	× 10 ³ mm ³	846	
せん断断面積		A _s	mm ²	1998	
圧縮応力度		σ _c	N/mm ²	35	20
曲げ応力度		σ _b	N/mm ²	102	102
せん断応力度		τ	N/mm ²	100	76
許容圧縮応力度		f _c	N/mm ²	242	
許容曲げ応力度		f _b	N/mm ²	258	
許容せん断応力度		f _s	N/mm ²	148	
圧縮と曲げの応力度比		σ_c / f_c + σ_b / f_b	—	0.54	0.48
せん断応力度比		τ / f_s	—	0.68	0.52

表 3-2(3) 第 2 支持点部の連結材（鉄塔側支持金物）の断面評価結果

項目		記号	単位	数値
支持点最大荷重		P	kN	303.0
材質		—	—	SS400
基準強度		F	N/mm ²	258
鉄塔取付部	高さ	H	mm	380
	ボルト呼び径	D	mm	60
	ボルト孔径	d	mm	70
	板厚	t	mm	22
	断面積	A	mm ²	6820
	支圧面積	A _p	mm ²	1320
	引張応力度	σ_t	N/mm ²	44
	支圧応力度	σ_p	N/mm ²	230
	許容引張応力度	f _t	N/mm ²	258
	許容支圧応力度	f _p	N/mm ²	351
	引張応力度比	σ_t / f_t	—	0.18
	支圧応力度比	σ_p / f_p	—	0.66

表 3-2(4) 第 2 支持点部の接合ボルトの断面評価結果

項目		記号	単位	数値
支持点最大荷重		P	kN	303.0
材質		—	—	SS400
基準強度		F	N/mm ²	236
接合ボルト	ボルト呼び径	D	mm	60
	接触幅	b	mm	46
	支持点間距離	ℓ	mm	75
	曲げモーメント	M	kN・mm	3939
	せん断力	Q	kN	152
	断面係数	Z	mm ³	21200
	せん断断面積	A _s	mm ²	2827
	曲げ応力度	σ _b	N/mm ²	186
	せん断応力度	τ	N/mm ²	54
	許容曲げ応力度	f _b	N/mm ²	236
	許容せん断応力度	f _s	N/mm ²	136
	曲げ応力度比	σ _b / f _b	—	0.79
	せん断応力度比	τ / f _s	—	0.40

表 3-3(1) 第 3 支持点部の連結材（筒身側支持金物）の断面評価結果

項目		記号	単位	数値
支持点最大荷重		P	kN	218.3
材質		—	—	SM490A
基準強度		F	N/mm ²	357
鉄塔取付部	高さ	H	mm	250
	ボルト呼び径	D	mm	80
	ボルト孔径	d	mm	83
	板厚	t	mm	25
	断面積	A	mm ²	4175
	支圧面積	A _p	mm ²	2000
	引張応力度	σ_t	N/mm ²	52
	支圧応力度	σ_p	N/mm ²	109
	許容引張応力度	f _t	N/mm ²	357
	許容支圧応力度	f _p	N/mm ²	486
	引張応力度比	σ_t / f_t	—	0.15
	支圧応力度比	σ_p / f_p	—	0.23

表 3-3(2) 第 3 支持点部の補強リングの断面評価結果

項目		記号	単位	方向	
				0°	45°
支持点最大荷重		P	kN	218.3	
材質		—	—	SS400	
基準強度		F	N/mm ²	258	
ヤング係数		E	N/mm ²	205000	
断面寸法	リング幅	B	mm	250	
	リング高さ	H	mm	250	
	フランジ板厚	t _f	mm	14	
	ウェブ板厚	t _w	mm	9	
軸力		N	kN	208.8	275.2
曲げモーメント		M	kN・m	19.4	32.4
せん断力		Q	kN	63.8	66.4
断面積		A	mm ²	8998	
断面係数		Z	× 10 ³ mm ³	846	
せん断断面積		A _s	mm ²	1998	
圧縮応力度		σ _c	N/mm ²	23	31
曲げ応力度		σ _b	N/mm ²	23	38
せん断応力度		τ	N/mm ²	32	33
許容圧縮応力度		f _c	N/mm ²	242	
許容曲げ応力度		f _b	N/mm ²	258	
許容せん断応力度		f _s	N/mm ²	148	
圧縮と曲げの応力度比		σ_c / f_c + σ_b / f_b	—	0.19	0.28
せん断応力度比		τ / f_s	—	0.22	0.23

表 3-3(3) 第 3 支持点部の連結材（鉄塔側支持金物）の断面評価結果

項目		記号	単位	数値
支持点最大荷重		P	kN	218.3
材質		—	—	SM490A
基準強度		F	N/mm ²	357
筒身取付部	高さ	H	mm	250
	ボルト呼び径	D	mm	80
	ボルト孔径	d	mm	83
	板厚	t	mm	2PL-19
	断面積	A	mm ²	6346
	支圧面積	A _p	mm ²	3040
	引張応力度	σ_t	N/mm ²	34
	支圧応力度	σ_p	N/mm ²	72
	許容引張応力度	f _t	N/mm ²	357
	許容支圧応力度	f _p	N/mm ²	486
	引張応力度比	σ_t / f_t	—	0.10
	支圧応力度比	σ_p / f_p	—	0.15

表 3-3(4) 第 3 支持点部の接合ボルトの断面評価結果

項目		記号	単位	数値
支持点最大荷重		P	kN	218.3
材質		—	—	SNR490B
基準強度		F	N/mm ²	324
接合ボルト	ボルト呼び径	D	mm	80
	接触幅	b	mm	81
	支持点間距離	ℓ	mm	110
	曲げモーメント	M	kN・mm	3793
	せん断力	Q	kN	109
	断面係数	Z	mm ³	50300
	せん断断面積	A _s	mm ²	5027
	曲げ応力度	σ _b	N/mm ²	75
	せん断応力度	τ	N/mm ²	22
	許容曲げ応力度	f _b	N/mm ²	324
	許容せん断応力度	f _s	N/mm ²	187
	曲げ応力度比	σ _b / f _b	—	0.24
	せん断応力度比	τ / f _s	—	0.12

表 3-4(1) 第 4 支持点部の連結材（鉄塔側支持金物）の断面評価結果

項目		記号	単位	数値
支持点最大荷重		P	kN	86.1
材質		—	—	SM490A
基準強度		F	N/mm ²	357
筒身取付部	高さ	H	mm	115
	ボルト呼び径	D	mm	35
	ボルト孔径	d	mm	35.2
	板厚	t	mm	2PL-20
	断面積	A	mm ²	3192
	支圧面積	A _p	mm ²	1400
	引張応力度	σ_t	N/mm ²	27
	支圧応力度	σ_p	N/mm ²	62
	許容引張応力度	f _t	N/mm ²	357
	許容支圧応力度	f _p	N/mm ²	486
	引張応力度比	σ_t / f_t	—	0.08
	支圧応力度比	σ_p / f_p	—	0.13

注：筒身側の金物は鉄塔側より明らかに断面が大きいため、省略する。

表 3-4(2) 第 4 支持点部の接合ボルトの断面評価結果

項目		記号	単位	数値
支持点最大荷重		P	kN	86.1
材質		—	—	SUS304N2A
基準強度		F	N/mm ²	325
接合ボルト	ボルト呼び径	D	mm	35
	接触幅	b	mm	44
	支持点間距離	ℓ	mm	82
	曲げモーメント	M	kN・m	1292
	せん断力	Q	kN	43
	断面係数	Z	mm ³	4210
	せん断断面積	A _s	mm ²	962
	曲げ応力度	σ _b	N/mm ²	307
	せん断応力度	τ	N/mm ²	45
	許容曲げ応力度	f _b	N/mm ²	325
	許容せん断応力度	f _s	N/mm ²	187
	曲げ応力度比	σ _b / f _b	—	0.95
	せん断応力度比	τ / f _s	—	0.25

補足-025-07 ガスタービン発電機建物の耐震性についての
計算書に関する補足説明資料

1. 工事計画添付書類に係る補足説明資料

VI-2-2-17「ガスタービン発電機建物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 応力解析におけるモデル化，境界条件及び拘束条件の考え方

別紙 2 地震荷重の入力方法

別紙 3 応力解析における断面の評価部位の選定

別紙 4 最大接地圧について

別紙 5 ガスタービン発電機建物の構造詳細

別紙 1 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 1-1
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 1-2

1. 概要

本資料は、ガスタービン発電機建物の基礎スラブ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

ガスタービン発電機建物の基礎スラブ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。

直接基礎の底面の地盤ばねの設定における基本的な考え方は，以下のとおり。なお，地震時の評価を行うことから，各荷重に共通で動的な地盤物性に基づく地盤ばねを用いる。

・水平ばね

振動アドミッタンス理論に基づく水平ばねより算出する。

・鉛直ばね

基礎浮上りを考慮し，回転ばね反力として生じる転倒モーメントを適切に評価するため，振動アドミッタンス理論に基づく回転ばねより算出する。

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。

・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。

・シェル要素

要素分割は，基本的には発生する応力状態によって決まり，構造形状と荷重条件より要素分割数を考慮する。要素形状の縦横比（アスペクト比）は，重要部分で 1:2 以下，その他の領域や応力変化が少ない領域では，1:3 程度までで，分割に際しては 4 角形要素を利用して格子状とするのが一般的である。曲面板構造の場合は，平板要素や軸対称シェル要素の大きさは，集中荷重や不連続部を含む曲面近傍では $2.5\sqrt{R/t}$ を 10~20 分割すると適切な応力分布が求められ，構造物の半径 (R) と板厚 (t) が考慮されている。また，面内曲げ・軸力及び面外のせん断や曲げを受ける部材のシェル要素の辺の長さは，シェルの広がり方向の応力分布の状態から決まり，応力変化が大きい領域は要素を小さくする必要がある。


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）

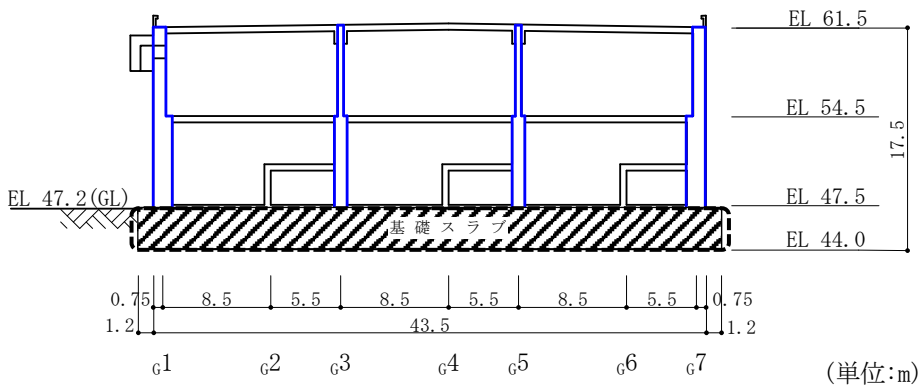
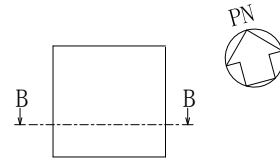
表 2-1(1) モデル化, 境界条件及び拘束条件


モデル概要

○モデル化範囲

- ・評価対象である基礎スラブ全体をモデル化する。
- ・上部構造物については、基礎スラブより立ち上がる剛性の高い一部壁の剛性を拘束条件として考慮する。

 : はり要素でのモデル化範囲
(拘束条件として考慮)



 評価対象のモデル化範囲

モデル化範囲

表 2-1(2) モデル化, 境界条件及び拘束条件

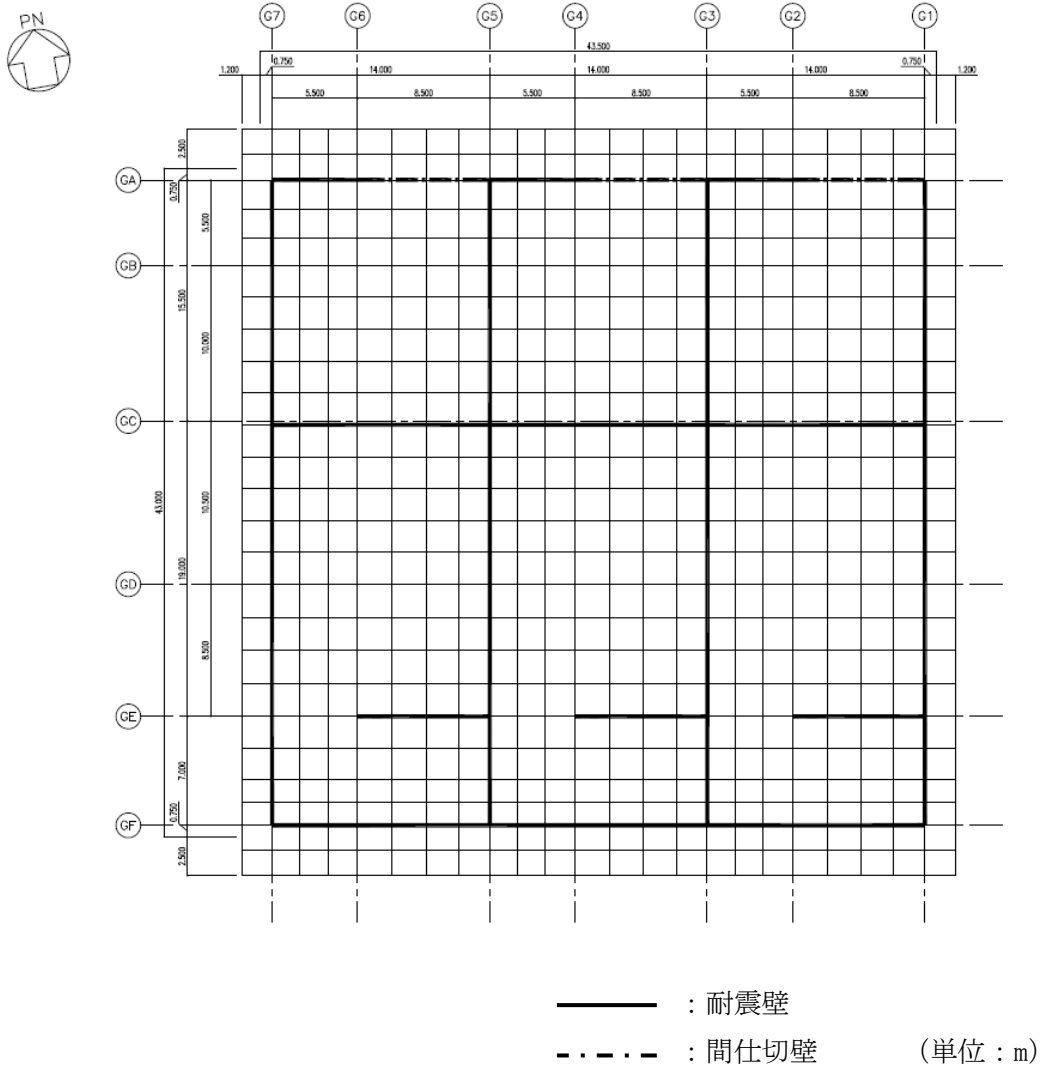
モデル概要

○使用要素

- ・シェル要素
- ・はり要素

○要素分割

- ・要素の一辺の長さを 2.0m 程度とし, 壁の配置を考慮して分割する。



モデル概要

表 2-1(4) モデル化, 境界条件及び拘束条件

拘束条件	
上部構造物と基礎スラブの境界	
<ul style="list-style-type: none"> ・基礎スラブと上部構造物の境界部においては, 上部構造物の剛性を考慮することで, 基礎スラブの応力・変形状態を評価する。 ・上部構造物の剛性は EL 47.5m~EL 61.5m の壁の剛性をはり要素として考慮する。 	
はり要素の剛性 (断面性能)	
<ul style="list-style-type: none"> ・曲げ剛性 (断面二次モーメント) $I = t \cdot h^3 / 12$ <ul style="list-style-type: none"> ・せん断剛性 (せん断断面積) $A_s = t \cdot h$	<ul style="list-style-type: none"> t : 壁の厚さ h : モデル化する壁の高さ

別紙 2 地震荷重の入力方法

目 次

1. 概要	別紙 2-1
2. 地震荷重の入力方法	別紙 2-2

1. 概要

本資料は、ガスタービン発電機建物の基礎スラブに作用する地震荷重の入力方法について示すものである。

2. 地震荷重の入力方法

ガスタービン発電機建物の基礎スラブの応力解析に当たって、FEMモデルに入力する地震荷重として、水平地震力及び鉛直地震力を考慮する。

地震荷重の入力は、基準地震動 S_s に対する地震応答解析結果を考慮し、FEMモデルに入力する水平力、曲げモーメント及び鉛直力が、各質点位置で地震応答解析結果と等価になるように設定する。

具体的には、水平地震力については、地震応答解析により求まる最大応答せん断力に基づく水平力をFEMモデルに入力する。上部構造物から作用する基礎スラブへの地震時反力については、FEMモデルにおける上部構造物脚部に対応する各節点に、節点の支配面積に応じて分配し、節点荷重として入力する。基礎スラブモデル部分については、地震応答解析より求まる基礎スラブ底面地盤ばねの最大水平力から、上部構造物から作用する水平力を差し引いた値と等価になる荷重（以下「付加せん断力」という。）をFEMモデルの基礎スラブの各節点に、節点の支配面積に応じて分配し、節点荷重として入力する。

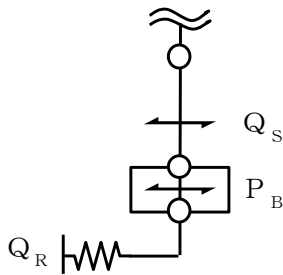
また、地震応答解析により求まる最大応答曲げモーメントをFEMモデルに入力する。上部構造物から作用する基礎スラブへの地震時反力は、偶力に置換して水平力を入力位置に節点荷重として入力する。基礎スラブモデル部分については、地震応答解析より求まる基礎スラブ底面地盤ばねの最大曲げモーメントから、上部構造物から作用する曲げモーメントを差し引いた値と等価になる荷重（以下「付加曲げモーメント」という。）をFEMモデルの基礎スラブの各節点に、節点の支配面積と中心位置からの距離に応じて偶力に置換して分配し、節点荷重として入力する。

なお、水平地震力及び曲げモーメントについては、各耐震壁のせん断断面面積及び断面二次モーメントの比率に応じて分配し、耐震壁の位置に対応する節点に入力する。また、曲げモーメントの偶力への置換については、平面保持を仮定している。

鉛直地震力については、地震応答解析により求まる基礎スラブ直上の部材の軸力から算出した軸力係数に基づく鉛直力をFEMモデルに入力する。上部構造物から作用する基礎スラブへの地震時反力については、FEMモデルにおける上部構造物脚部位置に対応する各節点の支配面積に応じて上部構造物の重量を分配した支配重量に軸力係数を乗じた節点荷重として入力する。基礎スラブモデル部分については、地震応答解析より求まる基礎スラブ底面地盤ばねの鉛直力から上部構造物から作用する鉛直力を差し引いた値と等価になる荷重（以下「付加軸力」という。）を基礎スラブの重量で除して付加軸力係数を算定する。そして、FEMモデルの基礎スラブの各節点の支配重量に付加軸力係数を乗じた節点荷重として入力する。

FEMモデルに入力する地震荷重の概念図を図2-1に示す。また、FEMモデルに入力する地震荷重を図2-2に示す。

■基礎スラブモデル部分に作用させる付加せん断力 P_B の算出



$$P_B = Q_R - Q_S$$

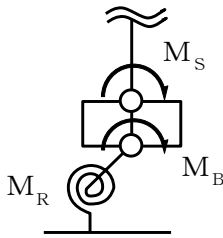
P_B : FEMにする付加せん断力

Q_R : 地震応答解析より設定した地盤ばねに生じる水平力

Q_S : 地震応答解析より設定した上部構造物から基礎スラブに作用するせん断力

(a) 水平地震力

■基礎スラブモデル部分に作用させる付加曲げモーメント M_B の算出



$$M_B = M_R - M_S$$

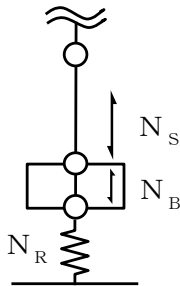
M_B : FEMにする付加曲げモーメント

M_R : 地震応答解析より設定した地盤ばねに生じる曲げモーメント

M_S : 地震応答解析より設定した上部構造物から基礎スラブに作用する曲げモーメント

(b) 曲げモーメント

■基礎スラブモデル部分に作用させる付加軸力 N_B の算出



$$N_B = N_R - N_S$$

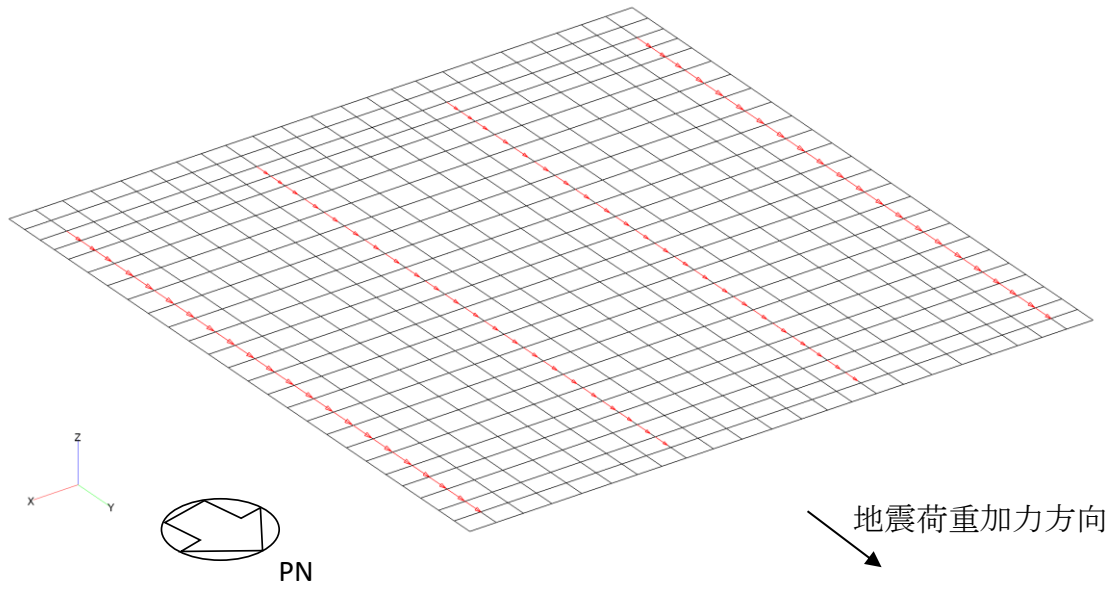
N_B : FEMにする付加軸力

N_R : 地震応答解析より設定した地盤ばねに生じる鉛直力

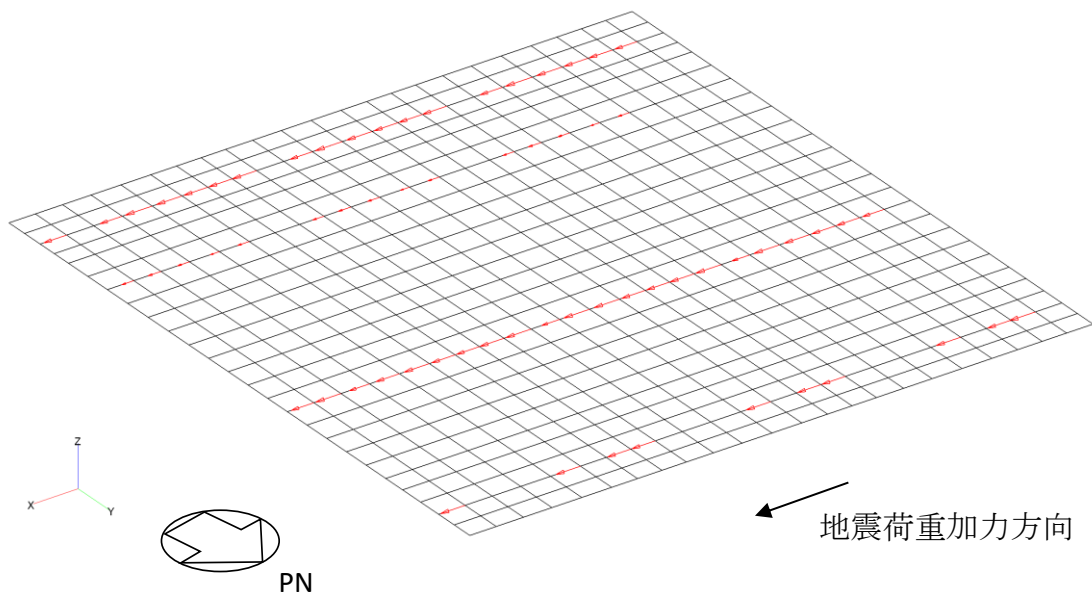
N_S : 地震応答解析より設定した上部構造物から基礎スラブに作用する鉛直力

(c) 鉛直地震力

図 2-1 FEMモデルにする地震荷重の概念図

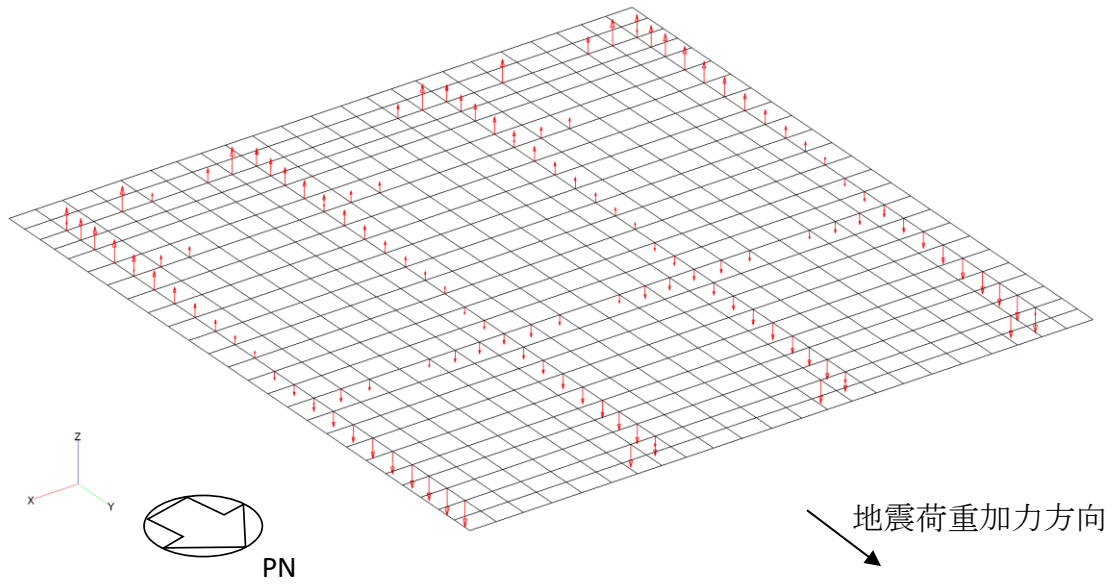


(a) 水平力 (N S方向)

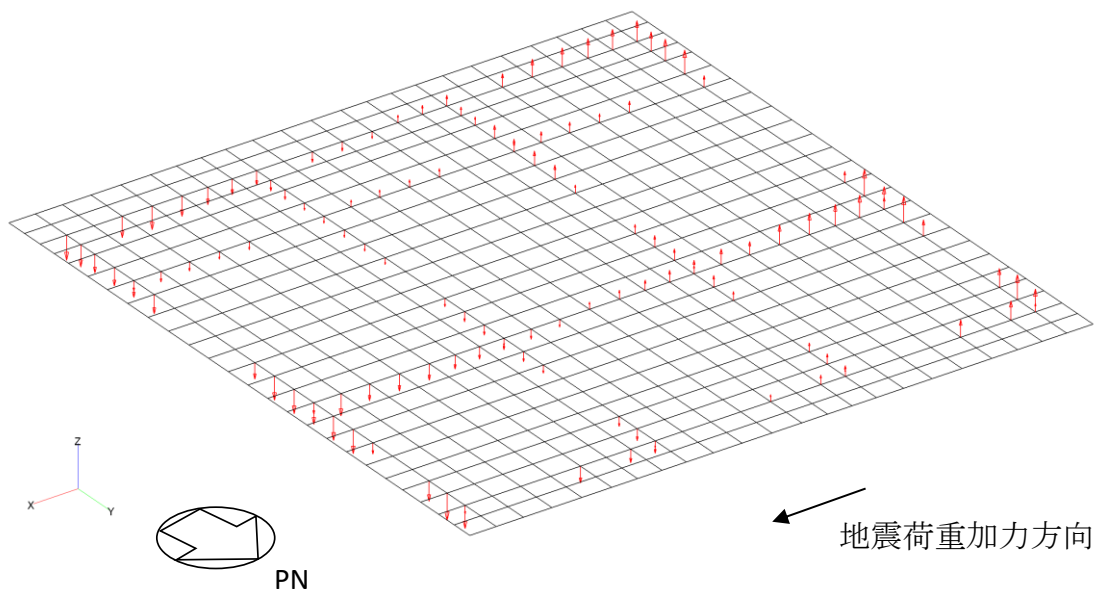


(b) 水平力 (E W方向)

図 2-2(1) F E Mモデルに入力する地震荷重

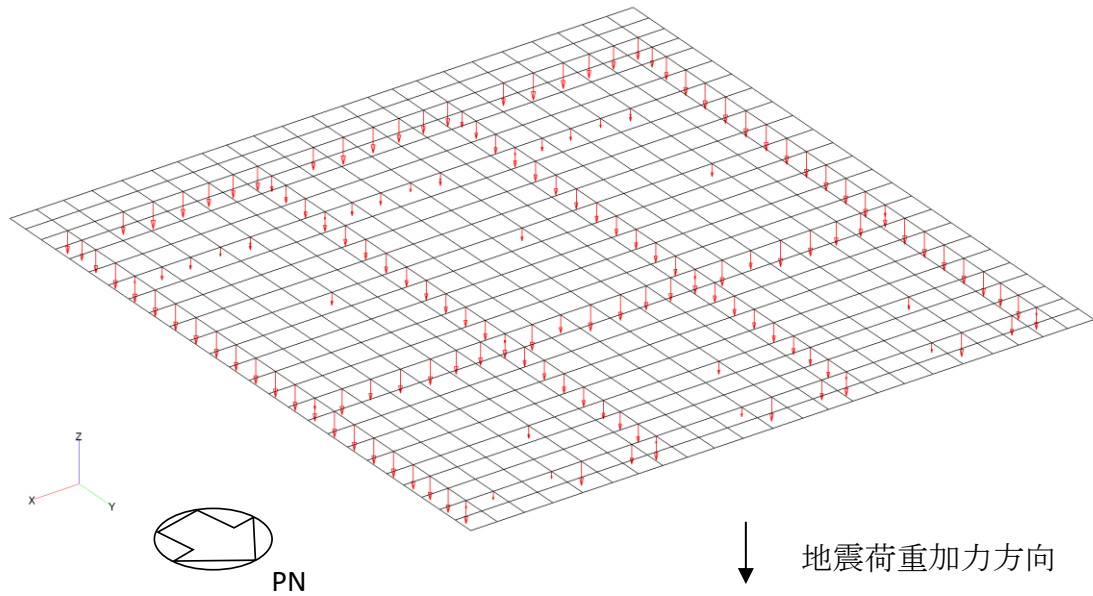


(c) 曲げモーメント (NS方向)



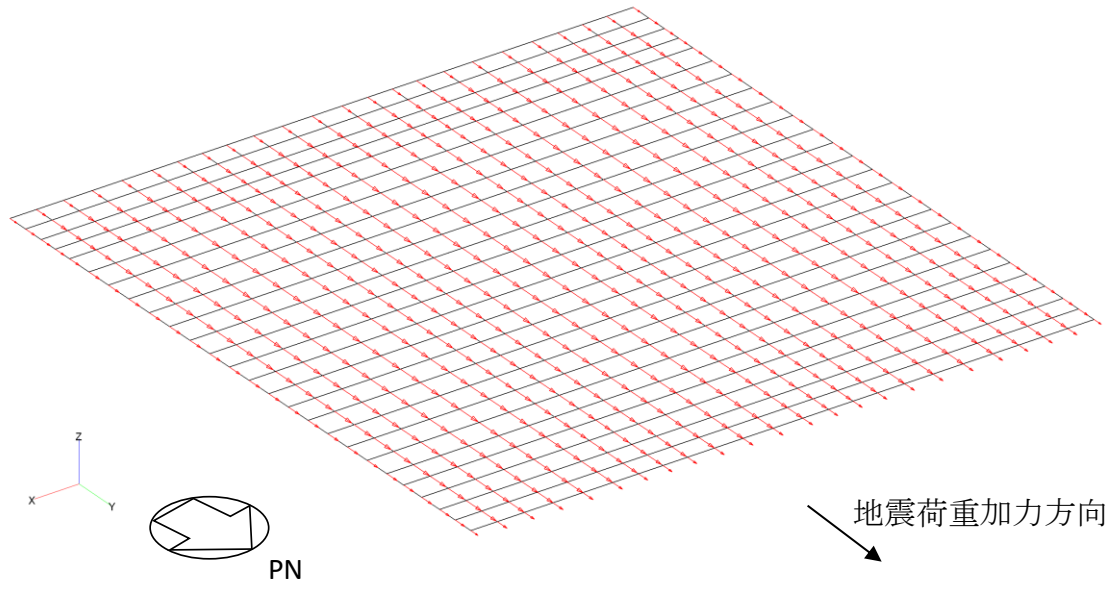
(d) 曲げモーメント (EW方向)

図 2-2(2) FEMモデルに入力する地震荷重

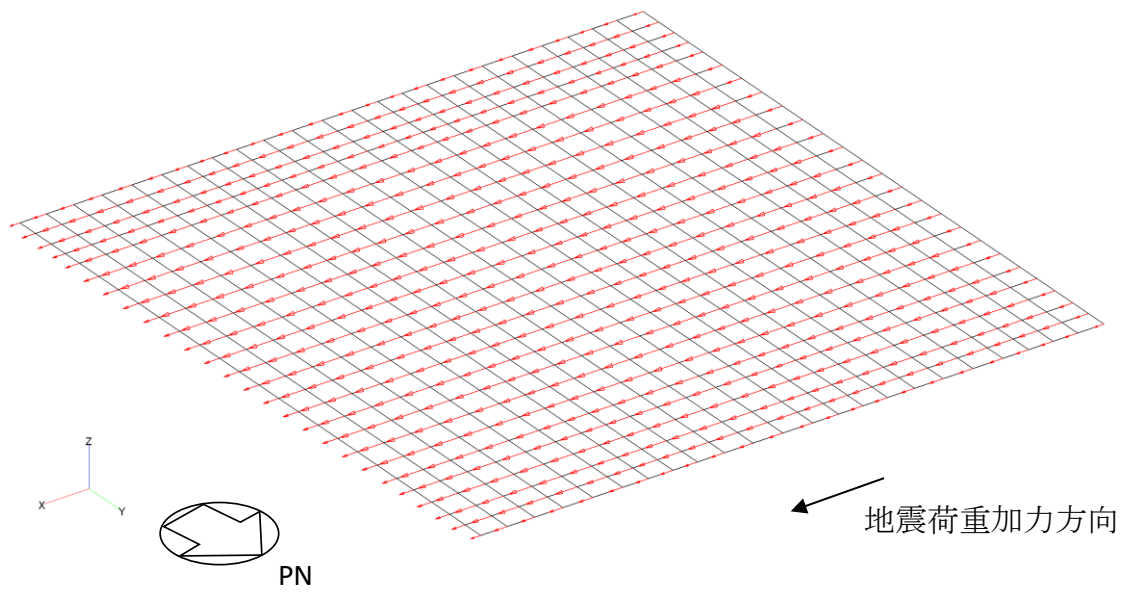


(e) 鉛直力

図 2-2 (3) FEMモデルに入力する地震荷重

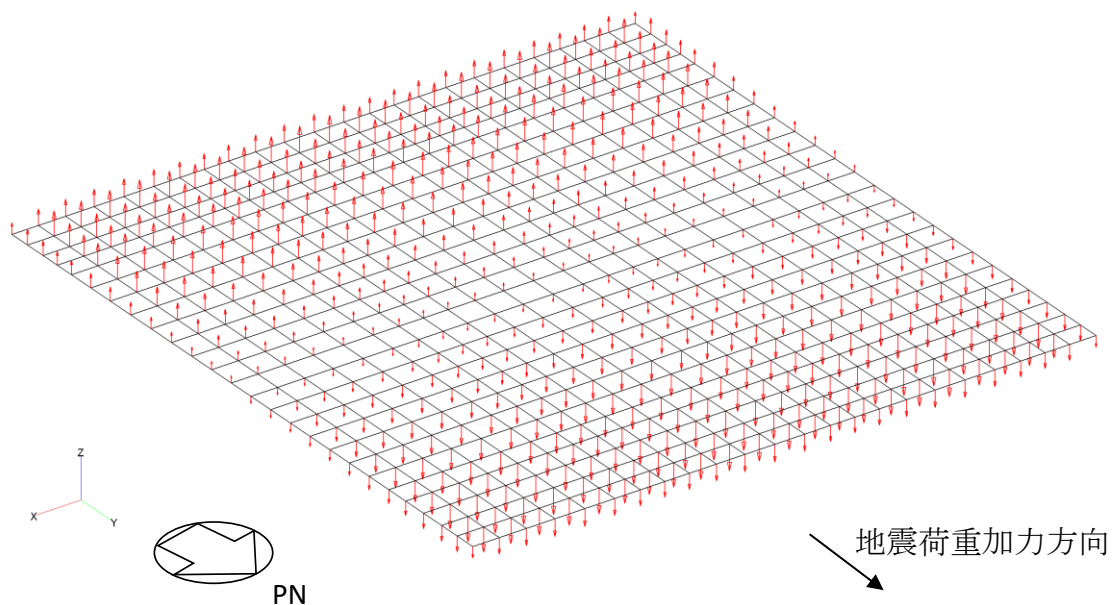


(f) 付加せん断力 (N S方向)

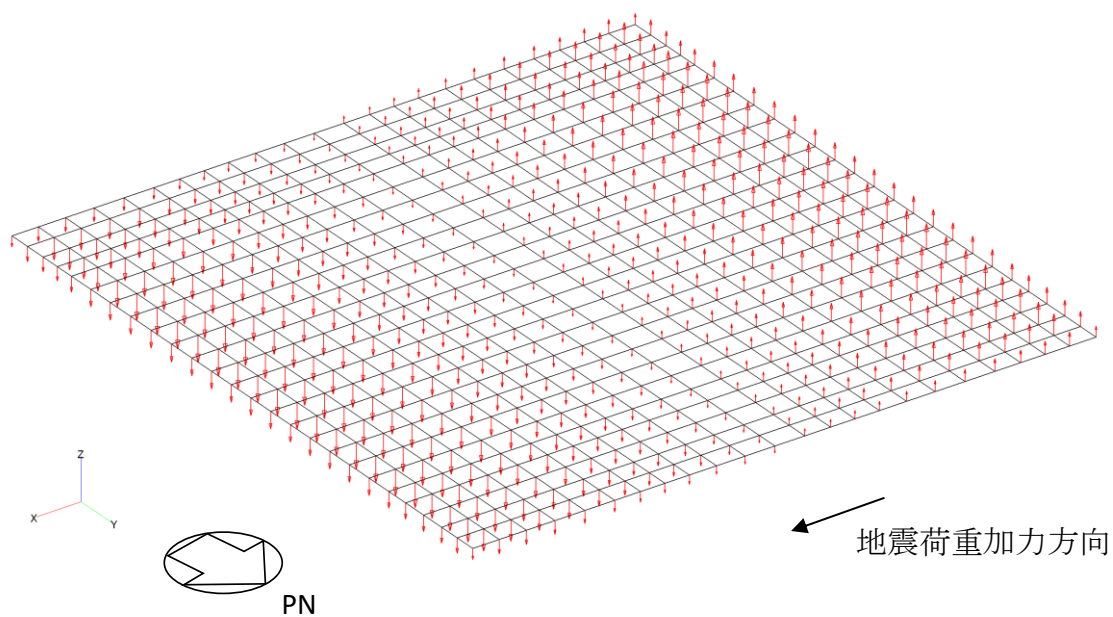


(g) 付加せん断力 (E W方向)

図 2-2(4) F E Mモデルに入力する地震荷重

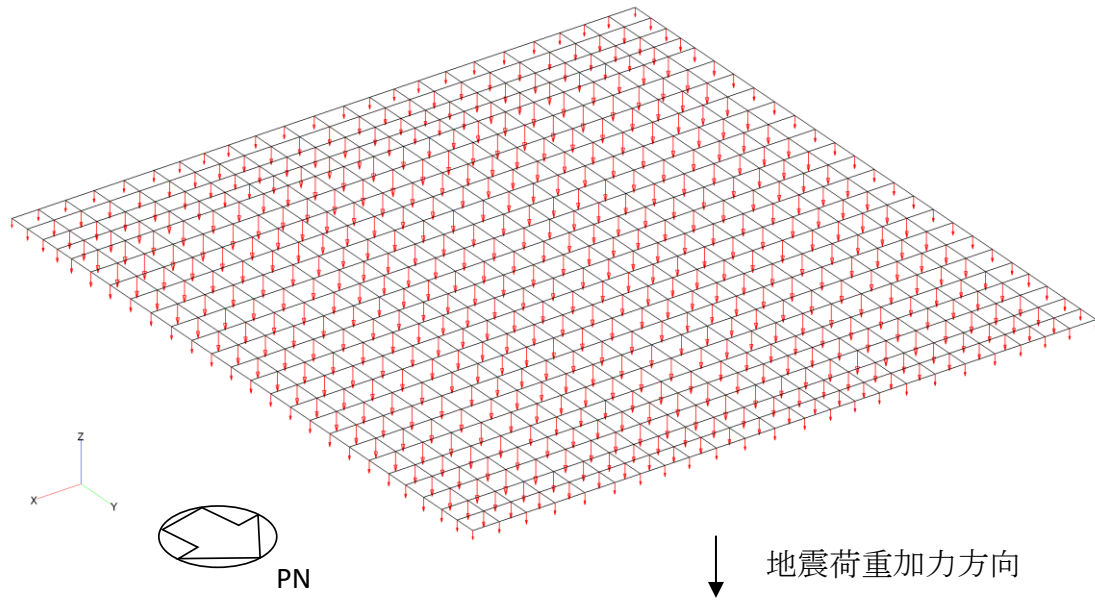


(h) 付加曲げモーメント (NS方向)



(i) 付加曲げモーメント (EW方向)

図 2-2(5) FEMモデルに入力する地震荷重



(j) 付加軸力

図 2-2(6) FEMモデルに入力する地震荷重

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. 断面の評価部位の選定	別紙 3-2

1. 概要

本資料は、ガスタービン発電機建物の基礎スラブ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。

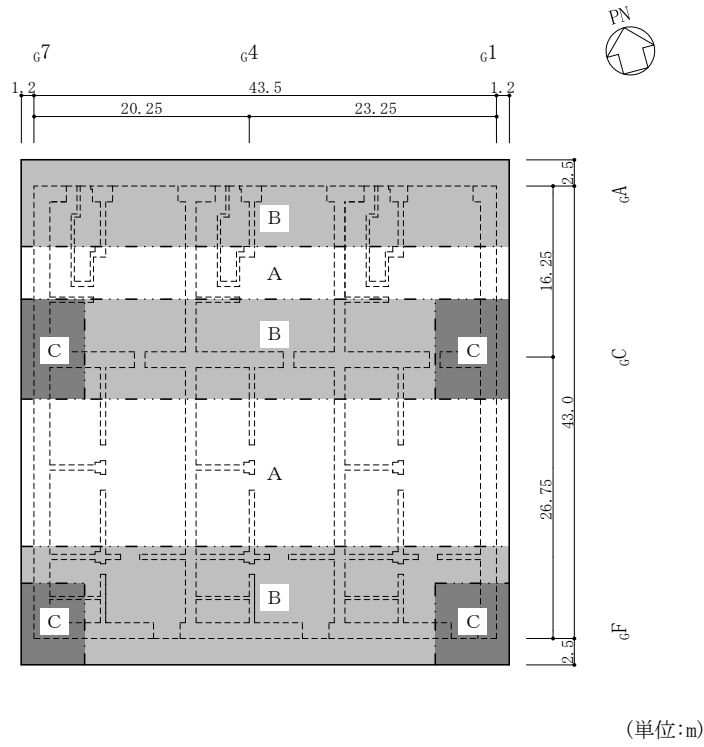
2. 断面の評価部位の選定

ガスタービン発電機建物の基礎スラブの荷重の組合せケースを表 2-1 に、配筋領域図を図 2-1 に、配筋一覧を表 2-2 に示す。

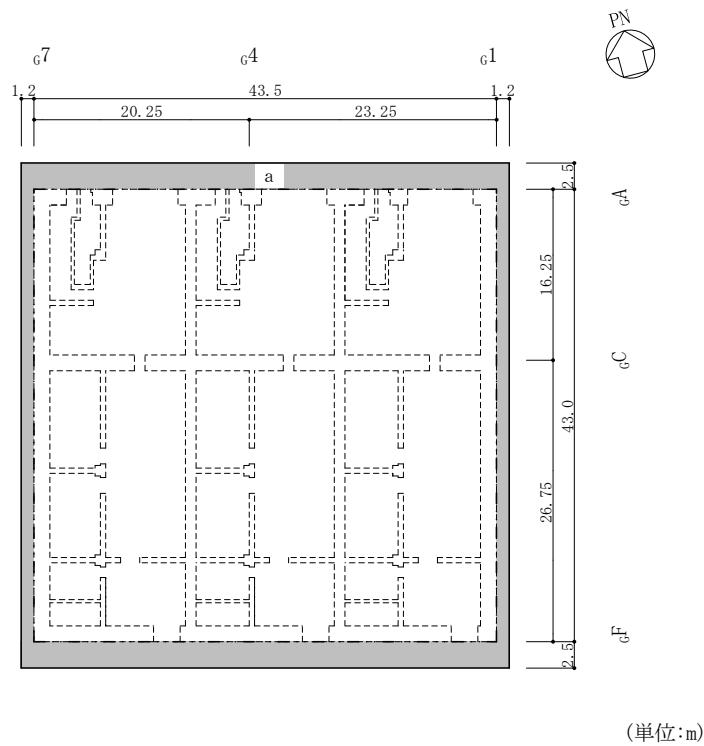
各評価項目の検定値一覧を表 2-3 に、断面力ごとの検定値が最大となる要素及び断面の評価結果を図 2-2 に、断面の評価部位の選定に関する荷重組合せケースの断面力コンター図を図 2-3 に示す。

表 2-1 荷重の組合せケース

外力の状態	ケース No.	荷重の組合せ
S _s 地震時	1	$G + P + 1.0S_{NS} + 0.4S_{UD}$
	2	$G + P + 1.0S_{SN} + 0.4S_{UD}$
	3	$G + P + 1.0S_{NS} + 0.4S_{DU}$
	4	$G + P + 1.0S_{SN} + 0.4S_{DU}$
	5	$G + P + 1.0S_{EW} + 0.4S_{UD}$
	6	$G + P + 1.0S_{WE} + 0.4S_{UD}$
	7	$G + P + 1.0S_{EW} + 0.4S_{DU}$
	8	$G + P + 1.0S_{WE} + 0.4S_{DU}$
	9	$G + P + 0.4S_{NS} + 1.0S_{UD}$
	10	$G + P + 0.4S_{SN} + 1.0S_{UD}$
	11	$G + P + 0.4S_{NS} + 1.0S_{DU}$
	12	$G + P + 0.4S_{SN} + 1.0S_{DU}$
	13	$G + P + 0.4S_{EW} + 1.0S_{UD}$
	14	$G + P + 0.4S_{WE} + 1.0S_{UD}$
	15	$G + P + 0.4S_{EW} + 1.0S_{DU}$
	16	$G + P + 0.4S_{WE} + 1.0S_{DU}$



(a) 主筋



(b) せん断補強筋

図 2-1 配筋領域図

表 2-2 配筋一覧

(a) 主筋

領域	方向	上げ筋	下げ筋
A	N S	2-D38@200	2-D38@200
	E W	2-D38@200	2-D38@200
B	N S	2-D38@200	2-D38@200
	E W	2-D38@200	3-D38@200
C	N S	2-D38@200	3-D38@200
	E W	2-D38@200	3-D38@200

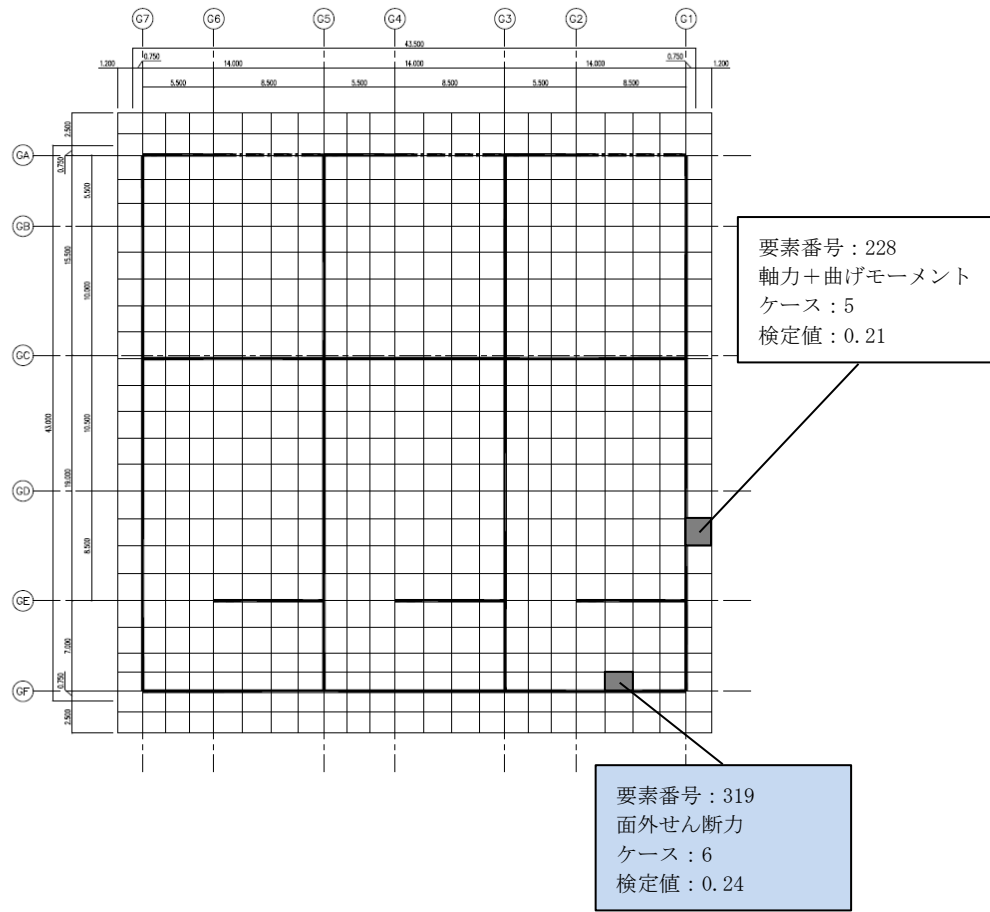
(b) せん断補強筋

領域	配筋
a	D29@600×400

表 2-3 各評価項目の検定値一覧

評価項目		方向	要素 番号	組合せ ケース	検定値
軸力 + 曲げモーメント	必要鉄筋比	N S	228	5	0.21
面外せん断力	面外せん断力	N S	319	6	0.24

注：□ は、検定値が最大となる要素を示す。




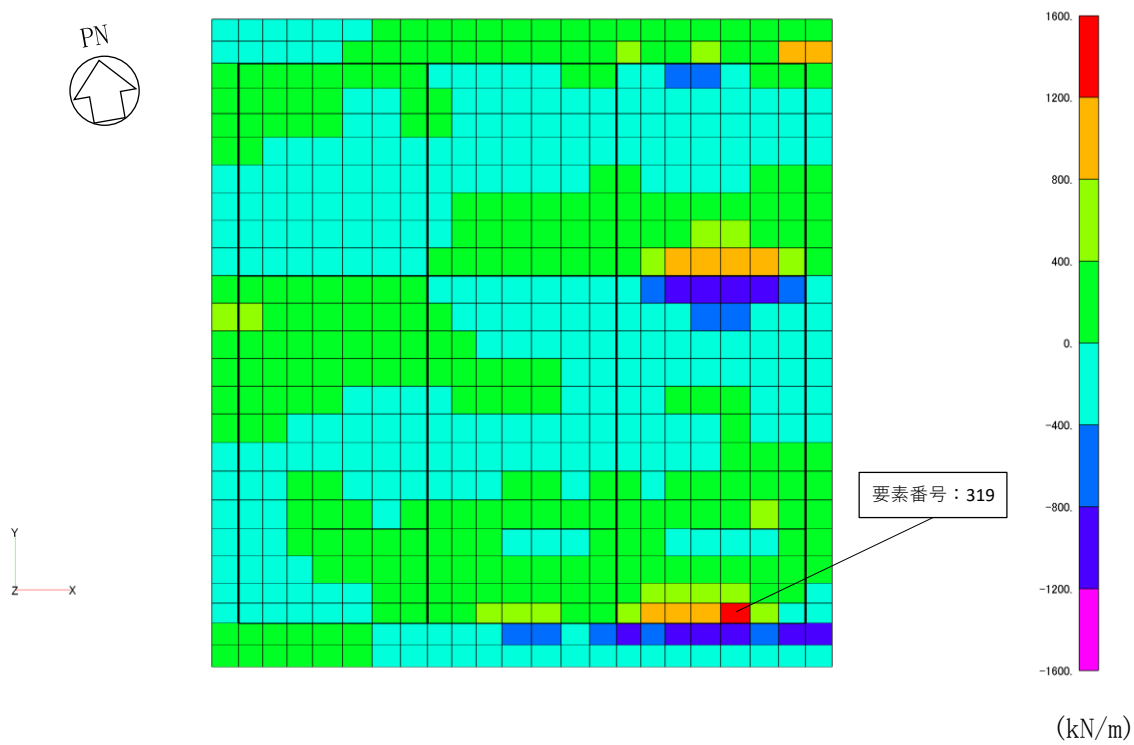
注 :  は、検定値が最大となる要素を示す。

図 2-2 断面力ごとの検定値が最大となる要素及び断面の評価結果



面外せん断力 (NS方向, ケース6)

図 2-3 断面の評価部分の選定に関する荷重組合せケースの断面力コンター図

別紙 4 最大接地圧について

目 次

1. 概要	別紙 4-1
2. 接地圧	別紙 4-2

1. 概要

本資料は、ガスタービン発電機建物の基礎スラブの基準地震動 S_s による地震力（以下「 S_s 地震時」という。）に対する接地圧を示すものである。

2. 接地圧

S s 地震時の最大接地圧が、岩盤の極限支持力度 ($3.9 \times 10^3 \text{kN/m}^2$) を超えないことを確認する。

S s 地震時の接地圧を表 2-1～表 2-8 に示す。材料物性の不確かさを考慮した S s 地震時の最大接地圧は $0.491 \times 10^3 \text{kN/m}^2$ であることから、岩盤の極限支持力度を超えないことを確認した。なお、鉛直力及び転倒モーメントは減衰力を含んだ反力とする。

表 2-1 S s 地震時の接地圧 (ケース 1, NS 方向)

基準地震動 S s	鉛直力 N ($\times 10^4 \text{kN}$)	転倒モーメント M ($\times 10^6 \text{kN} \cdot \text{m}$)	最大接地圧 ($\times 10^3 \text{kN/m}^2$)
S s - D	25.2	4.38	0.481
S s - F 1	15.9	4.20	0.455
S s - F 2	19.4	3.46	0.418
S s - N 1	13.9	2.22	0.338
S s - N 2 NS	24.4	2.72	0.386
S s - N 2 EW	24.4	2.59	0.378

表 2-2 S s 地震時の接地圧 (ケース 1, EW 方向)

基準地震動 S s	鉛直力 N ($\times 10^4 \text{kN}$)	転倒モーメント M ($\times 10^6 \text{kN} \cdot \text{m}$)	最大接地圧 ($\times 10^3 \text{kN/m}^2$)
S s - D	25.2	4.33	0.491
S s - F 1	15.9	3.06	0.397
S s - F 2	19.4	3.45	0.427
S s - N 1	13.9	2.26	0.346
S s - N 2 NS	24.4	2.78	0.396
S s - N 2 EW	24.4	2.75	0.394

表 2-3 S s 地震時の接地圧 (ケース 2, NS 方向)

基準地震動 S s	鉛直力 N ($\times 10^4$ kN)	転倒モーメント M ($\times 10^6$ kN・m)	最大接地圧 ($\times 10^3$ kN/m ²)
S s - D	24.5	4.31	0.476

表 2-4 S s 地震時の接地圧 (ケース 2, EW 方向)

基準地震動 S s	鉛直力 N ($\times 10^4$ kN)	転倒モーメント M ($\times 10^6$ kN・m)	最大接地圧 ($\times 10^3$ kN/m ²)
S s - D	24.5	4.29	0.487

表 2-5 S s 地震時の接地圧 (ケース 3, NS 方向)

基準地震動 S s	鉛直力 N ($\times 10^4$ kN)	転倒モーメント M ($\times 10^6$ kN・m)	最大接地圧 ($\times 10^3$ kN/m ²)
S s - D	25.8	4.29	0.477

表 2-6 S s 地震時の接地圧 (ケース 3, EW 方向)

基準地震動 S s	鉛直力 N ($\times 10^4$ kN)	転倒モーメント M ($\times 10^6$ kN・m)	最大接地圧 ($\times 10^3$ kN/m ²)
S s - D	25.8	4.29	0.489

表 2-7 S s 地震時の接地圧 (ケース 4, NS 方向)

基準地震動 S s	鉛直力 N ($\times 10^4$ kN)	転倒モーメント M ($\times 10^6$ kN・m)	最大接地圧 ($\times 10^3$ kN/m ²)
S s - D	25.3	4.39	0.483

表 2-8 S s 地震時の接地圧 (ケース 4, EW 方向)

基準地震動 S s	鉛直力 N ($\times 10^4$ kN)	転倒モーメント M ($\times 10^6$ kN・m)	最大接地圧 ($\times 10^3$ kN/m ²)
S s - D	25.3	4.34	0.491

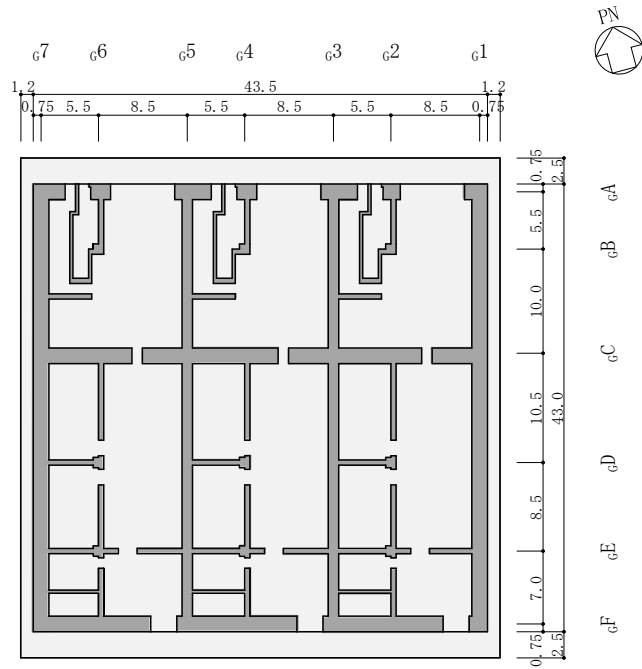
別紙5 ガスタービン発電機建物の構造詳細

目 次

1. ガスタービン発電機建物の構造詳細 別紙 5-1

1. ガスタービン発電機建物の構造詳細

本資料は、ガスタービン発電機建物の構造詳細について、説明するものである。ガスタービン発電機建物の概略平面図及び概略断面図を図 1-1 及び図 1-2 に示す。

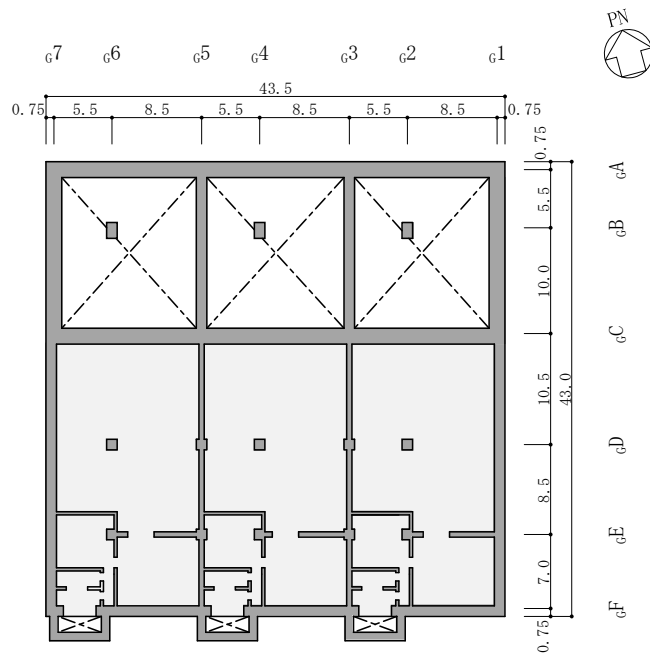


■ : RC 造 (一部 SRC 造を含む)

(単位:m)

図 1-1(1) ガスタービン発電機建物の概略平面図 (EL 47.5m*)

注記* : 「EL」は東京湾平均海面 (T.P.) を基準としたレベルを示す。



■ : RC 造 (一部 SRC 造を含む)

(単位:m)

図 1-1(2) ガスタービン発電機建物の概略平面図 (EL 54.5m)

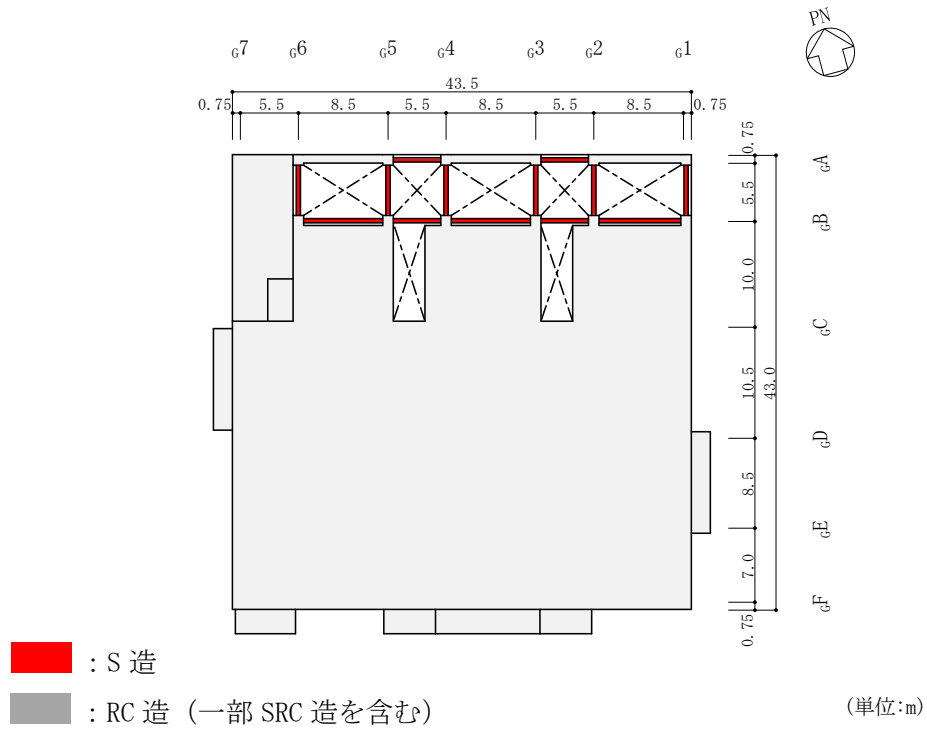


図 1-1(3) ガスタービン発電機建物の概略平面図 (EL 61.5m)

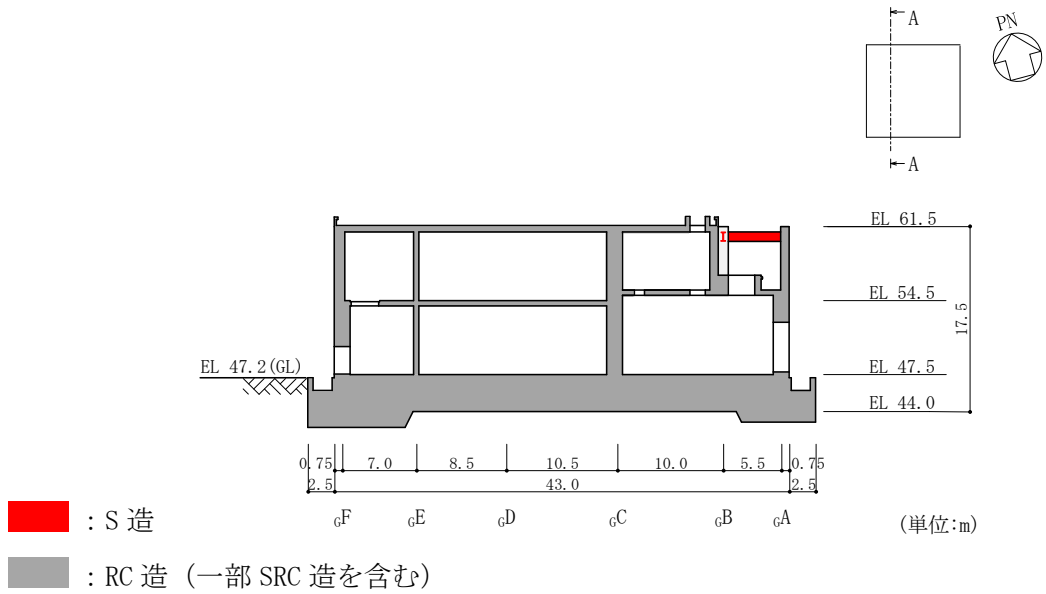


図 1-2(1) ガスタービン発電機建物の概略断面図 (A-A断面, NS方向)

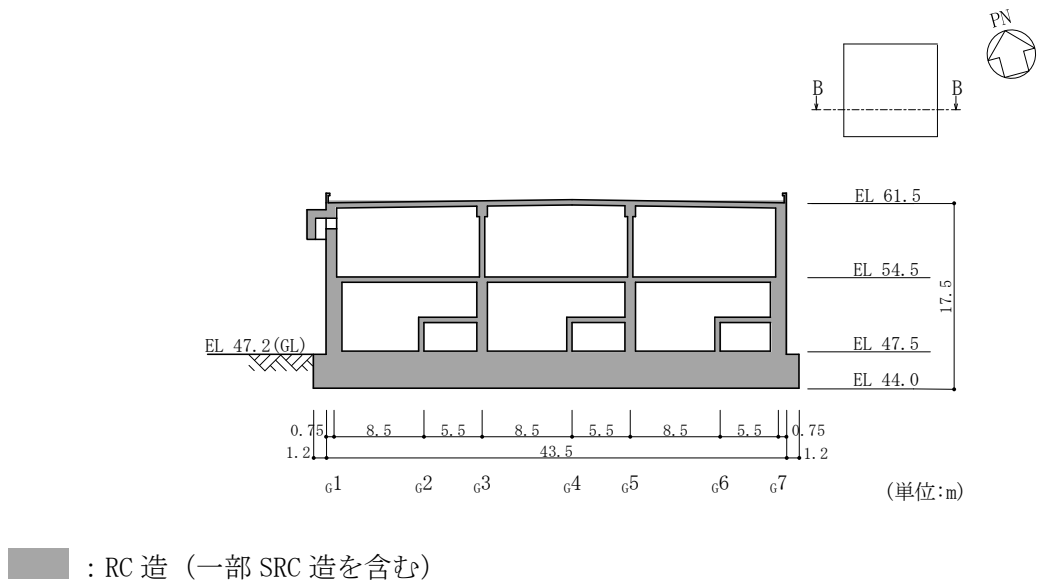


図 1-2(2) ガスタービン発電機建物の概略断面図 (B-B断面, EW方向)

補足-025-08 燃料プール（キャスク置場を含む）の耐震性についての
計算書に関する補足説明資料

1. 工事計画添付書類に係る補足説明資料

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」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 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 地震荷重の入力方法

別紙 4 応力解析における断面の評価部位の選定

別紙 5 鋼製ライナの検討

別紙 6 使用済燃料貯蔵ラックの地震時反力の検討

別紙 6-1 ラック反力に対する燃料プールの応力解析における応力平均化の考え方

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

1. 概要

本資料は、燃料プール（キャスク置場を含む）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

燃料プール（キャスク置場を含む）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。

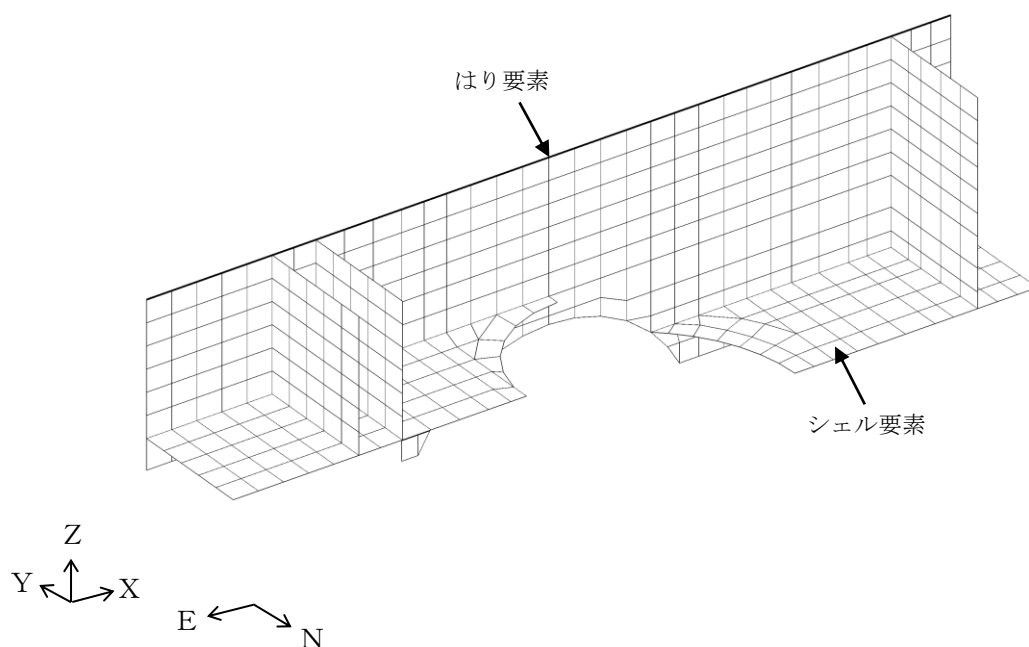
比較に用いる既工認時の応力解析モデル及び手法は、昭和 60 年 12 月 25 日付け 60 資庁第 11431 号にて認可された工事計画の IV-2-5-3 「燃料プール（キャスク置場を含む）の耐震性についての計算書」（以下「既工認」という。）のものである。

表 2-1 応力解析モデル及び手法の比較 (燃料プール (キャスク置場を含む))

項目	内容	既工認	今回工認	備考
解析手法		3次元 FEMモデルを用いた応力解析 (弾性解析)	同左	—
解析コード		NASTRAN	MSC NASTRAN	—
モデル	モデル化範囲	燃料プール, 原子炉ウェル及び蒸気乾燥器・気水分離器ピット (東西軸に対して南側半分をモデル化)	同左	—
	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: $E = 2.06 \times 10^4 \text{ N/mm}^2$ (SI換算) ・コンクリートのポアソン比: $\nu = 0.167$	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: $E = 2.25 \times 10^4 \text{ N/mm}^2$ ・コンクリートのポアソン比: $\nu = 0.2$	①
	要素種別	・シェル要素	・シェル要素 ・はり要素	—
	境界条件	・東西軸に対して対称 ・ドライウェル外側壁との接続部で固定	・東西軸に対して対称 ・ドライウェル外側壁との接続部で固定 ・プール壁に取付く床スラブの剛性をはり要素で考慮	②
	非線形特性	考慮せず	同左	—
地震荷重との組合せ	S_1 地震時: $G + P + T + S_1$ S_2 地震時: $G + P + T + S_2$ G : 固定荷重 P : 積載荷重 T : 運転時温度荷重 S_1 : S_1 地震荷重 (地震時動水圧荷重を含む) S_2 : S_2 地震荷重 (地震時動水圧荷重を含む)	S_d 地震時: $G + P (+T) + S_d$ S_s 地震時: $G + P + S_s$ G : 固定荷重 P : 積載荷重 T : 運転時温度荷重 S_d : S_d 地震荷重 (地震時動水圧荷重を含む) S_s : S_s 地震荷重 (地震時動水圧荷重を含む)	—	
荷重の設定	固定荷重及び積載荷重	躯体自重, 機器配管重量, 静水圧	躯体自重, 機器配管重量, 静水圧 (機器配管重量の増加を考慮)	③
	運転時温度荷重	プール部に生じる温度変化による荷重, プール部の内部と外部との温度差荷重, ドライウェル外側壁及び耐震壁からの強制変位	同左	—
	地震荷重	燃料プール (キャスク置場を含む) の位置に対応する地震力 (水平力, 曲げモーメント, 鉛直力) を入力	同左	—
	地震時動水圧荷重	Housner理論に基づく地震時動水圧荷重	同左	—
評価方法	応力解析	・ S_1 地震時: 発生応力が許容応力度を超えないことを確認 ・ S_2 地震時: 発生応力が終局強度を超えないことを確認	・ S_d 地震時: 発生応力が評価基準値を超えないことを確認 ・ S_s 地震時: 発生応力又はひずみが評価基準値を超えないことを確認	④

【具体的な反映事項】（表の備考欄に対応）

- ① 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。
- ② プール壁に取付く燃料取替階の床スラブの剛性を考慮し，はり要素でモデル化する。（詳
細は別紙 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」に示す。）
- ③ 機器配管重量については，平成 14 年 3 月 26 日付け平成 13・12・13 原第 4 号にて認可さ
れた工事計画の「I 工事計画書」による重量増加を考慮する。
- ④ 「発電用原子力設備規格 コンクリート製原子炉格納容器規格（（社）日本機械学会，20
03）」に基づき評価する。



全体鳥瞰図

図 2-1 応力解析モデル図

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、燃料プール（キャスク置場を含む）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

燃料プール（キャスク置場を含む）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。

・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。

・シェル要素

要素分割は，基本的には発生する応力状態によって決まり，構造形状と荷重条件より要素分割数を考慮する。要素形状の縦横比（アスペクト比）は，重要部分で 1 : 2 以下，その他の領域や応力変化が少ない領域では，1 : 3 程度までで，分割に際しては 4 角形要素を利用して格子状とするのが一般的である。曲面板構造の場合は，平板要素や軸対称シェル要素の大きさは，集中荷重や不連続部を含む曲面部近傍では $2.5\sqrt{R/t}$ を 10~20 分割すると適切な応力分布が求められ，構造物の半径 (R) と板厚 (t) が考慮されている。また，面内曲げ・軸力及び面外のせん断や曲げを受ける部材のシェル要素の辺の長さは，シェルの広がり方向の応力分布の状態から決まり，応力変化が大きい領域は要素を小さくする必要がある。

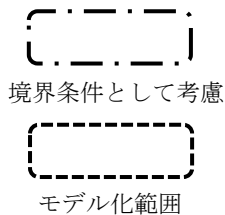
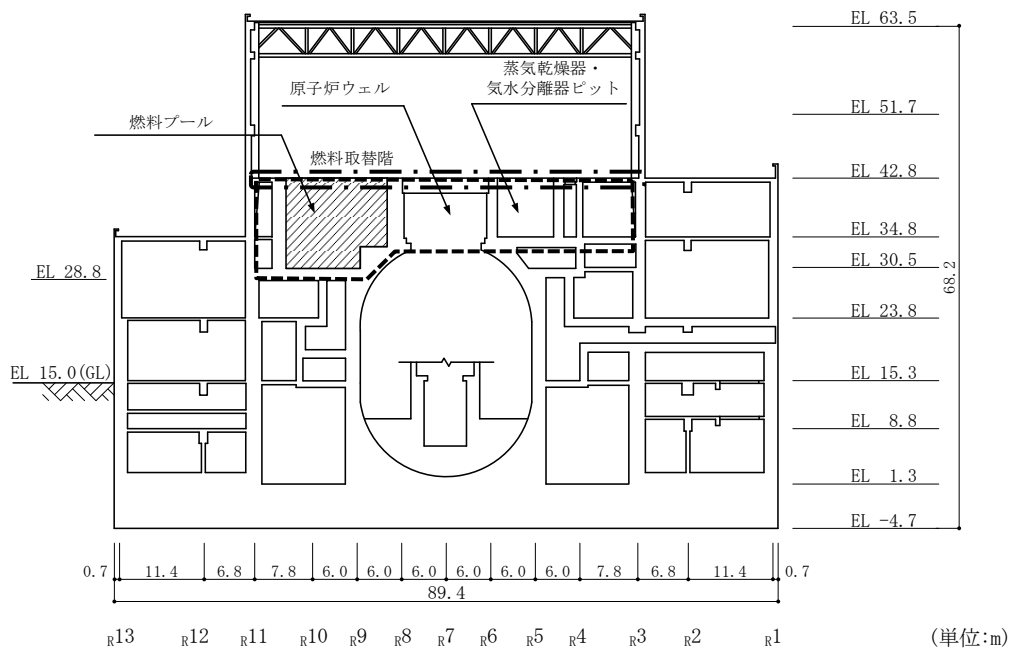
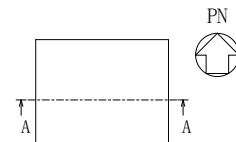
注記*：構造解析のための有限要素法実践ハンドブック（非線形 CAE 協会，2006 年）

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

- ・原子炉建物のうち, 燃料プールとその周囲 (EL 28.8m~EL 42.8m) をモデル化する。
- ・燃料プールに作用する周辺構造物からの地震時反力を適切に評価するために, 以下のとおり, 燃料プールのほか, 原子炉ウェル及び蒸気乾燥器・気水分離器ピット (以下, 燃料プール, 原子炉ウェル及び蒸気乾燥器・気水分離器ピットのすべてを示す場合は, これを「プール部」という。) をモデル化する。
- ・プール部は炉心を通る東西軸に対してほぼ対称であるため, その南側半分をモデル化する。
- ・プール壁に取付く燃料取替階の床スラブの剛性を境界条件として考慮する。



モデル化範囲

表 2-1(2) モデル化, 境界条件及び拘束条件

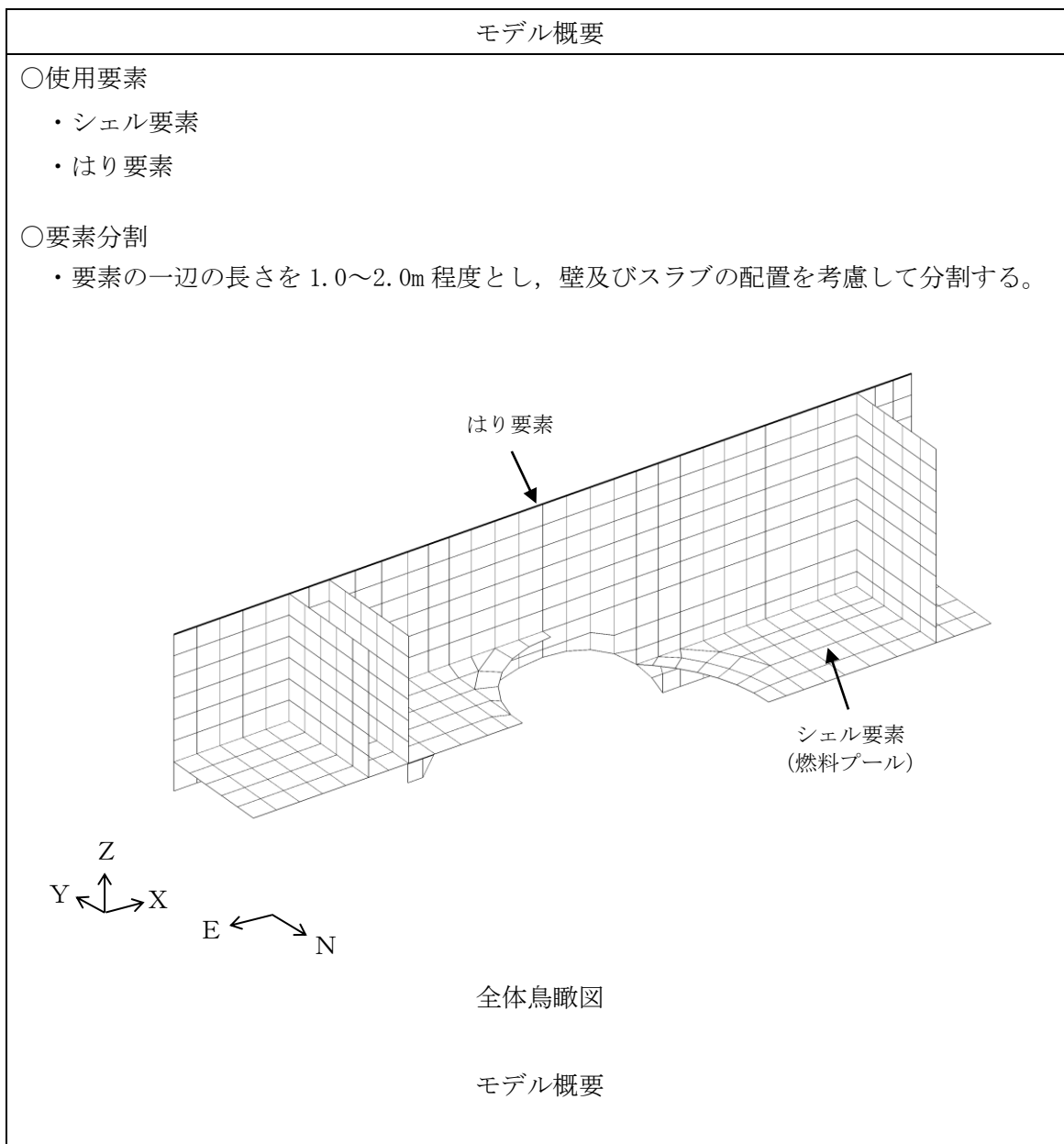
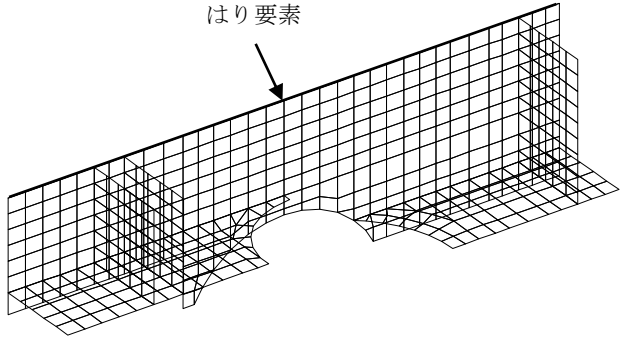


表 2-1(3) モデル化, 境界条件及び拘束条件

境界条件, 拘束条件	
プール部と周辺床スラブとの境界	
	<ul style="list-style-type: none"> ・プール壁に取付く燃料取替階の床スラブの剛性をはり要素で考慮する。
はり要素の剛性 (断面性能)	
<ul style="list-style-type: none"> ・ 曲げ剛性 (断面二次モーメント) $I = t \cdot L^3 / 12 + t \cdot L \cdot y^2$ ・ せん断剛性 (せん断断面積) $A_s = t \cdot L$ ・ 軸剛性 (軸断面積) $A = t \cdot b$ 	<ul style="list-style-type: none"> t : 床スラブの厚さ L : モデル化する床スラブの幅*1 y : プール壁の中心から床スラブの図心までの距離 b : モデル化する床スラブの協力幅*2

注記*1 : プール壁に取付く床スラブの幅については, 下図のとおりプール部の最外端からプール壁に対して 30° の角度の範囲として設定する。

*2 : 「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 T 形断面部材の板部の有効幅の算定方法に基づき設定する。

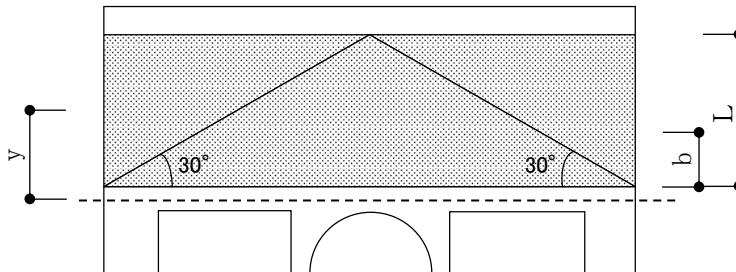


表 2-1(4) モデル化, 境界条件及び拘束条件

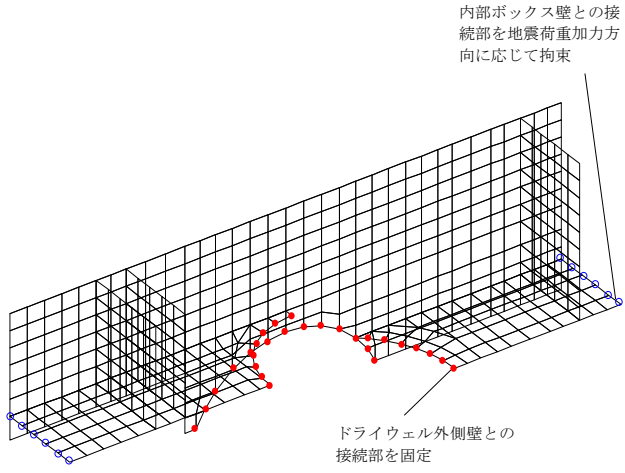
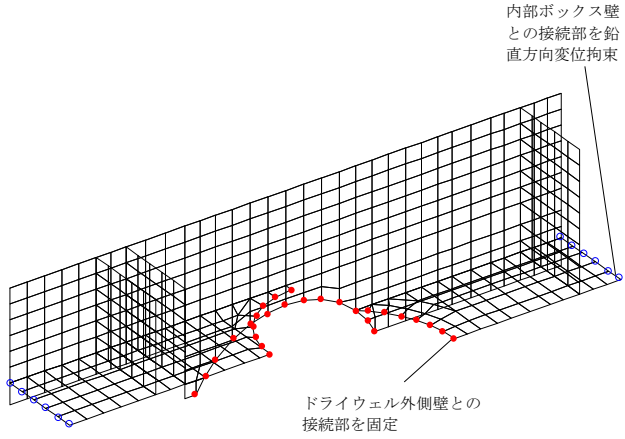
境界条件, 拘束条件	
プール部とその他周辺構造物との境界	
地震荷重時	
 <p style="text-align: center;">内部ボックス壁との接続部を地震荷重加力方向に応じて拘束</p> <p style="text-align: center;">ドライウエル外側壁との接続部を固定</p>	<ul style="list-style-type: none"> モデル下端位置は, ドライウエル外側壁との接続部について変位及び回転を拘束, 内部ボックス壁接続部について地震荷重加力方向に応じて拘束。 NS方向地震時はモデル対称軸は逆対称条件を設定。EW方向地震時はモデル対称軸は対称条件を設定。
地震荷重及び温度荷重以外の荷重時	
 <p style="text-align: center;">内部ボックス壁との接続部を鉛直方向変位拘束</p> <p style="text-align: center;">ドライウエル外側壁との接続部を固定</p>	<ul style="list-style-type: none"> モデル下端位置は, ドライウエル外側壁との接続部について変位及び回転を拘束, 内部ボックス壁接続部について鉛直方向変位を拘束。 モデル対称軸は対称条件を設定。

表 2-1(5) モデル化, 境界条件及び拘束条件

境界条件, 拘束条件	
プール部とその他周辺構造物との境界	
温度荷重時	
<p>内部ボックス壁との接続部を鉛直方向変位拘束</p> <p>ドライウエル外側壁との接続部を固定</p> <p>内部ボックス壁との接続部に鉛直方向の強制変位</p> <p>ドライウエル外側壁との接続部を回転拘束のうえ水平・鉛直方向に強制変位</p>	<p>温度作用時</p> <ul style="list-style-type: none"> モデル下端位置は, ドライウエル外側壁との接続部について変位及び回転を拘束, 内部ボックス壁接続部について鉛直方向変位を拘束。 モデル対称軸は対称条件を設定。 <p>ドライウエル外側壁からの強制変位作用時</p> <ul style="list-style-type: none"> 原子炉ウエルの脚部には回転拘束のうえ, 温度荷重によりドライウエル外側壁に生ずる水平・鉛直方向の変位を与える。 内部ボックス壁接続部について温度荷重により内部ボックス壁に生ずる鉛直方向の強制変位を与える。 モデル対称軸は対称条件を設定。

別紙 3 地震荷重の入力方法

目 次

- | | |
|--------------------|--------|
| 1. 概要 | 別紙 3-1 |
| 2. 地震荷重の入力方法 | 別紙 3-2 |

1. 概要

本資料は、燃料プール（キャスク置場を含む）（以下「燃料プール」という。）に作用する地震荷重の入力方法について示すものである。

2. 地震荷重の入力方法

燃料プールの応力解析にあたって、FEMモデルに入力する地震荷重として、水平地震力、鉛直地震力及び地震時動水圧荷重を考慮する。

地震荷重の入力は、基準地震動 S_s 、弾性設計用地震動 S_d に対する地震応答解析結果及び静的地震力を考慮し、FEMモデルに入力する水平力、曲げモーメント及び鉛直力が、各質点位置で地震応答解析結果と等価になるように設定する。

具体的には、水平地震力については、地震応答解析により求まる燃料プールの位置する階の最大応答せん断力に基づく水平力をFEMモデルに入力する。水平力は、地震応答解析モデルの各質点位置に相当するFEMモデルの各節点に節点荷重として入力する。

また、地震応答解析により求まる燃料プールの位置する階の最大応答曲げモーメントとFEMモデルに入力した水平力により発生する曲げモーメントの差分をFEMモデルに入力する。曲げモーメントは、三角形分布荷重に変換し節点の支配長さに応じた節点荷重として入力する。EW方向のプール部の回転ばねによる曲げモーメントについては、燃料プール側及び蒸気乾燥器・気水分離ピット（以下「DSピット」という。）側の壁の剛性比を考慮した長さで除して求めた内部ボックス壁からの鉛直方向の反力を、プールガーダの端部に節点荷重として入力する。

鉛直地震力については、地震応答解析により求まる燃料プールの位置する階の最大応答軸力から算出した鉛直震度（軸力係数）に基づく鉛直力をFEMモデルに入力する。鉛直力は、FEMモデルの各節点に、節点の支配重量に鉛直震度（軸力係数）を乗じた節点荷重として入力する。

燃料プールの壁部に作用する地震時動水圧荷重は、壁の各節点の支配面積に応じて分配し、節点荷重として入力する。

FEMモデルに入力する地震荷重の概念図を図2-1に示す。また、FEMモデルに入力する地震荷重を図2-2に示す。

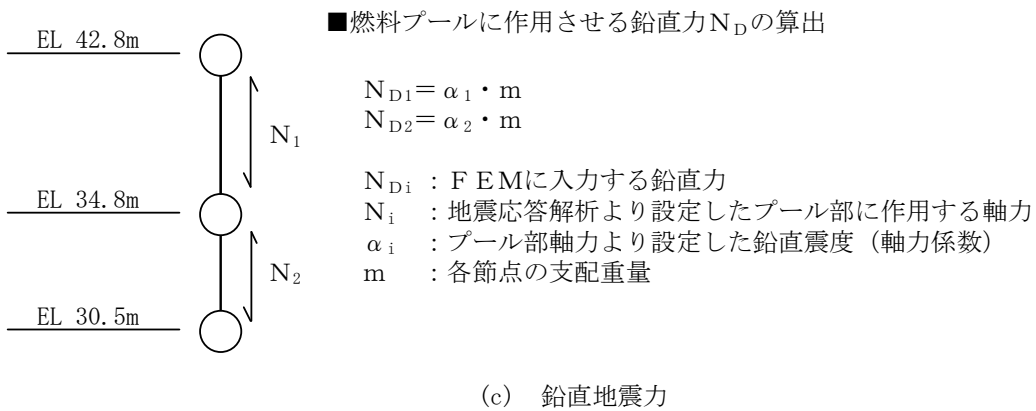
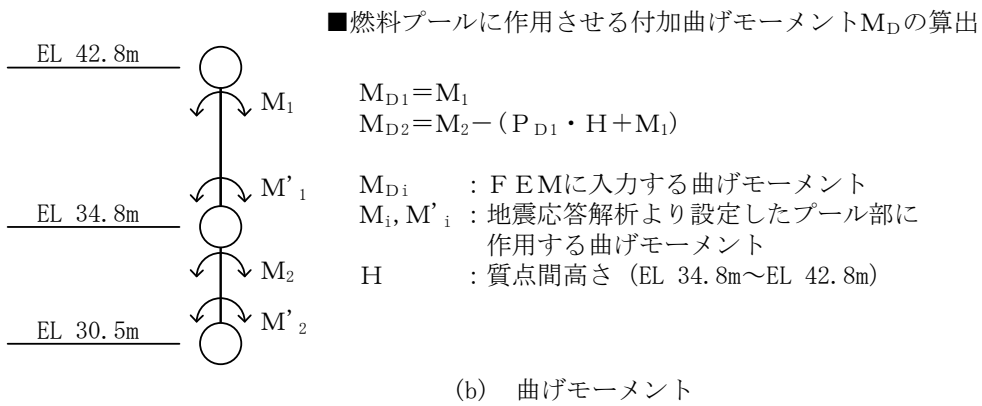
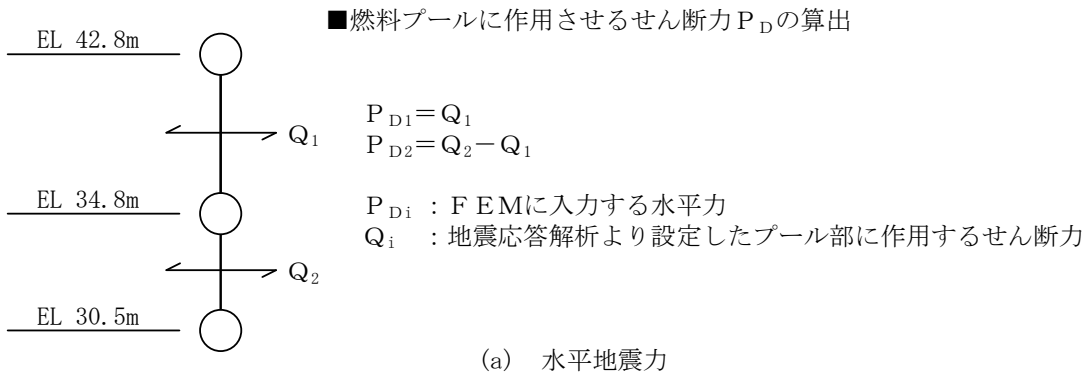
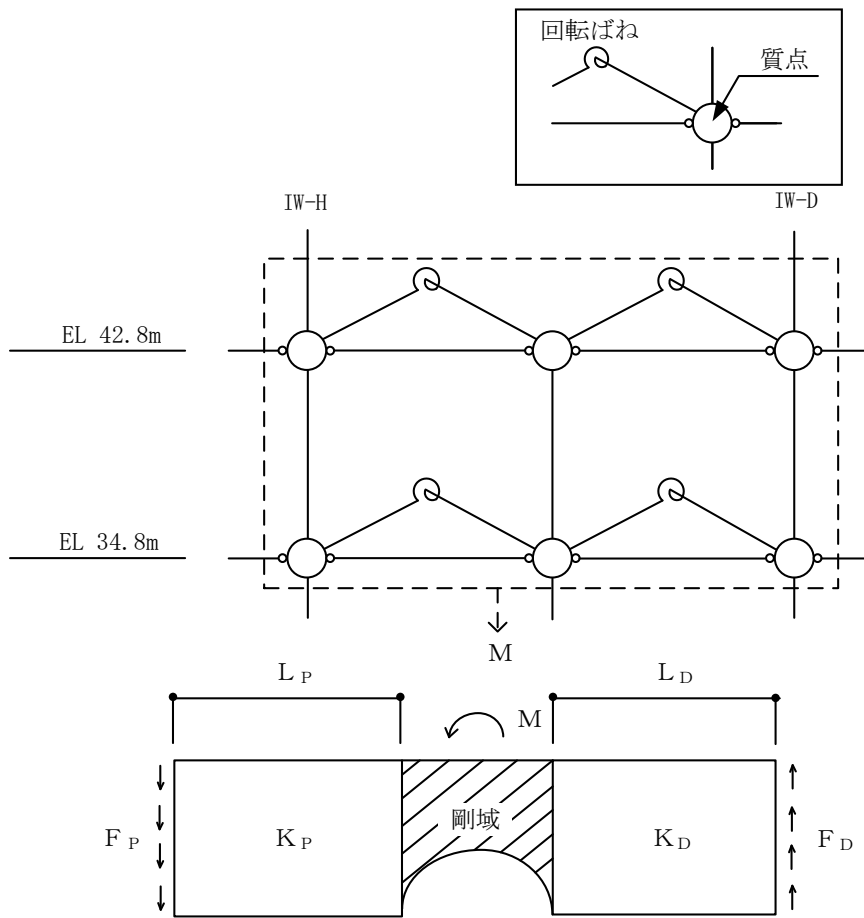


図 2-1(1) FEMモデルに入力する地震荷重の概念図



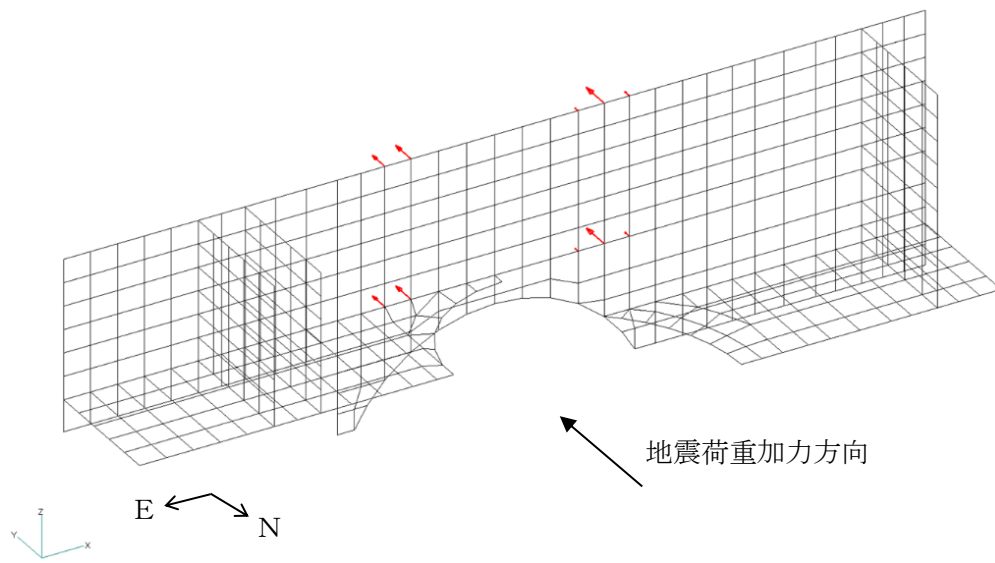
$$F_P = M \cdot K_P / (K_P \cdot L_P + K_D \cdot L_D)$$

$$F_D = M \cdot K_D / (K_P \cdot L_P + K_D \cdot L_D)$$

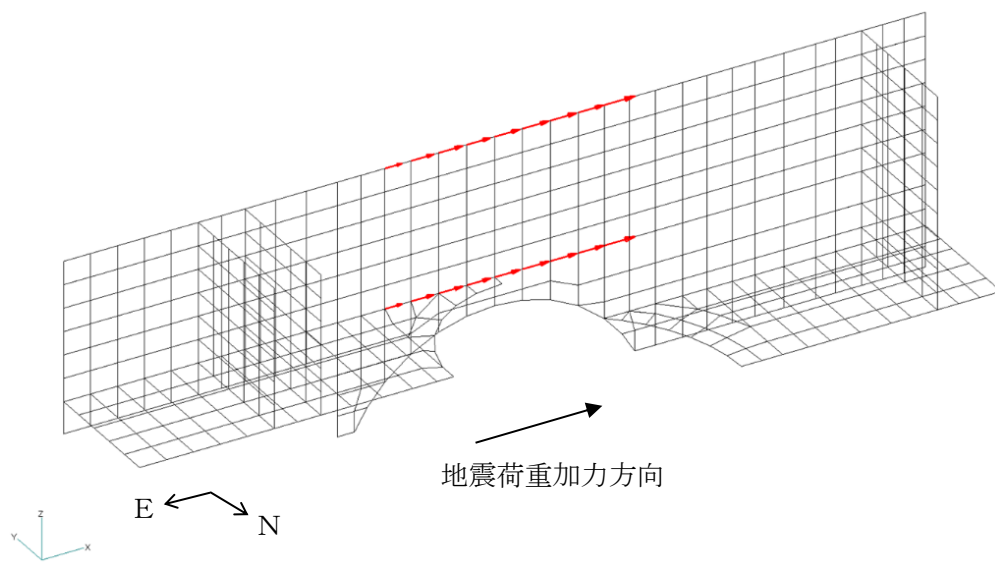
- M : 地震応答解析による回転ばねの反力 (4本の合計)
- F_P : FEMの燃料プール側に入力する鉛直力
- F_D : FEMのDSピット側に入力する鉛直力
- K_P : 燃料プール側の壁の剛性
- K_D : DSピット側の壁の剛性
- L_P : 燃料プール側の壁の長さ
- L_D : DSピット側の壁の長さ

(d) プール部の回転ばねによる曲げモーメント (EW方向)

図 2-1(2) FEMモデルに入力する地震荷重の概念図

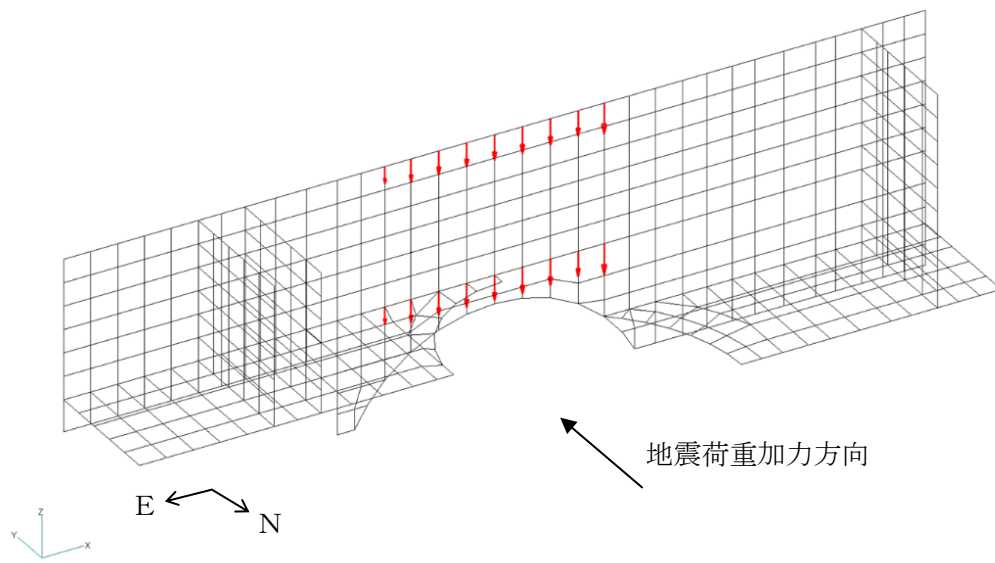


(a) 水平力 (NS方向)

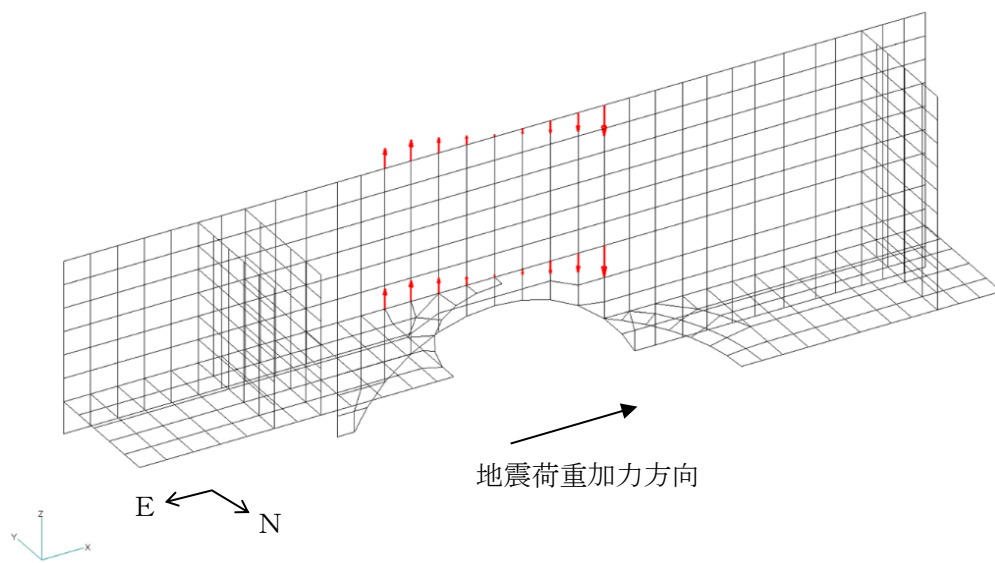


(b) 水平力 (EW方向)

図 2-2(1) FEMモデルに入力する地震荷重

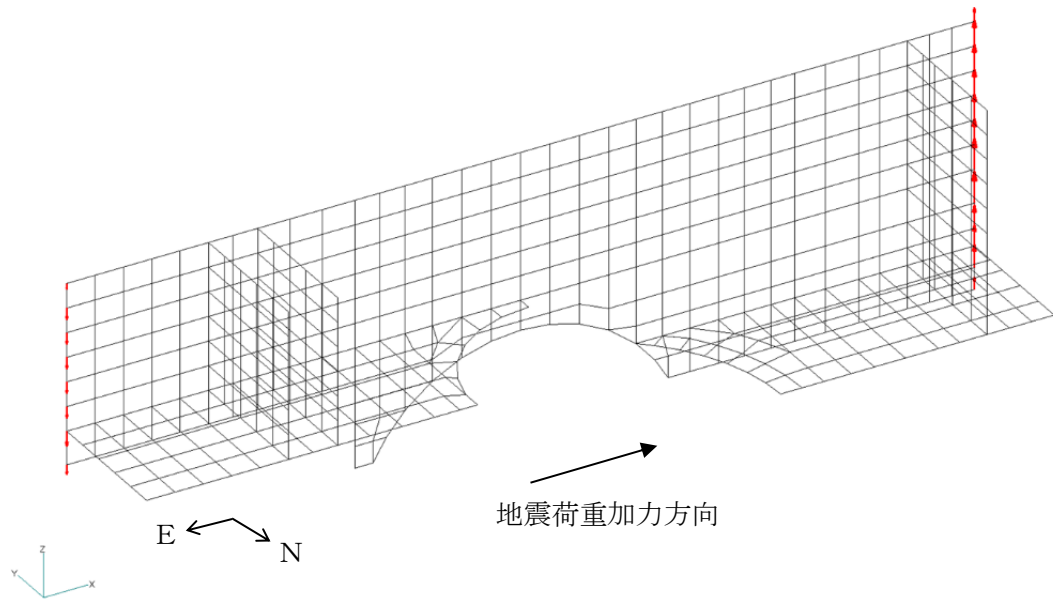


(c) 曲げモーメント (NS方向)

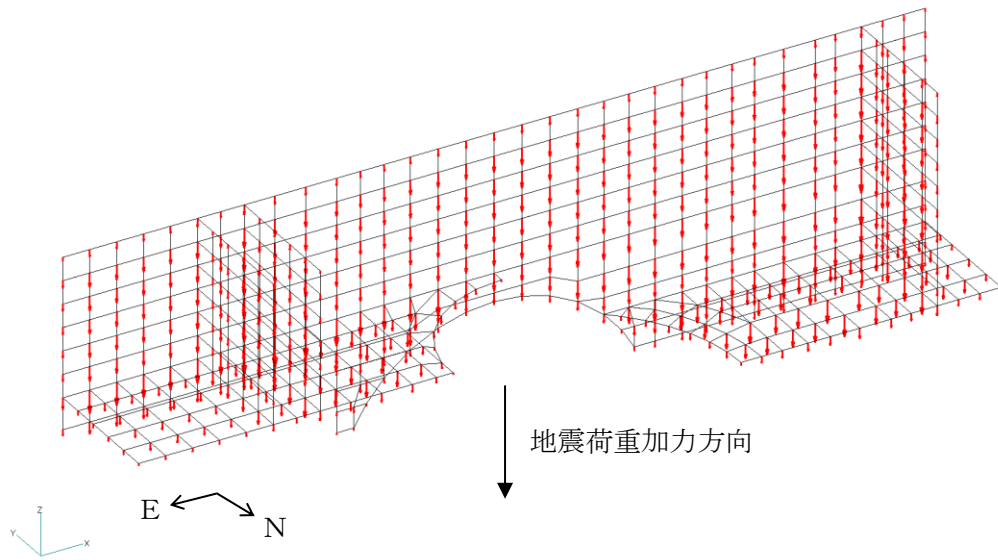


(d) 曲げモーメント (EW方向)

図 2-2(2) FEMモデルに入力する地震荷重

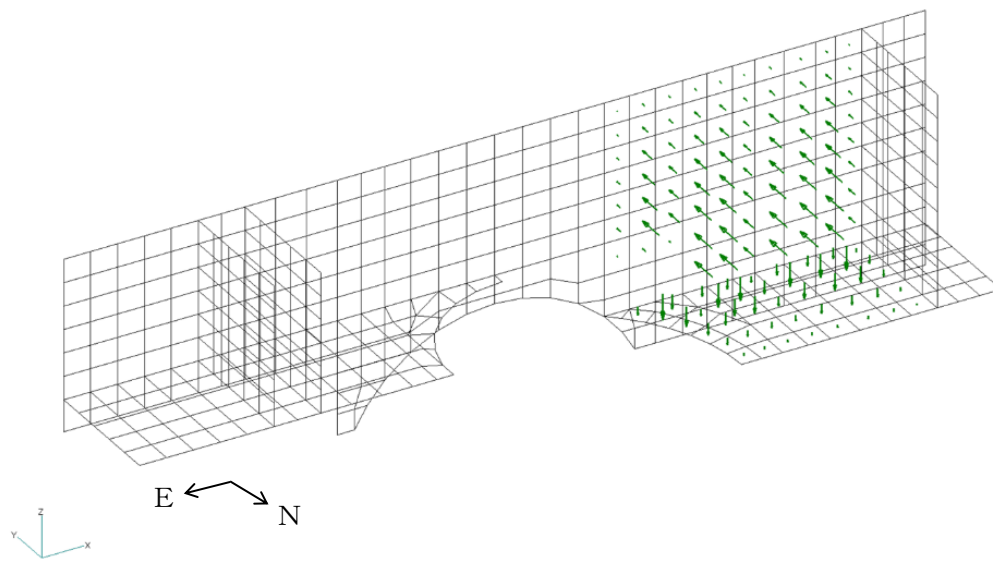


(e) 回転ばね反力 (E W方向)

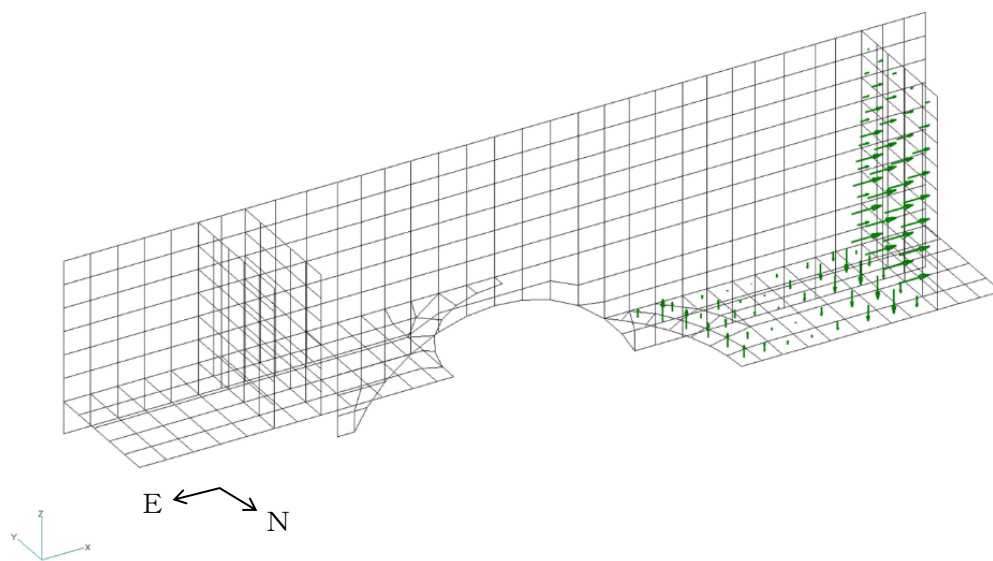


(f) 鉛直力

図 2-2(3) FEMモデルに入力する地震荷重



(g) 地震時動水圧荷重 (N S 方向)



(h) 地震時動水圧荷重 (E W 方向)

図 2-2(4) FEMモデルに入力する地震荷重

別紙 4 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 4-1
2. 断面の評価部位の選定	別紙 4-2

1. 概要

本資料は、燃料プール（キャスク置場を含む）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. 断面の評価部位の選定

燃料プール（キャスク置場を含む）の荷重の組合せケースを表 2-1 に、配筋領域図を図 2-1 に、配筋一覧を表 2-2 に示す。

各評価項目の検定値一覧を表 2-3 に、各壁及び底面スラブに対して断面力ごとの検定値が最大となる要素及び断面の評価結果を図 2-2 及び図 2-3 に、断面の評価部位の選定に関する荷重組合せケースの断面力コンター図を図 2-4～図 2-6 に示す。

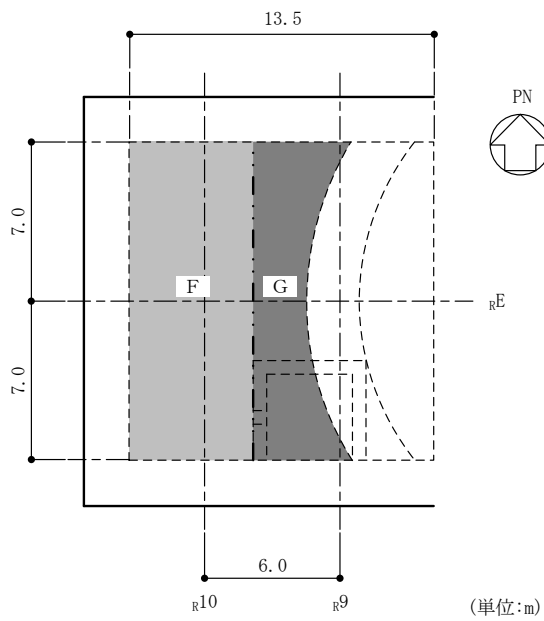
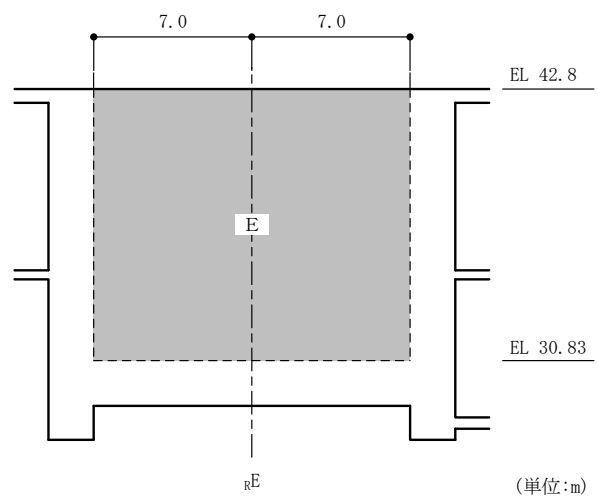
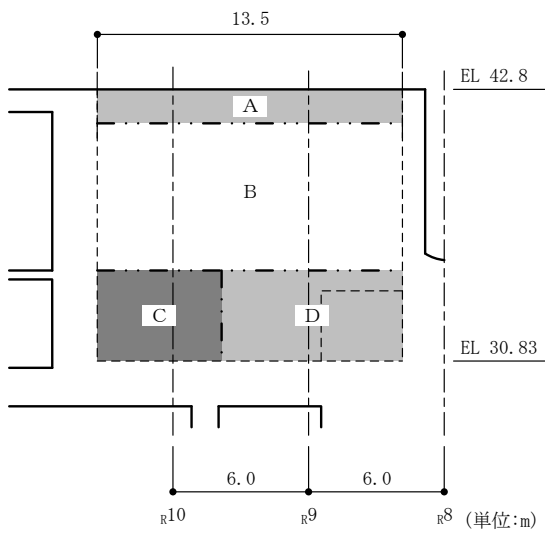
表 2-1(1) 荷重の組合せケース

外力の状態	ケース No.	荷重の組合せ
S d 地震時	1-1	$G + P + [T] + 1.0 S d_{SN} + 0.4 S d_{UD}$
	1-2	$G + P + [T] - 1.0 S d_{SN} + 0.4 S d_{UD}$
	1-3	$G + P + [T] - 1.0 S d_{WE} + 0.4 S d_{UD}$
	1-4	$G + P + [T] + 1.0 S d_{WE} + 0.4 S d_{UD}$
	1-5	$G + P + [T] + 1.0 S d_{SN} - 0.4 S d_{UD}$
	1-6	$G + P + [T] - 1.0 S d_{SN} - 0.4 S d_{UD}$
	1-7	$G + P + [T] - 1.0 S d_{WE} - 0.4 S d_{UD}$
	1-8	$G + P + [T] + 1.0 S d_{WE} - 0.4 S d_{UD}$
	1-9	$G + P + [T] + 0.4 S d_{SN} + 1.0 S d_{UD}$
	1-10	$G + P + [T] - 0.4 S d_{SN} + 1.0 S d_{UD}$
	1-11	$G + P + [T] - 0.4 S d_{WE} + 1.0 S d_{UD}$
	1-12	$G + P + [T] + 0.4 S d_{WE} + 1.0 S d_{UD}$
	1-13	$G + P + [T] + 0.4 S d_{SN} - 1.0 S d_{UD}$
	1-14	$G + P + [T] - 0.4 S d_{SN} - 1.0 S d_{UD}$
	1-15	$G + P + [T] - 0.4 S d_{WE} - 1.0 S d_{UD}$
	1-16	$G + P + [T] + 0.4 S d_{WE} - 1.0 S d_{UD}$

注：[]は応力状態 2 に対する荷重を示す。

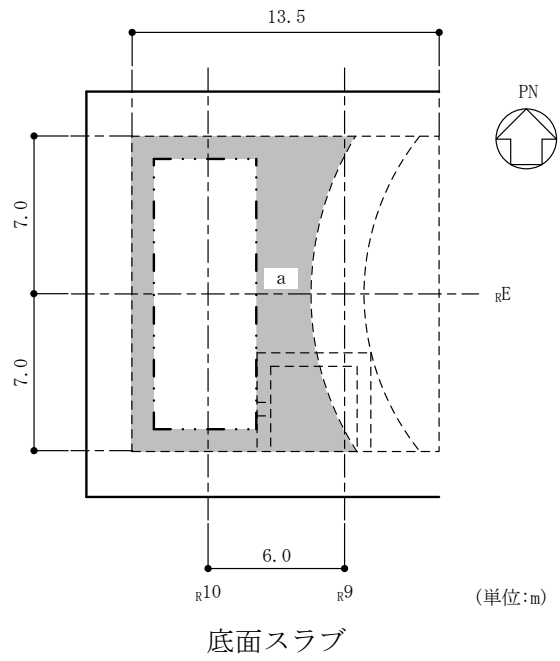
表 2-1(2) 荷重の組合せケース

外力の状態	ケース No.	荷重の組合せ
S s 地震時	2-1	$G + P + 1.0S_{SN} + 0.4S_{UD}$
	2-2	$G + P - 1.0S_{SN} + 0.4S_{UD}$
	2-3	$G + P - 1.0S_{WE} + 0.4S_{UD}$
	2-4	$G + P + 1.0S_{WE} + 0.4S_{UD}$
	2-5	$G + P + 1.0S_{SN} - 0.4S_{UD}$
	2-6	$G + P - 1.0S_{SN} - 0.4S_{UD}$
	2-7	$G + P - 1.0S_{WE} - 0.4S_{UD}$
	2-8	$G + P + 1.0S_{WE} - 0.4S_{UD}$
	2-9	$G + P + 0.4S_{SN} + 1.0S_{UD}$
	2-10	$G + P - 0.4S_{SN} + 1.0S_{UD}$
	2-11	$G + P - 0.4S_{WE} + 1.0S_{UD}$
	2-12	$G + P + 0.4S_{WE} + 1.0S_{UD}$
	2-13	$G + P + 0.4S_{SN} - 1.0S_{UD}$
	2-14	$G + P - 0.4S_{SN} - 1.0S_{UD}$
	2-15	$G + P - 0.4S_{WE} - 1.0S_{UD}$
	2-16	$G + P + 0.4S_{WE} - 1.0S_{UD}$



(a) 主筋

図 2-1(1) 配筋領域図



(b) せん断補強筋

図 2-1(2) 配筋領域図

表 2-2 配筋一覧

(a) 南側壁主筋

領域	タテ方向	ヨコ方向
A	(内側) D38@200+D38@400 (外側) 3-D38@200	(内側) 2-D38@200 (外側) 3-D38@200
B	(内側) D38@200+D38@400 (外側) 2-D38@200	(内側) 2-D38@200 (外側) 2-D38@200+D38@400
C	(内側) 2-D38@200 (外側) 2-D38@200	(内側) 2-D38@200 (外側) 2-D38@200+D38@400
D	(内側) 2-D38@200 (外側) 2-D38@200+D38@400	(内側) 2-D38@200 (外側) 2-D38@200+D38@400

(b) 西側壁主筋

領域	タテ方向	ヨコ方向
E	(内側) D38@200+D38@400 (外側) D38@200+D38@400	(内側) D38@200+D38@400 (外側) D38@200+D38@400

(c) 底面スラブ主筋

領域	N S 方向	E W 方向
F	(上ば筋) D38@200+D38@400 (下ば筋) 2-D38@200	(上ば筋) 2-D38@200 (下ば筋) 2-D38@200+D38@400
G	(上ば筋) D38@200+D38@400 (下ば筋) 2-D38@200+D38@400	(上ば筋) 2-D38@200 (下ば筋) 2-D38@200+D38@400

(d) 底面スラブせん断補強筋

領域	配筋
a	D19@400×200

表 2-3(1) 各評価項目の検定値一覧

(a) S d 地震時

部位	評価項目	方向	要素番号	組合せケース	検定値	
南側壁	軸力 + 曲げモーメント + 面内せん断力	コンクリート圧縮応力度	鉛直	117	1-4	0.27
		鉄筋引張応力度	鉛直	83	1-12	0.63
	面内せん断力	面内せん断応力度	—	107	1-4	0.64
	面外せん断力	面外せん断応力度	鉛直	74	1-9	0.38
西側壁	軸力 + 曲げモーメント + 面内せん断力	コンクリート圧縮応力度	鉛直	449	1-11	0.21
		鉄筋引張応力度	水平	469	1-1	0.90
	面内せん断力	面内せん断応力度	—	476	1-10	0.46
	面外せん断力	面外せん断応力度	水平	469	1-3	0.62
底面 スラブ	軸力 + 曲げモーメント	コンクリート圧縮応力度	E W	332	1-11	0.56
		鉄筋引張応力度	E W	332	1-11	0.76
	面外せん断力	面外せん断応力度	E W	317	1-11	0.69

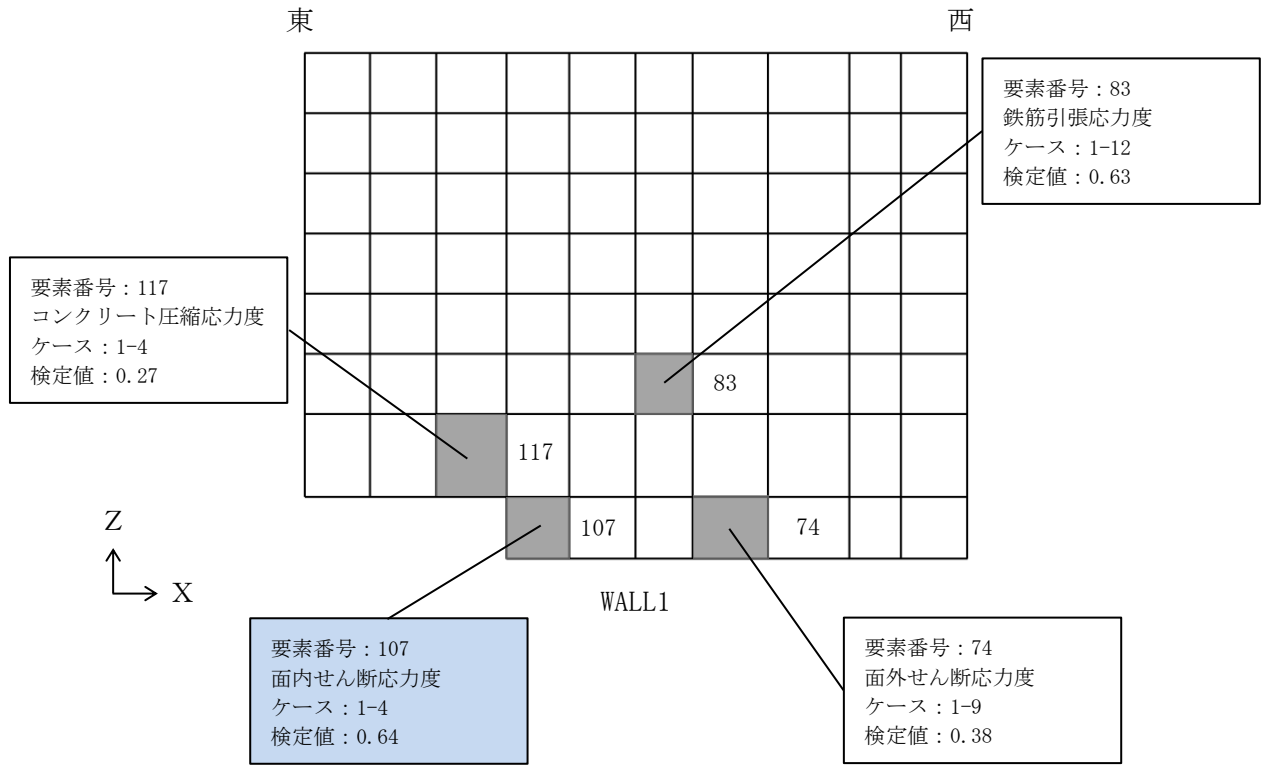
注：■ は、検定値が最大となる要素を示す。

表 2-3(2) 各評価項目の検定値一覧

(b) S s 地震時

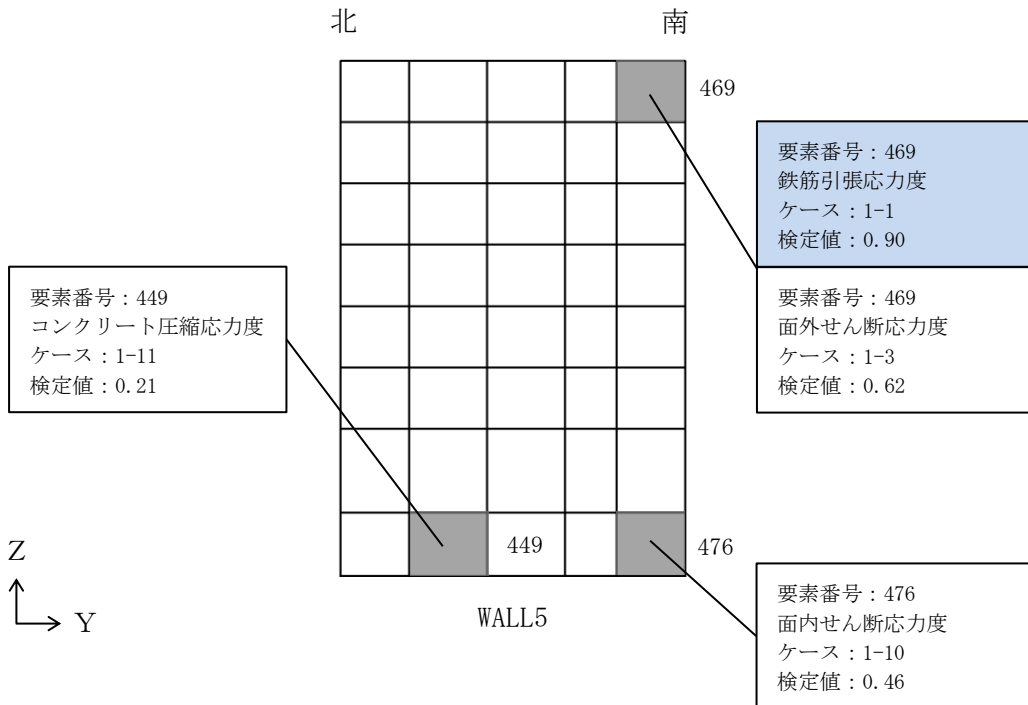
部位	評価項目		方向	要素 番号	組合せ ケース	検定値
南側壁	軸力 + 曲げモーメント	コンクリート圧縮ひずみ	鉛直	128	2-12	0.06
		鉄筋引張ひずみ	鉛直	85	2-10	0.28
	軸力	圧縮応力度	鉛直	139	2-4	0.22
	面内せん断力	面内せん断応力度	—	107	2-12	0.54
	面外せん断力	面外せん断応力度	鉛直	74	2-9	0.39
西側壁	軸力 + 曲げモーメント	コンクリート圧縮ひずみ	鉛直	449	2-11	0.09
		鉄筋引張ひずみ	鉛直	449	2-11	0.34
	軸力	圧縮応力度	水平	469	2-6	0.09
	面内せん断力	面内せん断応力度	—	475	2-9	0.44
	面外せん断力	面外せん断応力度	鉛直	440	2-11	0.57
底面 スラブ	軸力 + 曲げモーメント	コンクリート圧縮ひずみ	E W	332	2-11	0.19
		鉄筋引張ひずみ	E W	332	2-11	0.31
	面外せん断力	面外せん断応力度	E W	317	2-11	0.94

注： は、検定値が最大となる要素を示す。



注 : ■ は、検定値が最大となる要素を示す。

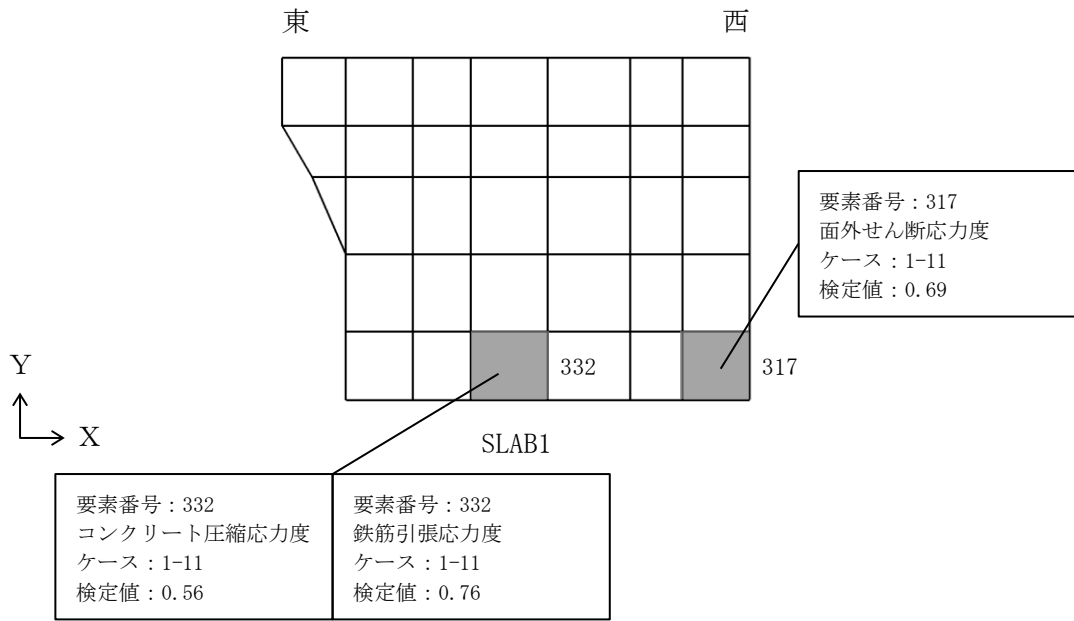
(a) 南側壁



注 : ■ は、検定値が最大となる要素を示す。

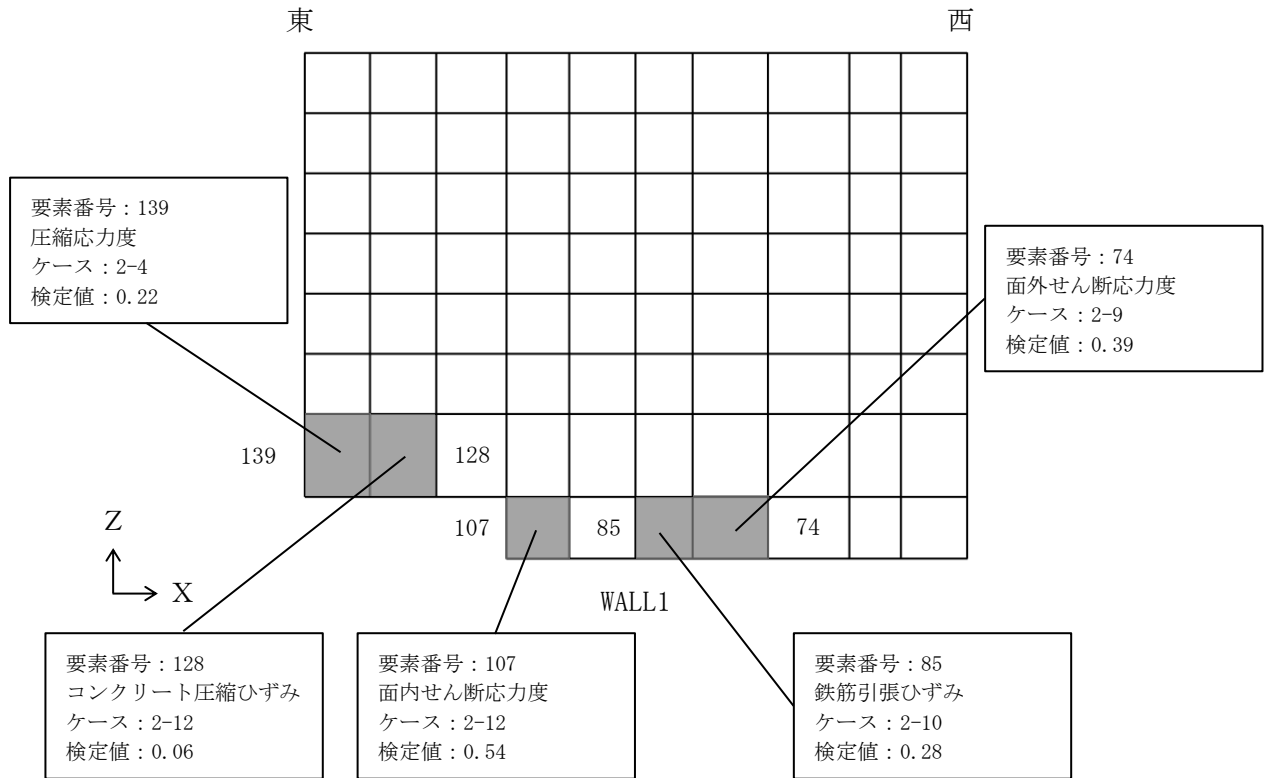
(b) 西側壁

図 2-2(1) 断面力ごとの検定値が最大となる要素及び断面の評価結果 Sd地震時

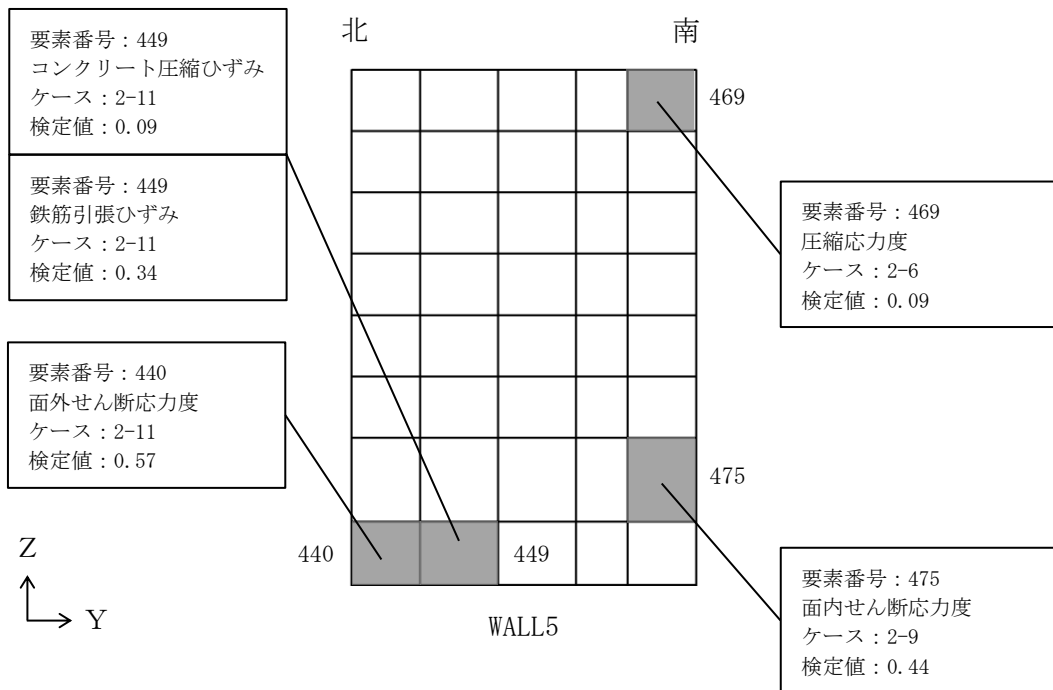


(c) 底面スラブ

図 2-2(2) 断面力ごとの検定値が最大となる要素及び断面の評価結果 S d 地震時

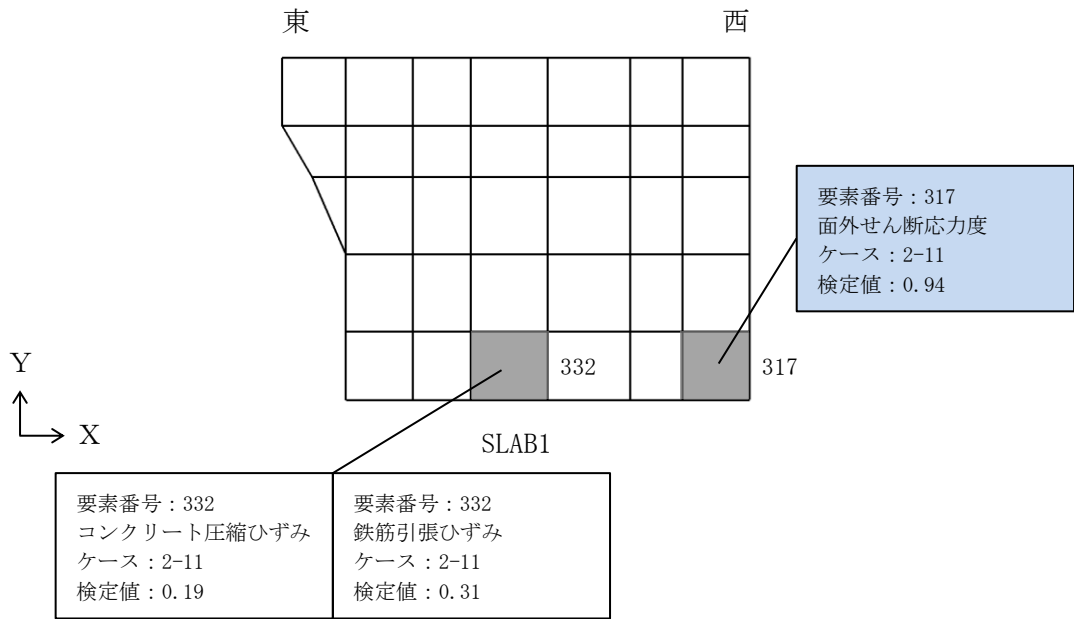


(a) 南側壁



(b) 西側壁

図 2-3(1) 断面力ごとの検定値が最大となる要素及び断面の評価結果 S s 地震時



注: は、検定値が最大となる要素を示す。

(c) 底面スラブ

図 2-3(2) 断面力ごとの検定値が最大となる要素及び断面の評価結果 S s 地震時

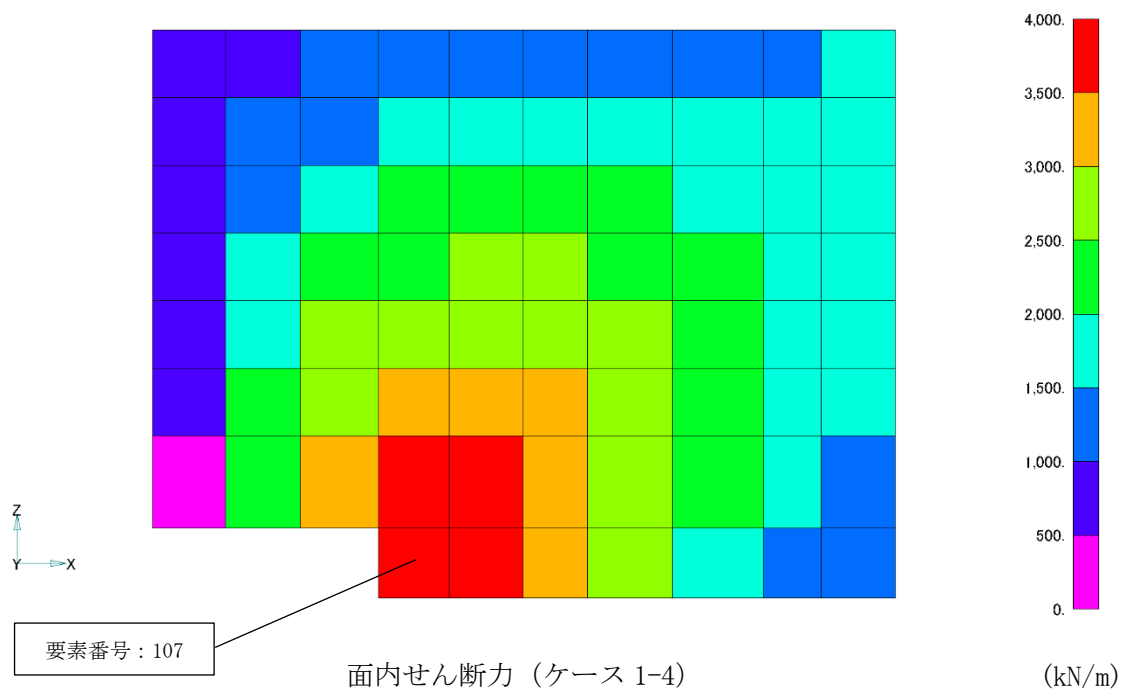


図 2-4 断面の評価部分の選定に関する荷重組合せケースの断面力コンター図 南側壁

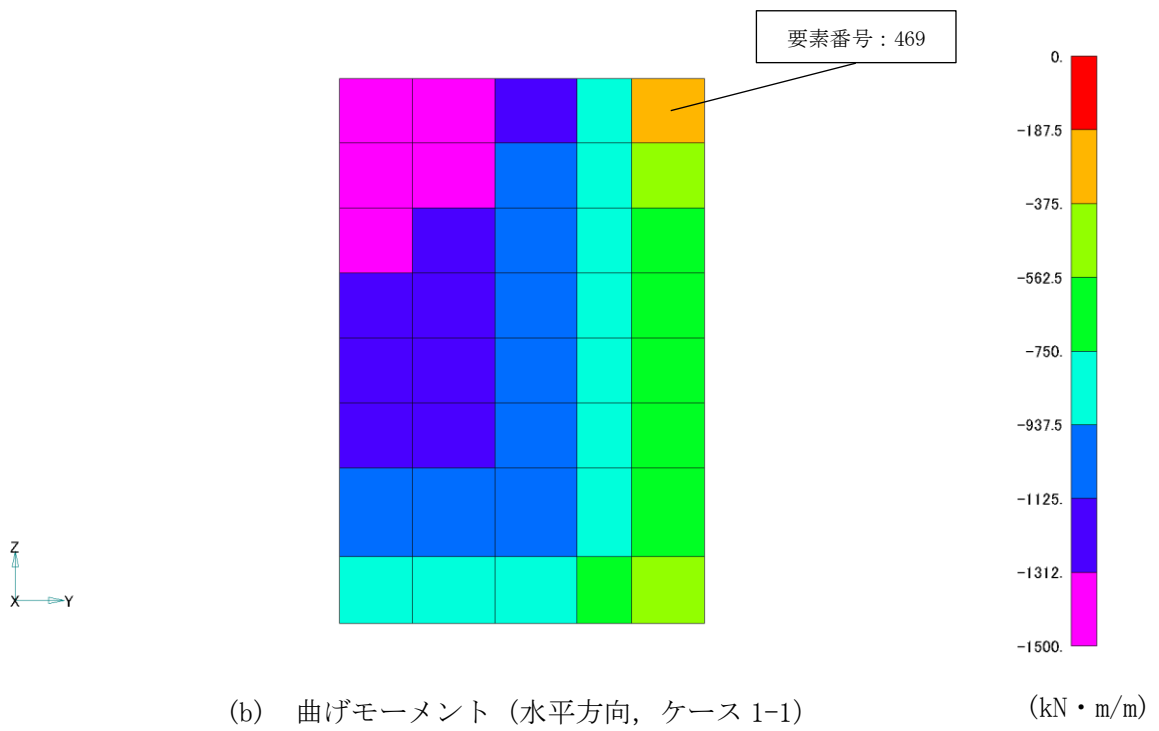
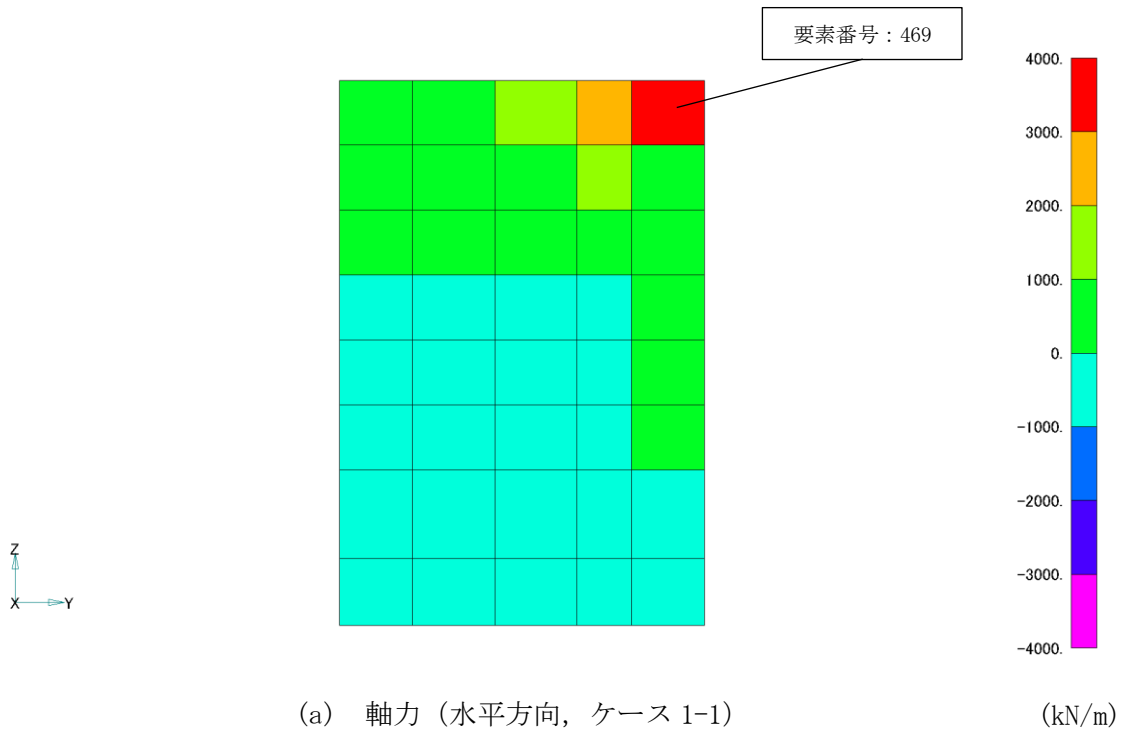


図 2-5(1) 断面の評価部分の選定に関する荷重組合せケースの断面力コンター図 西側壁

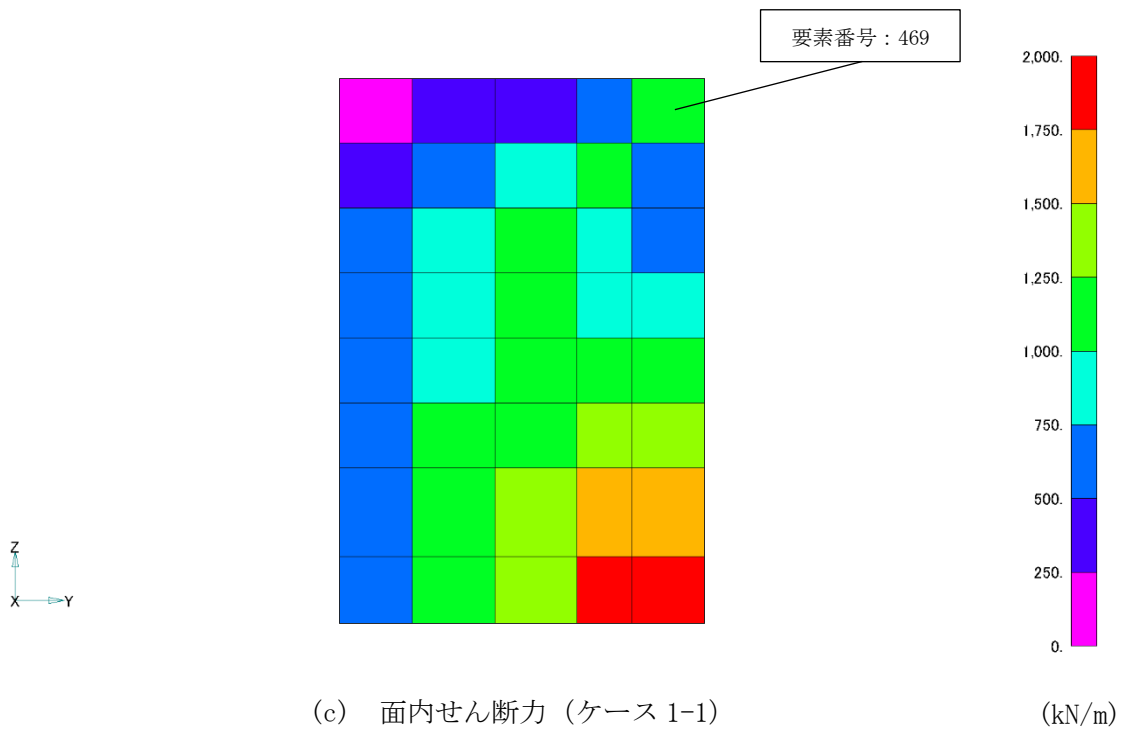


図 2-5(2) 断面の評価部分の選定に関する荷重組合せケースの断面力コンター図 西側壁

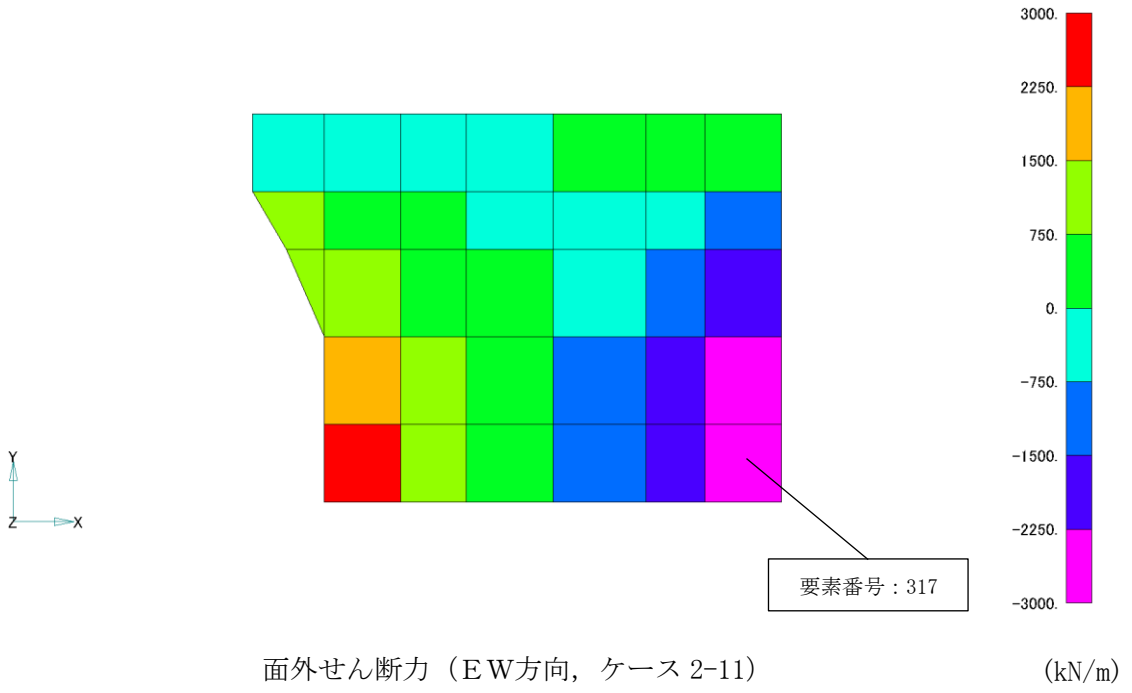


図 2-6 断面の評価部分の選定に関する荷重組合せケースの断面力コンター図 底面スラブ

別紙5 鋼製ライナの検討

目 次

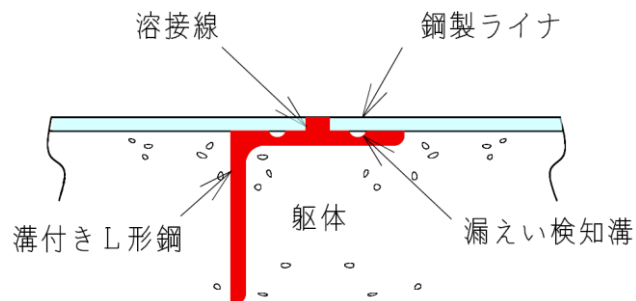
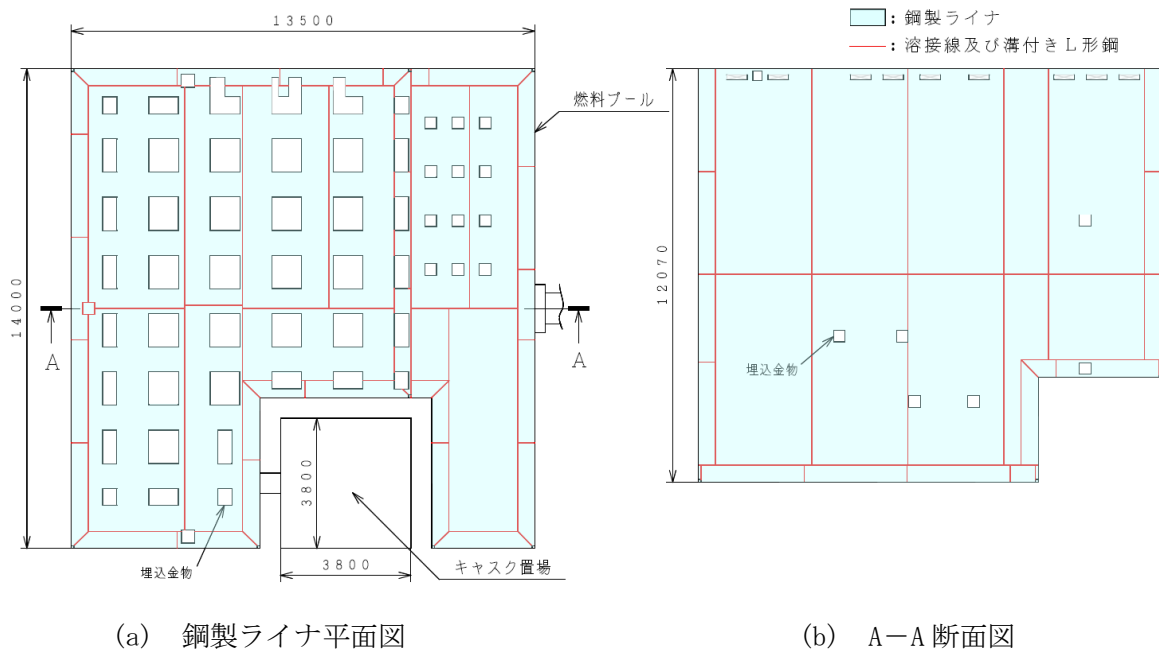
1. 概要	別紙 5-1
2. 燃料プールの鋼製ライナひずみの算出方法	別紙 5-2
3. 許容値の設定	別紙 5-3
4. 鋼製ライナひずみの検討結果	別紙 5-4
5. まとめ	別紙 5-8

1. 概要

燃料プールはコンクリート躯体に鋼製ライナ（材質：SUS304，厚さ：6mm）を内張りしたもので、鋼製ライナは耐漏えい機能を、鉄筋コンクリート部分は支持機能を有しており、内張りの下のコンクリート躯体で強度を保持しているため、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」では、鉄筋コンクリート部分の構造強度の確認による評価を実施している。

本資料は、燃料プールの内面におけるステンレス鋼製ライナひずみの検討の補足説明資料であり、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」の補足説明をするものである。

鋼製ライナとコンクリート躯体の固定方法を図 1-1 に示す。鋼製ライナは、溝付き L 形鋼を介して鉄筋コンクリート躯体に固定されている。



(c) 埋込金物の断面詳細図

図 1-1 鋼製ライナとコンクリート躯体の固定方法

2. 燃料プールの鋼製ライナひずみの算出方法

燃料プールの鋼製ライナひずみは、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」に示す応力解析結果を基に、鋼製ライナ側コンクリート表面の最大主ひずみ(ϵ_1)と最小主ひずみ(ϵ_2)の絶対値が大きい方の値とする。

荷重ケース*は、「S d 地震」、「S d 地震+温度荷重」及び「S s 地震」とする。

燃料プール内面の鋼製ライナについては、図 1-1 に示すとおり溝付き L 形鋼を介して固定されているため、鉄筋コンクリート躯体の変形に追従する。そのため、鉄筋コンクリートのひずみを鋼製ライナに生じるひずみとみなして、ひずみの検討を行うことで、耐漏えい機能の確認を行う。

図 2-1 に燃料プールの鋼製ライナひずみの算出対象要素を示す。

注記*：「発電用原子力設備規格 コンクリート製原子炉格納容器規格（（社）日本機械学会，2003）」の CVE-3220 より、「S s 地震+温度荷重」は考慮不要。

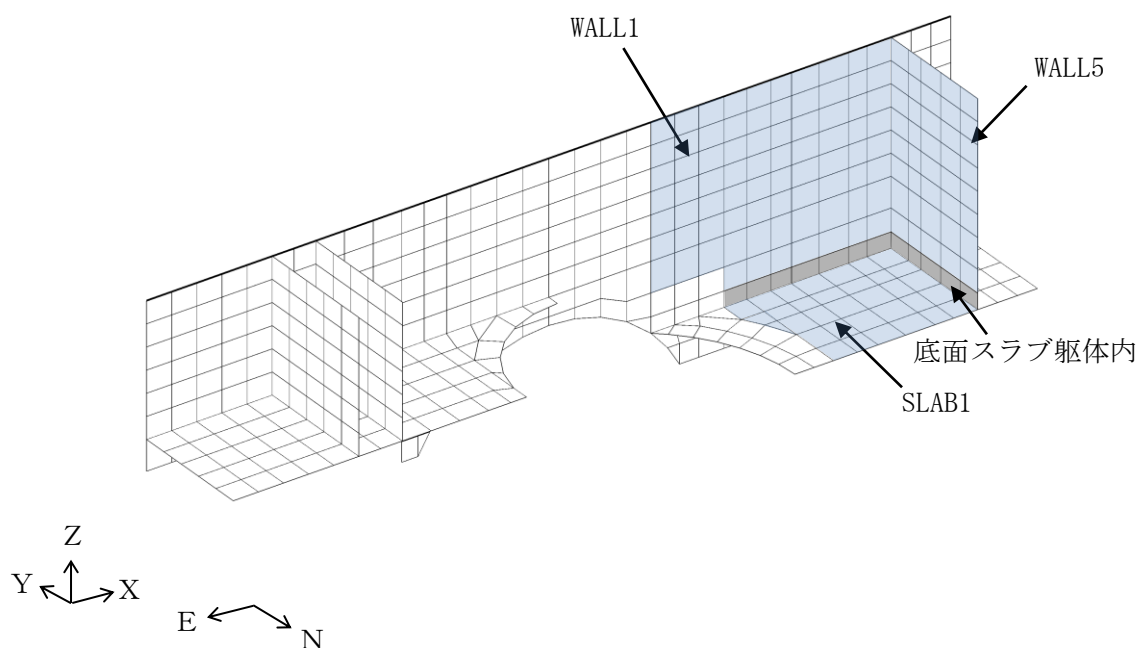


図 2-1 燃料プールの鋼製ライナひずみの算出対象要素

3. 許容値の設定

鋼製ライナひずみの許容値は、「発電用原子力設備規格 コンクリート製原子炉格納容器規格（（社）日本機械学会，2003）」（以下「CCV規格」という。）を準用し，表 CVE-3611-1 ライナプレートの許容ひずみより，引張： 3.0×10^{-3} ，圧縮： 5.0×10^{-3} とする。

CCV規格の許容値は，コンクリート製原子炉格納容器の円筒部ライナプレートに限定されるものではなく，底部の平面のライナプレートにも適用されるものであるため，適用性について形状に依存するものではない。また，CCV規格においてライナプレートに使用する材料として燃料プール鋼製ライナの使用材料である SUS304 も規定されているため，使用材料の観点からもCCV規格を準用することは問題ない。さらに，ライナプレートは鉄筋コンクリート部分の変形によるひずみに対し，漏えいを生じることなく追従できる変形性能を有していればよい（解説 CVE-3611）。よって，要求機能の観点からも，燃料プールは鉄筋コンクリートに強度を，鋼製ライナに耐漏えい性をもたせた構造となっているため，CCV規格におけるライナプレートの許容ひずみを準用することは問題ないものと考ええる。

4. 鋼製ライナひずみの検討結果

鋼製ライナひずみの検討結果を表 4-1 に示す。また、検定値が最大となる引張側の最大ひずみの要素位置を図 4-1 に、最大ひずみコンター図を図 4-2 に示す。

表 4-1 検討結果

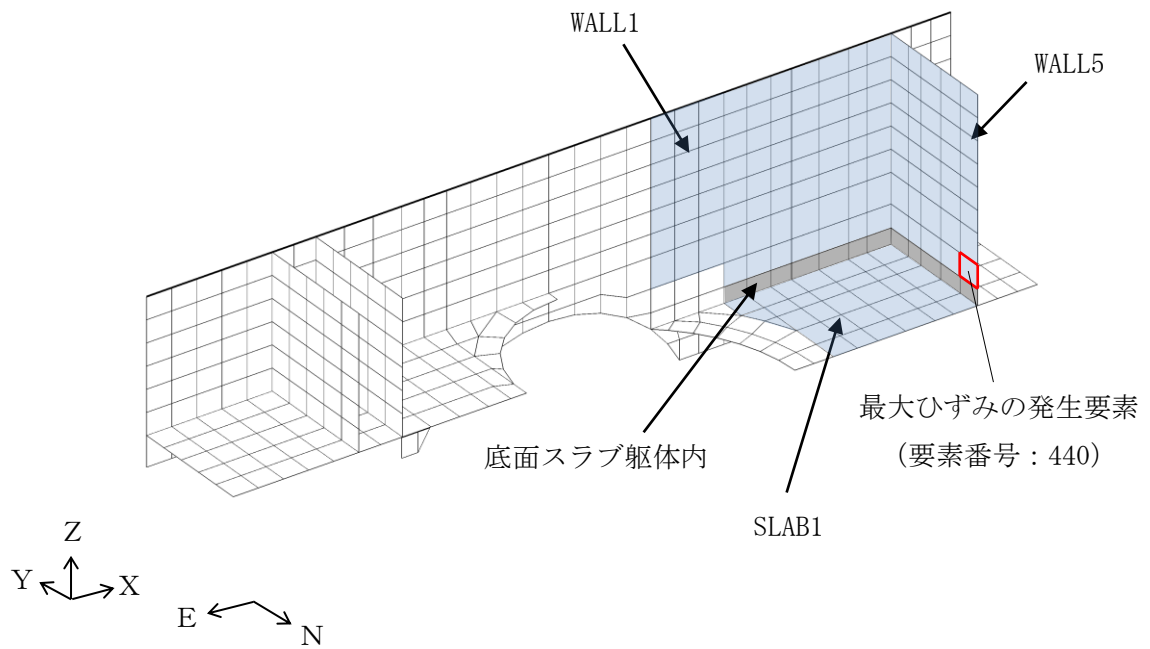
(a) 引張側

荷重ケース	最大ひずみの発生要素	解析結果	許容値	検定値
S d 地震	440	0.159×10^{-3}	3.0×10^{-3}	0.06
S d 地震+温度荷重	440	0.262×10^{-3}	3.0×10^{-3}	0.09
S s 地震	440	0.217×10^{-3}	3.0×10^{-3}	0.08

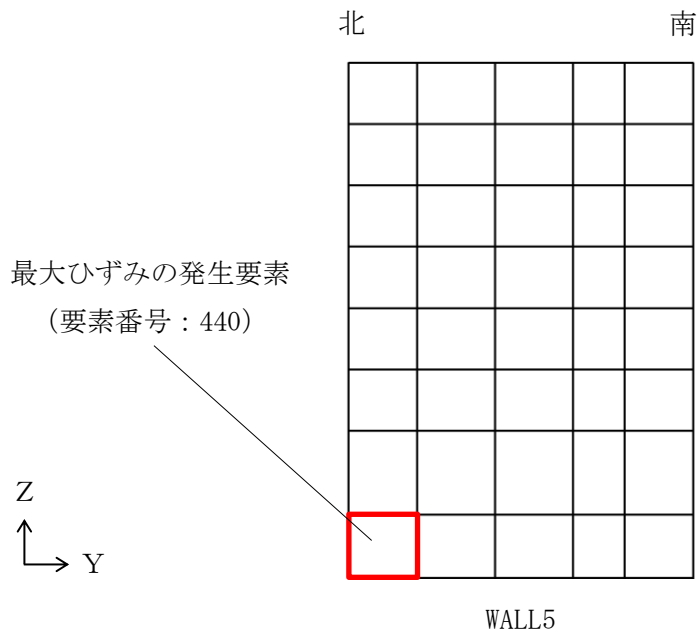
(b) 圧縮側

荷重ケース	最大ひずみの発生要素	解析結果	許容値	検定値
S d 地震	332	0.182×10^{-3}	5.0×10^{-3}	0.04
S d 地震+温度荷重	332	0.139×10^{-3}	5.0×10^{-3}	0.03
S s 地震	332	0.248×10^{-3}	5.0×10^{-3}	0.05

注：■ は、検定値が最大となる結果を示す。



(a) 全体鳥瞰図



(b) 西側壁

図 4-1 引張側の最大ひずみの要素位置図

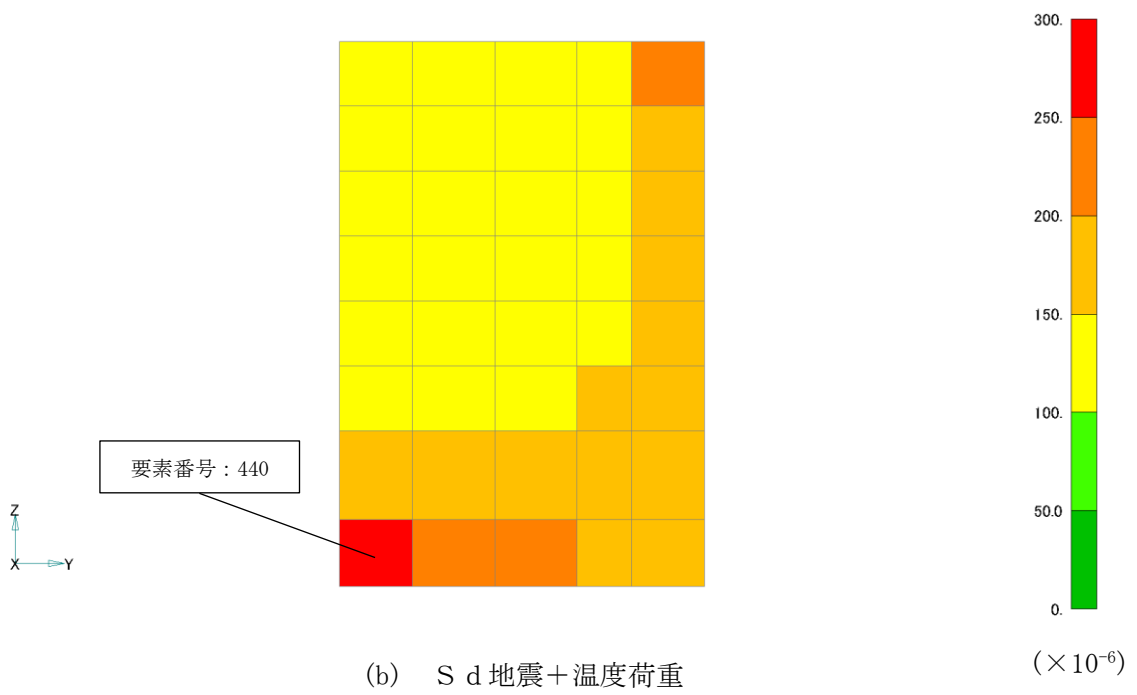
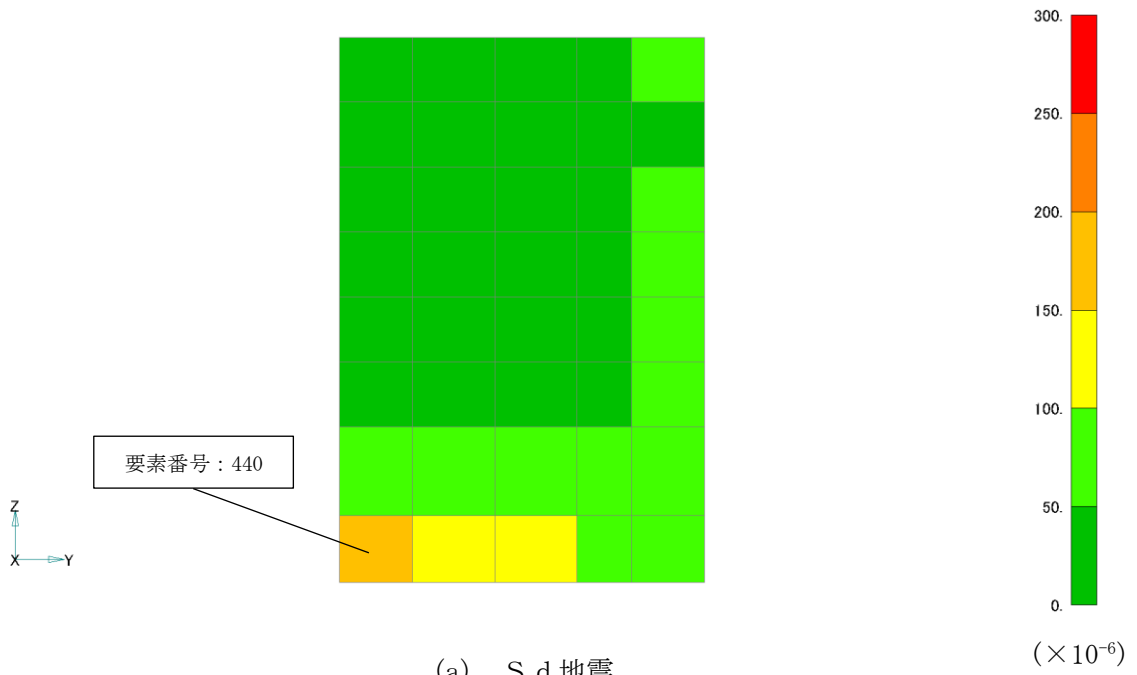


図 4-2(1) 引張側の最大ひずみコンター図 西側壁

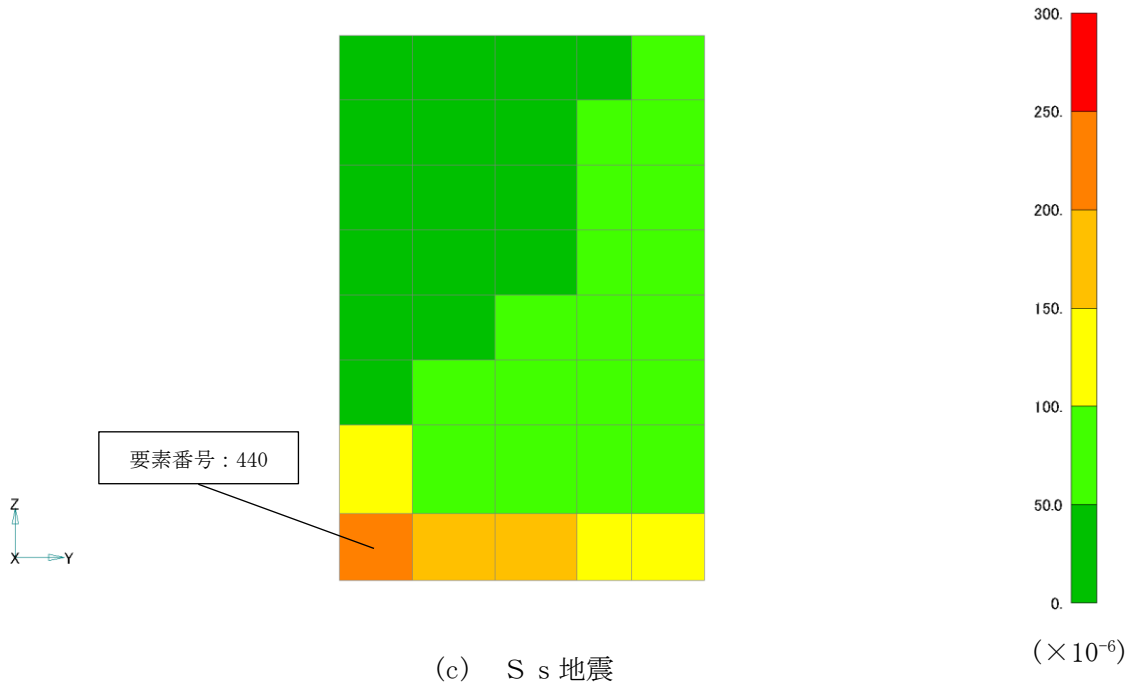


図 4-2(2) 引張側の最大ひずみコンター図 西側壁

5. まとめ

燃料プールの内面の鋼製ライナについて、ひずみの検討を行った。その結果、最大検定値は 0.09 (S d 地震+温度荷重, 引張側) であり、最大ひずみは許容値に対して十分小さいことを確認した。

別紙 6 使用済燃料貯蔵ラックの地震時反力の検討

目 次

1. 概要	別紙 6-1
2. 検討方針	別紙 6-4
3. 応力解析による評価方法	別紙 6-5
3.1 評価対象部位	別紙 6-5
3.2 荷重及び荷重の組合せ	別紙 6-5
3.3 許容限界	別紙 6-6
3.4 解析モデル及び諸元	別紙 6-6
3.5 評価方法	別紙 6-8
4. 評価結果	別紙 6-10
5. まとめ	別紙 6-20

別紙 6-1 ラック反力に対する燃料プールの応力解析における応力平均化の考え方

1. 概要

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」（以下「燃料プールの耐震計算書」という。）において、燃料プール及びキャスク置場の解析モデルでは、使用済燃料貯蔵ラックの質量を積載荷重として扱うことで、重量及び鉛直方向地震時に使用済燃料貯蔵ラックに作用する地震荷重を考慮している。

一方で、VI-2-4-2-2「使用済燃料貯蔵ラックの耐震性についての計算書」では基準地震動 S_s に対する使用済燃料貯蔵ラックの検討を行っており、燃料プールの底面スラブに作用する使用済燃料貯蔵ラックからの地震時反力が算定される。

本資料は、基準地震動 S_s による使用済燃料貯蔵ラックからの地震時反力より設定した評価用反力（以下「地震時ラック反力」という。）に対し、燃料プール及びキャスク置場の検討を行うものである。

燃料プール及びキャスク置場を含む原子炉建物の概略平面図及び概略断面図を図 1-1 及び図 1-2 に示す。

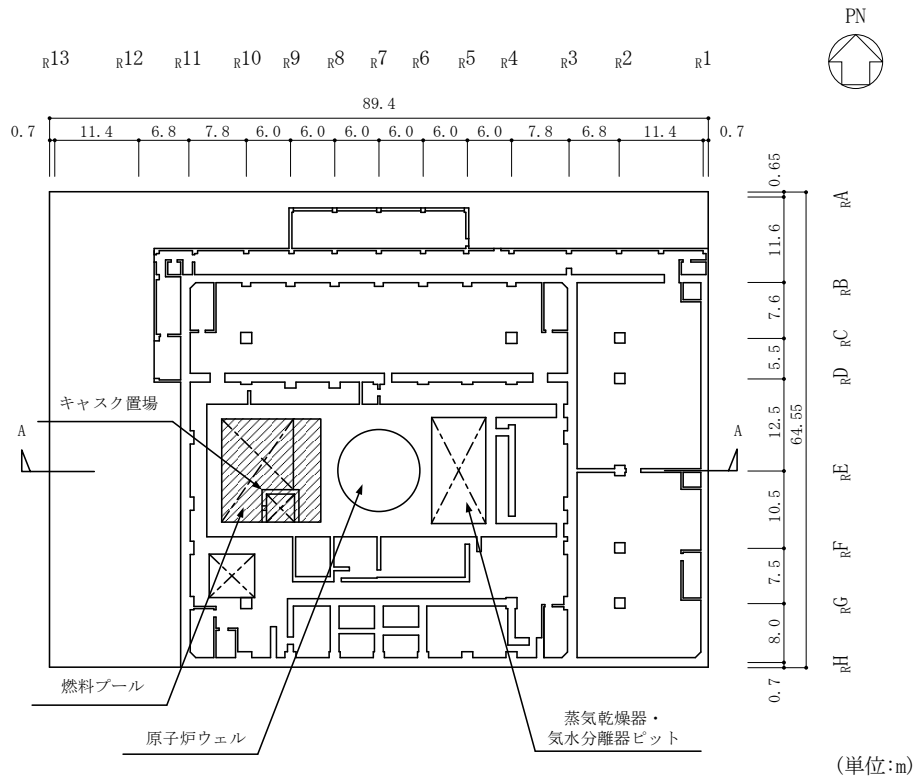


図 1-1 燃料プール及びキャスク置場を含む原子炉建物の概略平面図
(EL 34.8m)

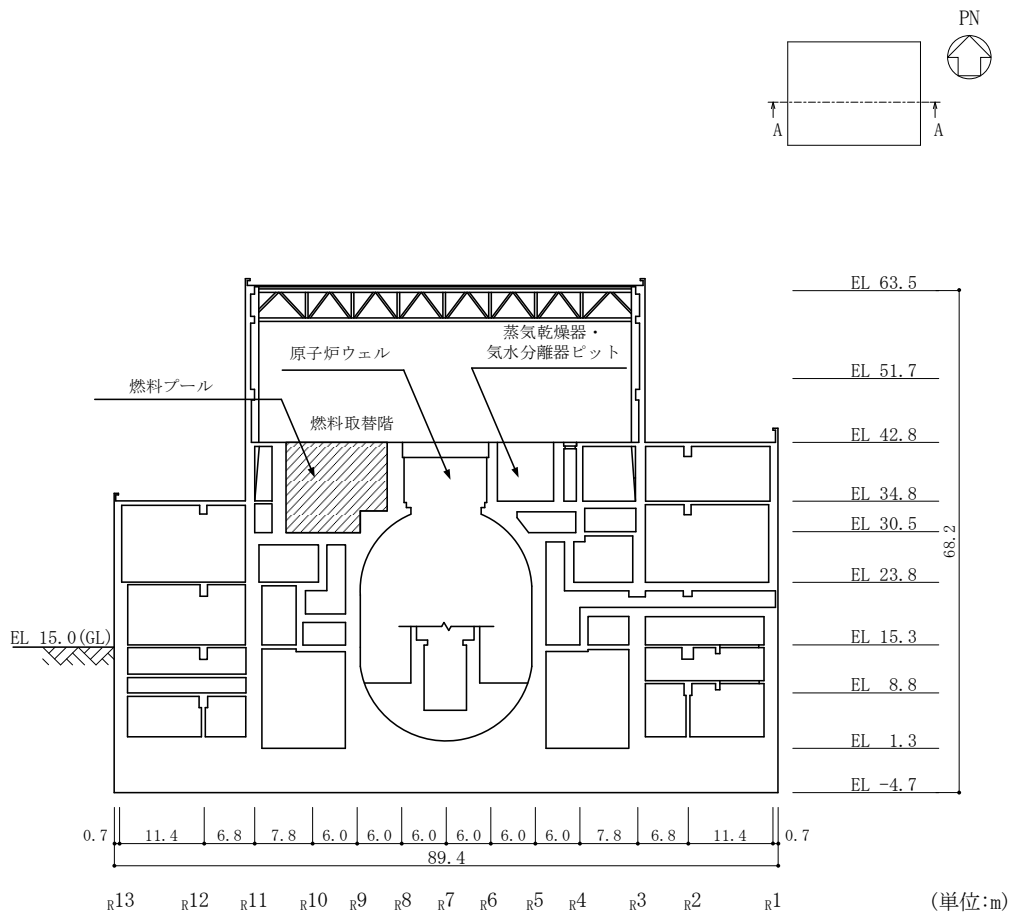


図 1-2 燃料プール及びキャスク置場を含む原子炉建物の概略断面図
(A-A断面)

2. 検討方針

基準地震動 S_s による地震時ラック反力に対し、燃料プール及びキャスク置場について、検討を行う。

検討は、燃料プールの耐震計算書に示す 3 次元 FEM モデルを用い、基準地震動 S_s による地震時ラック反力を考慮した場合（以下「地震時ラック反力考慮ケース」という。）の応力解析を行い、断面の評価において許容値を超えないことを確認する。

3. 応力解析による評価方法

3.1 評価対象部位

評価対象部位は、燃料プールの耐震計算書と同一とし、燃料プール及びキャスク置場を構成する壁及び底面スラブとする。

3.2 荷重及び荷重の組合せ

使用済燃料貯蔵ラックの配置図を図 3-1 に、基準地震動 S_s による地震時ラック反力の値を表 3-1 に示す。なお、表 3-1 に示す値は、反力が最大となる共通ベース（143 体ラック 1 台及び 144 体ラック 2 台設置用）のものであり、各共通ベースに表 3-1 に示す反力を作用させる。

地震時ラック反力の入力方法は、曲げモーメントについては、各共通ベースごとに、共通ベース位置に対応する各節点に、節点の支配面積と中心位置からの距離に応じて偶力に置換して分配し、節点荷重として入力する。また、せん断力及び鉛直荷重については、各共通ベースごとに、共通ベース位置に対応する範囲の各要素に分布荷重として入力する。



注：図中の 部は、使用済燃料貯蔵ラックの共通ベースを示す。

図3-1 使用済燃料貯蔵ラックの配置図

表 3-1 基準地震動 S_s による地震時ラック反力

使用済燃料貯蔵ラック	方向	曲げモーメント (kN・m)	せん断力 (kN)	鉛直荷重 (kN)
143 体ラック 1 台 144 体ラック 2 台	NS 方向	8385	2713	—
	EW 方向	11240	3639	—
	鉛直方向	—	—	2714

荷重の組合せは、VI-2-1-9「機能維持の基本方針」に基づき設定する。

荷重の組合せを表 3-2 に示す。地震時ラック反力を除く荷重の詳細は、燃料プールの耐震計算書の「3.2.1 荷重」に示す固定荷重 (G)、積載荷重 (P) 及び地震荷重 (S s) と同一である。なお、ラック重量は積載荷重 (P) に含まれている。

表 3-2 荷重の組合せ (地震時ラック反力考慮ケース)

外力の状態	荷重の組合せ
S s 地震時	G + P + S s

G : 固定荷重

P : 積載荷重

S s : 地震荷重 (地震時動水圧荷重及び地震時ラック反力を含む)

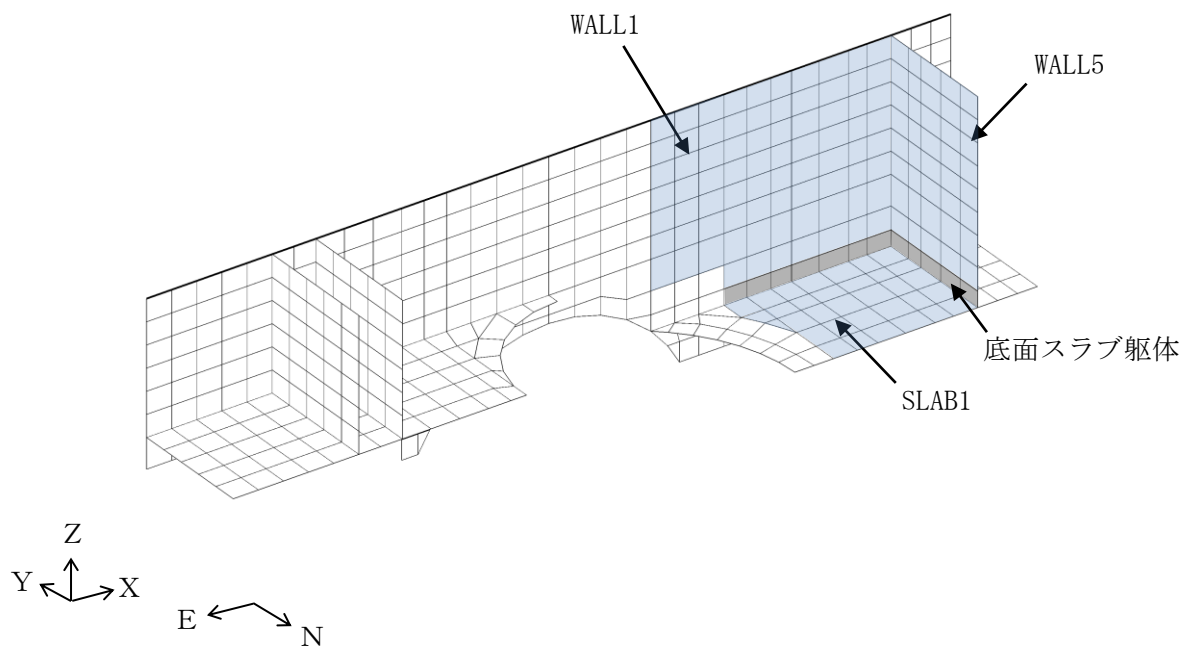
3.3 許容限界

許容限界の詳細は、燃料プールの耐震計算書の「3.3 許容限界」に示す内容と同一である。

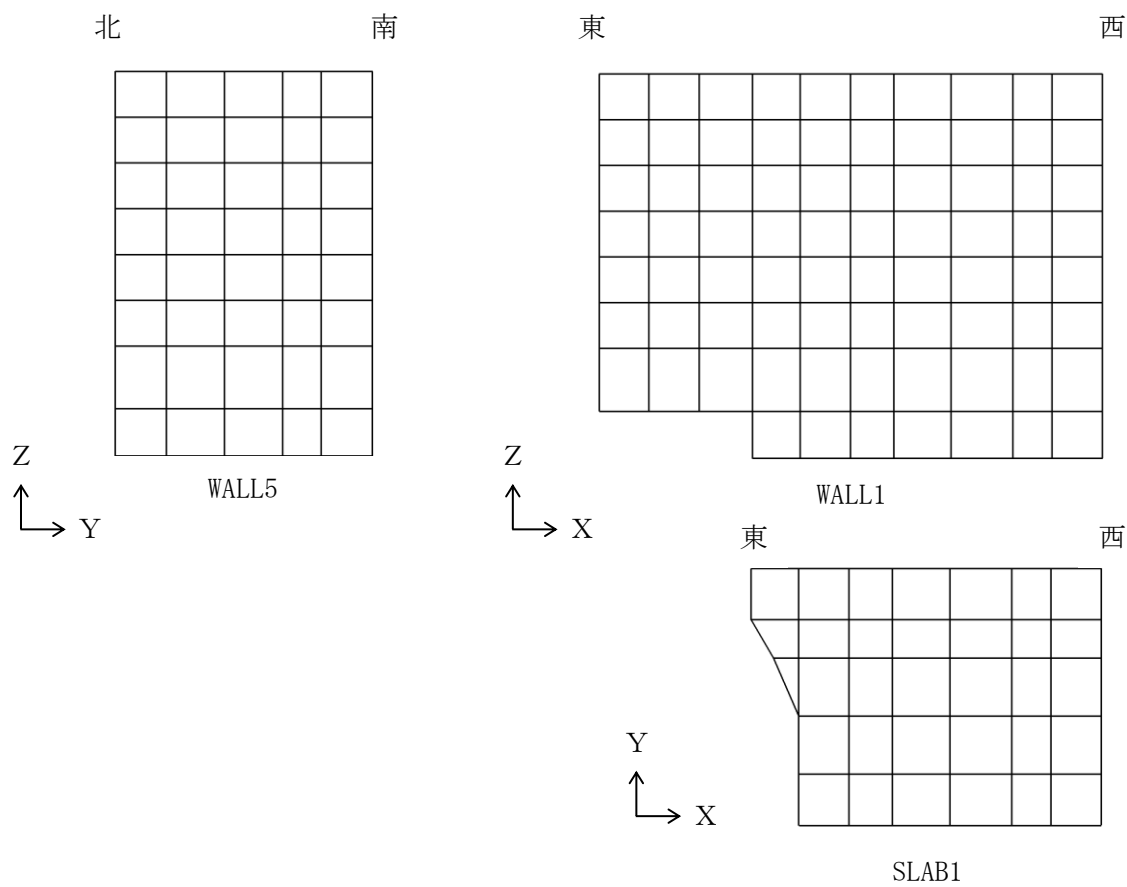
3.4 解析モデル及び諸元

解析モデル概要図を図 3-2 に示す。

解析モデル及び諸元の詳細は、燃料プールの耐震計算書の「3.4 解析モデル及び諸元」に示す内容と同一である。



(a) 全体鳥瞰図



(b) 燃料プール要素分割図

図 3-2 解析モデル概要図

3.5 評価方法

S_s地震時の応力は、燃料プールの耐震計算書の「3.5.1 応力解析方法」に示す、次の荷重による応力を組み合わせて求める。

G : 固定荷重

P : 積載荷重

S_{SSN} : S→N方向 S_s地震荷重（地震時動水圧荷重及び地震時ラック反力を含む）

S_{SWE} : W→E方向 S_s地震荷重（地震時動水圧荷重及び地震時ラック反力を含む）

S_{SUD} : 鉛直方向（下向き） S_s地震荷重（地震時ラック反力を含む）

荷重の組合せケースを表3-3に示す。

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。

また、燃料プール及びキャスク置場の壁及び底面スラブの評価方法の詳細は、燃料プールの耐震計算書の「3.5.2 断面の評価方法」に示す方法と同一である。

表 3-3 荷重の組合せケース（地震時ラック反力考慮ケース）

外力の状態	ケース No.	荷重の組合せ
S s 地震時	4-1	$G + P + 1.0 S_{SN} + 0.4 S_{UD}$
	4-2	$G + P - 1.0 S_{SN} + 0.4 S_{UD}$
	4-3	$G + P - 1.0 S_{WE} + 0.4 S_{UD}$
	4-4	$G + P + 1.0 S_{WE} + 0.4 S_{UD}$
	4-5	$G + P + 1.0 S_{SN} - 0.4 S_{UD}$
	4-6	$G + P - 1.0 S_{SN} - 0.4 S_{UD}$
	4-7	$G + P - 1.0 S_{WE} - 0.4 S_{UD}$
	4-8	$G + P + 1.0 S_{WE} - 0.4 S_{UD}$
	4-9	$G + P + 0.4 S_{SN} + 1.0 S_{UD}$
	4-10	$G + P - 0.4 S_{SN} + 1.0 S_{UD}$
	4-11	$G + P - 0.4 S_{WE} + 1.0 S_{UD}$
	4-12	$G + P + 0.4 S_{WE} + 1.0 S_{UD}$
	4-13	$G + P + 0.4 S_{SN} - 1.0 S_{UD}$
	4-14	$G + P - 0.4 S_{SN} - 1.0 S_{UD}$
	4-15	$G + P - 0.4 S_{WE} - 1.0 S_{UD}$
	4-16	$G + P + 0.4 S_{WE} - 1.0 S_{UD}$

4. 評価結果

3次元FEMモデルの配筋領域図を図4-1に、配筋一覧を表4-1に示す。

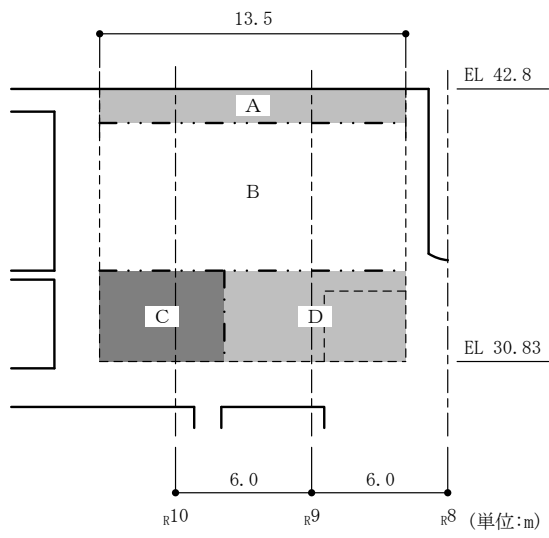
断面の評価結果を記載する要素を以下のとおり選定する。

壁については、軸力、曲げモーメント及び面内せん断力による鉄筋及びコンクリートのひずみ、軸力による圧縮応力度、面内せん断応力度並びに面外せん断応力度に対する評価において、発生値に対する許容値の割合が最小となる要素をそれぞれ選定する。

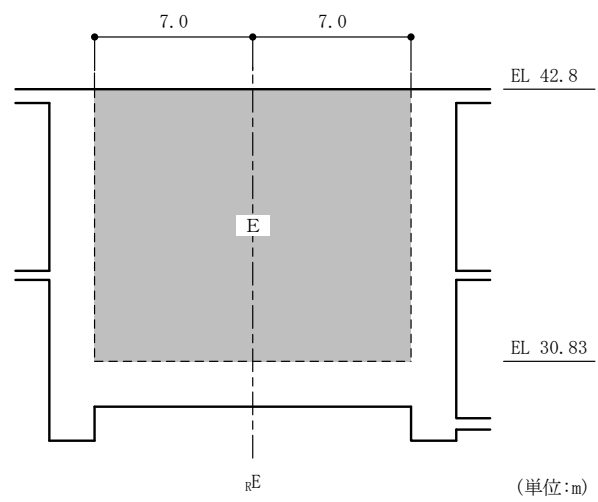
底面スラブについては、軸力及び曲げモーメントによる鉄筋及びコンクリートのひずみ並びに面外せん断応力度に対する評価において、発生値に対する許容値の割合が最小となる要素をそれぞれ選定する。

地震時ラック反力考慮ケース及び今回工認ケースにおける選定した要素の位置を図4-2に、評価結果を表4-2に示す。

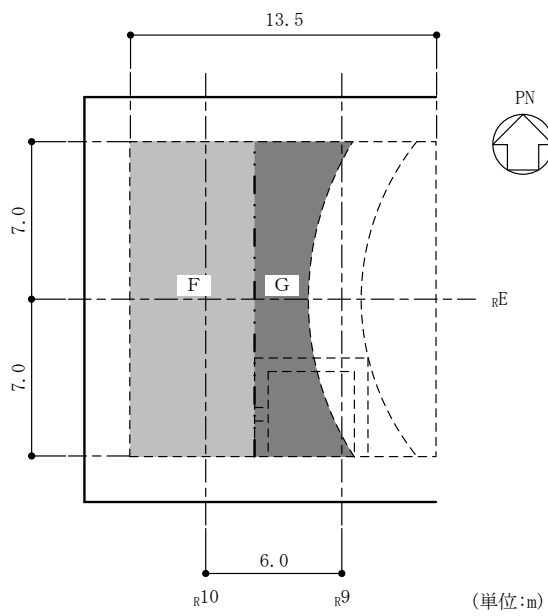
地震時ラック反力考慮ケースは、選定した要素が今回工認ケースと異なる評価項目もあるが、使用済燃料貯蔵ラックの質量を積載荷重として扱った今回工認ケースよりも発生値が増加する傾向にあることを確認した。また、壁については、軸力、曲げモーメント及び面内せん断力による鉄筋及びコンクリートのひずみ、軸力による圧縮応力度、面内せん断応力度並びに面外せん断応力度が各許容値を超えないことを、底面スラブについては、軸力及び曲げモーメントによる鉄筋及びコンクリートのひずみ並びに面外せん断応力度が各許容値を超えないことを確認した。



南側壁



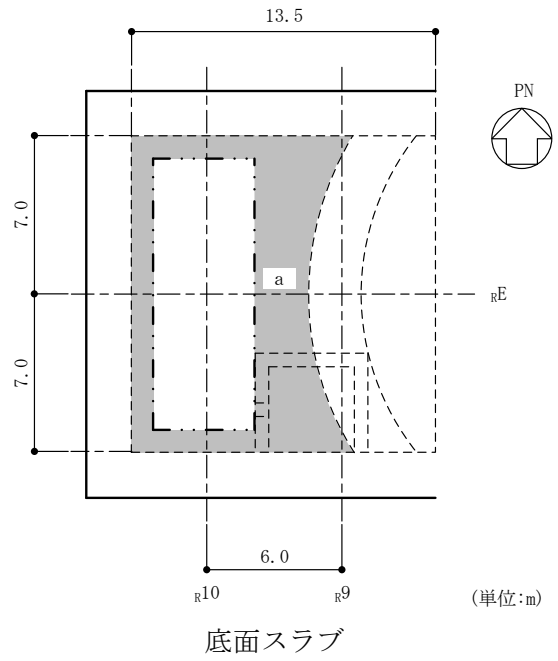
西側壁



底面スラブ

(a) 主筋

図 4-1(1) 配筋領域図



(b) せん断補強筋

図 4-1(2) 配筋領域図

表 4-1 配筋一覧

(a) 南側壁主筋

領域	タテ方向	ヨコ方向
A	(内側) D38@200+D38@400 (外側) 3-D38@200	(内側) 2-D38@200 (外側) 3-D38@200
B	(内側) D38@200+D38@400 (外側) 2-D38@200	(内側) 2-D38@200 (外側) 2-D38@200+D38@400
C	(内側) 2-D38@200 (外側) 2-D38@200	(内側) 2-D38@200 (外側) 2-D38@200+D38@400
D	(内側) 2-D38@200 (外側) 2-D38@200+D38@400	(内側) 2-D38@200 (外側) 2-D38@200+D38@400

(b) 西側壁主筋

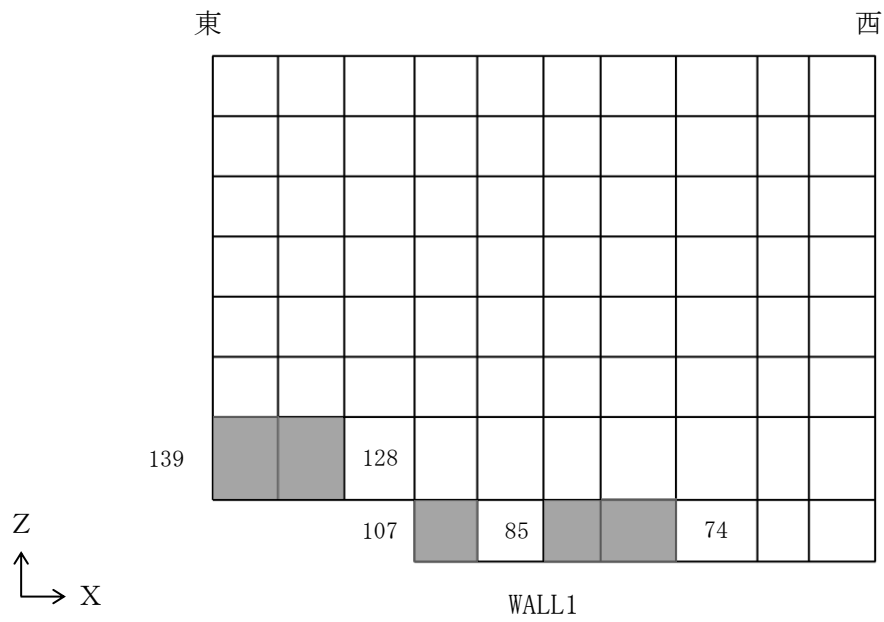
領域	タテ方向	ヨコ方向
E	(内側) D38@200+D38@400 (外側) D38@200+D38@400	(内側) D38@200+D38@400 (外側) D38@200+D38@400

(c) 底面スラブ主筋

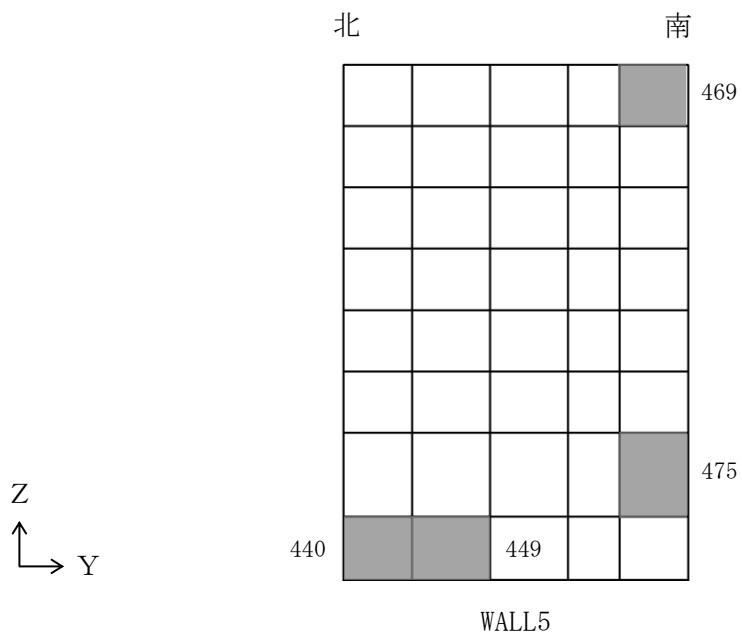
領域	N S 方向	E W 方向
F	(上ば筋) D38@200+D38@400 (下ば筋) 2-D38@200	(上ば筋) 2-D38@200 (下ば筋) 2-D38@200+D38@400
G	(上ば筋) D38@200+D38@400 (下ば筋) 2-D38@200+D38@400	(上ば筋) 2-D38@200 (下ば筋) 2-D38@200+D38@400

(d) 底面スラブせん断補強筋

領域	配筋
a	D19@400×200

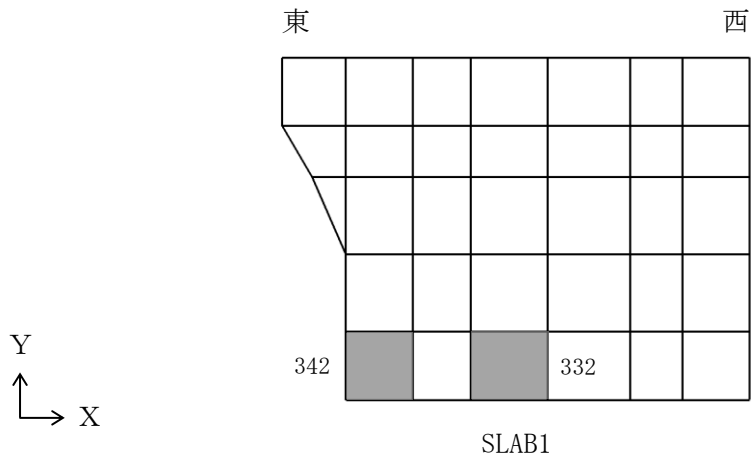


(a) 南側壁



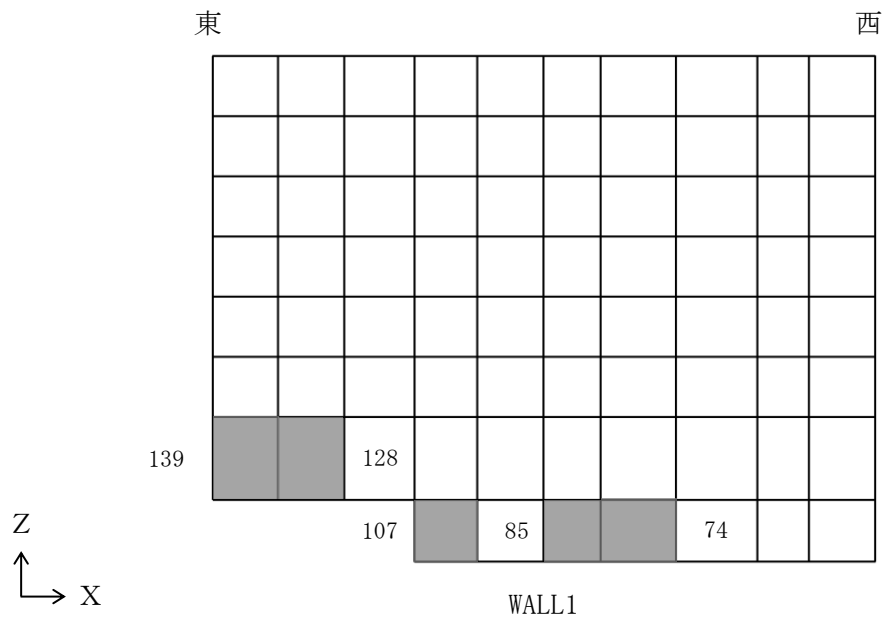
(b) 西側壁

図 4-2(1) 選定した要素の位置 S s 地震時 (地震時ラック反力考慮ケース)

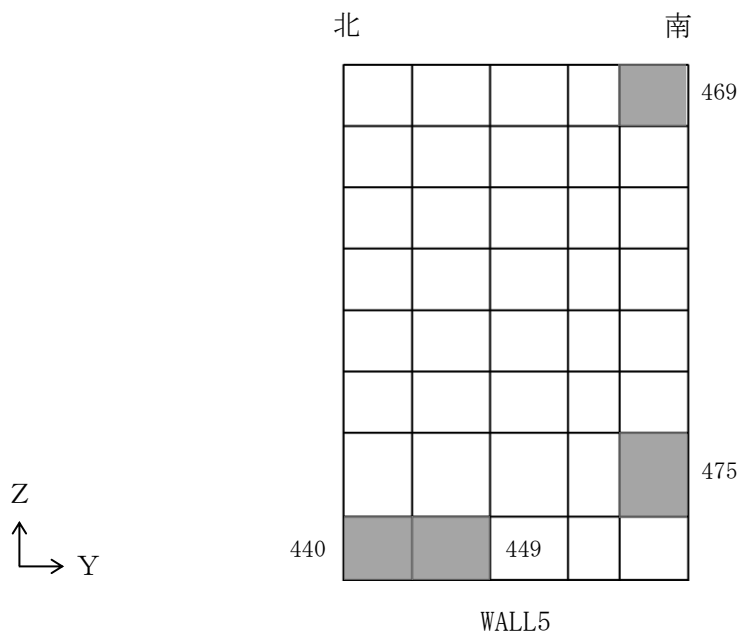


(c) 底面スラブ

図 4-2(2) 選定した要素の位置 S s 地震時 (地震時ラック反力考慮ケース)

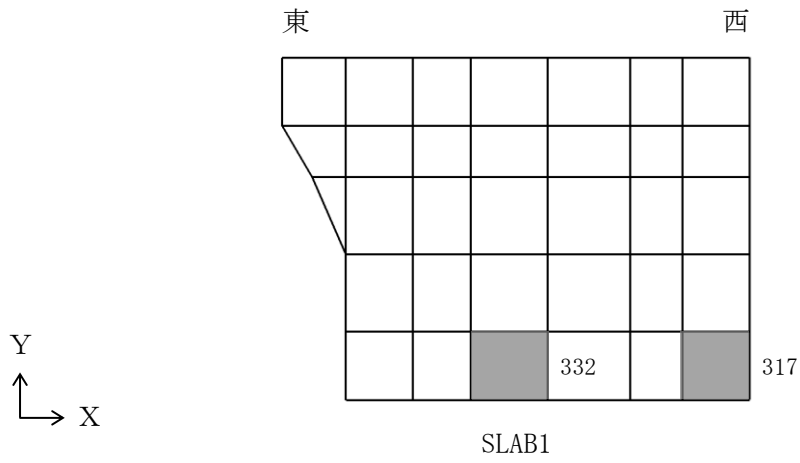


(d) 南側壁



(e) 西側壁

図 4-2(3) 選定した要素の位置 S s 地震時 (今回工認ケース)



(f) 底面スラブ

図 4-2(4) 選定した要素の位置 S s 地震時 (今回工認ケース)

表 4-2(1) 評価結果 S s 地震時

(a) 地震時ラック反力考慮ケース

部位	評価項目		方向	要素 番号	組合せ ケース	発生値	許容値
南側壁	軸力 + 曲げモーメント	コンクリート圧縮ひずみ ($\times 10^{-3}$)	鉛直	128	4-1	0.176	3.00
		鉄筋引張ひずみ ($\times 10^{-3}$)	鉛直	85	4-9	1.51	5.00
	軸力	圧縮応力度 (N/mm^2)	鉛直	139	4-4	3.22	15.6
	面内せん断力	面内せん断応力度 (N/mm^2)	-	107	4-12	2.33	4.39
	面外せん断力	面外せん断応力度 (N/mm^2)	鉛直	74	4-9	0.573	1.39
西側壁	軸力 + 曲げモーメント	コンクリート圧縮ひずみ ($\times 10^{-3}$)	鉛直	449	4-11	0.277	3.00
		鉄筋引張ひずみ ($\times 10^{-3}$)	鉛直	449	4-11	2.01	5.00
	軸力	圧縮応力度 (N/mm^2)	水平	469	4-5	1.31	15.6
	面内せん断力	面内せん断応力度 (N/mm^2)	-	475	4-9	1.39	3.04
	面外せん断力	面外せん断応力度 (N/mm^2)	鉛直	440	4-11	0.725	1.15
底面 スラブ	軸力 + 曲げモーメント	コンクリート圧縮ひずみ ($\times 10^{-3}$)	E W	332	4-11	0.597	3.00
		鉄筋引張ひずみ ($\times 10^{-3}$)	E W	332	4-11	1.73	5.00
	面外せん断力	面外せん断応力度 (N/mm^2)	E W	342	4-3	2.09 (1.10*)	1.35

注記*：応力の再配分等を考慮して、応力平均化を行った結果。

表 4-2(2) 評価結果 S s 地震時

(b) 今回工認ケース

部位	評価項目		方向	要素 番号	組合せ ケース	発生値	許容値
南側壁	軸力 + 曲げモーメント	コンクリート圧縮ひずみ ($\times 10^{-3}$)	鉛直	128	2-12	0.170	3.00
		鉄筋引張ひずみ ($\times 10^{-3}$)	鉛直	85	2-10	1.40	5.00
	軸力	圧縮応力度 (N/mm^2)	鉛直	139	2-4	3.31	15.6
	面内せん断力	面内せん断応力度 (N/mm^2)	—	107	2-12	2.37	4.39
	面外せん断力	面外せん断応力度 (N/mm^2)	鉛直	74	2-9	0.550	1.42
西側壁	軸力 + 曲げモーメント	コンクリート圧縮ひずみ ($\times 10^{-3}$)	鉛直	449	2-11	0.261	3.00
		鉄筋引張ひずみ ($\times 10^{-3}$)	鉛直	449	2-11	1.68	5.00
	軸力	圧縮応力度 (N/mm^2)	水平	469	2-6	1.38	15.6
	面内せん断力	面内せん断応力度 (N/mm^2)	—	475	2-9	1.31	3.02
	面外せん断力	面外せん断応力度 (N/mm^2)	鉛直	440	2-11	0.694	1.22
底面 スラブ	軸力 + 曲げモーメント	コンクリート圧縮ひずみ ($\times 10^{-3}$)	E W	332	2-11	0.540	3.00
		鉄筋引張ひずみ ($\times 10^{-3}$)	E W	332	2-11	1.54	5.00
	面外せん断力	面外せん断応力度 (N/mm^2)	E W	317	2-11	2.01	2.16

5. まとめ

基準地震動 S_s による地震時ラック反力に対し、3次元FEMモデルを用いた応力解析により燃料プール及びキャスク置場の検討を行った。

検討の結果、基準地震動 S_s による地震時ラック反力を考慮することで、発生値が今回工認ケースよりも増加する傾向にあることを確認した。また、鉄筋及びコンクリートのひずみ、圧縮応力度、面内せん断応力度並びに面外せん断応力度が、各許容値を超えないことを確認した。

以上のことから、基準地震動 S_s による地震時ラック反力に対し、燃料プール及びキャスク置場が有する耐震性への影響はないことを確認した。

別紙 6-1 ラック反力に対する燃料プールの応力解析
における応力平均化の考え方

目 次

1. 概要	別紙 6-1-1
2. 応力平均化の考え方	別紙 6-1-2
2.1 応力平均化を実施した領域における断面の評価要素	別紙 6-1-2
2.2 応力平均化の方法	別紙 6-1-4
2.3 応力平均化の結果	別紙 6-1-12
2.4 断面の評価	別紙 6-1-15
2.4.1 断面の評価方法	別紙 6-1-15
2.4.2 断面の評価結果	別紙 6-1-15

1. 概要

本資料は、別紙 6「使用済燃料貯蔵ラックの地震時反力の検討」の燃料プール及びキャスク置場（以下「燃料プール」という。）における応力平均化の考え方について示すものである。

3次元FEMモデルを用いた応力の算定において、FEM要素に応力集中が見られる場合については、「原子力施設鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説（（社）日本建築学会、2005 制定）」（以下「RC-N規準」という。）に基づき、応力の再配分等を考慮して、ある一定の領域の応力を平均化したうえで断面の評価を行っている。この場合、当該要素における応力度ではなく、周囲の複数の要素で平均化した応力度に対して断面の評価を実施していることから、本資料では、燃料プールにおける複数の要素での応力平均化の考え方及びその結果を示す。

2. 応力平均化の考え方

2.1 応力平均化を実施した領域における断面の評価要素

断面の評価要素は、応力平均化を行うことによって応力が変わることから、応力平均化前の断面力に対する検定値を基に選定している。

燃料プールの底面スラブでは、応力平均化前の応力分布において、局所的に大きな面外せん断力が発生している要素を断面の評価要素とし、応力平均化を行い、応力平均化後の値に対する断面の評価を実施した。

応力平均化を実施した要素を表 2-1 に、要素位置図を図 2-1 に示す。

表 2-1 応力平均化要素

部位	評価項目		方向	要素番号	組合せケース	平均化前の検定値 (発生値/許容値)
底面 スラブ	面外せん断力	面外せん断 応力度	E W	317	4-3 (S s 地震時)	1.12
					4-11 (S s 地震時)	1.17
			E W	318	4-3 (S s 地震時)	1.01
					4-11 (S s 地震時)	1.05
			N S	336	4-9 (S s 地震時)	1.05
			E W	342	4-3 (S s 地震時)	1.56
			E W	343	4-3 (S s 地震時)	1.24

349	346	341	336	331	326	321
348	345	340	335	330	325	320
347	344	339	334	329	324	319
343	338	333	328	323	318	313
342	337	332	327	322	317	312

Y
↑
X →

図 2-1 要素位置図 底面スラブ

2.2 応力平均化の方法

3次元FEMモデルを用いた応力解析においては、部材断面やモデル形状が大きく変化して不連続になっている箇所は、局所的な応力集中が発生しやすい。

図2-2に燃料プールの3次元FEMモデルを示す。図2-2に示すように、当該部は西側壁、南側壁又はドライウェル外側壁との接続部分であり、応力が集中しやすい。図2-3に示す面外せん断力のコンター図を見ると、当該要素周辺では大きな面外せん断力が発生していることが分かる。

そこで、今回の燃料プールの応力解析においては、「RC-N規準」を参考に、コンクリートのひび割れによる応力の再配分を考慮し、応力の平均化を行った。なお、燃料プールの底面スラブの応力平均化範囲における鉄筋ひずみの最大値 1.66×10^{-3} は、鉄筋降伏時のひずみ 1.68×10^{-3} を下回っており、曲げ降伏状態には至っていないことを確認している。

「RC-N規準」においては、「線材では、部材端に生じる斜めせん断ひび割れによって部材有効せい程度離れた断面の引張鉄筋の応力度が部材端と同じ大きさまで増大する現象（テンションシフト）が生じるが、面材では、斜めひび割れが発生した場合においても、材軸直交方向への応力再配分によって、線材におけるテンションシフトのような現象は生じにくいと考えられる。」とされており、耐震壁の面外せん断力について、「面材であるため、局所的に応力の集中があったとしても、応力の再配分を生じ、破壊に至ることはない。」とされている。また、基礎スラブのような大断面を有する面材の面外せん断力について、「通常の場合、FEM解析の要素サイズは、基礎スラブ版厚より小さいため、付図2.2に模式的に示されるように設計用面外せん断力は想定されるひび割れ領域での平均面外せん断力に対して大きめの評価となっているといえる。また、基礎スラブにおいても、耐震壁と同様、面材における面外せん断力の再配分も期待できる。」とされている。「RC-N規準」の付図2.2を図2-4に示す。

壁、床スラブ又は基礎スラブのような面材については、「RC-N規準」に示されるように、面材に荷重を作用させる直交部材からせん断破壊面が45度の角度で進展すると考えられることから、せん断破壊面が面材の表面から裏面まで貫通する範囲、すなわち部材厚の範囲に応力が再配分されると考えられる。燃料プールの底面スラブにおける面外せん断力に対する応力平均化の考え方を図2-5に示す。

以上より、応力の平均化は、応力コンター図及び底面スラブの直上又は直下の壁配置等を考慮し、当該要素の壁から離れる側の応力方向に位置する隣接要素に対して、壁面から底面スラブの部材厚である2.03m分の範囲で行った。応力平均化範囲を図2-6に示す。

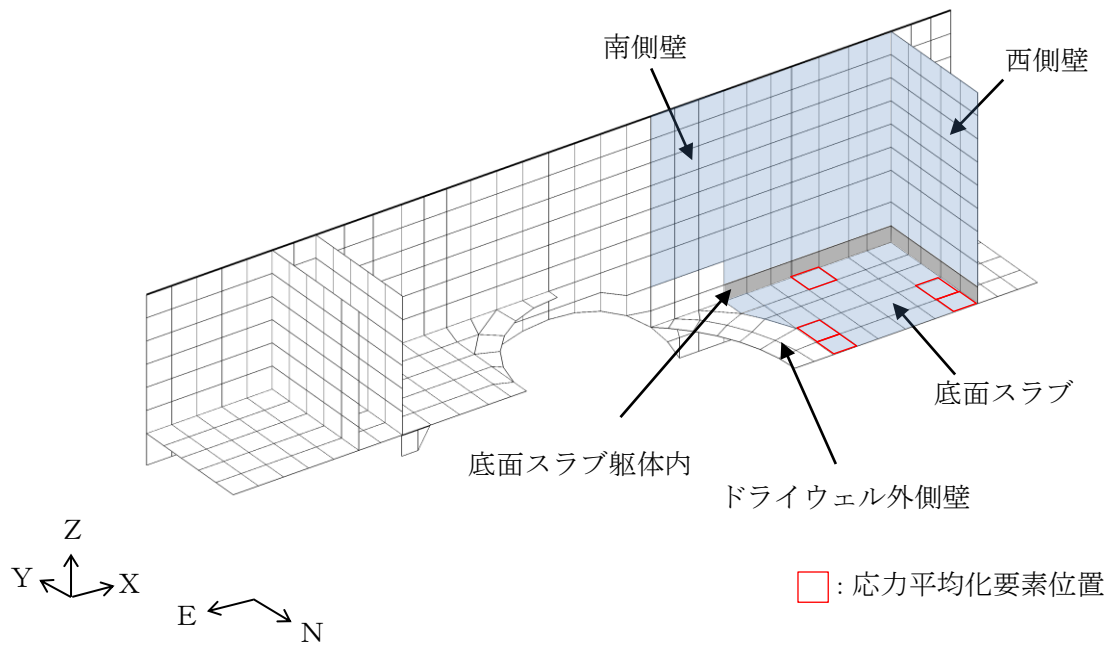


図 2-2 燃料プールの 3 次元 FEM モデル

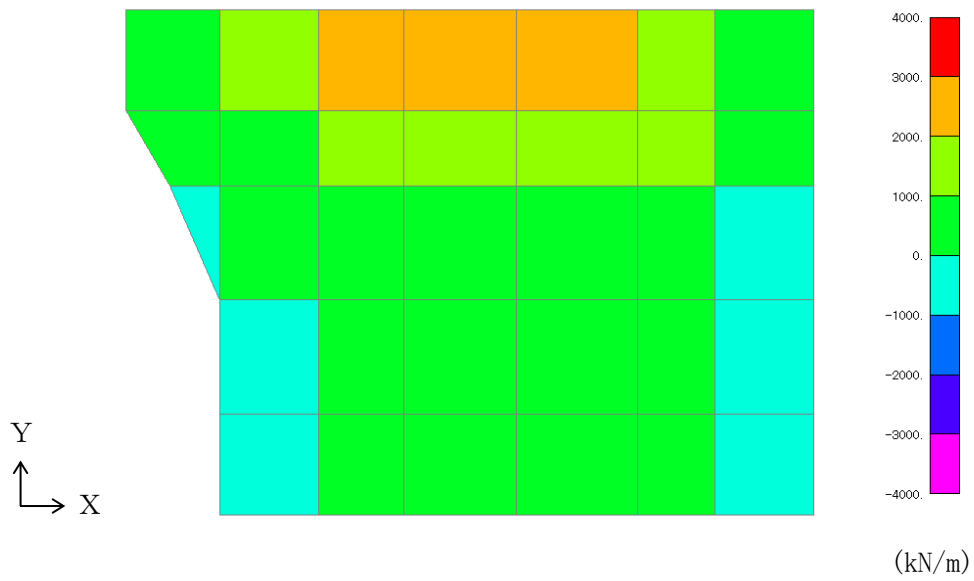
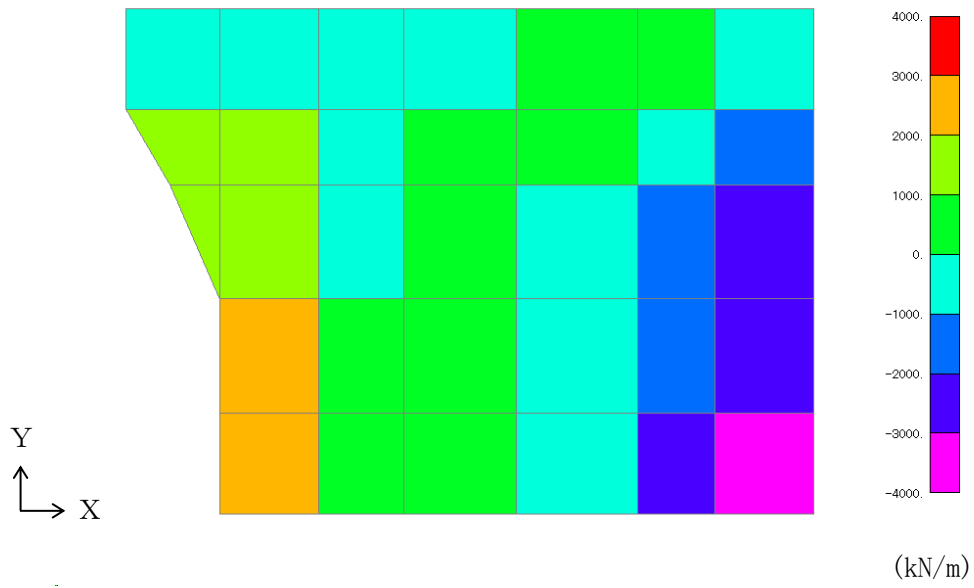


図 2-3(1) 面外せん断力のコンター図 底面スラブ

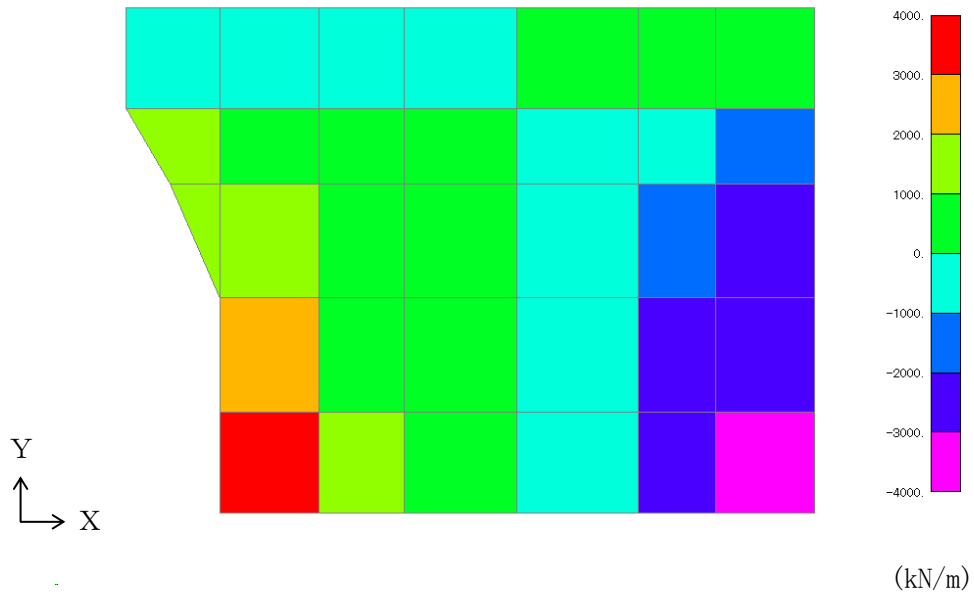


図 2-3(2) 面外せん断力のコンター図 底面スラブ

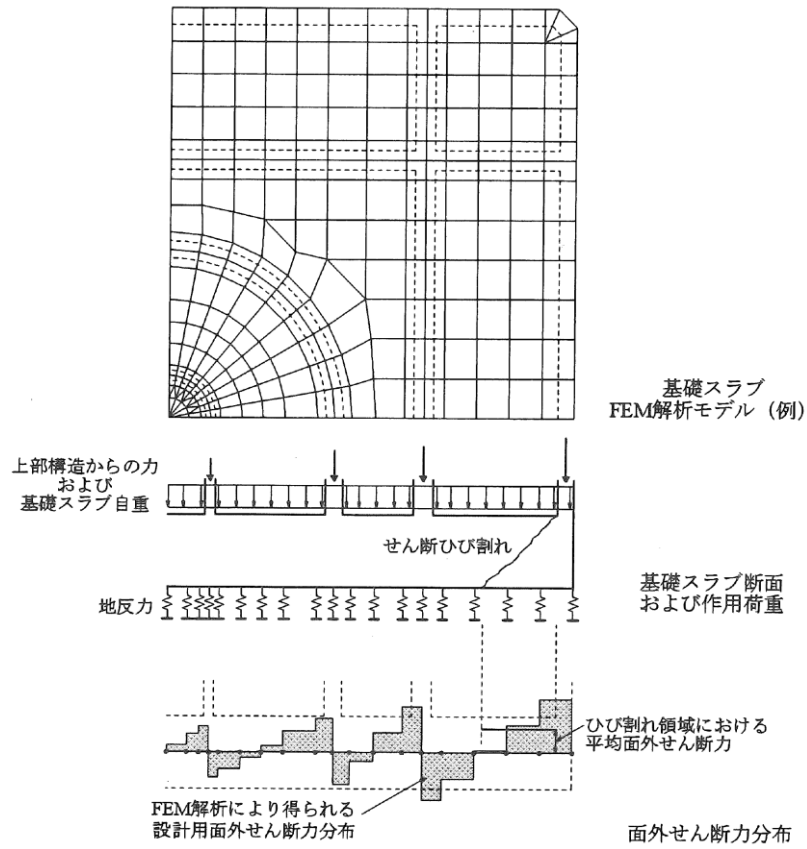


図 2-4 「RC-N規準」の付図 2.2

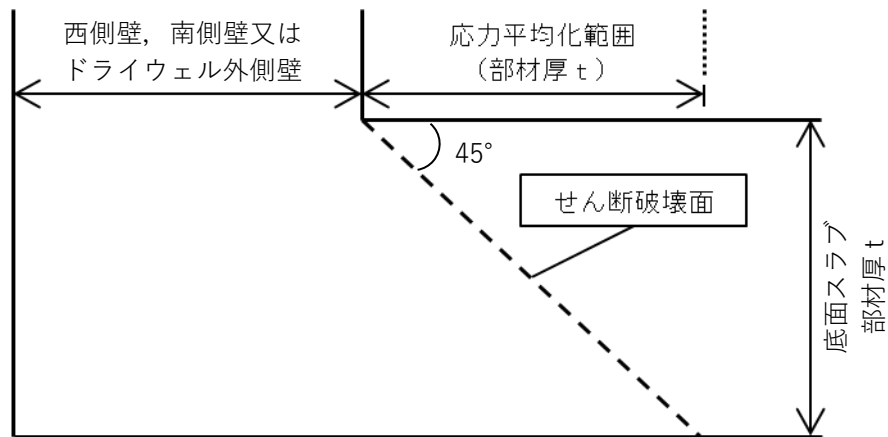
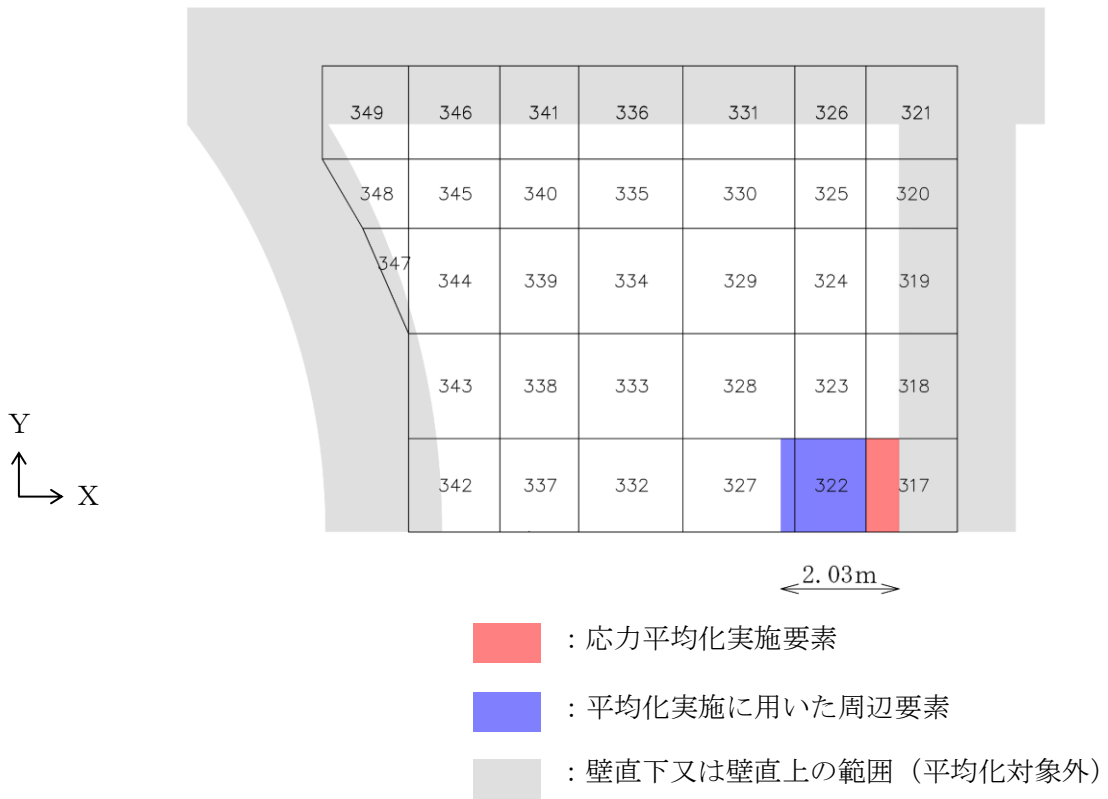
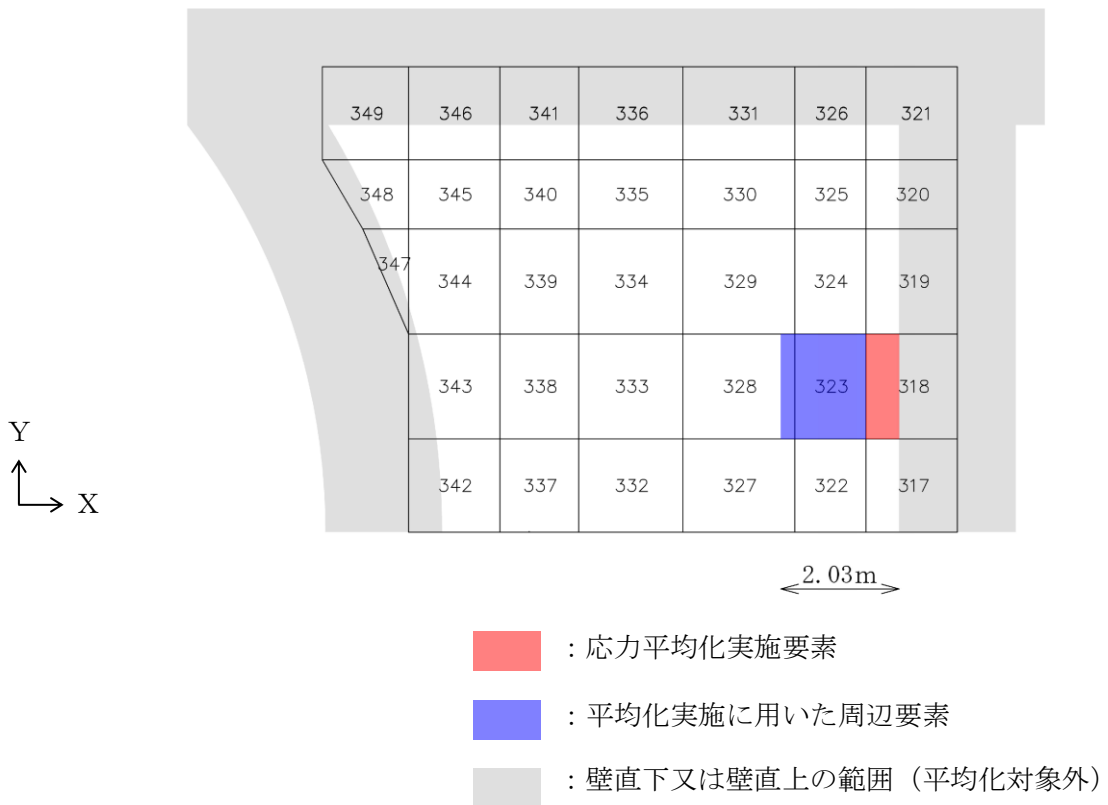


図 2-5 燃料プールの底面スラブにおける面外せん断力に対する応力平均化の考え方

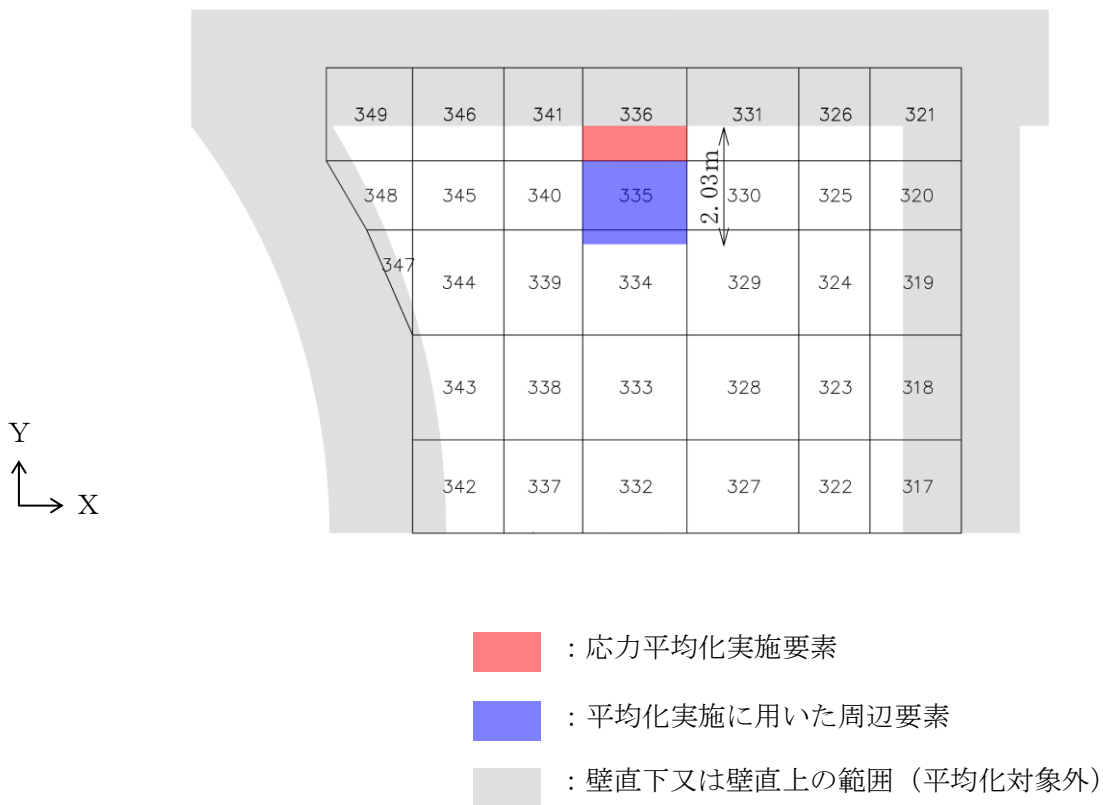


(a) 要素番号 317



(b) 要素番号 318

図 2-6(1) 応力平均化範囲 底面スラブ



(c) 要素番号 336



(d) 要素番号 342

図 2-6(2) 応力平均化範囲 底面スラブ



(e) 要素番号 343

図 2-6(3) 応力平均化範囲 底面スラブ

2.3 応力平均化の結果

応力平均化の手法として、下式のとおり、要素面積を考慮した重み付け平均で平均化を行っている。応力平均化に用いる各要素の発生値、面積及び重み付け値を表 2-2 に示す。また、応力平均化の結果を表 2-3 に示す。

$$\tau_{ave} = \Sigma(\tau_i \times A_i) / \Sigma A_i$$

ここで、

τ_{ave} : 平均化後の面外せん断応力度

τ_i : 平均化前の各要素の面外せん断応力度 (発生値)

A_i : 応力平均化範囲における各要素の面積

表2-2 応力平均化に用いる各要素の発生値，面積及び重み付け値

応力平均化対象要素	方向	組合せケース	要素番号	発生値 τ_i (N/mm ²)	要素面積 A_i (m ²)	重み付け値 $\tau_i \times A_i$ ($\times 10^6$ N)
317	E W	4-3	317	2.41	0.912	2.20
			322	1.61	1.952	3.15
			327	0.354	0.384	0.136
合計					3.248	5.48
317	E W	4-11	317	2.51	0.912	2.29
			322	1.80	1.952	3.51
			327	0.660	0.384	0.253
合計					3.248	6.06
318	E W	4-3	318	2.18	1.029	2.24
			323	1.44	2.202	3.17
			328	0.277	0.433	0.120
合計					3.664	5.52
318	E W	4-11	318	2.25	1.029	2.32
			323	1.60	2.202	3.53
			328	0.569	0.433	0.246
合計					3.664	6.09
336	N S	4-9	334	0.761	0.430	0.327
			335	1.28	2.130	2.73
			336	2.26	1.074	2.42
合計					3.634	5.48
342	E W	4-3	337	0.0769	1.612	0.124
			342	2.09	1.643	3.44
合計					3.255	3.56
343	E W	4-3	338	0.0677	1.486	0.101
			343	1.67	2.237	3.73
合計					3.723	3.83

表 2-3 応力平均化の結果

要素 番号	方向	組合せ ケース	面外せん断応力度 (N/mm ²)	
			平均化前	平均化後
317	EW	4-3	2.41	1.69
		4-11	2.51	1.87
318	EW	4-3	2.18	1.51
		4-11	2.25	1.66
336	NS	4-9	2.26	1.51
342	EW	4-3	2.09	1.10
343	EW	4-3	1.67	1.03

2.4 断面の評価

2.4.1 断面の評価方法

S s 地震時の面外せん断応力度について、発生値が許容値を超えないことを確認する。許容値は、「発電用原子力設備規格 コンクリート製原子炉格納容器規格 ((社) 日本機械学会, 2003)」に基づき算定する。

2.4.2 断面の評価結果

応力平均化後の評価結果を表 2-4 に示す。表 2-4 より、応力平均化後の面外せん断応力度の発生値が許容値を超えないことを確認した。

表 2-4 応力平均化後の評価結果

要素番号	方向	組合せケース	面外せん断応力度 (N/mm ²)		平均化後の検定値 (発生値/許容値)
			発生値	許容値	
317	E W	4-3	1.69	2.03	0.84
		4-11	1.87	2.03	0.92
318	E W	4-3	1.51	2.03	0.75
		4-11	1.66	2.03	0.82
336	N S	4-9	1.51	2.03	0.75
342	E W	4-3	1.10	1.35	0.82
343	E W	4-3	1.03	1.35	0.77

注：許容せん断応力度は、発生値と同様に要素面積を考慮した重み付け平均値とする。

補足-025-09 中央制御室遮蔽（1，2号機共用）の
耐震性についての計算書に関する補足説明資料

1. 工事計画添付書類に係る補足説明資料

VI-2-8-4-3「中央制御室（1，2号機共用）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 応力解析における断面の評価部位の選定

別紙1-1 天井スラブ及び床スラブの固有振動数について

別紙2 制御室建物天井スラブの応力解析における壁の健全性について

別紙 1 応力解析における断面の評価部位の選定

目 次

1. 概要	1
2. 天井スラブ及び床スラブ	2
2.1 評価方針	2
2.2 断面の評価部位の選定	2
3. 耐震壁	15
3.1 評価方針	15
3.2 断面の評価部位の選定	17

別紙 1-1 天井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、中央制御室遮蔽及び中央制御室バウンダリを構成する部材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. 天井スラブ及び床スラブ

2.1 評価方針

制御室建物の天井スラブを除く天井スラブ及び床スラブの評価では、VI-2-8-4-3「中央制御室遮蔽（1，2号機共用）の耐震性についての計算書」の「4.5.2 床スラブ」及び「8.5.2 廃棄物処理建物の天井スラブ並びに制御室建物及び廃棄物処理建物の床スラブ」に示すとおり、スラブの辺長比並びに壁及びはりで囲まれた周囲の境界条件を考慮して、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

天井スラブ及び床スラブの評価部位については、各階の中央制御室遮蔽及び中央制御室バウンダリ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て選定した。

中央制御室遮蔽及び中央制御室バウンダリ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、天井スラブ及び床スラブの位置及び断面の評価位置を図2-1～図2-3に、天井スラブ及び床スラブのスラブ厚及び配筋一覧を表2-2～表2-4に示す。

天井スラブ及び床スラブの検定値及び評価法一覧を表2-5～表2-7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2-4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 + 1.0 S _{sUD}

G : 固定荷重

P : 積載荷重

S_{sUD} : S_s地震荷重（鉛直方向）

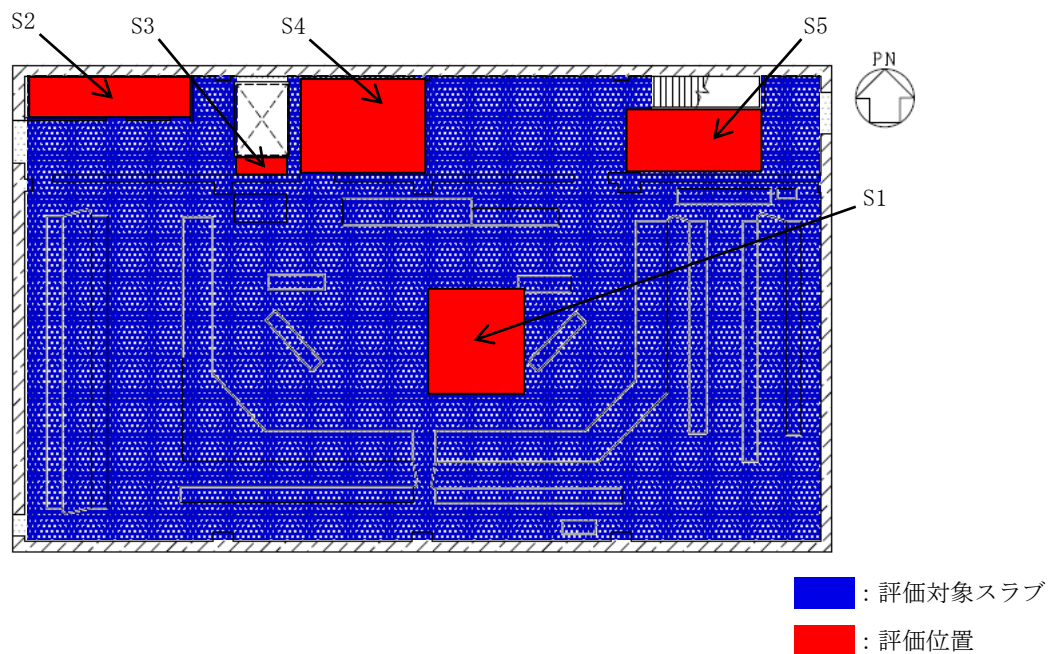


図 2-1(1) 中央制御室遮蔽及び中央制御室バウンダリを構成する床スラブの位置及び断面の評価位置 (制御室建物, EL 16.9m)

表 2-2(1) 床スラブのスラブ厚及び配筋一覧 (制御室建物, EL 16.9m)

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		D16@200	D13@200
S3		D16@200	D16@200
S4		D16@200	D13@200
S5		D16@200	D16@150

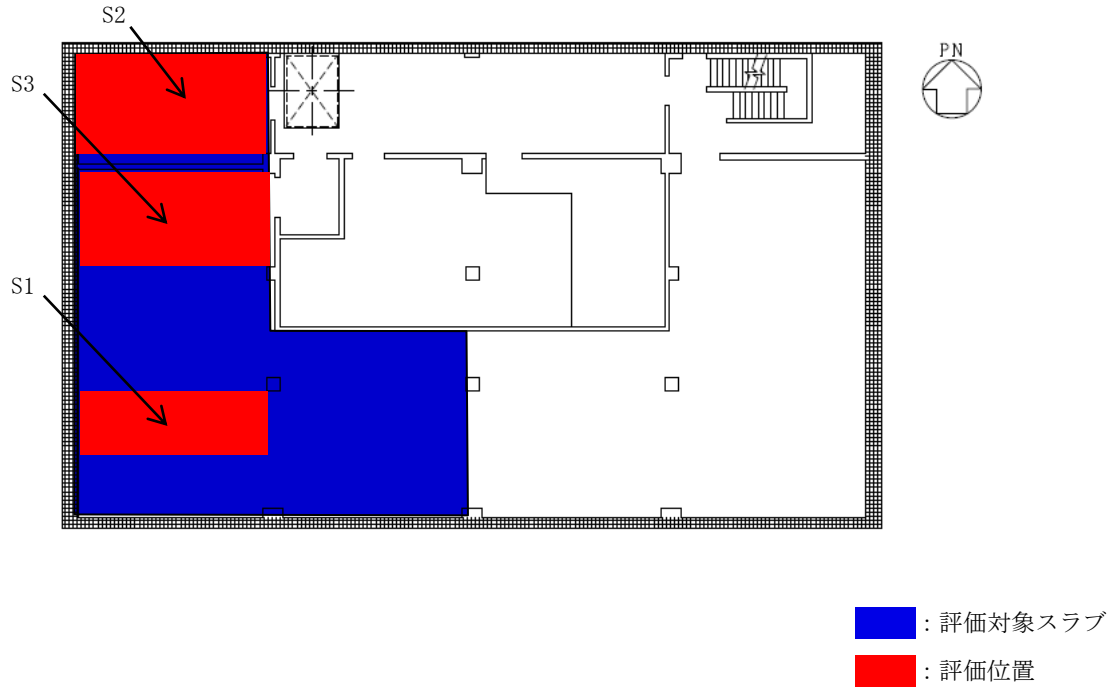


図 2-1(2) 中央制御室遮蔽及び中央制御室バウンダリを構成する床スラブの位置及び断面の評価位置 (制御室建物, EL 12.8m)

表 2-2(2) 床スラブのスラブ厚及び配筋一覧 (制御室建物, EL 12.8m)

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	□	D16@200	D13@200
S3	□	D22@200	D19@200

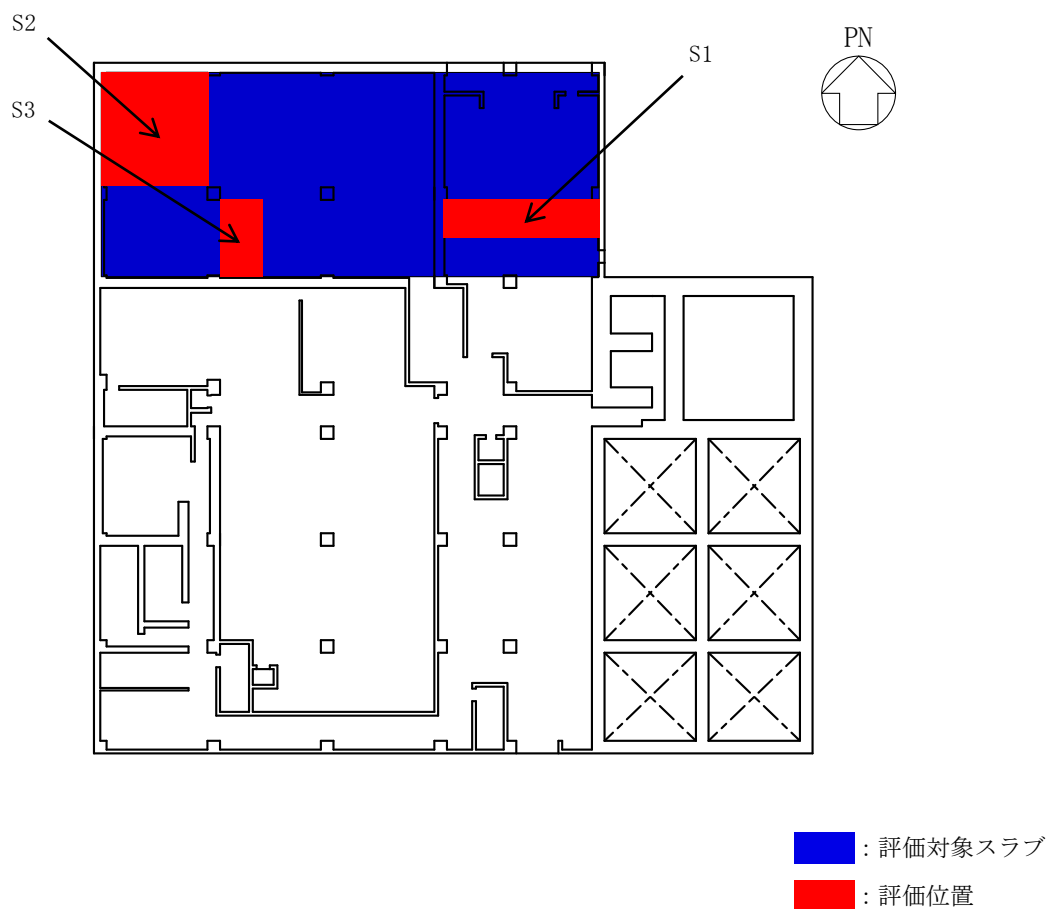
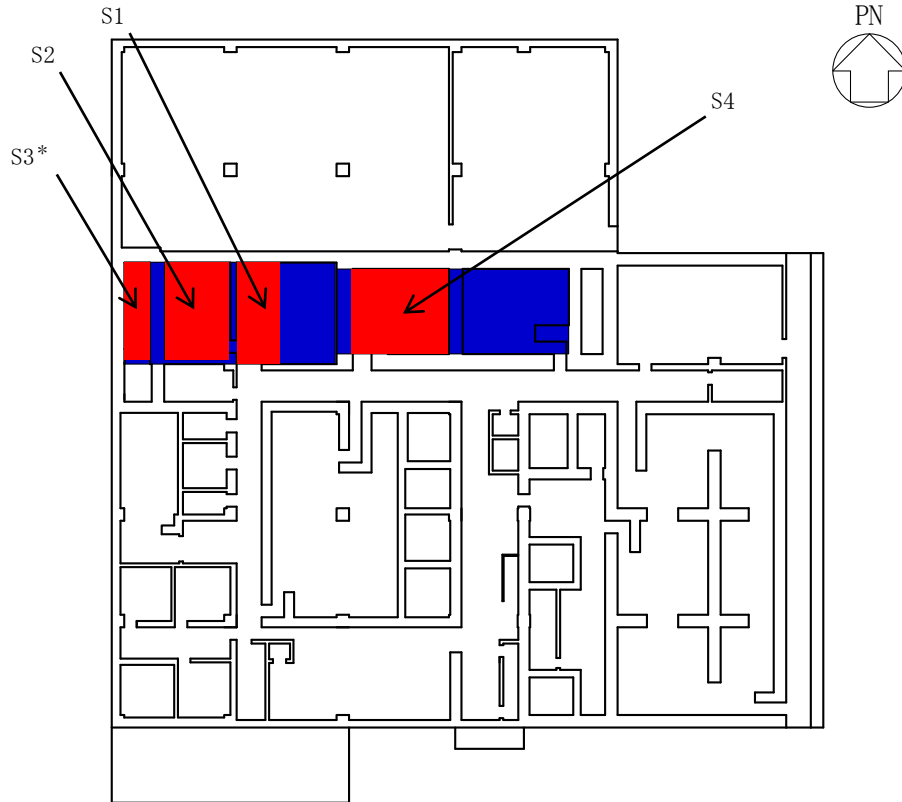


図 2-2(1) 中央制御室遮蔽及び中央制御室バウンダリを構成する天井スラブの位置及び断面の評価位置 (廃棄物処理建物, EL 32.0m)

表 2-3(1) 天井スラブのスラブ厚及び配筋一覧 (廃棄物処理建物, EL 32.0m)

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	□	D19@200	D19@200
S3	□	D16@200	D19@200



■ : 評価対象スラブ
 ■ : 評価位置

注記* : EL 19.5m のスラブ

図 2-2(2) 中央制御室遮蔽及び中央制御室バウンダリを構成する天井スラブの位置及び断面の評価位置 (廃棄物処理建物, EL 22.1m)

表 2-3(2) 天井スラブのスラブ厚及び配筋一覧 (廃棄物処理建物, EL 22.1m)

符号	スラブ厚 (mm)	配筋 (上下共)	
		N S 方向	E W 方向
S1	□	D13@200	D16@200
S2	□	D16@200	D16@200
S3*	□	D22@200	D22@200
S4	□	D25@200	D25@200

注記* : EL 19.5m のスラブ

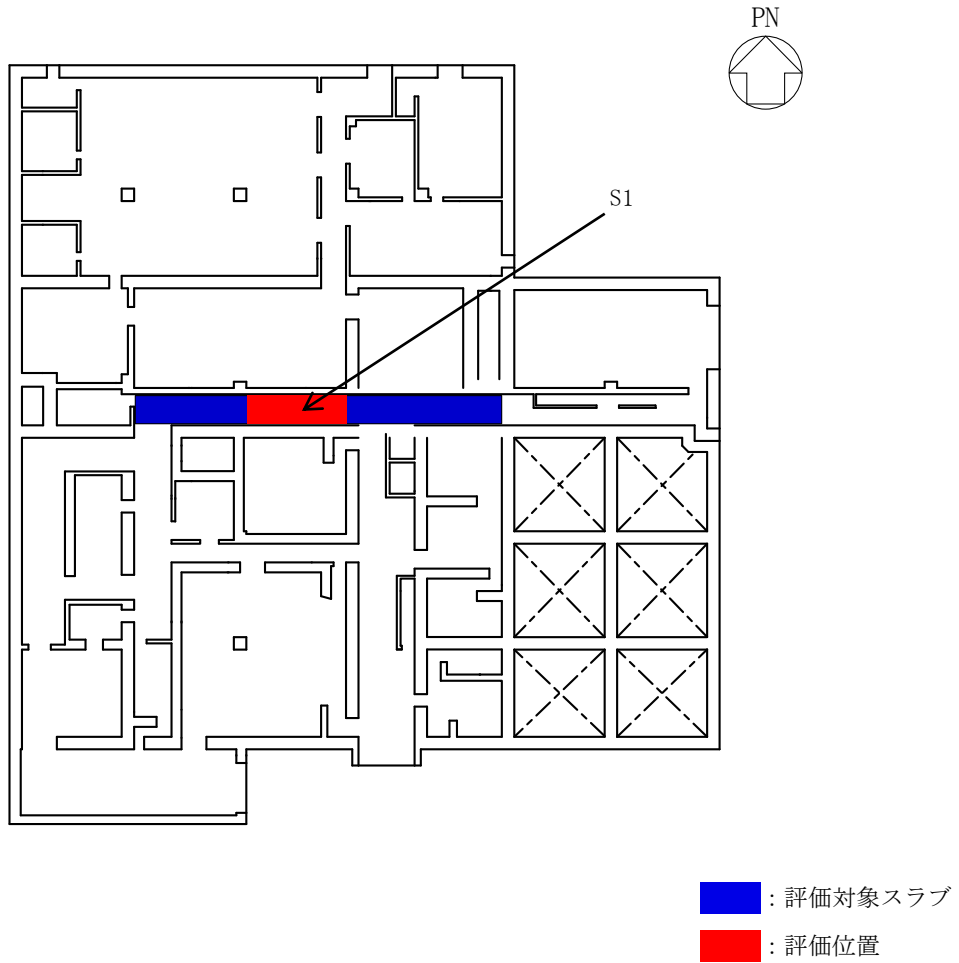
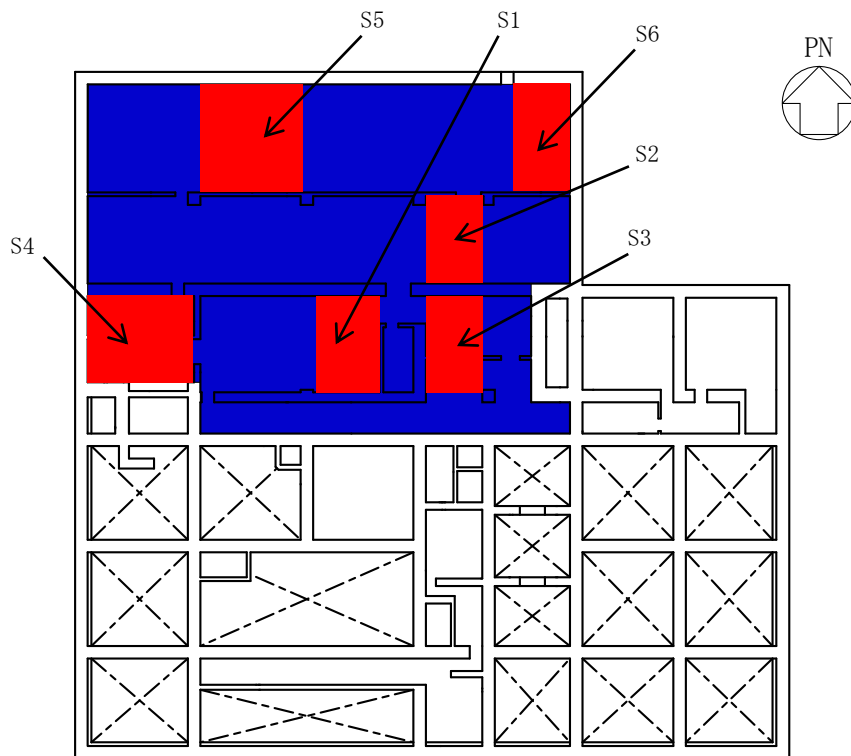


図 2-2(3) 中央制御室遮蔽及び中央制御室バウンダリを構成する天井スラブの位置及び断面の評価位置（廃棄物処理建物, EL 15.3m）

表 2-3(3) 天井スラブのスラブ厚及び配筋一覧（廃棄物処理建物, EL 15.3m）

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



■ : 評価対象スラブ
■ : 評価位置

図 2-3 中央制御室遮蔽及び中央制御室バウンダリを構成する床スラブの位置及び断面の評価位置（廃棄物処理建物，EL 12.3m）

表 2-4 床スラブのスラブ厚及び配筋一覧（廃棄物処理建物，EL 12.3m）

符号	スラブ厚 (mm)	配筋	
		N S 方向	E W 方向
S1		D16@200	D16@200
S2		D13@200	D13@200
S3		D19@200	D22@200
S4		D16@200	D16@200
S5		D19@200	D19@200
S6		D22@200	D22@200

表 2-5 床スラブの検定値及び評価法一覧

(a) 制御室建物 (EL 16.9m)

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	0.42	0.31	0.16	0.11	四辺固定版
S2	0.08	—	0.05	—	両端固定はり
S3	0.07	0.09	0.04	0.05	三辺固定・一辺自由版
S4	0.28	0.36	0.12	0.11	四辺固定版
S5	0.40	0.46	0.14	0.22	三辺固定・一辺自由版

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。

(b) 制御室建物 (EL 12.8m)

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	0.33	—	0.13	—	両端固定はり
S2	0.33	0.30	0.12	0.09	四辺固定版
S3	0.14	0.11	0.07	0.07	四辺固定版

表 2-6 天井スラブの検定値及び評価法一覧

(a) 廃棄物処理建物 (EL 32.0m)

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	—	0.10	—	両端固定はり
S2	0.78	0.68	0.24	0.22	四辺固定版
S3	0.24	0.20	0.11	0.10	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。

(b) 廃棄物処理建物 (EL 22.1m)

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	0.59	—	0.28	—	両端固定はり
S2	0.55	0.34	0.15	0.13	四辺固定版
S3	0.04	—	0.04	—	両端固定はり
S4	0.31	0.17	0.16	0.12	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。

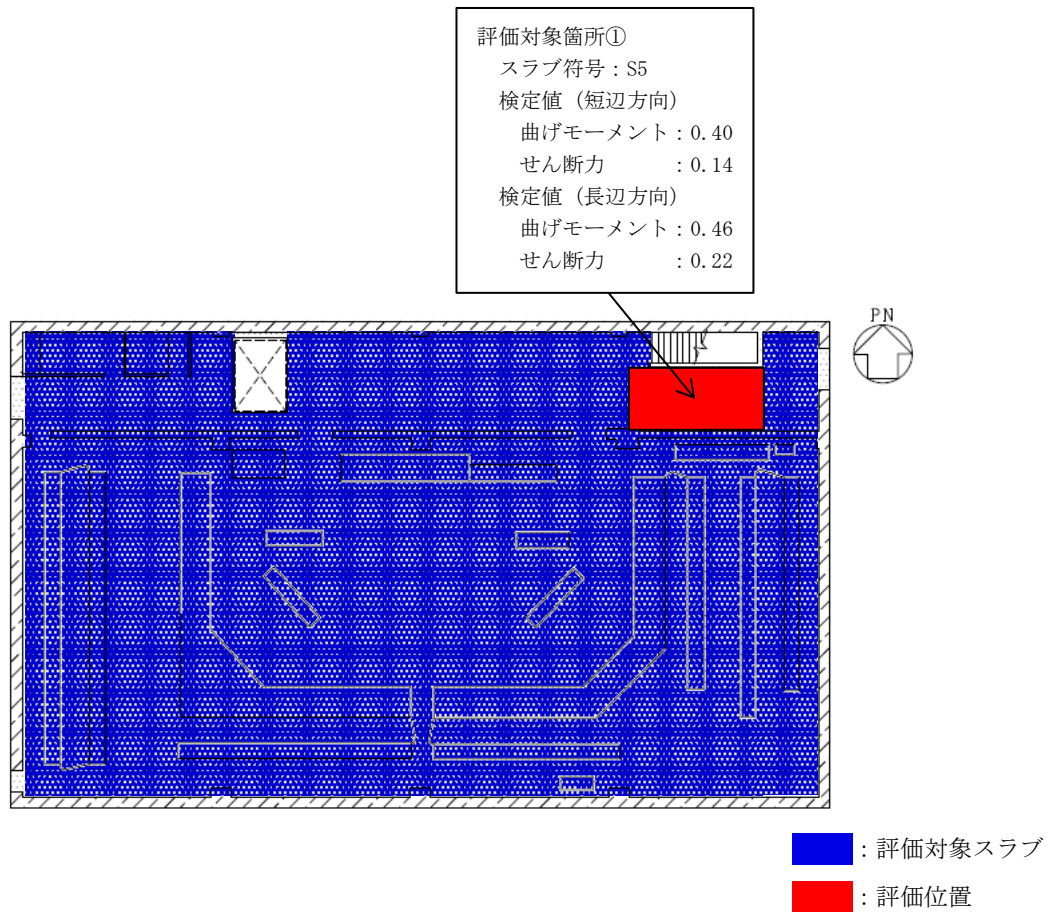
(c) 廃棄物処理建物 (EL 15.3m)

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	0.53	—	0.19	—	両端固定はり

表 2-7 床スラブの検定値及び評価法一覧 (廃棄物処理建物, EL 12.3m)

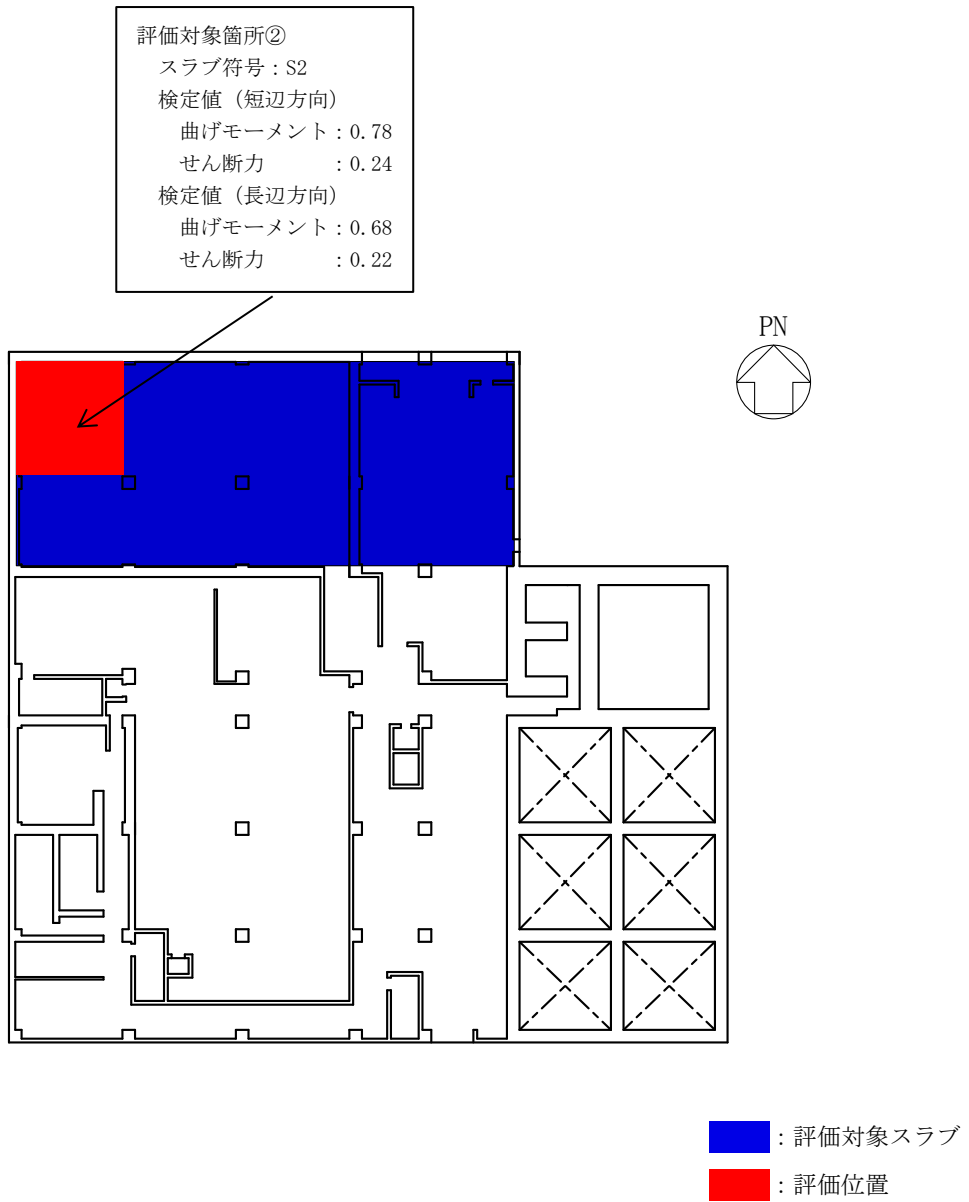
符号	検定値				評価法
	曲げモーメント		せん断力		
	短辺方向	長辺方向	短辺方向	長辺方向	
S1	0.76	0.52	0.35	0.29	四辺固定版
S2	0.92	0.71	0.28	0.26	四辺固定版
S3	0.50	0.44	0.44	0.36	四辺固定版
S4	0.75	0.58	0.21	0.16	四辺固定版
S5	0.49	0.45	0.16	0.14	四辺固定版
S6	0.27	0.17	0.11	0.10	四辺固定版

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。



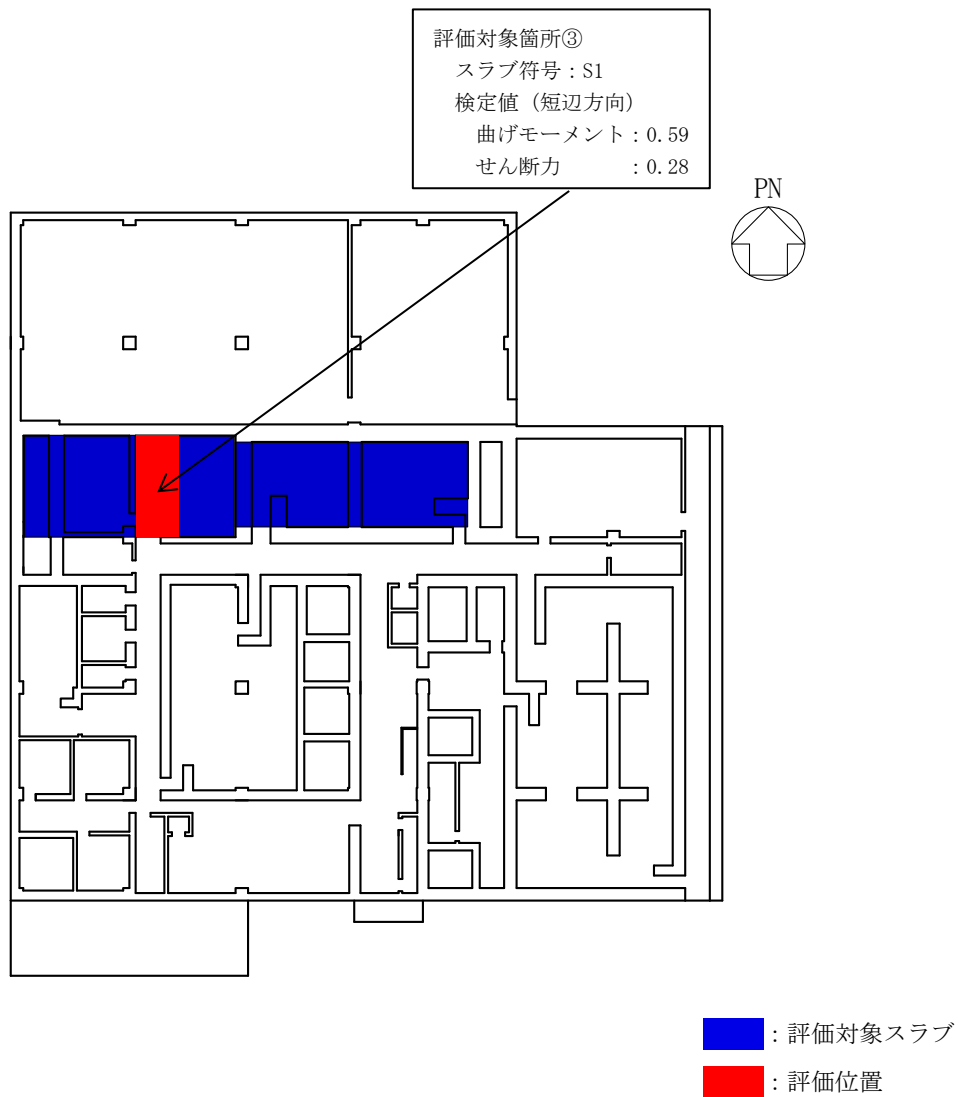
(a) 床スラブ（制御室建物，EL 16.9m）

図 2-4(1) 断面の評価位置及び評価結果



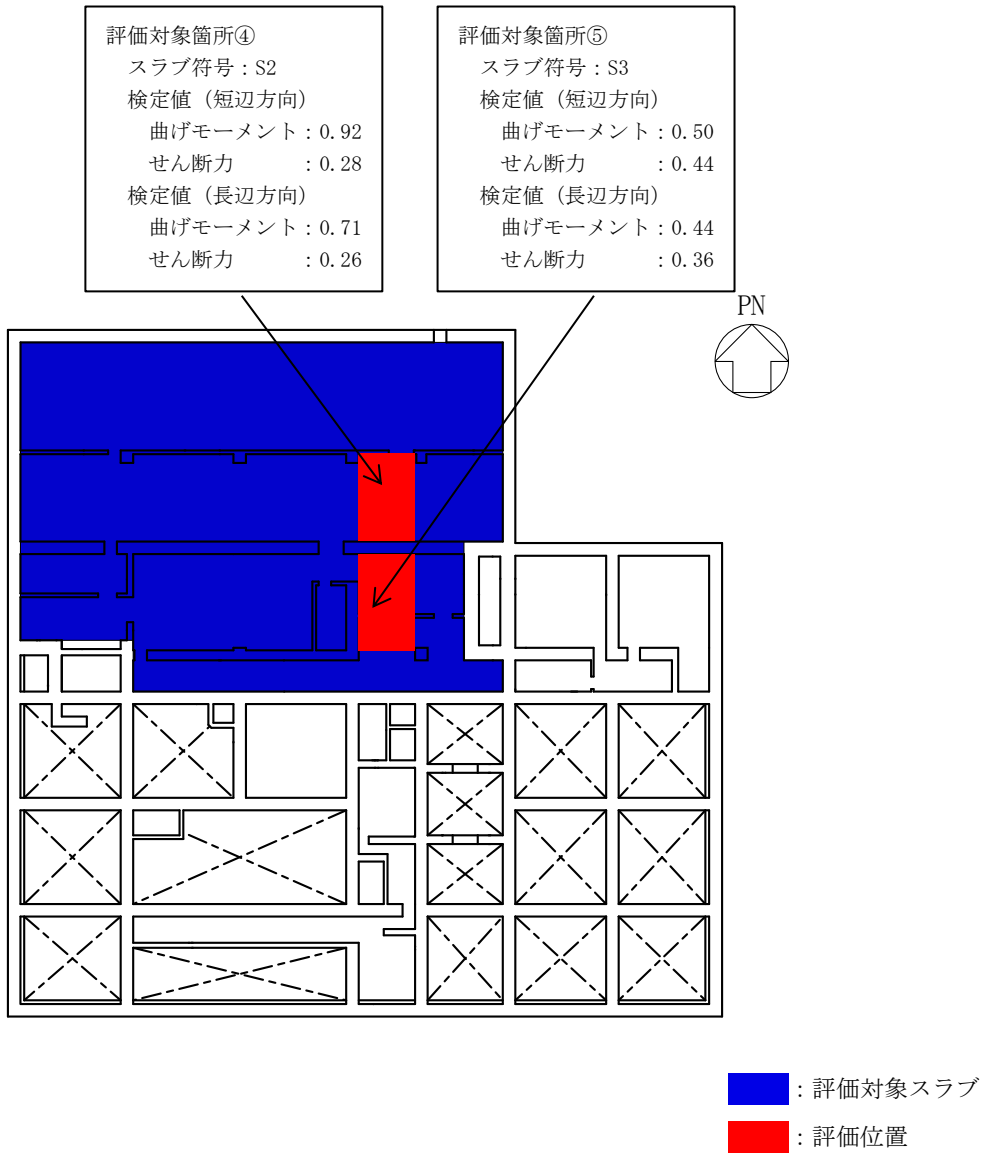
(b) 天井スラブ (廃棄物処理建物, EL 32.0m)

図 2-4(2) 断面の評価位置及び評価結果



(c) 天井スラブ (廃棄物処理建物, EL 22.1m)

図 2-4(3) 断面の評価位置及び評価結果



(d) 床スラブ（廃棄物処理建物，EL 12.3m）

図 2-4(4) 断面の評価位置及び評価結果

3. 耐震壁

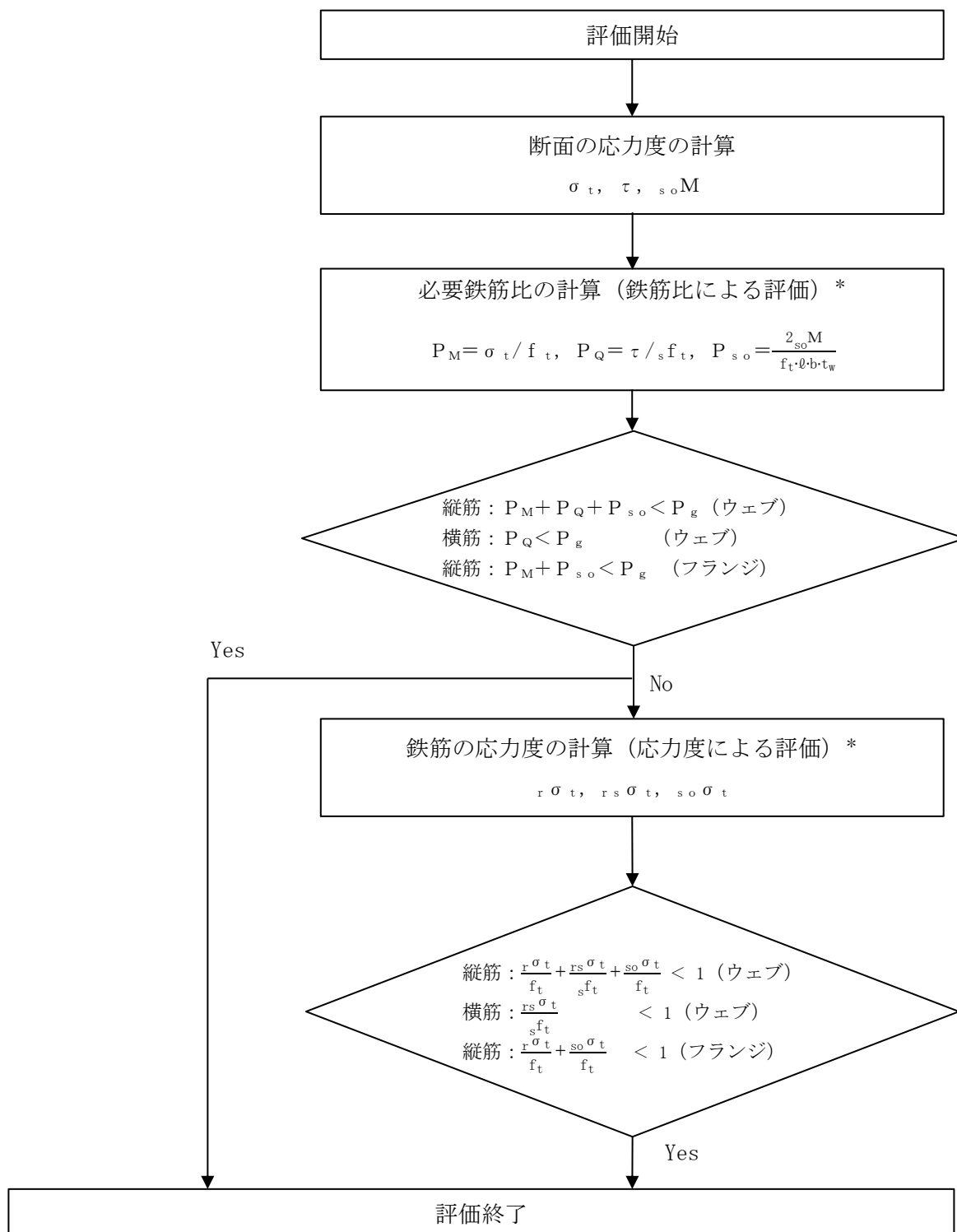
3.1 評価方針

耐震壁の評価では、VI-2-8-4-3「中央制御室遮蔽（1，2号機共用）の耐震性についての計算書」の「4.5.2 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-2-8-4-3 「中央制御室遮蔽 (1, 2号機共用) の耐震性についての計算書」の「4.5.2 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、中央制御室遮蔽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。

中央制御室遮蔽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-2-8-4-3「中央制御室遮蔽（1，2号機共用）の耐震性についての計算書」の「4.5.2 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 に示す。

耐震壁の検定値一覧を表 3-3 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

S d : 地震荷重

表 3-2(1) 耐震壁断面算定表 (EL 16.9m~EL 22.05m)

(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	c1	19.7		2-D19@200 (0.574)	3.05	1.55	0.448	1.57	13.9	0.071	1.21	—	—	0.91
				2-D19@200 (0.574)						—	—	—	—	0.79
	c5			2-D19@200 (0.574)						0.071	1.21	—	—	0.91
				2-D19@200 (0.574)						—	—	—	—	0.79

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 16.9m~EL 22.05m)

(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	cA	37.0		2-D16@200 (0.398)	3.31	0.89	0.259	1.70	16.1	0.033	1.09	—	—	0.74	
				2-D16@200 (0.398)						—	—	—	—	0.66	
	cE			2-D22@200 (0.774)						26.2	0.033	1.09	—	—	0.38
				2-D22@200 (0.774)						—	—	—	—	0.34	

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 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
4F	22.05~16.9	c1	0.91	0.79
		c5	0.91	0.79

注：□ は，検定値の最大値を示す。

(b) E W 方向

階	EL (m)	壁位置 (通り)	検定値	
			縦筋	横筋
4F	22.05~16.9	cA	0.74	0.66
		cE	0.38	0.34

別紙 1-1 天井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 1-1-1
2. 検討方針	別紙 1-1-2
3. 算定諸元	別紙 1-1-4
4. 評価結果	別紙 1-1-8

1. 概要

本資料は、中央制御室遮蔽及び中央制御室バウンダリを構成するスラブのうち、VI-2-8-4-3「中央制御室遮蔽（1，2号機共用）の耐震性についての計算書」（以下「中央制御室遮蔽の耐震計算書」という。）において耐震評価を実施している制御室建物の天井スラブを除く天井スラブ及び床スラブについて、共振の有無を確認するものである。

なお、制御室建物の天井スラブについては、中央制御室遮蔽の耐震計算書において3次元FEMモデルの固有値解析により算定した固有振動数に基づく鉛直地震力を考慮している。

2. 検討方針

本検討は、中央制御室遮蔽の耐震計算書で評価対象としている天井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 (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)

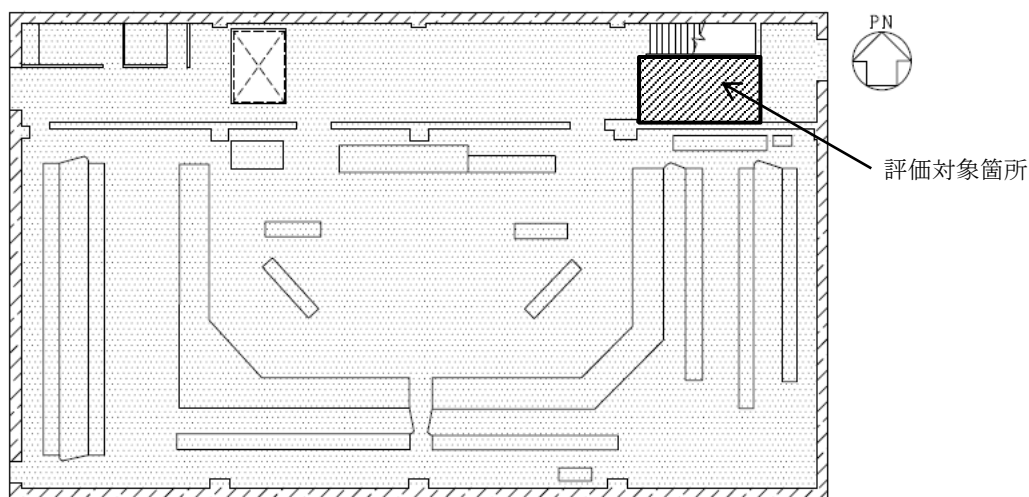
E : ヤング係数 (N/m²)

I : 断面二次モーメント (m⁴)

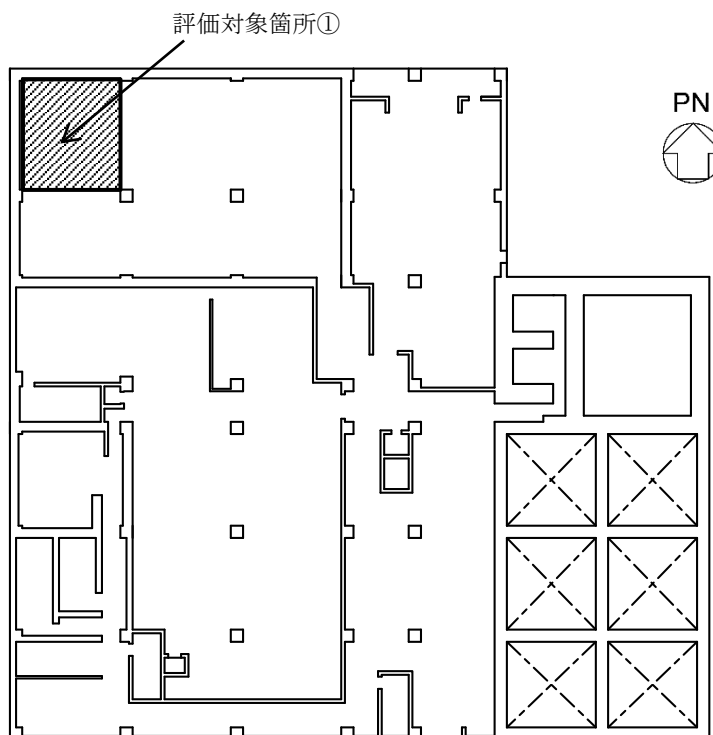
M : 分布質量 (N・s²/m²)

3. 算定諸元

中央制御室遮蔽の耐震計算書において耐震評価を実施している天井スラブ及び床スラブの位置を図 3-1 に、固有振動数の算定諸元を表 3-1 に示す。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。

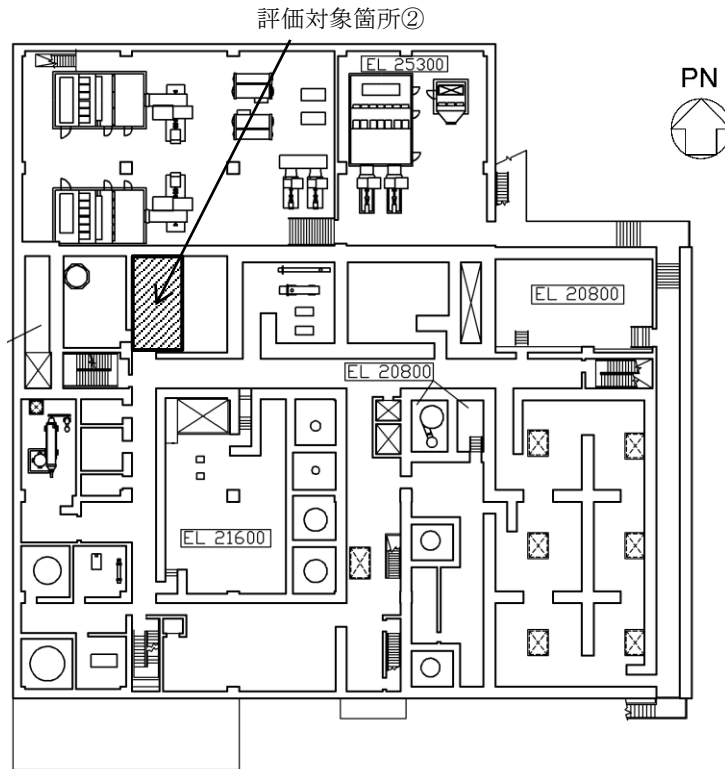


(a) 床スラブ (制御室建物) (EL 16.9m)

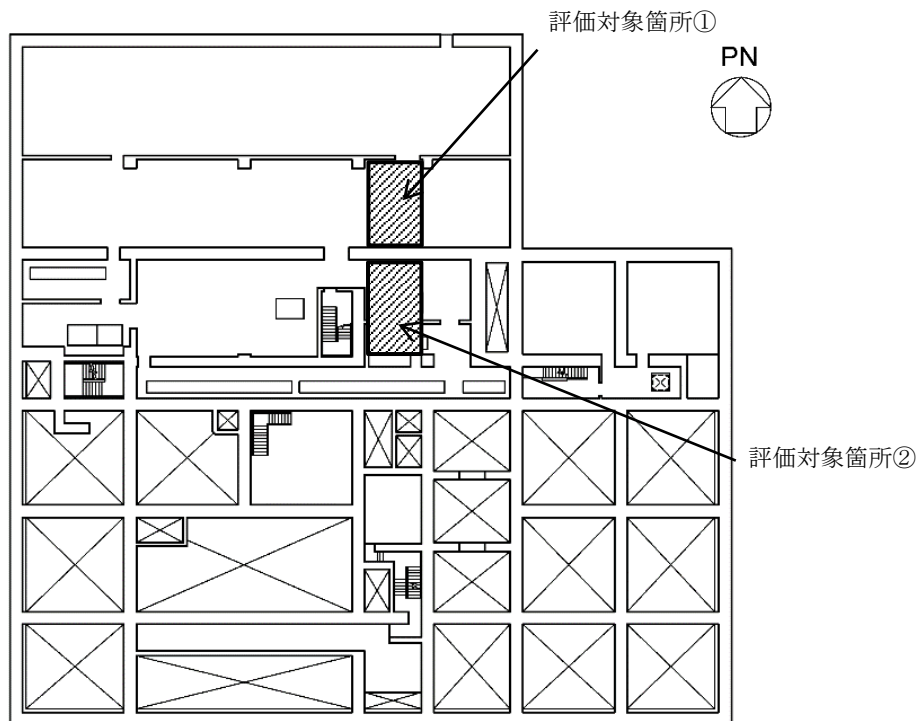


(b) 天井スラブ (廃棄物処理建物) (EL 32.0m)

図 3-1(1) 耐震評価を実施している天井スラブ及び床スラブの位置



(c) 天井スラブ（廃棄物処理建物）(EL 22.1m)



(d) 床スラブ（廃棄物処理建物）(EL 12.3m)

図 3-1(2) 耐震評価を実施している天井スラブ及び床スラブの位置

表 3-1(1) 算定諸元

(a) 床スラブ (制御室建物)

a	5.65 (m)
E	2.20×10^{10} (N/m ²)
I	1.56×10^{-2} (m ⁴)
M	3.89×10^3 (N·s ² /m ²)

(b) 天井スラブ① (廃棄物処理建物)

a	8.30 (m)
b	9.20 (m)
b / a	1.11
D	1.00×10^9 (N·m)
ρ	4.68×10^3 (N·s ² /m ⁴)
h	<input type="text"/> (m)
λ	2.730

(c) 天井スラブ② (廃棄物処理建物)

a	3.65 (m)
b	7.30 (m)
b / a	2.00
D	5.27×10^7 (N·m)
ρ	6.76×10^3 (N·s ² /m ⁴)
h	<input type="text"/> (m)
λ	2.480

(d) 床スラブ① (廃棄物処理建物)

a	4.60 (m)
b	6.00 (m)
b / a	1.30
D	5.27×10^7 (N·m)
ρ	6.42×10^3 (N·s ² /m ⁴)
h	<input type="text"/> (m)
λ	2.730

表 3-1(2) 算定諸元

(e) 床スラブ② (廃棄物処理建物)

a	4.50 (m)
b	7.60 (m)
b / a	1.69
D	5.27×10^7 (N·m)
ρ	9.28×10^3 (N·s ² /m ⁴)
h	<input type="text"/> (m)
λ	2.480

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床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

建物	評価部位	固有振動数 (Hz)
制御室建物	床スラブ	33.1
廃棄物処理建物	天井スラブ①	32.2
	天井スラブ②	47.1
	床スラブ①	33.5
	床スラブ②	26.5

別紙 2 制御室建物天井スラブの応力解析における
壁の健全性について

目 次

1. 概要	別紙 2-1
2. 今回工認モデルの壁における確認事項	別紙 2-2
2.1 評価方法	別紙 2-2
2.2 評価結果	別紙 2-5
3. まとめ	別紙 2-7

1. 概要

VI-2-8-4-3「中央制御室遮蔽（1，2号機共用）の耐震性についての計算書」（以下「中央制御室遮蔽の耐震計算書」という。）における制御室建物天井スラブの3次元FEMモデルを用いた応力解析においては，天井スラブに加えて耐震壁等もモデル化し，評価対象部位である天井スラブが基準地震動 S_s 及び弾性設計用地震動 S_d に対して構造強度を有すること及び機能維持することを確認している。

本資料は，制御室建物天井スラブの応力解析においてモデル化している壁の健全性を確認するものである。

2. 今回工認モデルの壁における確認事項

2.1 評価方法

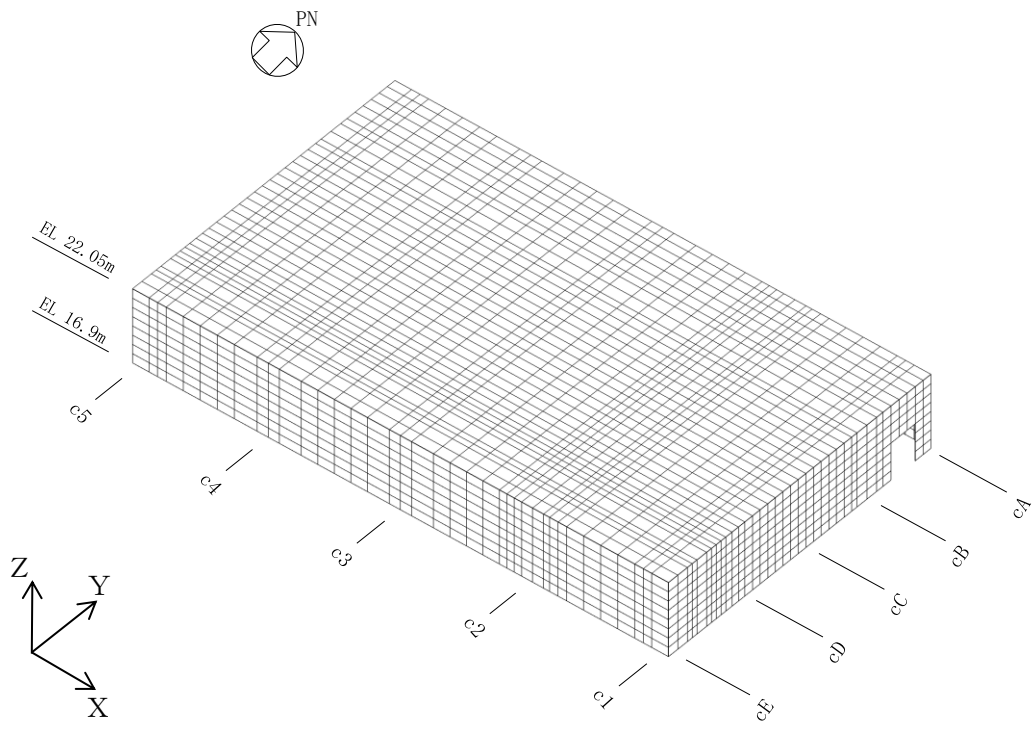
中央制御室遮蔽の耐震計算書における制御室建物天井スラブの応力解析モデルを図 2-1 に示す。

評価対象部位は、天井スラブの応力解析においてモデル化している EL 22.05m～EL 16.9m の壁のうち、中央制御室遮蔽及び中央制御室バウンダリを構成する壁とする。中央制御室遮蔽及び中央制御室バウンダリを構成する壁を図 2-2 及び図 2-3 に示す。

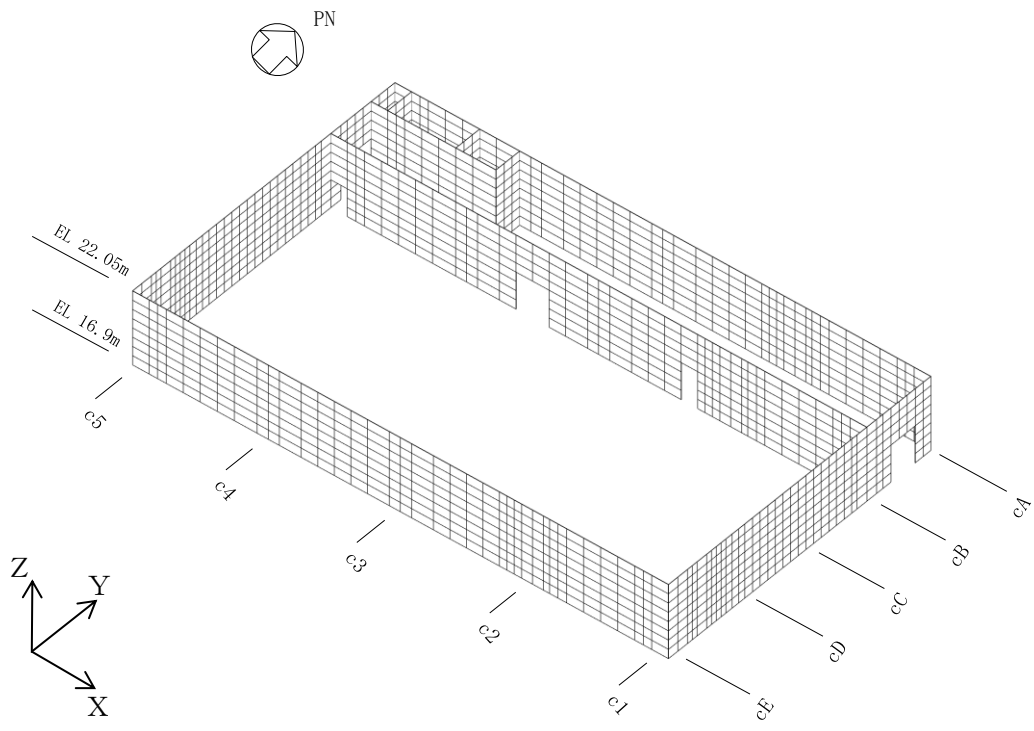
評価においては、S s 地震時における軸力及び曲げモーメントに対する評価及び面外せん断力に対する評価を実施する。

軸力及び曲げモーメントに対する評価においては、鉄筋の引張応力度が短期許容応力度を超えないことを確認する。

面外せん断力に対する評価においては、壁に発生する面外せん断力が、「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）」（以下「RC-N規準」という。）に基づく許容面外せん断力を超えないことを確認する。

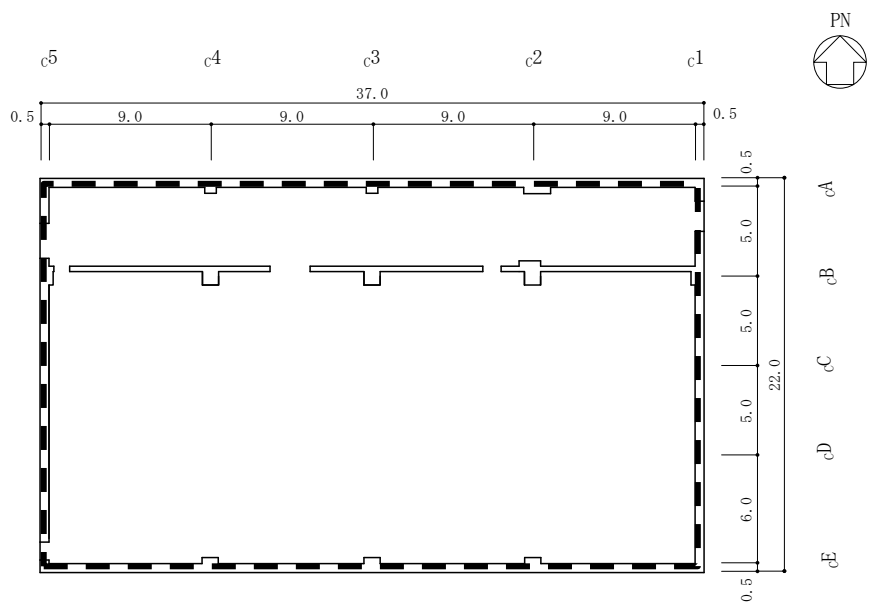



(a) 鳥瞰図 (天井スラブ表示)



(b) 鳥瞰図 (天井スラブ非表示)

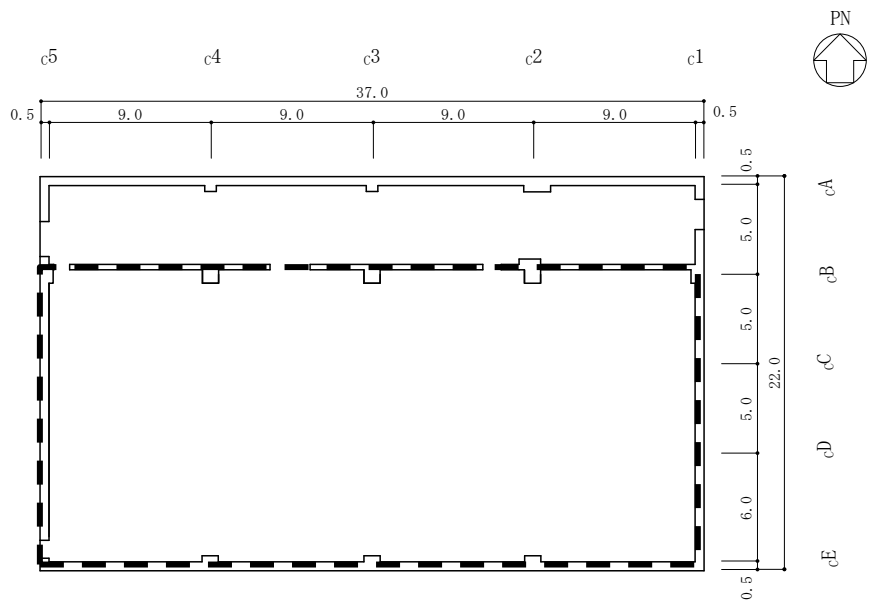
図 2-1 制御室建物天井スラブの応力解析モデル




 : 中央制御室遮蔽の壁

(単位:m)

図 2-2 中央制御室遮蔽を構成する壁 (EL 22.05m~EL 16.9m)



 : 中央制御室バウンダリの壁

(単位:m)

図 2-3 中央制御室バウンダリを構成する壁 (EL 22.05m~EL 16.9m)

2.2 評価結果

断面の評価結果を記載する要素は、軸力及び曲げモーメントによる鉄筋の引張応力度並びに面外せん断力に対する評価において、発生値に対する許容値の割合が最小となる要素とする。

選定した要素の位置を図 2-4 に、壁の評価結果を表 2-1 に示す。

中央制御室遮蔽及び中央制御室バウンダリを構成する壁について、S s 地震時において、軸力及び曲げモーメントによる鉄筋の引張応力度並びに面外せん断力が、各許容値を超えないことを確認した。

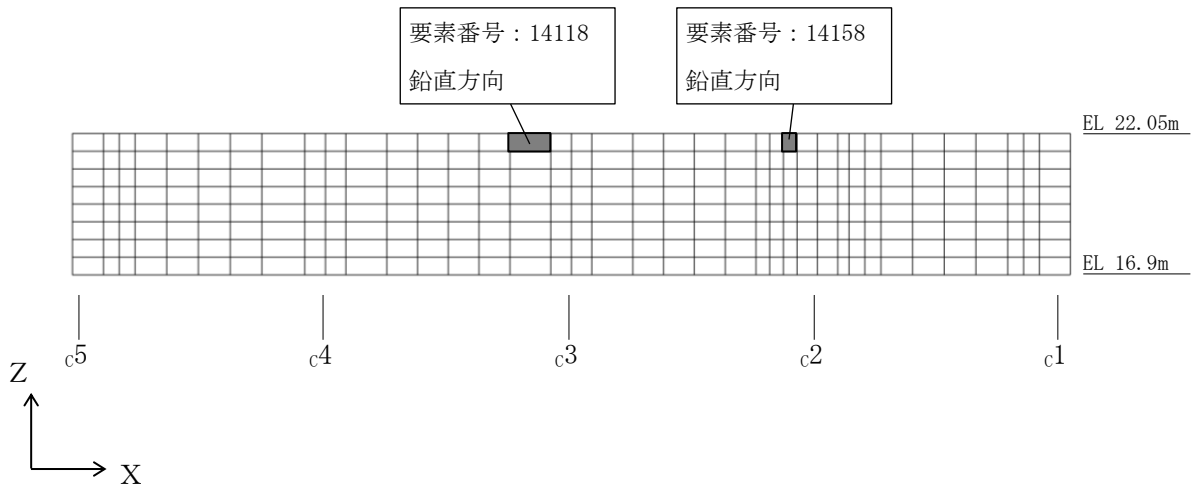


図 2-4 選定した要素の位置 (c E 通り)

表 2-1 評価結果 (S s 地震時)

評価項目		方向	要素番号	発生値	許容値
軸力 + 曲げモーメント	鉄筋引張応力度 (N/mm ²)	鉛直	14118	336	345
面外せん断力	面外せん断力 (×10 ³ kN/m)	鉛直	14158	0.209	0.380

3. まとめ

制御室建物天井スラブの応力解析において、壁に発生する応力に対して検討を行った。

検討の結果、応力解析においてモデル化している壁のうち、中央制御室遮蔽及び中央制御室バウンダリを構成する壁について、 S_s 地震時において、軸力及び曲げモーメントによる鉄筋の引張応力度並びに面外せん断力が、各許容値を超えないことを確認した。

以上のことから、制御室建物天井スラブの応力解析においてモデル化している壁に発生する応力が耐震壁の健全性に及ぼす影響はないことを確認した。