

2.11 使用済燃料プールからの燃料取り出し設備

2.11.1 基本設計

2.11.1.1 設置の目的

使用済燃料プールからの燃料取り出しは、燃料取り出し用カバー（又はコンテナ）の設置による作業環境の整備、燃料等を取り扱う燃料取扱設備の設置を行い、燃料を使用済燃料プール内の使用済燃料貯蔵ラックから取り出し原子炉建屋から搬出することを目的とする。

使用済燃料プールからの燃料取り出し設備は、燃料取扱設備、構内用輸送容器、燃料取り出し用カバーで構成される。燃料取扱設備は、燃料取扱機、クレーンで構成され、燃料取り出し用カバーにより支持される。なお、燃料の原子炉建屋外への搬出には、構内用輸送容器を使用する。

また、クレーンはオペレーティングフロア上での資機材運搬や揚重等にも使用する。

2.11.1.2 要求される機能

(1) 燃料取扱設備

燃料取扱設備は、二重のワイヤなどにより落下防止を図る他、駆動源喪失時にも燃料集合体を落下させない設計とする。

また、遮蔽、臨界防止を考慮した設計とする。

(2) 構内用輸送容器

構内用輸送容器は、除熱、密封、遮蔽、臨界防止を考慮した設計とする。また、破損燃料集合体を収納して輸送する容器については、燃料集合体の破損形態に応じて輸送中に放射性物質の飛散・拡散を防止できる設計とする。

(3) 燃料取り出し用カバー

燃料取り出し用カバーは、燃料取扱設備の支持、作業環境の整備及び放射性物質の飛散・拡散防止ができる設計とする。

2.11.1.3 設計方針

(1) 燃料取扱設備

a. 落下防止

(a) 使用済燃料貯蔵ラック上には、重量物を吊ったクレーンを通過できないようにインターロックを設け、貯蔵燃料への重量物の落下を防止できる設計とする。

(b) 燃料取扱機の燃料把握機は、二重のワイヤや種々のインターロックを設け、また、クレーンの主要要素は、二重化を施すことなどにより、燃料移送操作中の燃料集合体等の落下を防止できる設計とする。

b. 遮蔽

燃料取扱設備は、使用済燃料プールから構内用輸送容器への燃料集合体の収容操作を、燃料の遮蔽に必要な水深を確保した状態で、水中で行うことができる設計とするか、放射線防護のための適切な遮蔽を設けて行う設計とする。

c. 臨界防止

燃料取扱設備は、燃料集合体を一体ずつ取り扱う構造とすることにより、燃料の臨界を防止する設計とする。

d. 放射線モニタリング

燃料取扱エリアの放射線モニタリングのため、放射線モニタを設け放射線レベルを測定し、これを免震重要棟集中監視室に表示すると共に、過度の放射線レベルを検出した場合には警報を発し、放射線業務従事者に伝える設計とする。

e. 単一故障

- (a) 燃料取扱機の燃料把握機は、二重のワイヤや燃料集合体を確実につかんでいない場合には吊上げができない等のインターロックを設け、圧縮空気等の駆動源が喪失した場合にも、フックから燃料集合体が外れない設計とする。
- (b) 燃料取扱機の安全運転に係わるインターロックは電源喪失、ケーブル断線で安全側になる設計とする。
- (c) クレーンの主要要素は、二重化を施すことなどにより、移送操作中の構内用輸送容器等の落下を防止できる設計とする。

f. 試験検査

燃料取扱設備のうち安全機能を有する機器は、適切な定期的試験及び検査を行うことができる設計とする。

また、破損燃料を取り扱う場合、燃料取扱設備は、破損形態に応じた適切な取扱手法により、移送中の放射性物質の飛散・拡散を防止できる設計とする。

(2) 構内用輸送容器

a. 除熱

使用済燃料の健全性及び構内用輸送容器構成部材の健全性が維持できるように、使用済燃料の崩壊熱を適切に除去できる設計とする。

b. 密封

周辺公衆及び放射線業務従事者に対し、放射線被ばく上の影響を及ぼすことのないよう、使用済燃料が内包する放射性物質を適切に閉じ込める設計とする。

c. 遮蔽

内部に燃料を入れた場合に放射線障害を防止するため、使用済燃料の放射線を適切に遮蔽する設計とする。

d. 臨界防止

想定されるいかなる場合にも，燃料が臨界に達することを防止できる設計とする。

また，破損燃料集合体を収納して輸送する容器は燃料集合体の破損形態に応じて輸送中に放射性物質の飛散・拡散を防止できる設計とする。

(3) 燃料取り出し用カバー

a. 燃料取り出し作業環境の整備

燃料取り出し用カバーは，燃料取り出し作業に支障が生じることのないよう，風雨を遮る設計とする。

また，必要に応じ燃料取り出し用カバー内にローカル空調機を設置し，カバー内の作業環境の改善を図るものとする。

b. 放射性物質の飛散・拡散防止

燃料取り出し用カバーは，隙間を低減するとともに，換気設備を設け，排気はフィルタユニットを通じて大気へ放出することにより，カバー内の放射性物質の大気への放出を抑制できる設計とする。

2.11.1.4 供用期間中に確認する項目

(1) 燃料取扱設備

燃料取扱設備は，動力源がなくなった場合においても吊り荷を保持し続けること。

(2) 構内用輸送容器

構内用輸送容器は，除熱，密封，遮蔽，臨界防止の安全機能が維持されていること。

(3) 燃料取り出し用カバー

対象外とする。

2.11.1.5 主要な機器

(1) 燃料取扱設備

燃料取扱設備は，燃料取扱機，クレーンで構成する。

a. 燃料取扱機

燃料取扱機は，使用済燃料プール及びキャスクピット上を水平に移動するブリッジ並びにその上を移動するトロリで構成する。

b. クレーン

クレーンは，オペレーティングフロア上部を水平に移動するガーダ及びその上を移動するトロリで構成する。

(2) 構内用輸送容器

構内用輸送容器は，容器本体，蓋，バスケット等で構成する。

(3) 燃料取り出し用カバー

燃料取り出し用カバーは、2号機を除き使用済燃料プールを覆う構造としており、必要により、燃料取扱機支持用架構及びクレーン支持用架構を有する。

なお、2号機については、燃料取扱機支持用架構及びクレーン支持用架構を有する燃料取り出し用構台を新設し、既存の原子炉建屋に新たに設ける開口部から、燃料取扱設備を出し入れする構造とする。

また、燃料取り出し用カバーは換気設備及びフィルタユニットを有する。

なお、換気設備の運転状態やフィルタユニット出入口で監視する放射性物質濃度等の監視状態は現場制御盤及び免震重要棟集中監視室に表示され、異常時は警報を発するなどの管理を行う。

2.11.1.6 自然災害対策等

(1) 津波

燃料取扱設備は、東北地方太平洋沖地震津波相当の津波が到達しないと考えられる原子炉建屋オペレーティングフロア上（地上からの高さ約30m）に設置する。

燃料取り出し用カバーは鉄骨構造と鋼製の外装材により構成されているが、閉空間になっておらず、津波襲来時には、水は燃料取り出し用カバーの裏側に回り込み、津波による影響を受けない。

(2) 豪雨、台風、竜巻、落雷

燃料取り出し用カバーは、建築基準法及び関係法令に基づいた風圧力に対し耐えられるよう設計する。

燃料取扱設備は、建築基準法及び関係法令に基づいた風圧力に対し耐えられるよう設計している燃料取り出し用カバー内に設置する。

燃料取出し用カバーは外装材で覆うことにより風雨を遮る設計とする。燃料取扱設備は、風雨を遮る設計である燃料取出し用カバー内に設置する。

燃料取扱設備および燃料取り出し用構台は建築基準法及び関連法令に従い必要に応じて避雷設備を設ける。

(3) 外部人為事象

外部人為事象に対する設計上の考慮については、II.1.14 参照。

(4) 火災

燃料取り出し用カバー及び燃料取り出し用カバー内の主要構成機器は不燃性のものを使用し、電源盤については不燃性又は難燃性、ケーブルについては難燃性のものを可能な限り使用し、火災が発生することを防止する。火災の発生が考えられる箇所について、火災の早期検知に努めるとともに、消火器を設置することで初期消火活動を可能にし、火災により安全性を損なうことのないようにする。

(5) 環境条件

燃料取扱設備については、燃料取り出し用カバーに換気設備を設け、排気はフィルタユニットを通じて大気へ放出することとしている。

燃料取り出し用カバーの外部にさらされている鉄骨部は、劣化防止を目的に、塗装を施す。

(6) 被ばく低減対策

放射線業務従事者が立ち入る場所の外部放射線に係る線量率を把握し、作業時間等を管理することで、作業時の被ばく線量が法令に定められた線量限度を超えないようにする。

また、放射線業務従事者の被ばく線量低減策として、大組した構造物をクレーンにてオペレーティングフロアへ吊り込むことにより、オペレーティングフロア上での有人作業の削減を図る。

2.11.1.7 運用

(1) 燃料集合体の健全性確認

使用済燃料プールに貯蔵されている燃料集合体について、移送前に燃料集合体の機械的健全性を確認する。

(2) 破損燃料の取り扱い

燃料集合体の機械的健全性確認において、破損が確認された燃料集合体を移送する場合には、破損形態に応じた適切な取扱手法及び収納方法により、放射性物質の飛散・拡散を防止する。

2.11.1.8 構造強度及び耐震性

(1) 構造強度

a. 燃料取扱設備

燃料取扱設備は、設計、材料の選定、製作及び検査について、適切と認められる規格及び基準による。

燃料取扱設備は、地震荷重等の適切な組合せを考慮しても強度上耐え得る設計とする。

b. 構内用輸送容器

構内用輸送容器は取扱中における衝撃、熱等に耐え、かつ、容易に破損しない設計とする。

構内用輸送容器は、設計、材料の選定、製作及び検査について適切と認められる規格及び基準によるものとする。

c. 燃料取り出し用カバー

燃料取り出し用カバーは、設計、材料の選定、製作及び検査について、適切と認

められる規格及び基準を原則とするが、特殊な環境下での設置となるため、必要に応じ解析や試験等を用いた評価により確認する。

燃料取り出し用カバーは、燃料取扱設備を支持するために必要な構造強度を有する設計とする。

(2) 耐震性

a. 燃料取扱設備

(a) 燃料取扱機

燃料取扱機は、使用済燃料プール、使用済燃料貯蔵ラックへの波及的影響を考慮することとし、検討に用いる地震動として基準地震動 S_s により使用済燃料プール、使用済燃料貯蔵ラックへ落下しないことの確認を行う。

耐震性に関する評価にあたっては、「JEAG4601 原子力発電所耐震設計技術指針」に準拠することを基本とするが、必要に応じて試験結果等を用いた現実的な評価を行う。

(b) クレーン

クレーンは、使用済燃料プール、使用済燃料貯蔵ラックへの波及的影響を考慮する。クレーンは、「JEAG4601・補-1984 原子力発電所耐震設計技術指針 重要度分類・許容応力編」に基づき、通常時は使用済燃料プール上にはなく、基準地震動 S_s が発生して使用済燃料プール、使用済燃料貯蔵ラックを損傷させる可能性は少ないため、検討に用いる地震動として弾性設計用地震動 S_d により使用済燃料プール、使用済燃料貯蔵ラックへ落下しないことの確認を行う。

耐震性に関する評価にあたっては、「JEAG4601 原子力発電所耐震設計技術指針」に準拠することを基本とするが、必要に応じて試験結果等を用いた現実的な評価を行う。

b. 燃料取り出し用カバー

燃料取り出し用カバーは、2021年9月8日の原子力規制委員会で示された耐震設計の考え方を踏まえ、その安全機能の重要度、地震によって機能の喪失を起こした場合の安全上の影響（公衆への被ばく影響）や廃炉活動への影響等を考慮した上で、核燃料物質を非密封で扱う燃料加工施設や使用施設等における耐震クラス分類を参考にして適切な耐震設計上の区分を行うとともに、適切と考えられる設計用地震力に十分耐えられる設計とする。

ただし、2021年9月8日以前に認可された設備については、「発電用原子炉施設に関する耐震設計審査指針」を参考にして耐震クラスを分類している。

2.11.2 基本仕様

2.11.2.1 主要仕様

(1) 燃料取扱設備

(3号機及び4号機を除く)

a. 燃料取扱機

個数 1式

b. クレーン

個数 1式

(4号機)

a. 燃料取扱機

型式 燃料把握機付移床式

基数 1基

定格荷重 燃料把握機 : 450kg

補助ホイスト : 450kg

b. クレーン

型式 天井走行式

基数 1基

定格荷重 主巻 : 100t

補巻 : 5t

ホイスト : 10t

c. エリア放射線モニタ

検出器の種類 半導体検出器

計測範囲 10^{-3} ~10mSv/h

個数 2個

取付箇所 4号機 原子炉建屋5FL (燃料取り出し用カバーオペフロ階)

(3号機)

a. 燃料取扱機

型式	燃料把握機付移床式		
基数	1基		
定格荷重	燃料把握機	:	1t
	西側補助ホイス	:	4.9t
	東側補助ホイス	:	4.9t
	テンシルトラス	:	1.5t

b. クレーン

型式	床上走行式		
基数	1基		
定格荷重	主巻	:	50t
	補巻	:	5t

c. エリア放射線モニタ

検出器の種類	半導体検出器		
計測範囲	$10^{-2} \sim 10^2 \text{mSv/h}$		
個数	2個		
取付箇所	3号機	燃料取り出し用カバー	燃料取り出し作業フロア

(2号機)

a. エリア放射線モニタ

検出器の種類	半導体検出器		
計測範囲	$10^{-2} \sim 10^2 \text{mSv/h}$		
個数	2個		
取付箇所	2号機	燃料取り出し用構台作業エリア	

(2) 構内用輸送容器

(3号機及び4号機を除く)

基数	1式
----	----

(4号機)

型式	NFT-22B型
収納体数	22体
基数	2基

型式	NFT-12B 型
収納体数	12 体
基数	2 基

(3号機)

種類	密封式円筒形
収納体数	7 体
基数	2 基

種類	密封式円筒形
収納体数	2 体
基数	1 基

(3) 燃料取り出し用カバー (換気設備含む)

(2号機, 3号機及び4号機を除く)

個数	1 式
----	-----

(4号機)

a. 燃料取り出し用カバー

種類	鉄骨造
寸法	約 69m (南北) × 約 31m (東西) × 約 53m (地上高) (作業環境整備区画) 約 55m (南北) × 約 31m (東西) × 約 23m (オペレーティングフロア上部高さ)
個数	1 個

b. 送風機 (給気フィルタユニット)

種類	遠心式
容量	25,000m ³ /h
台数	3 台

c. プレフィルタ (給気フィルタユニット)

種類	中性能フィルタ (袋型)
容量	25,000m ³ /h
台数	3 台

d. 高性能粒子フィルタ（給気フィルタユニット）

種類	高性能粒子フィルタ
容量	25,000m ³ /h
効率	97%（粒径 0.3 μm）以上
台数	3 台

e. 排風機（排気フィルタユニット）

種類	遠心式
容量	25,000m ³ /h
台数	3 台

f. プレフィルタ（排気フィルタユニット）

種類	中性能フィルタ（袋型）
容量	25,000m ³ /h
台数	3 台

g. 高性能粒子フィルタ（排気フィルタユニット）

種類	高性能粒子フィルタ
容量	25,000m ³ /h
効率	97%（粒径 0.3 μm）以上
台数	3 台

h. 放射性物質濃度測定器（排気フィルタユニット出入口）

(a) 排気フィルタユニット入口

検出器の種類	シンチレーション検出器
計測範囲	10 ⁰ ～10 ⁴ s ⁻¹
台数	1 台

(b) 排気フィルタユニット出口

排気フィルタユニット出口については、Ⅱ2.15 放射線管理関係設備等参照

i. ダクト

(a) カバー内ダクト

種類	長方形はげ折りダクト／鋼板ダクト
材質	溶融亜鉛めっき鋼板（SGCC 又は SGHC）／SS400

(b) 屋外ダクト

種類	長方形はげ折りダクト／鋼板ダクト
材質	溶融亜鉛めっき鋼板 (SGCC 又は SGHC, ガルバニウム付着) /SS400

(c) 柱架構ダクト

種類	柱架構
材質	鋼材

(3号機)

a. 燃料取り出し用カバー

種類	鉄骨造
寸法	約 19m (南北) × 約 57m (東西) × 約 54m (地上高) (作業環境整備区画) 約 19m (南北) × 約 57m (東西) × 約 24m (オペレーテ ィングフロア上部高さ)
個数	1 個

b. 排風機

種類	遠心式
容量	30,000m ³ /h
台数	2 台

c. プレフィルタ (排気フィルタユニット)

種類	中性能フィルタ
容量	10,000m ³ /h
台数	4 台

d. 高性能粒子フィルタ (排気フィルタユニット)

種類	高性能粒子フィルタ
容量	10,000m ³ /h
効率	97% (粒径 0.3 μm) 以上
台数	4 台

e. 放射性物質濃度測定器 (排気フィルタユニット出入口)

(a) 排気フィルタユニット入口

検出器の種類	シンチレーション検出器
--------	-------------

計測範囲 $10^{-1} \sim 10^5 \text{s}^{-1}$

台数 1 台

(b) 排気フィルタユニット出口

排気フィルタユニット出口については、II.2.15 放射線管理関係設備等参照

f. ダクト

種類 はぜ折りダクト／鋼板ダクト

材質 ガルバリウム鋼板／SS400

(2号機)

a. 燃料取り出し用構台

種類 鉄骨造

寸法 約 33m (南北) × 約 27m (東西) × 約 45m (地上高)
(作業環境整備区画)

約 33m (南北) × 約 27m (東西) × 約 17m (オペレーテ
ィングフロア上部高さ)

個数 1 個

b. 排風機

種類 遠心式

容量 30,000m³/h

台数 2 台

c. プレフィルタ (排気フィルタユニット)

種類 中性能フィルタ

容量 10,000m³/h

台数 4 台

d. 高性能粒子フィルタ (排気フィルタユニット)

種類 高性能粒子フィルタ

容量 10,000m³/h

効率 97% (粒径 0.3 μm) 以上

台数 4 台

e. 放射性物質濃度測定器（排気フィルタユニット出入口）

(a) 排気フィルタユニット入口

検出器の種類 シンチレーション検出器

計測範囲 $10^{-1} \sim 10^5 \text{s}^{-1}$

台数 4台

(b) 排気フィルタユニット出口

排気フィルタユニット出口については、Ⅱ2.15 放射線管理関係設備等参照

f. ダクト

種類 はぜ折りダクト／鋼板ダクト

材質 ガルバリウム鋼板／SS400

2.11.3 添付資料

添付資料－1 燃料取扱設備の設計等に関する説明書

添付資料－1－1 燃料の落下防止，臨界防止に関する説明書※²

添付資料－1－2 放射線モニタリングに関する説明書※¹

添付資料－1－3 燃料の健全性確認及び取り扱いに関する説明書※²

添付資料－2 構内用輸送容器の設計等に関する説明書

添付資料－2－1 構内用輸送容器に係る安全機能及び構造強度に関する説明書※²

添付資料－2－2 破損燃料用輸送容器に係る安全機能及び構造強度に関する説明書※²

添付資料－2－3 構内輸送時の措置に関する説明書※²

添付資料－3 燃料取り出し用カバーの設計等に関する説明書

添付資料－3－1 放射性物質の飛散・拡散を防止するための機能に関する説明書※¹

添付資料－3－2 がれき撤去等の手順に関する説明書

添付資料－3－3 移送操作中の燃料集合体の落下※²

添付資料－4 構造強度及び耐震性に関する説明書

添付資料－4－1 燃料取扱設備の構造強度及び耐震性に関する説明書※²

添付資料－4－2 燃料取り出し用カバーの構造強度及び耐震性に関する説明書※¹

添付資料－4－3 燃料取り出し用カバー換気設備の構造強度及び耐震性に関する説明書※¹

添付資料－5 使用済燃料プールからの燃料取り出し工程表※¹

添付資料－6 福島第一原子力発電所第1号機原子炉建屋カバーに関する説明書

添付資料－7 福島第一原子力発電所第1号機原子炉建屋カバー解体について

添付資料－8 福島第一原子力発電所第1・2号機原子炉建屋作業エリア整備に伴う干渉物解体撤去について

添付資料－9 福島第一原子力発電所第2号機原子炉建屋西側外壁の開口設置について

添付資料－10 福島第一原子力発電所1号機原子炉建屋オペレーティングフロアのガレキの撤去について

添付資料－10－1 福島第一原子力発電所1号機原子炉建屋オペレーティングフロア北側のガレキの撤去について

添付資料－10－2 福島第一原子力発電所1号機原子炉建屋オペレーティングフロア中央および南側のガレキの一部撤去について

添付資料－10－3 福島第一原子力発電所1号機原子炉建屋オペレーティングフロア外周鉄骨の一部撤去について

添付資料－10－4 福島第一原子力発電所1号機原子炉建屋オペレーティングフロア床上のガレキの一部撤去について

添付資料－11 福島第一原子力発電所1号機及び2号機非常用ガス処理系配管の一部撤去について

※1（2号機, 3号機及び4号機を除く）及び※2（3号機及び4号機を除く）の説明書については，別途申請する。

放射線モニタリングに関する説明書

1 概要

本説明書は、放射線管理用計測装置の構成並びに計測範囲及び警報動作範囲について説明するものである。

2 4号機放射線モニタリング

2.1 4号機放射線モニタリングの基本方針

燃料取扱時及び非常時において、エリア放射線モニタは使用済燃料貯蔵プールエリアの線量当量率を連続計測する目的で設置する。その計測結果を計装監視設備の現場盤に集約し、現場盤のデータはネットワーク回線経由で免震重要棟内 PC に集約し、集中監視する。

なお、エリア放射線モニタは試験及び検査ができる設計とする。

エリア放射線モニタを含む制御回路は、無停電電源装置を有しており、瞬停時にも計測を継続可能とする。

(1) 使用済燃料貯蔵プールエリアの線量当量率を計測する装置

本計測装置は、使用済燃料貯蔵プールエリアの線量当量率を計測して、その計測結果を現場盤にて指示及び記録するとともに、免震重要棟で指示値を確認できるものとする。また、放射線基準設定レベルを超えた時には免震重要棟及び現場設置箇所にて警報を発信する。

表 2.1-1 4号機エリア放射線モニタ仕様

名称	検出器の種類	計測範囲	警報動作範囲	取付箇所	個数
使用済燃料貯蔵プールエリア放射線モニタ	半導体検出器	$10^{-3} \sim 10 \text{mSv/h}$	計測範囲内で可変	4号機 原子炉建屋 5FL (燃料取り出し用カバーオペフロ階)	2

(2) 計測範囲の設定に関する考え方

測定下限値はバックグラウンドレベルが測定でき、測定上限値は設定すべき警報動作値を包含する範囲とする。

(3) 警報動作範囲の設定に関する考え方

警報動作値は、異常を検知する観点からバックグラウンドと有意な差を持たせると同時に、作業安全を考慮した適切な値とする。

2.2 4号機エリア放射線モニタの構成

使用済燃料貯蔵プールエリアの線量当量率を半導体検出器を用いてパルス信号として検出する。検出したパルス信号を演算装置にて線量当量率信号へ変換する処理を行った後、線量当量率を現場盤にて指示及び記録するとともに、免震重要棟にて指示値を表示する。

また、演算装置にて警報設定値との比較を行い、線量当量率が警報設定値に達した場合には、免震重要棟内に警報音とともに一括警報及び個別警報表示を行う。

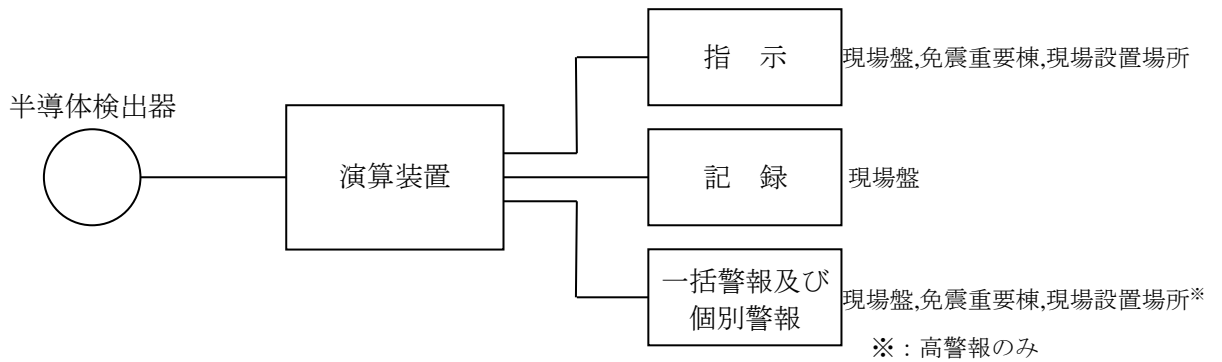


図 2.2-1 4号機使用済燃料貯蔵プールエリアの放射線モニタ概略構成図

2.3 4号機使用済燃料貯蔵プールエリアのエリア放射線モニタの配置

4号機使用済燃料キャスクの移動ルート（SFP 近傍／搬出入口近傍）の2箇所に設置する（図 2.3-1 参照）。

検出器のボトムが床から $1500 \pm 100\text{mm}$ となるよう壁または柱に設置する。

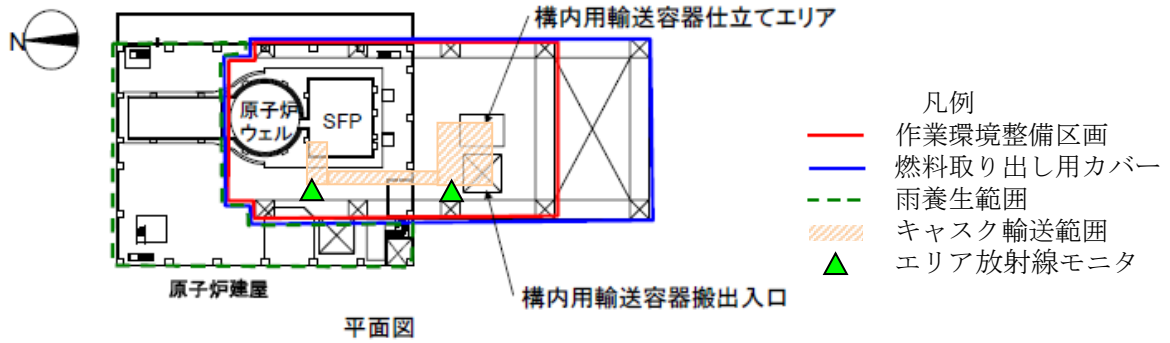


図 2.3-1 4号機使用済燃料貯蔵プールエリアのエリア放射線モニタ配置図

3 3号機放射線モニタリング

3.1 3号機放射線モニタリングの基本方針

通常時及び非常時において、エリア放射線モニタは使用済燃料貯蔵プールエリアの線量当量率を連続計測する目的で設置する。その計測結果は現場盤を介して伝送用 PC に集約し、伝送用 PC のデータはネットワーク回線経由で免震重要棟内の監視 PC に集約・表示し集中監視する。

なお、エリア放射線モニタは試験及び検査ができる設計とする。

(1) 使用済燃料貯蔵プールエリアの線量当量率を計測する装置

本計測装置は、使用済燃料貯蔵プールエリアの線量当量率を計測して、その計測結果を現場盤にて指示及び記録するとともに、免震重要棟で指示を確認できるものとする。

また、放射線基準設定レベルを超えた時には免震重要棟及び現場設置箇所にて警報を発信する。

表 3.1-1 3号機エリア放射線モニタ仕様

名称	検出器の種類	計測範囲	警報動作範囲	取付箇所	個数
使用済燃料貯蔵プールエリア放射線モニタ	半導体検出器	$10^{-2} \sim 10^2 \text{mSv/h}$	計測範囲内で可変	3号機 燃料取り出し用カバー 燃料取り出し作業フロア	2

(2) 計測範囲の設定に関する考え方

測定下限値はバックグラウンドレベルが測定でき、測定上限値は設定すべき警報動作値を包含する範囲とする。

(3) 警報動作範囲の設定に関する考え方

警報動作値は、異常を検知する観点からバックグラウンドと有意な差を持たせると同時に、作業安全を考慮した適切な値とする。

3.2 3号機使用済燃料貯蔵プールエリア放射線モニタの構成

使用済燃料貯蔵プールエリアの線量当量率を半導体検出器を用いてパルス信号として検出する。検出したパルス信号を演算装置にて線量当量率信号へ変換する処理を行った後、線量当量率を現場盤にて指示及び記録するとともに、免震重要棟にて指示値を表示する。

また、演算装置にて警報設定値との比較を行い、線量当量率が警報設定値に達した場合には、免震重要棟に警報音とともに一括警報及び個別警報表示を行う。

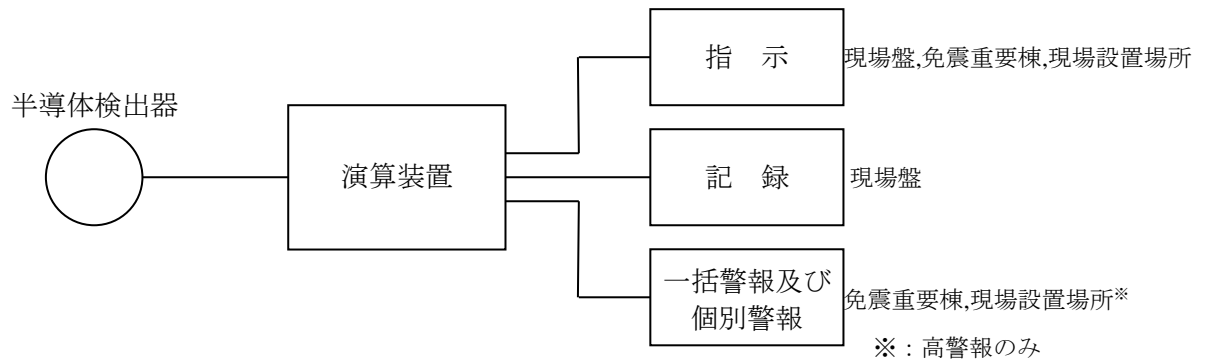


図 3.2-1 3号機使用済燃料貯蔵プールエリアのエリア放射線モニタ概略構成図

3.3 3号機使用済燃料貯蔵プールエリア放射線モニタの配置

3号機燃料取り出し用カバー 燃料取り出し作業フロア（東側メンテナンスエリア／西側メンテナンスエリア）の2箇所に設置する（図3.3-1参照）。

検出器のボトムが床から $1300 \pm 100\text{mm}$ となるよう床から自立させて設置する。

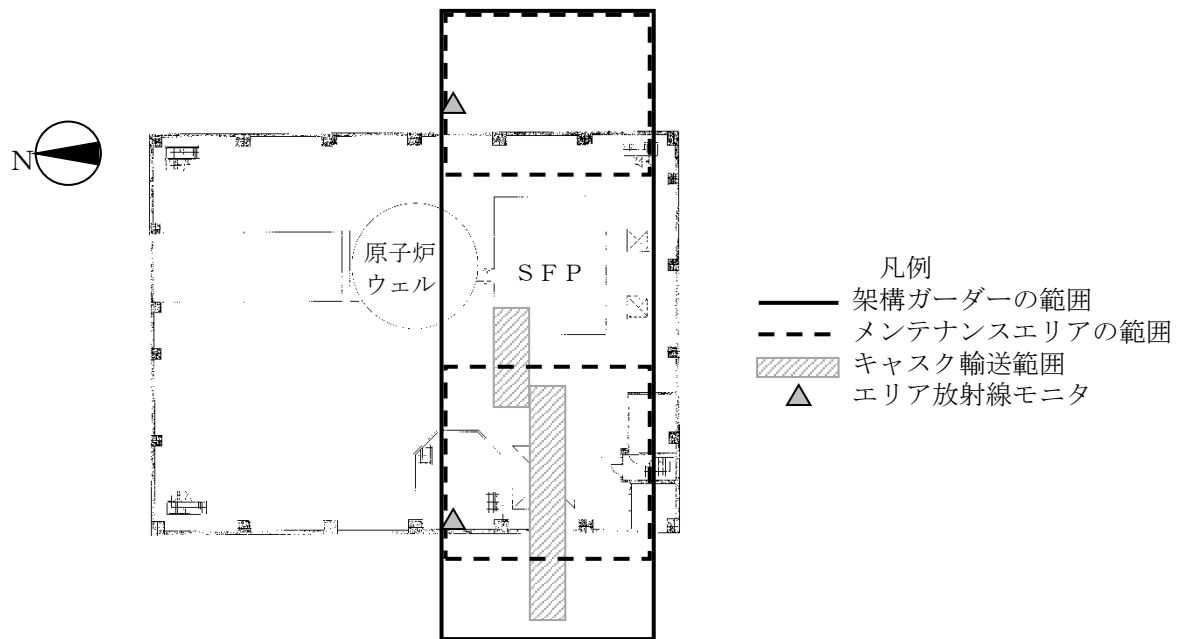


図 3.3-1 3号機使用済燃料貯蔵プールエリアのエリア放射線モニタ配置図

4 2号機放射線モニタリング

4.1 2号機放射線モニタリングの基本方針

通常時及び非常時において、エリア放射線モニタは燃料取り出し用構台内作業エリアの線量当量率を計測する目的で設置する。その計測結果は現場盤を介して伝送用 PC に集約し、伝送用 PC のデータはネットワーク回線経由で免震重要棟内の監視 PC に集約・表示し集中監視する。

なお、エリア放射線モニタは試験及び検査ができる設計とする。

(1) 燃料取り出し用構台内作業エリアの線量当量率を計測する装置

本計測装置は、燃料取り出し用構台内作業エリアの線量当量率を計測して、その計測結果を現場盤及び現場設置場所にて指示するとともに、免震重要棟で指示及び記録するものとする。

また、放射線基準設定レベルを超えた時には免震重要棟及び現場設置箇所にて警報を発信する。

表 4.1-1 2号機エリア放射線モニタ仕様

名称	検出器の種類	計測範囲	警報動作範囲	取付箇所	個数
燃料取り出し用構台内 エリア放射線モニタ	半導体 検出器	$10^{-2} \sim 10^2 \text{mSv/h}$	計測範囲内 で可変	2号機 燃料取り出し用構台内 作業エリア	2

(2) 計測範囲の設定に関する考え方

測定下限値はバックグラウンドレベルが測定でき、測定上限値は設定すべき警報動作値を包含する範囲とする。

(3) 警報動作範囲の設定に関する考え方

警報動作値は、異常を検知する観点からバックグラウンドと有意な差を持たせると同時に、作業安全を考慮した適切な値とする。

4.2 2号機燃料取り出し用構台内エリア放射線モニタの構成

燃料取り出し用構台内作業エリアの線量当量率を、半導体検出器を用いてパルス信号として検出する。検出したパルス信号を演算装置にて線量当量率信号へ変換する処理を行った後、線量当量率を現場盤及び現場設置場所にて指示するとともに、免震重要棟にて指示及び記録する。

また、演算装置にて警報設定値との比較を行い、線量当量率が警報設定値に達した場合には、免震重要棟に警報音とともに一括警報及び個別警報表示を行う。

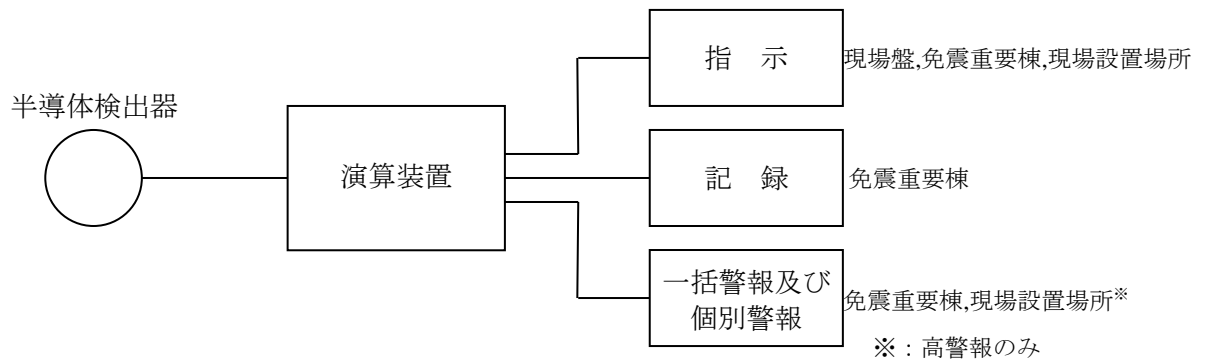


図 4.2-1 2号機燃料取り出し用構台内作業エリアのエリア放射線モニタ概略構成図

4.3 2号機燃料取り出し用構台内作業エリア放射線モニタの配置

燃料取り出し用構台内作業エリアの2箇所に設置する（図4.3-1参照）。

検出器のボトムが床から1300±100mmとなるよう床から自立させて設置する。

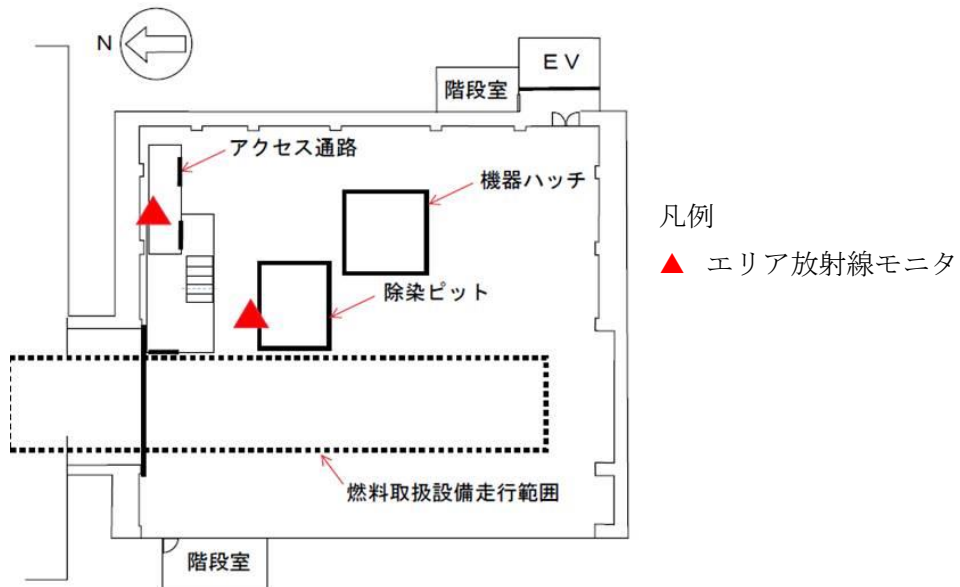


図4.3-1 2号機燃料取り出し用構台内のエリア放射線モニタ配置図

5 別添

- 別添-1 4号機使用済燃料貯蔵プールエリア放射線モニタに係る確認事項
- 別添-2 3号機使用済燃料貯蔵プールエリア放射線モニタに係る確認事項
- 別添-3 2号機燃料取り出し用構台内エリア放射線モニタに係る確認事項

4号機使用済燃料貯蔵プールエリア放射線モニタに係る確認事項

4号機使用済燃料貯蔵プールエリア放射線モニタに係る主要な確認事項を表－1に示す。

表－1 4号機使用済燃料貯蔵プールエリア放射線モニタに係る確認事項

確認事項	確認項目		確認内容	判定基準
監視	構造確認	外観確認	各部の外観を確認する。	有意な欠陥がないこと。
		据付確認	機器の据付位置, 据付状態について確認する。	実施計画通りに施工・据付されていること。
	機能確認	警報確認	設定値において警報及び表示灯が作動することを確認する。	許容範囲以内で警報及び表示灯が作動すること。
	性能確認	線源校正確認	標準線源を用いて線量当量率を測定し, 各検出器の校正が正しいことを確認する。	基準線量当量率に対する正味線量当量が, 許容範囲以内であること。
校正確認		モニタ内のテスト信号発生部により, データ収集装置に各校正点の基準入力を与え, その時のデータ収集装置の指示値が正しいことを確認する。	各指示値が許容範囲以内に入っていること。	

３号機使用済燃料貯蔵プールエリア放射線モニタに係る確認事項

３号機使用済燃料貯蔵プールエリア放射線モニタに係る主要な確認事項を表－１に示す。

表－１ ３号機使用済燃料貯蔵プールエリア放射線モニタに係る確認事項

確認事項	確認項目		確認内容	判定基準
監視	構造確認	外観確認	各部の外観を確認する。	有意な欠陥がないこと。
		据付確認	機器の据付位置, 据付状態について確認する。	実施計画通りに施工・据付されていること。
	機能確認	警報確認	設定値において警報及び表示灯が作動することを確認する。	許容範囲以内で警報及び表示灯が作動すること。
	性能確認	線源校正確認	標準線源を用いて線量当量率を測定し, 各検出器の校正が正しいことを確認する。	基準線量当量率に対する正味線量当量が, 許容範囲以内であること。
校正確認		モニタ内のテスト信号発生部により, 各校正点の基準入力を与え, その時の監視PCの指示値が正しいことを確認する。	各指示値が許容範囲以内に入っていること。	

２号機燃料取り出し用構台内エリア放射線モニタに係る確認事項

２号機燃料取り出し用構台内エリア放射線モニタに係る主要な確認事項を表－１に、エリア放射線モニタの配置図を図－１に示す。

表－１ ２号機燃料取り出し用構台内エリア放射線モニタに係る確認事項

確認事項	確認項目		確認内容	判定基準	検査場所
監視	構造確認	外観確認	各部の外観を確認する。	有意な欠陥がないこと。	現地
		据付確認	機器の据付位置，据付状態について確認する。	実施計画通りに施工・据付されていること。	現地
	機能確認	警報確認	設定値において警報及び表示灯が作動することを確認する。	許容範囲以内で警報及び表示灯が作動すること。	現地
	性能確認	線源校正確認	標準線源を用いて線量当量率を測定し，各検出器の校正が正しいことを確認する。	基準線量当量率に対する正味線量当量が，許容範囲以内であること。	現地
		校正確認	モニタ内のテスト信号発生部により，各校正点の基準入力を与え，その時の監視ＰＣの指示値が正しいことを確認する。	各指示値が許容範囲以内に入っていること。	現地

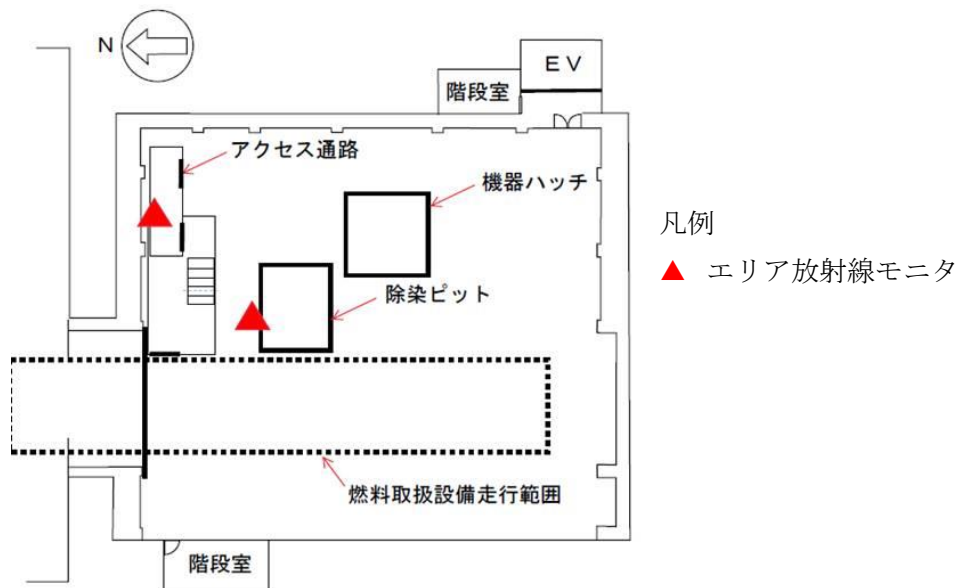


図-1 2号機燃料取り出し用構台内のエリア放射線モニタ配置図
(添付資料1-2 図4.3-1再掲)

放射性物質の飛散・拡散を防止するための機能に関する説明書

1 本説明書の記載範囲

本説明書は、2号機、3号機及び4号機燃料取り出し用カバーの放射性物質の飛散・拡散を防止するための機能について記載するものである。

2 4号機放射性物質の飛散・拡散を防止するための機能について

2.1 燃料取り出し用カバーについて

2.1.1 概要

燃料取り出し用カバーは、作業に支障が生じることのないよう作業に必要な範囲をカバーし、風雨を遮る構造とする。また、使用済燃料プール内がれき撤去時の放射性物質の舞い上がり、燃料取り出し作業に伴い建屋等に付着した放射性物質の舞い上がりによる大気放出を抑制するため、燃料取り出し用カバーは隙間を低減した構造とするとともに、換気設備を設け、排気はフィルタユニットを通じて大気へ放出する。また、現在、発電所敷地内では素（I-131）は検出されていないことから、フィルタユニットは、発電所敷地内等で検出されているセシウム（Cs-134, 137）の大気への放出が低減できる設計とする。

2.1.2 燃料取り出し用カバー

燃料取り出し用カバーの大きさは、約 69m（南北）×約 31m（東西）×約 53m（地上高）である。主体構造は鉄骨造であり、壁面及び屋根面は風雨を遮る外装材で覆う計画である。屋根面及び壁面上部には勾配を設けて、雨水の浸入を防止する構造とする。（図 2-1 燃料取り出し用カバー概略図参照）

2.1.3 換気設備

2.1.3.1 系統構成

換気設備は、燃料取り出し用カバー内気体を吸引し、排気ダクトを経由して燃料取り出し用カバーの外部に設置した排気フィルタユニットへ導く。排気フィルタユニットは、プレフィルタ、高性能粒子フィルタ、排風機等で構成され、各フィルタで放射性物質を捕集した後の気体を吹上用排気ダクトから大気へ放出する。

排気フィルタユニットは、換気風量約 25,000m³/h のユニットを 3 系列（うち 1 系列は予備）設置し、約 50,000m³/h の換気風量で運転する。

また、燃料取り出し用カバー内の放射性物質や吹上用排気ダクトから大気に放出される放射性物質の濃度を測定するため、放射性物質濃度測定器を排気フィルタユニットの出入口に設置する。（図 2-2 燃料取り出し用カバー換気設備概略構成図、図 2-3 燃料取り出し用カバー換気設備配置図、図 2-4 燃料取り出し用カバー換気設備系統図参照）

燃料取り出し用カバー換気設備の電源は、異なる系統の所内高圧母線から受電可能な構成とする。(図 2-5 燃料取り出し用カバー換気設備電源系統図参照)

なお、4号機での燃料取り出し作業は、有人での作業を計画していることから、燃料取り出し用カバー内の放射性物質濃度の低減のため、給気フィルタユニットを有する構造とする。給気フィルタユニットは、プレフィルタ、送風機、高性能粒子フィルタ等で構成され、各フィルタで放射性物質を捕集した後の気体を燃料取り出し用カバー内へ放出する。

給気フィルタユニットは、換気風量約 25,000m³/h のユニットを 3 系列 (うち 1 系列は予備) 設置し、約 50,000m³/h の換気風量で運転する。

表 2-1 換気設備構成

設備名	構成・配置等
給気フィルタユニット	配置：原子炉建屋南側の屋外に 3 系列 (うち予備 1 系列) 設置 構成：プレフィルタ 送風機 高性能粒子フィルタ (効率 97% (粒径 0.3 μm) 以上) フィルタ線量計 (高性能粒子フィルタに設置) フィルタ差圧計 (プレフィルタ, 高性能粒子フィルタに設置)
給気吹出口	配置：カバー内の側部に設置
排気吸込口	配置：カバー内の天井部に設置
排気フィルタユニット	配置：原子炉建屋南側の屋外に 3 系列 (うち予備 1 系列) 設置 構成：プレフィルタ 高性能粒子フィルタ (効率 97% (粒径 0.3 μm) 以上) 排風機 フィルタ線量計 (高性能粒子フィルタに設置) フィルタ差圧計 (プレフィルタ, 高性能粒子フィルタに設置)
吹上用排気ダクト	配置：排気フィルタユニットの下流側に設置
放射性物質濃度測定器	測定対象：カバー内及び大気放出前の放射性物質濃度 仕様：検出器種類 シンチレーション検出器 計測範囲 10 ⁰ ~10 ⁴ s ⁻¹ 台数 排気フィルタユニット入口 1 台 排気フィルタユニット出口 2 台

2.1.3.2 換気風量について

燃料取り出し用カバー内の環境は、燃料取扱機、クレーン及び電源盤の設備保護のため40℃以下（設計値）となる換気設備を設けるものとする。また、カバー内での燃料取り出し作業は、有人による作業を計画していることから、作業エリアには、局所的にローカル空調機を設け夏期及び冬期の作業環境の向上を図るものとする。

燃料取り出し用カバー内の熱負荷を除熱するのに必要な換気風量は、下式により求められ約50,000m³/hとなる。

$$Q=q/(C_p \cdot \rho \cdot (t_1-t_2) \cdot 1/3600)$$

Q : 換気（排気）風量（m³/h）

q : 設計用熱負荷，約143（kW）（機器発熱）※1

C_p : 定圧比熱，1.004652（kJ/kg・℃）

ρ : 密度，1.2（kg/m³）

t₁ : カバー内温度，40（℃）

t₂ : 設計用外気温度，31.5（℃）※2

※1 10%の余裕を含む

※2 28.5℃（小名浜気象台で観測された1971年～1975年の5年間の観測データにおける累積出現率が99%となる最高温度）+約3℃（送風機のヒートアップによる温度上昇）

2.1.3.3 運転管理および保守管理

(1) 運転管理

送風機・排風機の起動/停止操作は、屋外地上部に設置した現場制御盤で行うものとし、故障等により送風機・排風機が停止した場合には、予備機が自動起動する。

現場制御盤では、送風機・排風機の運転状態（起動停止状態）、放射性物質濃度が表示され、それらの異常を検知した場合には、警報を発する。また、免震重要棟でも同様に、送風機・排風機の運転状態（起動停止状態）、放射性物質濃度が表示され、それらの情報に異常を検知した場合は、警報を発するシステムとなっている。

放射性物質濃度測定器を排気フィルタユニットの出入口に設置し、燃料取り出し用カバー内から大気に放出される放射性物質濃度を測定する。

(2) 保守管理

換気設備については安全上重要な設備ではなく、運転継続性の要求が高くない。保守作業に伴う被ばくを極力低減する観点から、異常の兆候が確認された場合に対応する。なお、排気フィルタユニット出口の放射性物質濃度測定器については、外部への放射性物質放出抑制の監視の観点から多重化し、機器の単一故障により機能が喪失した場合でも測定可能な設備構成とする。

また、フィルタについては、差圧計（プレフィルタ、高性能粒子フィルタに設置）又は線量計（高性能粒子フィルタに設置）の値を確認しながら、必要な時期に交換する。

2.1.3.4 異常時の措置

燃料取り出し用カバー換気設備が停止しても、セシウムの使用済燃料プールから大気への移行割合は、 $1 \times 10^{-3} \sim 1 \times 10^{-5} \%$ 程度であり、4号機から放出される放射性物質は小さいと評価されている（Ⅱ.2.3 使用済燃料プール設備参照）ことから、放射性物質の異常な放出とならないと考えられる。また、4号機の使用済燃料プール水における放射性物質濃度は、Cs-134： $4.5 \times 10^0 \text{Bq/cm}^3$ 、Cs-137： $6.6 \times 10^0 \text{Bq/cm}^3$ （平成24年1月30日に使用済燃料プールより採取した水の分析結果）である。

なお、燃料取り出し用カバー換気設備は、機器の単一故障が発生した場合を想定して、送風機、排風機及び電源の多重化を実施しており、切替等により機能喪失後の速やかな運転の再開を可能とする。また、排気フィルタユニット出口の放射性物質濃度測定器については、2台の連続運転とし、1台故障時においても放射性物質濃度を計測可能とする。

2.2 放射性物質の飛散・拡散を防止するための機能について

2.2.1 排気フィルタによる低減効果

燃料取り出し用カバー内から排気フィルタユニットを通じて大気へ放出される放射性物質は、高性能粒子フィルタ（効率97%（粒径 $0.3 \mu\text{m}$ 以上））により低減される。

セシウムの使用済燃料プールから大気への移行割合は、 $1 \times 10^{-3} \sim 1 \times 10^{-5} \%$ 程度であり、4号機から放出される放射性物質は小さいと評価されている。（Ⅱ.2.3 使用済燃料プール設備参照）

表2-2に発電所敷地内で測定された放射性物質濃度を示す。仮に、燃料取り出し用カバー内が表2-2に示す放射性物質濃度のうち、濃度の高い4号機オペレーティングフロア上の放射性物質濃度であった場合、排気フィルタを通過して大気へ放出される放射性物質濃度は表2-3の通りとなる。

表 2-2 発電所敷地内の放射性物質濃度 (Bq/cm³)

核種	4号機原子炉建屋オペレーティングフロア上の濃度 (平成23年6月18日測定)	福島第一原子力発電所西門の濃度 (平成23年6月18日測定) ※
Cs-134	約 1.2×10^{-4}	約 5.4×10^{-6}
Cs-137	約 1.1×10^{-4}	約 6.2×10^{-6}

※現在は、検出限界値以下であるが、4号機オペレーティングフロア上の測定値との比較のため、平成23年6月18日の測定値とした。

$$Q = C \cdot (1 - f)$$

Q : フィルタ通過後の放射性物質濃度 (Bq/cm³)

C : カバー内に吸い込まれる外気の放射性物質濃度 (Bq/cm³) (表 2-2 参照)

f : フィルタ効率 (高性能粒子フィルタ 97%)

表 2-3 フィルタ通過後の放射性物質濃度

核種	濃度 (Bq/cm ³)
Cs-134	約 3.6×10^{-6}
Cs-137	約 3.3×10^{-6}

以上の結果、表 2-2 及び表 2-3 より、フィルタ通過後の放射性物質濃度は西門での放射性物質濃度よりも低いレベルとなる。

2.2.2 敷地境界線量

2.2.2.1 評価条件

- (1) 燃料取り出し用カバー内が、表 2-2 に示す 4号機オペレーティングフロア上の放射性物質濃度であった場合に排気フィルタユニットを介して大気に放出されるものと仮定する。
- (2) 減衰は考慮しない。
- (3) 地上放出と仮定する。
- (4) 燃料取り出し用カバーの供用期間である 5年間 (想定) に放出される放射性物質が地表に沈着し蓄積した時点のγ線に起因する実効線量と仮定し評価する。
- (5) 大気拡散の評価に用いる気象条件は、福島第一原子力発電所原子炉設置変更許可申請書で採用したものと同一気象データを使用する。

2.2.2.2 評価方法

燃料取り出し用カバー排気フィルタユニットから放出される放射性物質による一般公衆の実効線量は、以下の被ばく経路について年間実効線量(mSv/年)を評価する。

- (1) 放射性雲からの γ 線に起因する実効線量
- (2) 吸入摂取による実効線量
- (3) 地面に沈着した放射性物質からの γ 線に起因する実効線量

2.2.2.3 放射性雲からの γ 線に起因する実効線量

放射性物質の γ 線に起因する実効線量については、「発電用軽水型原子炉施設周辺の線量目標値に対する評価指針」の放射性雲からの γ 線による実効線量の評価の評価式を用いて評価する。

(1) 計算地点における空気カーマ率の計算

計算地点 (x, y, 0) における空気カーマ率は、次式により計算する。

$$D = K_1 \cdot E \cdot \mu_{en} \int_0^{\infty} \int_{-\infty}^{\infty} \int_0^{\infty} \frac{e^{-\mu \cdot r}}{4\pi r^2} \cdot B(\mu r) \cdot \chi(x', y', z') dx' dy' dz' \quad \dots \quad 2-1$$

ここで、 D : 計算地点(x, y, 0)における空気カーマ率 (μ Gy/y)

K_1 : 空気カーマ率への換算係数 ($4.46 \times 10^{-4} \frac{\text{dis} \cdot \text{m}^3 \cdot \mu \text{Gy}}{\text{MeV} \cdot \text{Bq} \cdot \text{h}}$)

E : γ 線の実効エネルギー (0.5MeV/dis)

μ_{en} : 空気に対する γ 線の線エネルギー吸収係数 (m^{-1})

μ : 空気に対する γ 線の線減衰係数 (m^{-1})

r : 放射性雲中の点(x', y', z')から計算地点(x, y, 0)までの距離 (m)

$B(\mu r)$: 空気に対する γ 線の再生係数

$$B(\mu r) = 1 + \alpha(\mu r) + \beta(\mu r)^2 + \gamma(\mu r)^3$$

ただし、 μ_{en} , μ , α , β , γ については、0.5MeVの γ 線に対する値を用い、以下のとおりとする。

$$\mu_{en} = 3.84 \times 10^{-3} (\text{m}^{-1}), \quad \mu = 1.05 \times 10^{-2} (\text{m}^{-1})$$

$$\alpha = 1.000, \quad \beta = 0.4492, \quad \gamma = 0.0038$$

$\chi(x', y', z')$: 放射性雲中の点(x', y', z')における濃度 (Bq/m³)

なお、 $\chi(x', y', z')$ は、次式により計算する。

$$\chi(x', y', z') = \frac{Q}{2\pi \cdot \sigma_y \cdot \sigma_z \cdot U} \cdot e^{-\frac{y'^2}{2\sigma_y^2}} \cdot \left\{ e^{-\frac{(z' - H)^2}{2\sigma_z^2}} + e^{-\frac{(z' + H)^2}{2\sigma_z^2}} \right\} \quad \dots \quad 2-2$$

ここで、 Q : 放射性物質の放出率 (Bq/s)
 U : 放出源高さを代表する風速 (m/s)
 H : 放出源の有効高さ (m)
 σ_y : 濃度分布の y' 方向の拡がりのパラメータ (m)
 σ_z : 濃度分布の z' 方向の拡がりのパラメータ (m)

このとき、有効高さと同じ高度 ($z' = H$) の軸上で放射性物質濃度が最も濃くなる。被ばく評価地点は地上 ($z' = 0$) であるため、地上放散が最も厳しい評価を与えることになる。

(2) 実効線量の計算

計算地点における年間の実効線量は、計算地点を含む方位及びその隣接方位に向かう放射性雲の γ 線からの空気カーマを合計して、次式により計算する。

$$H_\gamma = K_2 \cdot f_h \cdot f_0 \cdot (\bar{D}_L + \bar{D}_{L-1} + \bar{D}_{L+1}) \cdots \cdots \cdots \quad 2-3$$

ここで、 H_γ : 放射性物質の γ 線に起因する年間の実効線量 (μ Sv/y)
 K_2 : 空気カーマから実効線量への換算係数 (0.8μ Sv/ μ Gy)
 f_h : 家屋の遮へい係数 (1.0)
 f_0 : 居住係数 (1.0)
 $(\bar{D}_L + \bar{D}_{L-1} + \bar{D}_{L+1})$: 計算地点を含む方位(L)及びその隣接方位に向かう放射性雲による年間平均の γ 線による空気カーマ (μ Gy/y)。これらは 2-1 式から得られる空気カーマ率 D を放出モード、大気安定度別風向分布及び風速分布を考慮して年間について積算して求める。

2.2.2.4 吸入摂取による実効線量

吸入摂取による実効線量については、「発電用軽水型原子炉施設周辺の線量目標値に対する評価指針」の吸入摂取による実効線量の評価の評価式を用いて評価する。

(1) 放射性物質の年平均地表空気中濃度の計算

計算地点における年平均地表空気中濃度 $\bar{\chi}$ は、2-2 式を用い、隣接方位からの寄与も考慮して、次式により計算する。

$$\bar{\chi} = \sum_j \bar{\chi}_{jL} + \sum_j \bar{\chi}_{jL-1} + \sum_j \bar{\chi}_{jL+1} \cdots \cdots \cdots \quad 2-4$$

ここで、 j : 大気安定度 (A~F)
 L : 計算地点を含む方位

(2) 線量の計算

放射性物質の呼吸による実効線量は、次式により計算する。

$$H_I = 365 \cdot \sum_i K_{Ii} \cdot A_{Ii} \quad \dots \dots \dots \quad 2-5$$

$$A_{Ii} = M_a \cdot \bar{\chi}_i \quad \dots \dots \dots \quad 2-6$$

ここで、 H_I : 吸入摂取による年間の実効線量 (μ Sv/y)
 365 : 年間日数への換算係数 (d/y)
 K_{Ii} : 核種 i の吸入摂取による成人実効線量換算係数 (μ Sv/Bq)
 A_{Ii} : 核種 i の吸入による摂取率 (Bq/d)
 M_a : 人間の呼吸率 (m^3/d)
 (成人の1日平均の呼吸率: $22.2 m^3/d$ を使用)
 $\bar{\chi}_i$: 核種 i の年平均地表空気中濃度 (Bq/ m^3)

表 2-4 吸入摂取による成人の実効線量換算係数 (μ Sv/Bq)

核種	Cs-134	Cs-137
K_{Ii}	2.0×10^{-2}	3.9×10^{-2}

2.2.2.5 地面に沈着した放射性物質からの γ 線に起因する実効線量

地面に沈着した放射性物質からの γ 線に起因する実効線量については、「発電用軽水型原子炉施設の安全審査における一般公衆の線量評価について」の地面に沈着した放射性物質濃度を計算し、放射性物質濃度からの実効線量への換算係数を用いて評価する。

(1) 放射性物質の年平均地上空気中濃度の計算

計算地点における年平均地上空気中濃度 $\bar{\chi}$ は、2-4式により計算する。

(2) 線量の計算

地面に沈着した放射性物質からの γ 線に起因する実効線量は、次式により計算する。

$$H_G = \sum_i K_{Gi} \cdot S_{Oi} \quad \dots \dots \dots \quad 2-7$$

$$S_{Oi} = \bar{\chi}_i \cdot V_g \cdot \frac{f_1}{\lambda_i} \cdot (1 - e^{-\lambda_i \cdot T_0}) \quad \dots \dots \dots \quad 2-8$$

ここで、 H_G : 地面に沈着した放射性物質からの γ 線に起因する
 年間の実効線量 (μ Sv/y)
 K_{Gi} : 核種 i の地表沈着による外部被ばく線量換算係数 ($\frac{\mu$ Sv/y / Bq/ m^2)
 S_{Oi} : 核種 i の地表濃度 (Bq/ m^2)

- \bar{x}_i : 核種 i の年平均地表空气中濃度 (Bq/m³)
 V_g : 沈着速度 (0.01m/s)
 λ_i : 核種 i の物理的減衰係数 (s⁻¹)
 T_0 : 放射性物質の放出期間 (s) (カバー供用期間の 5 年を想定)
 f_1 : 沈着した放射性物質のうち残存する割合 (保守的に 1 を用いる)

表 2-5 放射性物質濃度から実効線量への換算係数 ((Sv/s)/(Bq/m²))

核種	Cs-134	Cs-137
K_{Gi}	1.5×10^{-15}	5.8×10^{-16}

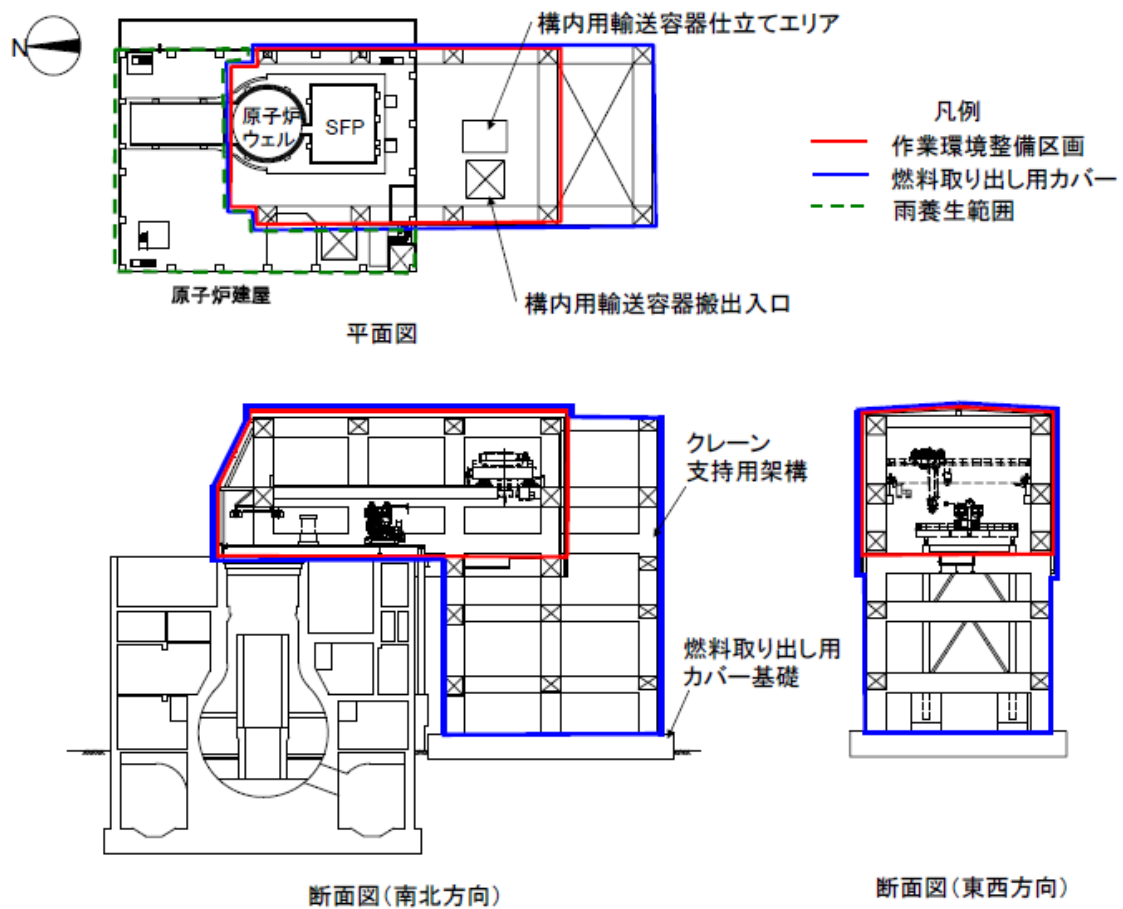
2.2.2.6 評価結果

表 2-3 に示す濃度の放射性物質の放出が燃料取り出し用カバーの供用期間である 5 年間 (想定) 続くと仮定して算出した結果, 年間被ばく線量は敷地境界で約 0.008mSv/年であり, 法令の線量限度 1mSv/年に比べても十分低いと評価される。(表 2-6 参照)

また, 「Ⅲ. 3. 2 放射性廃棄物等の管理に関する補足説明」での評価 (約 0.03mSv/年) に比べても十分に低いと評価される。

表 2-6 燃料取り出し用カバー排気フィルタユニットからの放射性物質の放出による一般公衆の実効線量 (mSv/年)

評価項目			合計
放射性雲	吸入摂取	地表沈着	
約 1.3×10^{-7}	約 5.4×10^{-5}	約 7.4×10^{-3}	約 7.5×10^{-3}



【燃料取り出し用カバー】

- ・ 作業環境整備区画を構成・支持する架構及び附属設備を指す。
- ・ 燃料取り出し用カバーのうち、作業環境整備区画は外装材等により区画し、換気対象範囲とする。

【雨養生範囲】

- ・ 燃料取り出し用カバー以外のオペレーティングフロアエリアは雨水対策を施す。
- ・ 換気対象範囲外とする。

図 2-1 燃料取り出し用カバー概略図

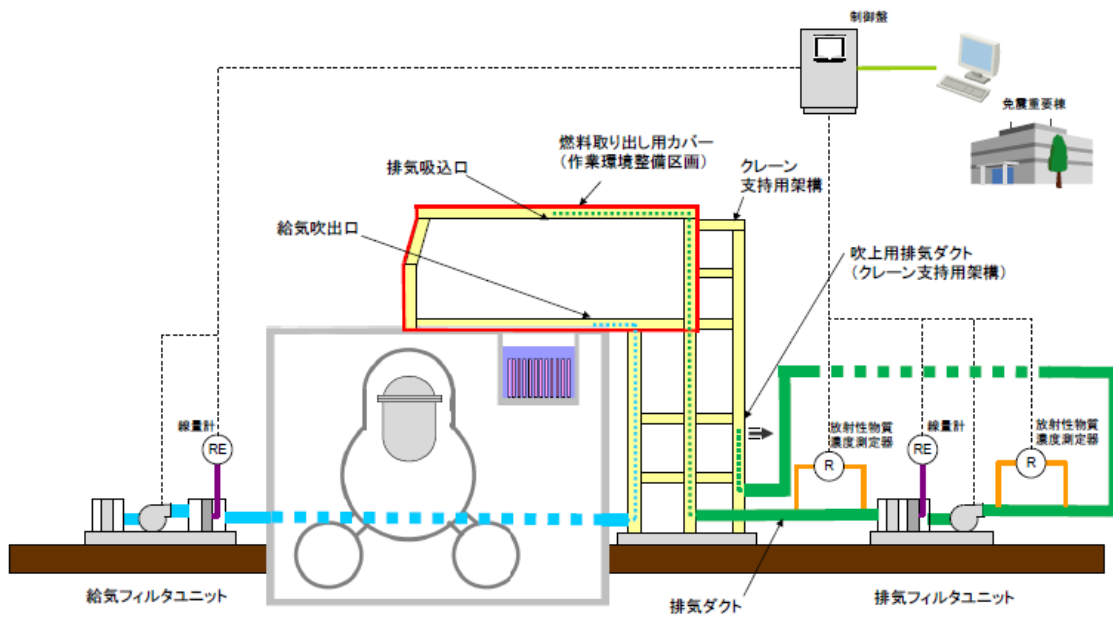


図 2-2 燃料取り出し用カバー換気設備概略構成図

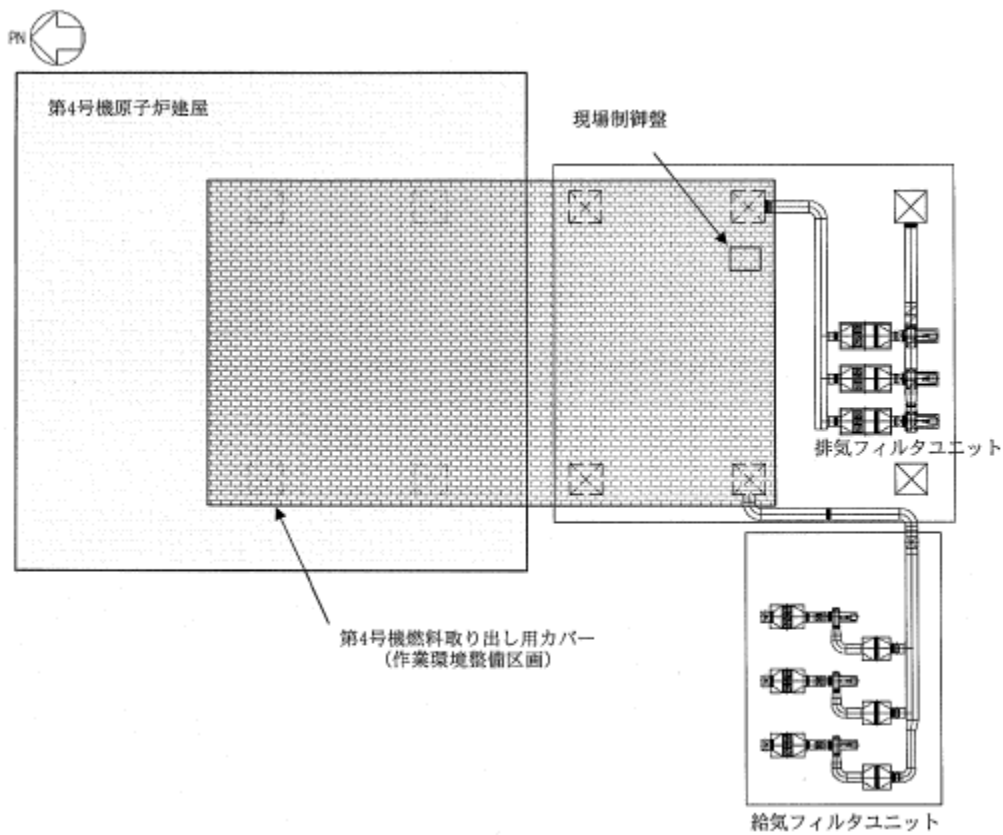


図 2-3 燃料取り出し用カバー換気設備配置図

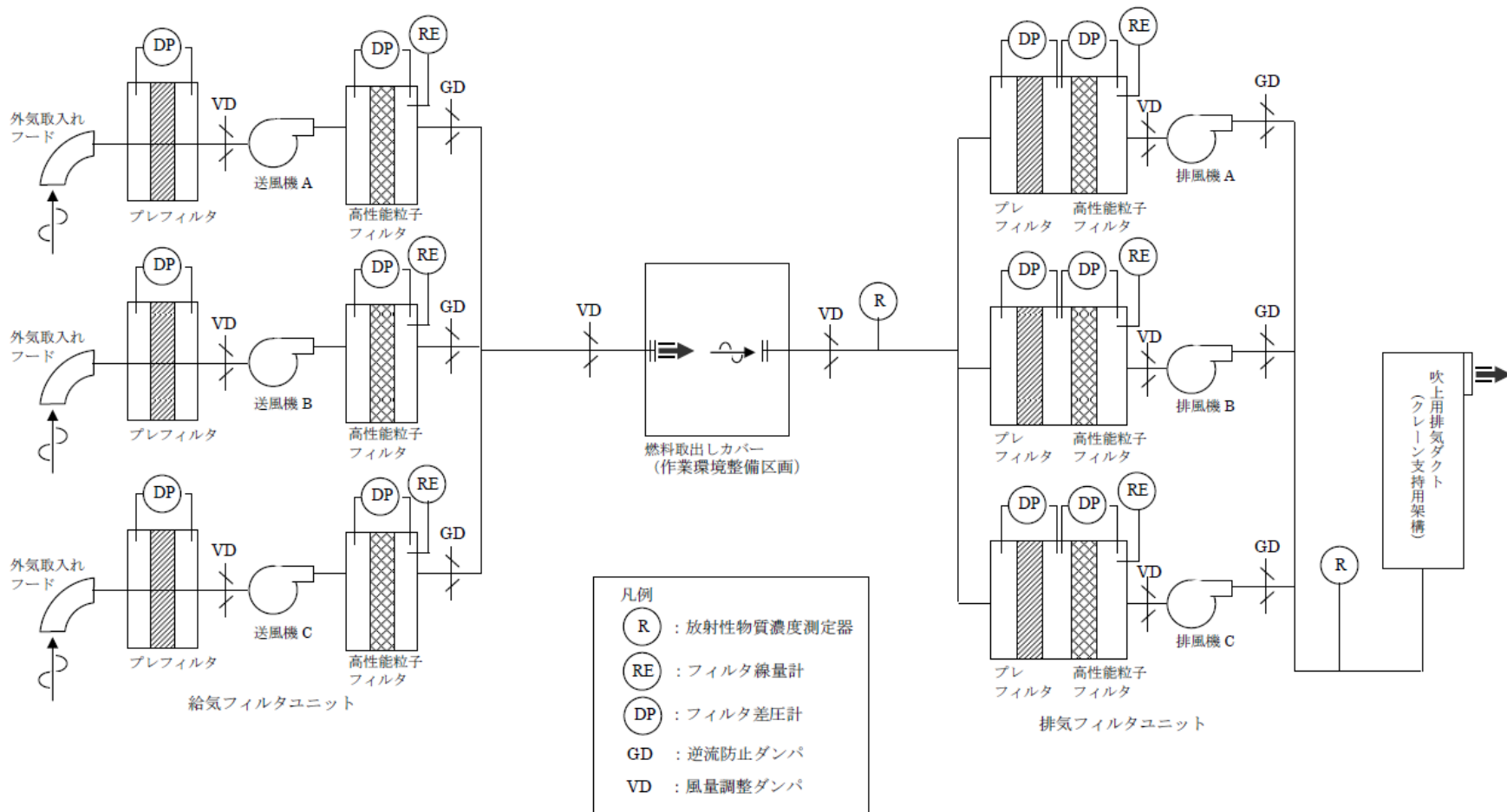
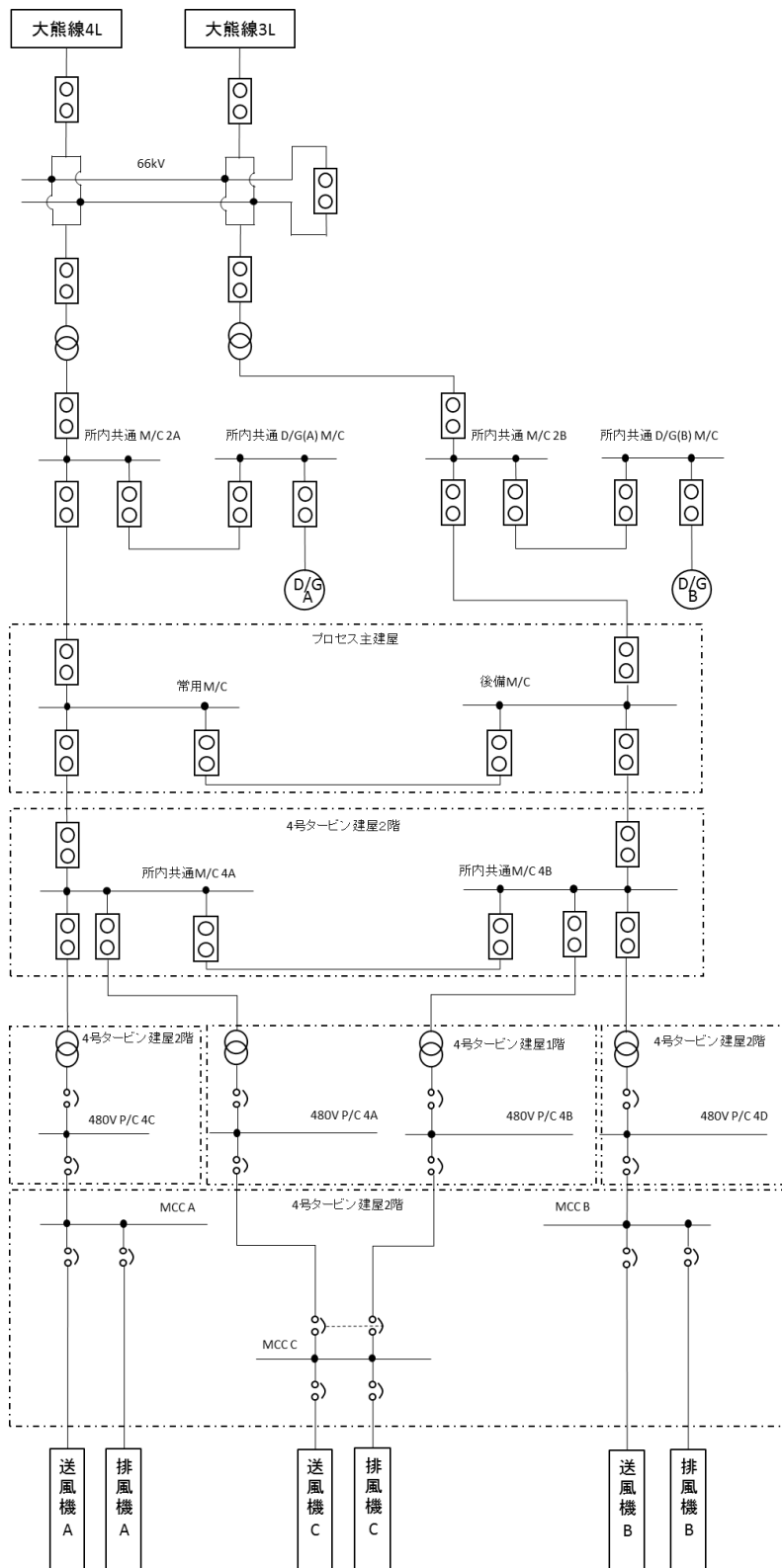


図 2-4 燃料取り出し用カバー換気設備系統図



※平成 29 年 9 月時点

図 2-5 燃料取り出し用カバー換気設備電源系統図

3 3号機放射性物質の飛散・拡散を防止するための機能について

3.1 燃料取り出し用カバーについて

3.1.1 概要

燃料取り出し用カバーは、作業に支障が生じることのないよう作業に必要な範囲をカバーし、風雨を遮る構造とする。また、使用済燃料プール内がれき撤去時の放射性物質の舞い上がり、燃料取り出し作業に伴い建屋等に付着した放射性物質の舞い上がりによる大気放出を抑制するため、燃料取り出し用カバーは隙間を低減した構造とするとともに、換気設備を設け、排気はフィルタユニットを通じて大気へ放出する。また、現在、発電所敷地内では素（I-131）は検出されていないことから、フィルタユニットは、発電所敷地内等で検出されているセシウム（Cs-134, 137）の大気への放出が低減できる設計とする。

3.1.2 燃料取り出し用カバー

燃料取り出し用カバーの大きさは、約 19m（南北）×約 57m（東西）×約 54m（地上高）である。主体構造は鉄骨造であり、ドーム状の屋根を外装材で覆い、風雨を遮る構造とする。（図 3-1 燃料取り出し用カバー概略図参照）

3.1.3 換気設備

3.1.3.1 系統構成

換気設備は、燃料取り出し用カバー内気体を吸引し、排気ダクトを経由して燃料取り出し用カバーの外部に設置した排気フィルタユニットへ導く。排気フィルタユニットは、プレフィルタ、高性能粒子フィルタ等で構成され、各フィルタで放射性物質を捕集した後の気体を吹上用排気ダクトから大気へ放出する。

排気フィルタユニットは、約 10,000m³/h のユニットを 4 系列（うち 1 系列は予備）、排風機は、換気風量約 30,000m³/h のユニットを 2 系列（うち 1 系列は予備）設置し、約 30,000m³/h の換気風量で運転する。

また、燃料取り出し用カバー内の放射性物質や吹上用排気ダクトから大気に放出される放射性物質の濃度を測定するため、放射性物質濃度測定器を排気フィルタユニットの出入口に設置する。（図 3-2 燃料取り出し用カバー換気設備概略構成図、図 3-3 燃料取り出し用カバー換気設備配置図、図 3-4 燃料取り出し用カバー換気設備系統図参照）

燃料取り出し用カバー換気設備の電源は、異なる系統の所内高圧母線から受電可能な構成とする。（図 3-5 燃料取り出し用カバー換気設備電源系統図参照）

表 3-1 換気設備構成

設備名	構成・配置等
排気吸込口	配置：カバー内の天井部に設置
排気フィルタユニット	配置：原子炉建屋西側の屋外に 4 系列（うち予備 1 系列）設置 構成：プレフィルタ 高性能粒子フィルタ（効率 97%（粒径 0.3 μm）以上） フィルタ線量計（高性能粒子フィルタに設置） フィルタ差圧計（プレフィルタ，高性能粒子フィルタに設置）
排風機	配置：原子炉建屋西側の屋外に 2 系列（うち予備 1 系列）設置
吹上用排気ダクト	配置：排気フィルタユニットの下流側に設置
放射性物質濃度測定器	測定対象：カバー内及び大気放出前の放射性物質濃度 仕様：検出器種類 シンチレーション検出器 計測範囲 10 ⁻¹ ～10 ⁵ s ⁻¹ 台数 排気フィルタユニット入口 1 台 排気フィルタユニット出口 2 台

3.1.3.2 換気風量について

燃料取り出し用カバー内の環境は、燃料取扱機、クレーン及び電源盤の設備保護のため 40℃以下（設計値）となる換気設備を設けるものとする。

燃料取り出し用カバー内の熱負荷を除熱するのに必要な換気風量は、下式により求められる風量に余裕をみた約 30,000m³/h とする。

$$Q=q/(C_p \cdot \rho \cdot (t_1-t_2) \cdot 1/3600)$$

Q：換気（排気）風量（m³/h）

q：設計用熱負荷，約 60（kW）

（機器発熱，日射，使用済燃料プールからの熱，原子炉からの熱）※¹

C_p：定圧比熱，1.004652（kJ/kg・℃）

ρ：密度，1.2（kg/m³）

t₁：カバー内温度，40（℃）

t₂：設計用外気温度，28.5（℃）※²

※¹ 約 10%の余裕を含む

※² 小名浜気象台で観測された 1972 年～1976 年の 5 年間の観測データにおける累積出現率が 99%となる最高温度

3.1.3.3 運転管理および保守管理

(1) 運転管理

排風機の起動/停止操作は、屋外地上部に設置したコンテナハウス内の現場制御盤で行うものとし、故障等により排風機が停止した場合には、予備機が自動起動する。

現場制御盤では、排風機の運転状態（起動停止状態）、放射性物質濃度が表示され、それらの異常を検知した場合には、警報を発する。また、免震重要棟でも同様に、排風機の運転状態（起動停止状態）、放射性物質濃度が表示され、それらの情報に異常を検知した場合は、警報を発するシステムとなっている。

放射性物質濃度測定器を排気フィルタユニットの出入口に設置し、燃料取り出し用カバー内から大気に放出される放射性物質濃度を測定する。

(2) 保守管理

換気設備については安全上重要な設備ではなく、運転継続性の要求が高くない。保守作業に伴う被ばくを極力低減する観点から、異常の兆候が確認された場合に対応する。なお、排気フィルタユニット出口の放射性物質濃度測定器については、外部への放射性物質放出抑制の監視の観点から多重化し、機器の単一故障により機能が喪失した場合でも測定可能な設備構成とする。

また、フィルタについては、差圧計（プレフィルタ、高性能粒子フィルタに設置）又は線量計（高性能粒子フィルタに設置）の値を確認しながら、必要な時期に交換する。

3.1.3.4 異常時の措置

燃料取り出し用カバー換気設備が停止しても、セシウムの使用済燃料プールから大気への移行割合は、 $1 \times 10^{-3} \sim 1 \times 10^{-5} \%$ 程度であり、3号機から放出される放射性物質は小さいと評価されている（Ⅱ.2.3 使用済燃料プール設備参照）ことから、放射性物質の異常な放出とならないと考えられる。また、3号機の使用済燃料プール水における放射性物質濃度は、Cs-134： $2.4 \times 10^3 \text{Bq/cm}^3$ 、Cs-137： $3.9 \times 10^3 \text{Bq/cm}^3$ （平成24年9月24日に使用済燃料プールより採取した水の分析結果）である。

なお、燃料取り出し用カバー換気設備は、機器の単一故障が発生した場合を想定して、送風機、排風機及び電源の多重化を実施しており、切替等により機能喪失後の速やかな運転の再開を可能とする。また、排気フィルタユニット出口の放射性物質濃度測定器については、2台の連続運転とし、1台故障時においても放射性物質濃度を計測可能とする。

3.2 放射性物質の飛散・拡散を防止するための機能について

3.2.1 排気フィルタによる低減効果

燃料取り出し用カバー内から排気フィルタユニットを通じて大気へ放出される放射性物質は、高性能粒子フィルタ（効率 97%（粒径 $0.3\mu\text{m}$ ）以上）により低減される。

セシウムの使用済燃料プールから大気への移行割合は、 $1\times 10^{-3}\sim 1\times 10^{-5}\%$ 程度であり、3号機から放出される放射性物質は小さいと評価されている。（Ⅱ.2.3 使用済燃料プール設備参照）

表 3-2 に 3号機原子炉建屋上部で測定された放射性物質濃度を示す。仮に、燃料取り出し用カバー内が表 3-2 に示す放射性物質濃度であった場合、排気フィルタを通過して大気へ放出される放射性物質濃度は表 3-3 の通りとなる。

表 3-2 3号機原子炉建屋上部の放射性物質濃度（ Bq/cm^3 ）

核種	原子炉上北東側（横方向）※
Cs-134	約 5.2×10^{-4}
Cs-137	約 8.0×10^{-4}

※平成 24 年 9 月 6 日測定

$$Q=C\cdot(1-f)$$

Q : フィルタ通過後の放射性物質濃度（ Bq/cm^3 ）

C : カバー内に吸い込まれる外気の放射性物質濃度（ Bq/cm^3 ）（表 3-2 参照）

f : フィルタ効率（高性能粒子フィルタ 97%）

表 3-3 フィルタ通過後の放射性物質濃度

核種	濃度（ Bq/cm^3 ）
Cs-134	約 1.6×10^{-5}
Cs-137	約 2.4×10^{-5}

以上の結果、表 3-2 及び表 3-3 より、フィルタ通過後の放射性物質濃度は約 1/30 となる。

3.2.2 敷地境界線量

3.2.2.1 評価条件

- (1) 燃料取り出し用カバー内が、表 3-2 に示す 3号機オペレーティングフロア上の放射性物質濃度であった場合に排気フィルタユニットを介して大気に放出されるものと仮

定する。

- (2) 減衰は考慮しない。
- (3) 地上放出と仮定する。
- (4) 燃料取り出し用カバーの供用期間である5年間（想定）に放出される放射性物質が地表に沈着し蓄積した時点の γ 線に起因する実効線量と仮定し評価する。
- (5) 大気拡散の評価に用いる気象条件は、福島第一原子力発電所原子炉設置変更許可申請書で採用したものと同一気象データを使用する。

3.2.2.2 評価方法

燃料取り出し用カバー排気フィルタユニットから放出される放射性物質による一般公衆の実効線量は、以下の被ばく経路について年間実効線量(mSv/年)を評価する。

- (1) 放射性雲からの γ 線に起因する実効線量
- (2) 吸入摂取による実効線量
- (3) 地面に沈着した放射性物質からの γ 線に起因する実効線量

3.2.2.3 放射性雲からの γ 線に起因する実効線量

放射性物質の γ 線に起因する実効線量については、「発電用軽水型原子炉施設周辺の線量目標値に対する評価指針」の放射性雲からの γ 線による実効線量の評価の評価式を用いて評価する。

- (1) 計算地点における空気カーマ率の計算

計算地点 $(x, y, 0)$ における空気カーマ率は、次式により計算する。

$$D = K_1 \cdot E \cdot \mu_{en} \int_0^\infty \int_{-\infty}^\infty \int_0^\infty \frac{e^{-\mu \cdot r}}{4\pi r^2} \cdot B(\mu r) \cdot \chi(x', y', z') dx' dy' dz' \quad \dots \quad 3-1$$

ここで、 D : 計算地点 $(x, y, 0)$ における空気カーマ率 (μ Gy/h)

K_1 : 空気カーマ率への換算係数 ($4.46 \times 10^{-4} \frac{\text{dis} \cdot \text{m}^3 \cdot \mu \text{Gy}}{\text{MeV} \cdot \text{Bq} \cdot \text{h}}$)

E : γ 線の実効エネルギー (0.5MeV/dis)

μ_{en} : 空気に対する γ 線の線エネルギー吸収係数 (m^{-1})

μ : 空気に対する γ 線の線減衰係数 (m^{-1})

r : 放射性雲中の点 (x', y', z') から計算地点 $(x, y, 0)$ までの距離 (m)

$B(\mu r)$: 空気に対する γ 線の再生係数

$$B(\mu r) = 1 + \alpha(\mu r) + \beta(\mu r)^2 + \gamma(\mu r)^3$$

ただし、 μ_{en} , μ , α , β , γ については、0.5MeVの γ 線に対する値を用い、以下のとおりとする。

$$\mu_{en}=3.84 \times 10^{-3} (\text{m}^{-1}), \quad \mu = 1.05 \times 10^{-2} (\text{m}^{-1})$$

$$\alpha = 1.000, \quad \beta = 0.4492, \quad \gamma = 0.0038$$

$\chi(x', y', z')$: 放射性雲中の点 (x', y', z') における濃度 (Bq/m³)

なお, $\chi(x', y', z')$ は, 次式により計算する。

$$\chi(x', y', z') = \frac{Q}{2\pi \cdot \sigma_y \cdot \sigma_z \cdot U} \cdot e^{-\frac{y'^2}{2\sigma_y^2}} \cdot \left\{ e^{-\frac{(z' - H)^2}{2\sigma_z^2}} + e^{-\frac{(z' + H)^2}{2\sigma_z^2}} \right\} \cdot 3-2$$

ここで, Q : 放射性物質の放出率 (Bq/s)

U : 放出源高さを代表する風速 (m/s)

H : 放出源の有効高さ (m)

σ_y : 濃度分布の y' 方向の拡がりのパラメータ (m)

σ_z : 濃度分布の z' 方向の拡がりのパラメータ (m)

このとき, 有効高さと同じ高度 ($z' = H$) の軸上で放射性物質濃度が最も濃くなる。被ばく評価地点は地上 ($z' = 0$) であるため, 地上放散が最も厳しい評価を与えることになる。

(2) 実効線量の計算

計算地点における年間の実効線量は, 計算地点を含む方位に向かう放射性雲の γ 線からの空気カーマを合計して, 次式により計算する。

$$H_\gamma = K_2 \cdot f_h \cdot f_0 \cdot \bar{D}_L \quad \dots \dots \dots \quad 3-3$$

ここで, H_γ : 放射性物質の γ 線に起因する年間の実効線量 (μ Sv/y)

K_2 : 空気カーマから実効線量への換算係数 (0.8μ Sv/ μ Gy)

f_h : 家屋の遮へい係数 (1.0)

f_0 : 居住係数 (1.0)

\bar{D}_L : 計算地点を含む方位(L)に向かう放射性雲による年間平均の γ 線による空気カーマ (μ Gy/y)。

3.2.2.4 吸入摂取による実効線量

吸入摂取による実効線量については, 「発電用軽水型原子炉施設周辺の線量目標値に対する評価指針」の吸入摂取による実効線量の評価の評価式を用いて評価する。

(1) 放射性物質の年平均地表空気中濃度の計算

計算地点における年平均地表空気中濃度 $\bar{\chi}$ は, 3-2 式を用い, 隣接方位からの寄与も考慮して, 次式により計算する。

$$\bar{\chi} = \sum_j \bar{\chi}_{jL} + \sum_j \bar{\chi}_{jL-1} + \sum_j \bar{\chi}_{jL+1} \dots \dots \dots 3-4$$

ここで、 j : 大気安定度 (A~F)
L : 計算地点を含む方位

(2) 線量の計算

放射性物質の呼吸による実効線量は、次式により計算する。

$$H_{Ii} = 365 \cdot \sum_i K_{Ii} \cdot A_{Ii} \dots \dots \dots 3-5$$

$$A_{Ii} = M_a \cdot \bar{\chi}_i \dots \dots \dots 3-6$$

ここで、 H_{Ii} : 吸入摂取による年間の実効線量 (μ Sv/y)
365 : 年間日数への換算係数 (d/y)
 K_{Ii} : 核種 i の吸入摂取による成人実効線量換算係数 (μ Sv/Bq)
 A_{Ii} : 核種 i の吸入による摂取率 (Bq/d)
 M_a : 人間の呼吸率 (m^3/d)
(成人の1日平均の呼吸率: $22.2m^3/d$ を使用)
 $\bar{\chi}_i$: 核種 i の年平均地表空气中濃度 (Bq/m^3)

表 3-4 吸入摂取による成人の実効線量換算係数 (μ Sv/Bq)

核種	Cs-134	Cs-137
K_{Ii}	2.0×10^{-2}	3.9×10^{-2}

3.2.2.5 地面に沈着した放射性物質からの γ 線に起因する実効線量

地面に沈着した放射性物質からの γ 線に起因する実効線量については、「発電用軽水型原子炉施設の安全審査における一般公衆の線量評価について」の地面に沈着した放射性物質濃度を計算し、放射性物質濃度からの実効線量への換算係数を用いて評価する。

(1) 放射性物質の年平均地上空气中濃度の計算

計算地点における年平均地上空气中濃度 $\bar{\chi}$ は、3-4 式により計算する。

(2) 線量の計算

地面に沈着した放射性物質からの γ 線に起因する実効線量は、次式により計算する。

$$H_G = \sum_i K_{Gi} \cdot S_{oi} \dots \dots \dots 3-7$$

$$S_{oi} = \bar{\chi}_i \cdot V_g \cdot \frac{f_1}{\lambda_i} \cdot \left(1 - e^{-\lambda_i \cdot T_o}\right) \dots \dots \dots 3-8$$

ここで、 H_G : 地面に沈着した放射性物質からの γ 線に起因する
 年間の実効線量 ($\mu\text{Sv/y}$)

K_{Gi} : 核種 i の地表沈着による外部被ばく線量換算係数 ($\frac{\mu\text{Sv/y}}{\text{Bq/m}^2}$)

S_{0i} : 核種 i の地表濃度 (Bq/m^2)

\bar{x}_i : 核種 i の年平均地表空気中濃度 (Bq/m^3)

V_g : 沈着速度 (0.01m/s)

λ_i : 核種 i の物理的減衰係数 (s^{-1})

T_0 : 放射性物質の放出期間 (s) (カバー供用期間の5年を想定)

f_1 : 沈着した放射性物質のうち残存する割合 (保守的に1を用いる)

表 3-5 放射性物質濃度から実効線量への換算係数 ((Sv/s)/(Bq/m²))

核種	Cs-134	Cs-137
K_{Gi}	1.5×10^{-15}	5.8×10^{-16}

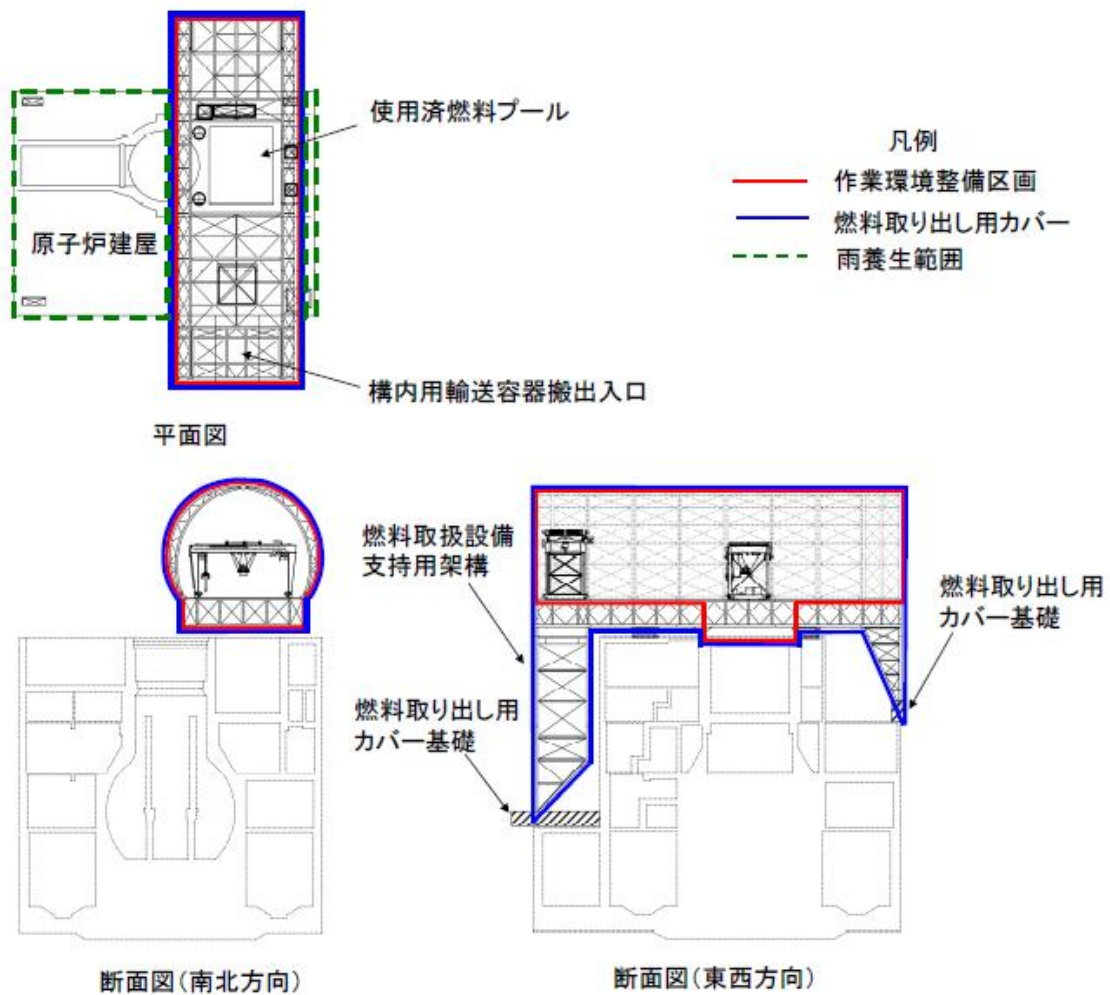
3.2.2.6 評価結果

表 3-3 に示す濃度の放射性物質の放出が燃料取り出し用カバーの供用期間である5年間(想定)続くと仮定して算出した結果、年間被ばく線量は敷地境界で約0.015mSv/年であり、法令の濃度限度1mSv/年に比べても十分低いと評価される。(表 3-6 参照)

また、「Ⅲ.3.2 放射性廃棄物等の管理に関する補足説明」での評価(約0.03mSv/年)に比べても低いと評価される。

表 3-6 燃料取り出し用カバー排気フィルタユニットからの
 放射性物質の放出による一般公衆の実効線量 (mSv/年)

評価項目			合計
放射性雲	吸入摂取	地表沈着	
約 4.5×10^{-7}	約 1.3×10^{-4}	約 1.5×10^{-2}	約 1.5×10^{-2}



【燃料取り出し用カバー】

- ・ 作業環境整備区画を構成・支持する架構及び附属設備を指す。
- ・ 燃料取り出し用カバーのうち、作業環境整備区画は外装材等により区画し、換気対象範囲とする。

【雨養生範囲】

- ・ 燃料取り出し用カバー以外のオペレーティングフロアエリアは雨水対策を施す。
- ・ 換気対象範囲外とする。

図 3-1 燃料取り出し用カバー概略図

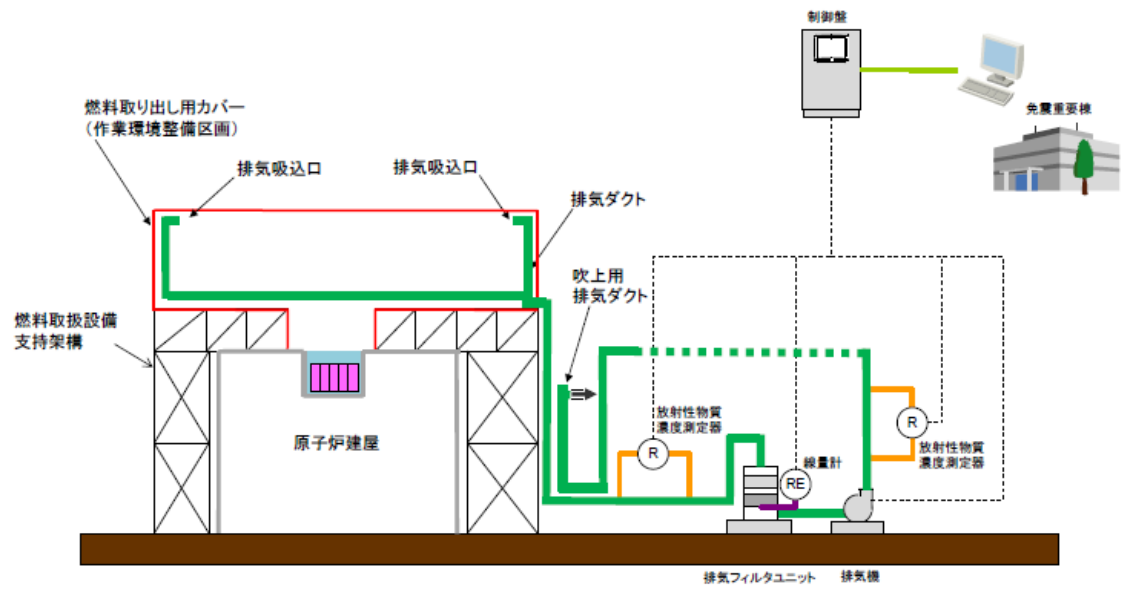


図 3-2 燃料取り出し用カバー換気設備概略構成図

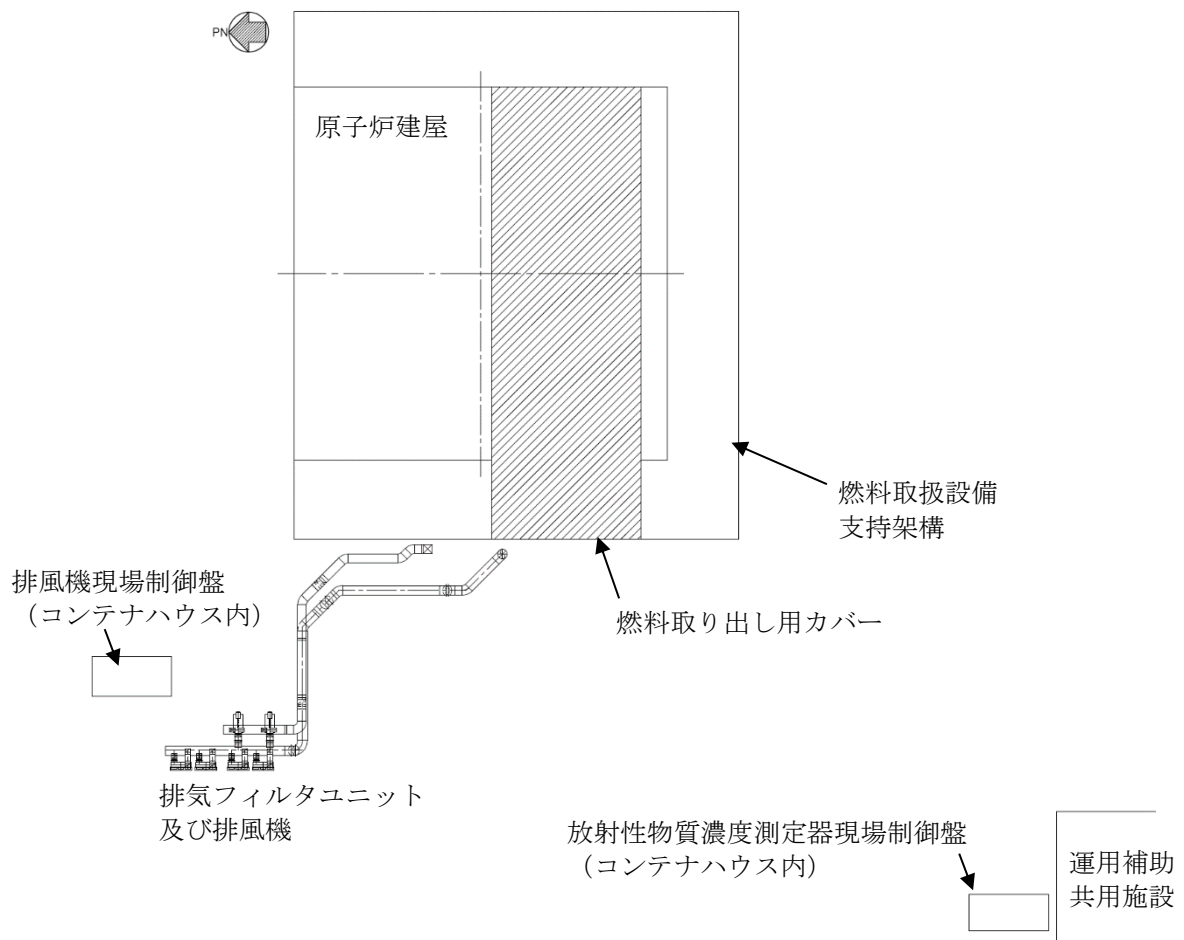


図 3-3 燃料取り出し用カバー換気設備配置図

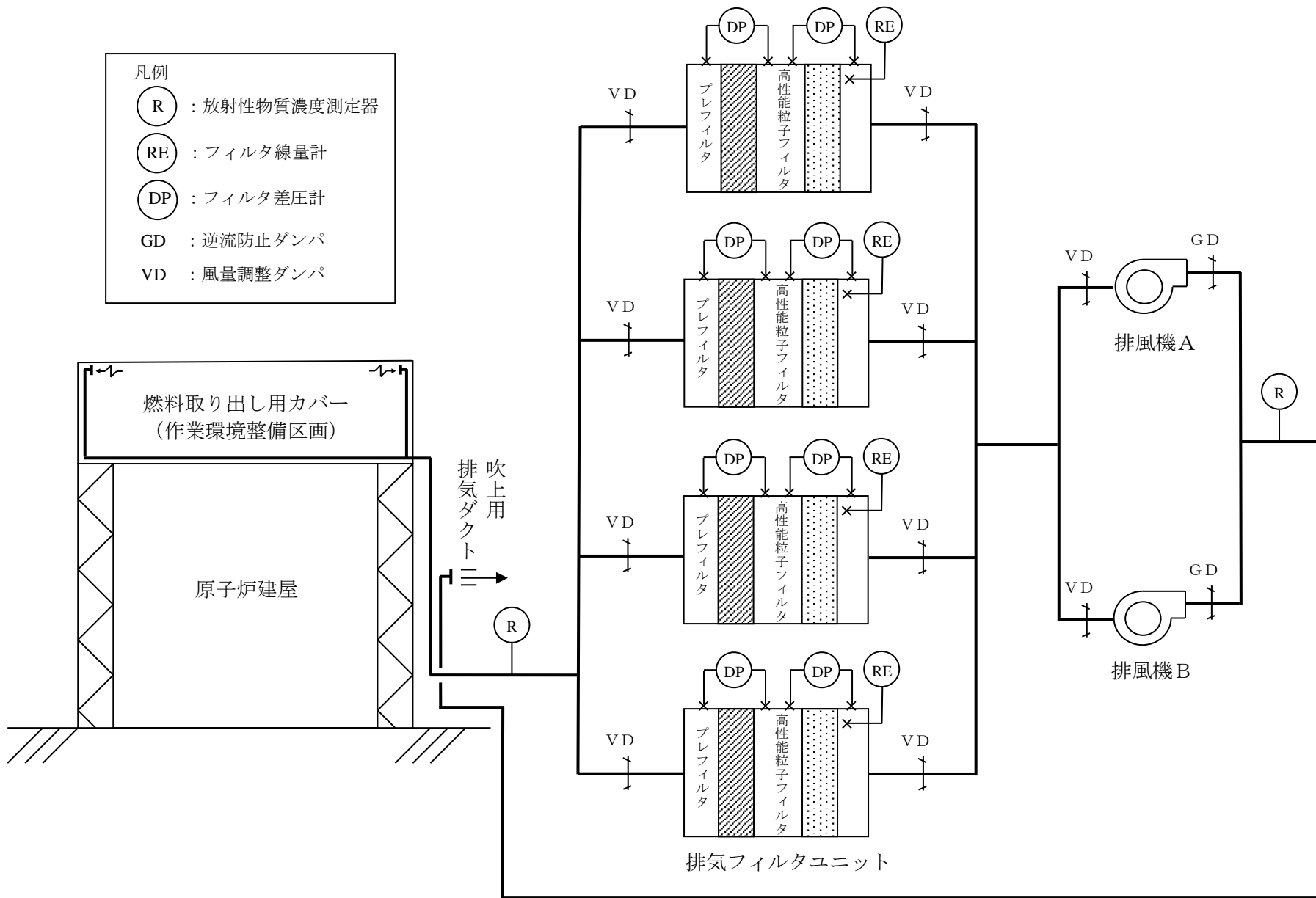
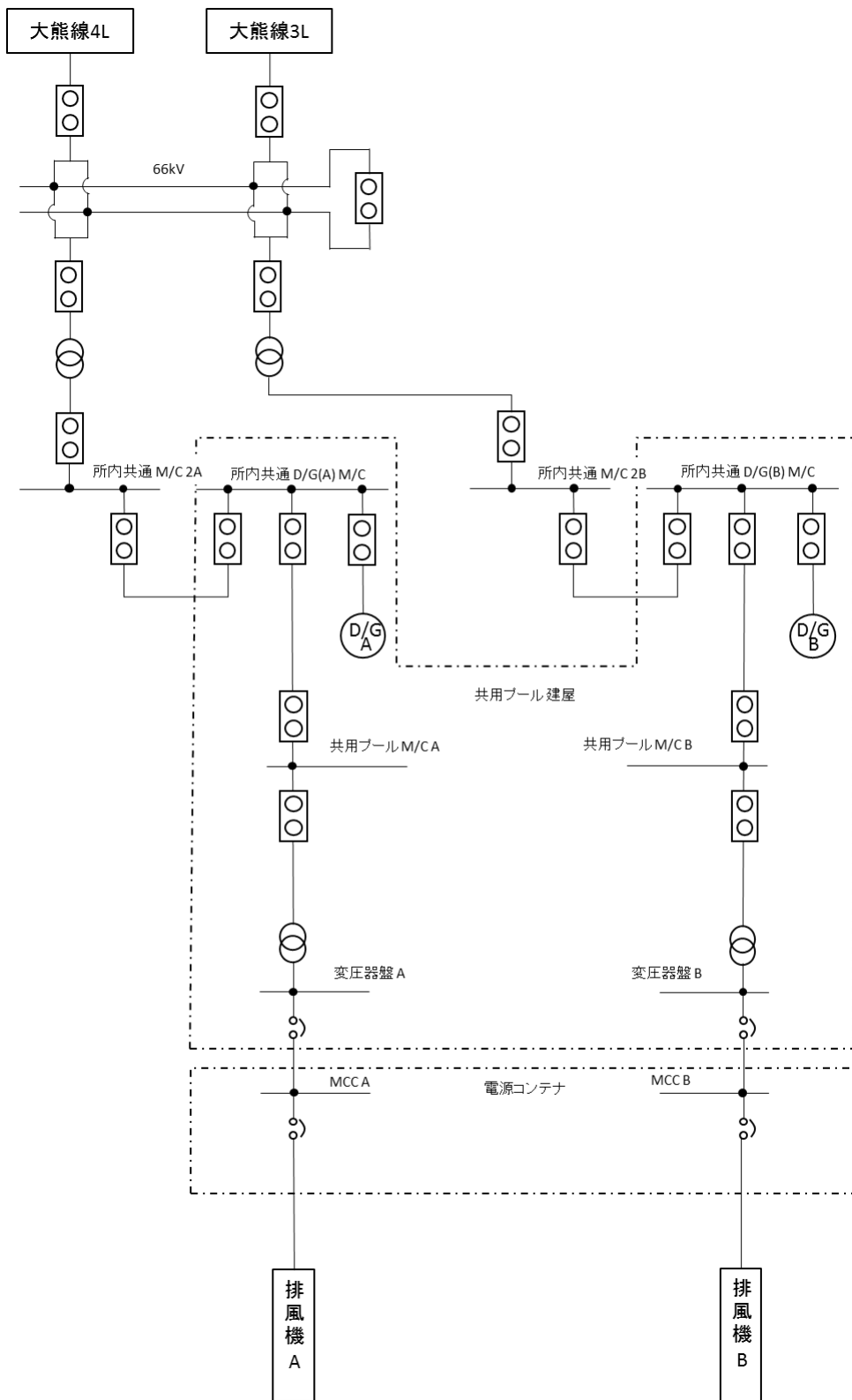


図 3-4 燃料取り出し用カバー換気設備系統図



※平成 29 年 9 月時点

図 3-5 燃料取り出し用カバー換気設備電源系統図

4 2号機放射性物質の飛散・拡散を防止するための機能について

4.1 燃料取り出し用構台について

4.1.1 概要

燃料取り出し用構台は、作業に支障が生じることのないよう作業に必要な範囲をカバーし、風雨を遮る構造とする。また、燃料取り出し作業に伴い建屋等に付着した放射性物質の舞い上がりによる大気放出を抑制するため、燃料取り出し用構台は隙間を低減した構造とするとともに、換気設備を設け、排気はフィルタユニットを通じて大気へ放出する。また、現在、発電所敷地内ではヨウ素 (I-131) は検出されていないことから、フィルタユニットは、発電所敷地内等で検出されているセシウム (Cs-134, 137) の大気への放出が低減できる設計とする。

4.1.2 燃料取り出し用構台

燃料取り出し用構台の大きさは、約 33m (南北) × 約 27m (東西) × 約 45m (地上高) である。主体構造は鉄骨造であり、燃料取り出し用構台作業エリアの壁面及び屋根面を外装材で覆い、風雨を遮る構造とする。(図 4-1 燃料取り出し用構台概略図参照)

4.1.3 換気設備

4.1.3.1 系統構成

換気設備は、原子炉建屋オペレーティングフロア及び燃料取り出し用構台内の気体を吸引し、排気ダクトを経由して燃料取り出し用構台地上階に設置した排気フィルタユニットへ導く。排気フィルタユニットは、プレフィルタ、高性能粒子フィルタ等で構成され、各フィルタで放射性物質を捕集した後の気体を吹上用排気ダクトから大気へ放出する。

排気フィルタユニットは、約 10,000m³/h のユニットを 4 系列 (うち 1 系列は予備)、排風機は、換気風量約 30,000m³/h のユニットを 2 系列 (うち 1 系列は予備) 設置し、原子炉建屋オペレーティングフロア及び燃料取り出し用構台作業エリアを約 30,000m³/h の換気風量で運転する。

また、原子炉建屋オペレーティングフロア内、燃料取り出し用構台内及び吹上用排気ダクトから大気に放出される放射性物質の濃度を測定するため、放射性物質濃度測定器を排気フィルタユニットの出入口に設置する。(図 4-2 原子炉建屋オペレーティングフロア及び燃料取り出し用構台換気設備概略構成図、図 4-3 原子炉建屋オペレーティングフロア及び燃料取り出し用構台換気設備配置図、図 4-4 原子炉建屋オペレーティングフロア及び燃料取り出し用構台換気設備系統図参照)

原子炉建屋オペレーティングフロア及び燃料取り出し用構台換気設備の電源は、異なる系統の所内高圧母線から受電可能な構成とする。(図 4-5 原子炉建屋オペレーティングフロア及び燃料取り出し用構台換気設備電源系統図参照)

表 4-1 換気設備構成

設備名	構成・配置等
排気吸込口	配置：原子炉建屋オペレーティングフロア壁面及び燃料取り出し用構台床上に設置
排気フィルタユニット	配置：燃料取り出し用構台地上階に 4 系列（うち予備 1 系列）設置 構成：プレフィルタ／高性能粒子フィルタ（効率 97%（粒径 0.3 μm）以上） フィルタ線量計（各排気フィルタユニットに設置） フィルタ差圧計（プレフィルタ，高性能粒子フィルタに設置）
排風機	配置：燃料取り出し用構台地上階に 2 系列（うち予備 1 系列）設置
吹上用排気ダクト	配置：排気フィルタユニットの下流側に設置
放射性物質濃度測定器	測定対象：原子炉建屋オペレーティングフロア内，燃料取り出し用構台内及び大気放出前の放射性物質濃度 仕様：検出器種類 シンチレーション検出器 計測範囲 $10^{-1} \sim 10^5 \text{s}^{-1}$ 台数 排気フィルタユニット入口 4 台（原子炉建屋側，燃料取り出し用構台側 2 台ずつ） 排気フィルタユニット出口 2 台

4.1.3.2 換気風量について

原子炉建屋オペレーティングフロア及び燃料取り出し用構台内の環境は，燃料取扱機，クレーン及び電源盤の設備保護のため 40℃以下（設計値）となる換気設備を設けるものとする。

原子炉建屋オペレーティングフロア及び燃料取り出し用構台内の熱負荷を除熱するのに必要な換気風量は，下式により求められる風量に余裕をみた約 30,000m³/h とする。

$$Q=q/(C_p \cdot \rho \cdot (t_1-t_2) \cdot 1/3600)$$

Q：換気（排気）風量（m³/h）

q：設計用熱負荷，約 80（kW）

（機器発熱，日射，使用済燃料プールからの熱，原子炉からの熱）※1

C_p：定圧比熱，1.004652（kJ/kg・℃）

ρ : 密度, 1.2 (kg/m³)

t1 : 燃料取り出し用構台内温度, 40 (°C)

t2 : 設計用外気温度, 28.5 (°C) ※2

※1 約 10%の余裕を含む

※2 小名浜気象台で観測された 1972 年～1976 年の 5 年間の観測データにおける累積出現率が 99%となる最高温度

4.1.3.3 運転管理および保守管理

(1) 運転管理

排風機の起動/停止操作は、免震重要棟集中監視室で行うものとし、故障等により排風機が停止した場合には、予備機が自動起動する。

免震重要棟集中監視室では、排風機の運転状態（起動停止状態）、放射性物質濃度が表示され、それらの異常を検知した場合には、警報を発する。

放射性物質濃度測定器を排気フィルタユニットの出入口に設置し、原子炉建屋オペレーティングフロア及び燃料取り出し用構台から大気に放出される放射性物質濃度を測定する。

(2) 保守管理

換気設備については安全上重要な設備ではなく、運転継続性の要求が高くない。保守作業に伴う被ばくを極力低減する観点から、異常の兆候が確認された場合に対応する。なお、排気フィルタユニット出入口の放射性物質濃度測定器については、現場の放射性物質監視及び外部への放射性物質飛散抑制の観点から多重化し、機器の単一故障により機能が喪失した場合でも測定可能な設備構成とする。

また、フィルタについては、差圧計（プレフィルタ、高性能粒子フィルタに設置）又は線量計（排気フィルタユニットに設置）の値を確認しながら、必要な時期に交換する。

4.1.3.4 異常時の措置

原子炉建屋オペレーティングフロア及び燃料取り出し用構台換気設備が停止しても、セシウムの使用済燃料プールから大気への移行割合は、 $1 \times 10^{-5} \sim 1 \times 10^{-3} \%$ 程度であり、2号機から放出される放射性物質は小さいと評価されている（Ⅱ.2.3 使用済燃料プール設備参照）ことから、放射性物質の異常な放出とされないと考えられる。また、2号機の使用済燃料プール水における放射性物質濃度は、Cs-134 : $1.42 \times 10^4 \text{Bq/L}$, Cs-137 : $5.89 \times 10^5 \text{Bq/L}$ (令和2年10月15日に使用済燃料プールより採取した水の分析結果)である。

なお、原子炉建屋オペレーティングフロア及び燃料取り出し用構台換気設備は、機器の単一故障が発生した場合を想定して、排風機及び電源の多重化を実施しており、切替等により機能喪失後の速やかな運転の再開を可能とする。また、排気フィルタユニット出入口の放射性物質濃度測定器については、2台の連続運転とし、1台故障時においても放射性物質濃度を計測可能とする。

4.2 放射性物質の飛散・拡散を防止するための機能について

4.2.1 排気フィルタによる低減効果

原子炉建屋オペレーティングフロア及び燃料取り出し用構台内から排気フィルタユニットを通じて大気へ放出される放射性物質は、プレフィルタ／高性能粒子フィルタ（効率 97%（粒径 $0.3\mu\text{m}$ ）以上）により低減される。

セシウムの使用済燃料プールから大気への移行割合は、 $1\times 10^{-5}\sim 1\times 10^{-3}\%$ 程度であり、2号機から放出される放射性物質は小さいと評価されている。（Ⅱ.2.3 使用済燃料プール設備参照）

表 4-2 に 2号機原子炉建屋オペレーティングフロア上で測定された放射性物質濃度を示す。仮に、原子炉建屋オペレーティングフロア及び燃料取り出し用構台内が表 4-2 に示す放射性物質濃度であった場合、排気フィルタを通過して大気へ放出される放射性物質濃度は表 4-3 の通りとなる。

表 4-2 2号機原子炉建屋オペレーティングフロア上の放射性物質濃度 (Bq/cm³)

核種	オペレーティングフロア上の濃度 (令和1年8月～令和2年8月の 検出濃度の平均値)
Cs-134	約 7.6×10^{-6}
Cs-137	約 5.0×10^{-5}

$$Q=C \cdot (1-f)$$

Q : フィルタ通過後の放射性物質濃度 (Bq/cm³)

C : 原子炉建屋オペレーティングフロア及び燃料取り出し用構台内の放射性物質濃度 (Bq/cm³) (表 4-2 参照)

f : フィルタ効率 (プレフィルタ／高性能粒子フィルタ 97%)

表 4-3 フィルタ通過後の放射性物質濃度

核種	濃度 (Bq/cm ³)
Cs-134	約 2.3×10^{-7}
Cs-137	約 1.5×10^{-6}

以上の結果、表 4-2 及び表 4-3 より、フィルタ通過後の放射性物質濃度は約 1/30 となる。

4.2.2 敷地境界線量

4.2.2.1 評価条件

- (1) 原子炉建屋オペレーティングフロア及び燃料取り出し用構台内が、表 4-2 に示す 2 号機原子炉建屋オペレーティングフロア上の放射性物質濃度であった場合に排気フィルタユニットを介して大気に放出されるものと仮定する。
- (2) 減衰は考慮しない。
- (3) 地上放出と仮定する。
- (4) 燃料取り出し用構台の供用期間である 5 年間（想定）に放出される放射性物質が地表に沈着し蓄積した時点の γ 線に起因する実効線量と仮定し評価する。
- (5) 大気拡散の評価に用いる気象条件は、福島第一原子力発電所原子炉設置変更許可申請書で採用したものと同一気象データを使用する。

4.2.2.2 評価方法

原子炉建屋オペレーティングフロア及び燃料取り出し用構台排気フィルタユニットから放出される放射性物質による一般公衆の実効線量は、以下の被ばく経路について年間実効線量(mSv/年)を評価する。

- (1) 放射性雲からの γ 線に起因する実効線量
- (2) 吸入摂取による実効線量
- (3) 地面に沈着した放射性物質からの γ 線に起因する実効線量

4.2.2.3 放射性雲からの γ 線に起因する実効線量

放射性物質の γ 線に起因する実効線量については、「発電用軽水型原子炉施設周辺の線量目標値に対する評価指針」の放射性雲からの γ 線による実効線量の評価の評価式を用いて評価する。

- (1) 計算地点における空気カーマ率の計算

計算地点 (x, y, 0) における空気カーマ率は、次式により計算する。

$$D = K_1 \cdot E \cdot \mu_{\text{en}} \int_0^{\infty} \int_{-\infty}^{\infty} \int_0^{\infty} \frac{e^{-\mu \cdot r}}{4\pi r^2} \cdot B(\mu r) \cdot \chi(x', y', z') dx' dy' dz' \quad \dots \quad 4-1$$

ここで、 D : 計算地点(x, y, 0)における空気カーマ率 (μ Gy/h)

K_1 : 空気カーマ率への換算係数 ($4.46 \times 10^{-4} \frac{\text{dis} \cdot \text{m}^3 \cdot \mu \text{Gy}}{\text{MeV} \cdot \text{Bq} \cdot \text{h}}$)

E : γ 線の実効エネルギー (0.5MeV/dis)

μ_{en} : 空気に対する γ 線の線エネルギー吸収係数 (m^{-1})

μ : 空気に対する γ 線の線減衰係数 (m^{-1})

r : 放射性雲中の点(x', y', z')から計算地点 (x, y, 0) までの距離 (m)

$B(\mu r)$: 空気に対する γ 線の再生係数

$$B(\mu r) = 1 + \alpha(\mu r) + \beta(\mu r)^2 + \gamma(\mu r)^3$$

ただし、 μ_{en} , μ , α , β , γ については、0.5MeV の γ 線に対する値を用い、以下のとおりとする。

$$\mu_{en}=3.84 \times 10^{-3}(\text{m}^{-1}), \quad \mu=1.05 \times 10^{-2}(\text{m}^{-1})$$

$$\alpha=1.000, \quad \beta=0.4492, \quad \gamma=0.0038$$

$\chi(x', y', z')$: 放射性雲中の点 (x', y', z') における濃度 (Bq/m³)

なお、 $\chi(x', y', z')$ は、次式により計算する。

$$\chi(x', y', z') = \frac{Q}{2\pi \cdot \sigma_y \cdot \sigma_z \cdot U} \cdot e^{-\frac{y'^2}{2\sigma_y^2}} \cdot \left\{ e^{-\frac{(z' - H)^2}{2\sigma_z^2}} + e^{-\frac{(z' + H)^2}{2\sigma_z^2}} \right\} \cdot 4-2$$

ここで、 Q : 放射性物質の放出率 (Bq/s)

U : 放出源高さを代表する風速 (m/s)

H : 放出源の有効高さ (m)

σ_y : 濃度分布の y' 方向の拡がりのパラメータ (m)

σ_z : 濃度分布の z' 方向の拡がりのパラメータ (m)

このとき、有効高さと同じ高度 ($z'=H$) の軸上で放射性物質濃度が最も濃くなる。被ばく評価地点は地上 ($z'=0$) であるため、地上放散が最も厳しい評価を与えることになる。

(2) 実効線量の計算

計算地点における年間の実効線量は、計算地点を含む方位に向かう放射性雲の γ 線からの空気カーマを合計して、次式により計算する。

$$H_\gamma = K_2 \cdot f_h \cdot f_0 \cdot (\bar{D}_L + \bar{D}_{L-1} + \bar{D}_{L+1}) \cdots \cdots \cdots 4-3$$

ここで、 H_γ : 放射性物質の γ 線に起因する年間の実効線量 (μ Sv/y)

K_2 : 空気カーマから実効線量への換算係数 (0.8 μ Sv/ μ Gy)

f_h : 家屋の遮へい係数 (1.0)

f_0 : 居住係数 (1.0)

$(\bar{D}_L + \bar{D}_{L-1} + \bar{D}_{L+1})$: 計算地点を含む方位(L)及びその隣接方位に向かう放射性雲による年間平均の γ 線による空気カーマ (μ Gy/y)。これらは 4-1 式から得られる空気カーマ率 D を放出モード、大気安定度別風向分布及び風速分布を考慮して年間について積算して求める。

4.2.2.4 吸入摂取による実効線量

吸入摂取による実効線量については、「発電用軽水型原子炉施設周辺の線量目標値に対する評価指針」の吸入摂取による実効線量の評価の評価式を用いて評価する。

(1) 放射性物質の年平均地表空气中濃度の計算

計算地点における年平均地表空气中濃度 $\bar{\chi}$ は、4-2式を用い、隣接方位からの寄与も考慮して、次式により計算する。

$$\bar{\chi} = \sum_j \bar{\chi}_{jL} + \sum_j \bar{\chi}_{jL-1} + \sum_j \bar{\chi}_{jL+1} \dots \dots \dots 4-4$$

ここで、 j : 大気安定度 (A~F)
L : 計算地点を含む方位

(2) 線量の計算

放射性物質の呼吸による実効線量は、次式により計算する。

$$H_i = 365 \cdot \sum_i K_{Li} \cdot A_{Li} \dots \dots \dots 4-5$$

$$A_{Li} = M_a \cdot \bar{\chi}_i \dots \dots \dots 4-6$$

ここで、 H_i : 吸入摂取による年間の実効線量 (μ Sv/y)
365 : 年間日数への換算係数 (d/y)
 K_{Li} : 核種 i の吸入摂取による成人実効線量換算係数 (μ Sv/Bq)
 A_{Li} : 核種 i の吸入による摂取率 (Bq/d)
 M_a : 人間の呼吸率 (m^3/d)
(成人の1日平均の呼吸率: $22.2m^3/d$ を使用)
 $\bar{\chi}_i$: 核種 i の年平均地表空气中濃度 (Bq/ m^3)

表 4-4 吸入摂取による成人の実効線量換算係数 (μ Sv/Bq)

核種	Cs-134	Cs-137
K_{Li}	2.0×10^{-2}	3.9×10^{-2}

4.2.2.5 地面に沈着した放射性物質からの γ 線に起因する実効線量

地面に沈着した放射性物質からの γ 線に起因する実効線量については、「発電用軽水型原子炉施設の安全審査における一般公衆の線量評価について」の地面に沈着した放射性物質濃度を計算し、放射性物質濃度からの実効線量への換算係数を用いて評価する。

(1) 放射性物質の年平均地上空気中濃度の計算

計算地点における年平均地上空気中濃度 $\bar{\chi}$ は、4-4式により計算する。

(2) 線量の計算

地面に沈着した放射性物質からの γ 線に起因する実効線量は次式により計算する。

$$H_G = \sum_i K_{Gi} \cdot S_{Oi} \quad \dots \dots \dots \quad 4-7$$

$$S_{Oi} = \bar{\chi}_i \cdot V_g \cdot \frac{f_1}{\lambda_i} \cdot \left(1 - e^{-\lambda_i \cdot T_0}\right) \quad \dots \dots \dots \quad 4-8$$

ここで、 H_G : 地面に沈着した放射性物質からの γ 線に起因する
年間の実効線量 ($\mu Sv/y$)

K_{Gi} : 核種*i*の地表沈着による外部被ばく線量換算係数 ($\frac{\mu Sv/y}{Bq/m^2}$)

(表 4-5 参照)

S_{Oi} : 核種*i*の地表濃度 (Bq/m^2)

$\bar{\chi}_i$: 核種*i*の年平均地表空気中濃度 (Bq/m^3)

V_g : 沈着速度 (0.01m/s)

λ_i : 核種*i*の物理的減衰係数 (s^{-1})

T_0 : 放射性物質の放出期間 (s) (燃料取り出し用構台供用期間の5年を想定)

f_1 : 沈着した放射性物質のうち残存する割合 (保守的に1を用いる)

表 4-5 核種*i*の地表沈着による外部被ばく線量換算係数 ((Sv/s)/(Bq/m²))

核種	Cs-134	Cs-137
K_{Gi}	1.5×10^{-15}	5.8×10^{-16}

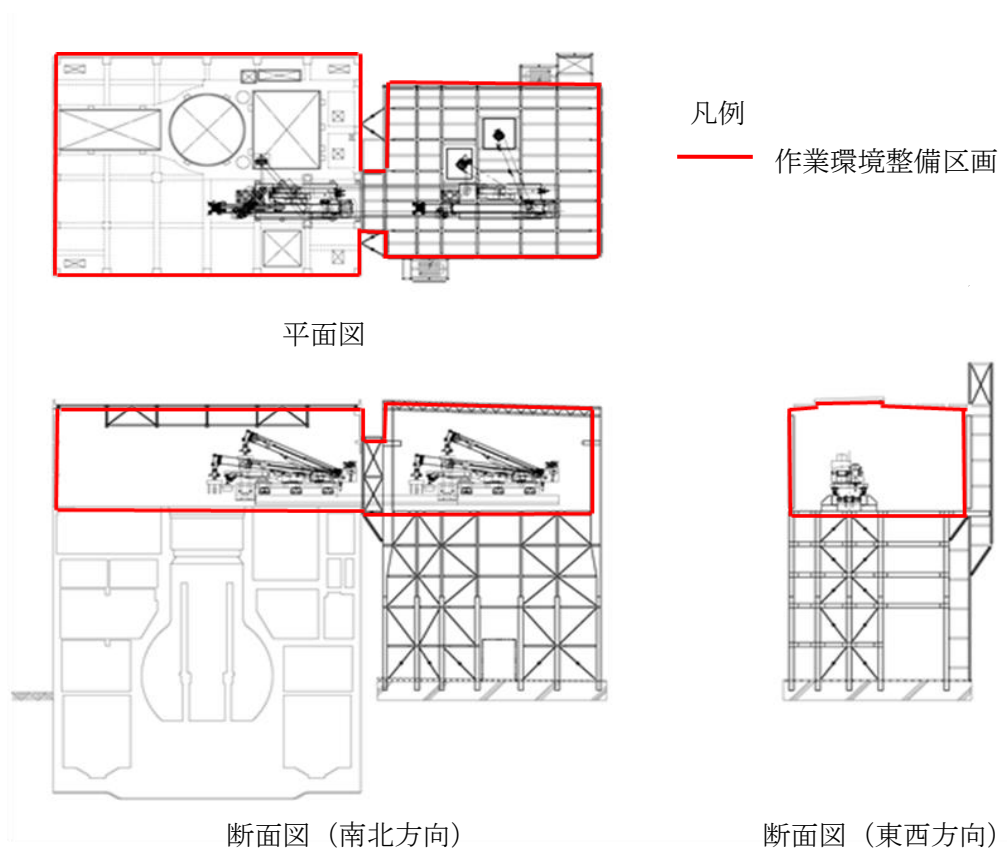
4.2.2.6 評価結果

表 4-3 に示す濃度の放射性物質の放出が燃料取り出し用構台の供用期間である5年間(想定)続くと仮定して算出した結果、年間被ばく線量は敷地境界で約0.003mSv/年であり、法令の濃度限度1mSv/年に比べても十分低いと評価される。(表 4-6 参照)

また、「Ⅲ. 3.2 放射性廃棄物等の管理に関する補足説明」での評価(約0.03mSv/年)に比べても低いと評価される。

表 4-6 原子炉建屋オペレーティングフロア及び燃料取り出し用構台排気フィルタ
ユニットからの放射性物質の放出による一般公衆の実効線量 (mSv/年)

評価項目			合計
放射性雲	吸入摂取	地表沈着	
約 6.4×10^{-9}	約 7.9×10^{-7}	約 3.0×10^{-3}	約 3.0×10^{-3}



【燃料取り出し用構台】

- ・ 作業環境整備区画を構成・支持する架構及び附属設備を指す。
- ・ 燃料取り出し用構台のうち，作業環境整備区画は外装材等により区画し，換気対象範囲とする。

図 4-1 燃料取り出し用構台概略図

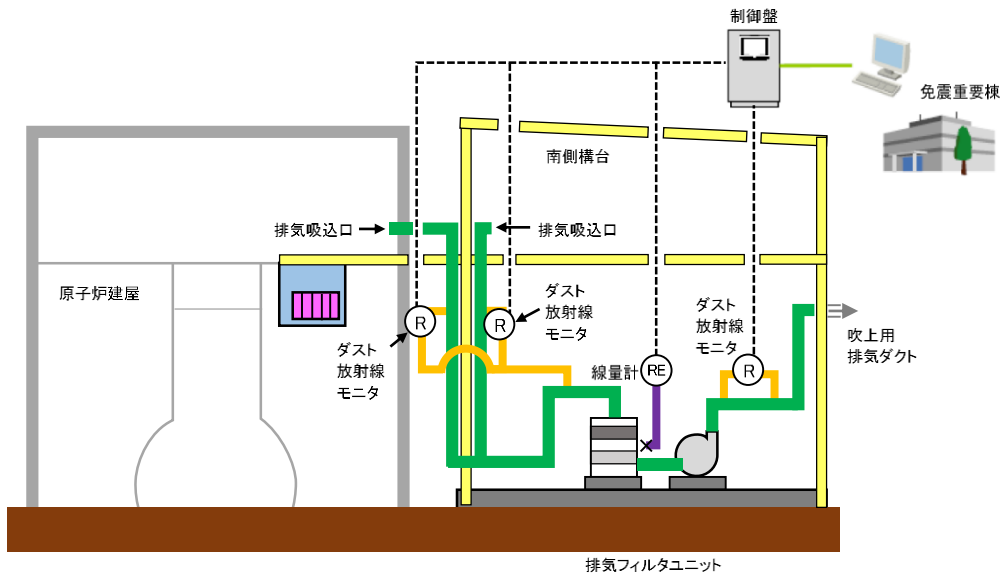


図 4-2 原子炉建屋オペレーティングフロア及び燃料取り出し用構台換気設備 概略構成図

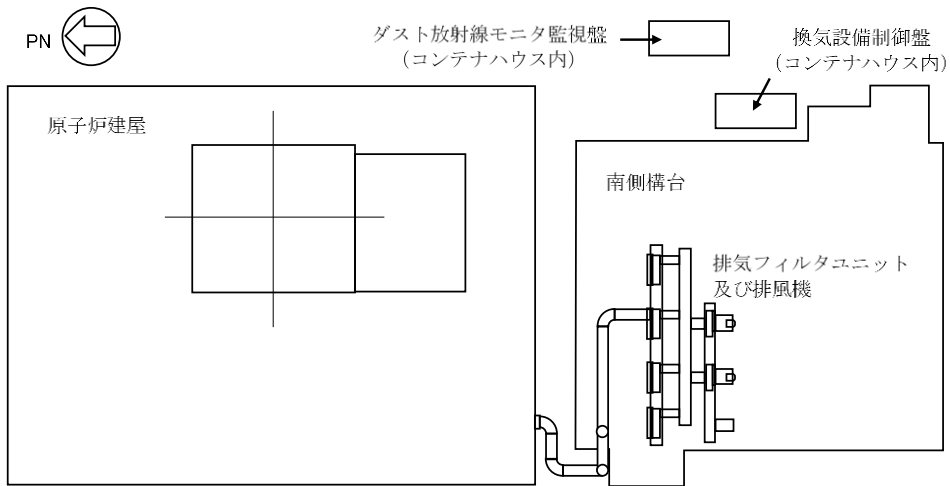


図 4-3 原子炉建屋オペレーティングフロア及び燃料取り出し用構台換気設備配置図

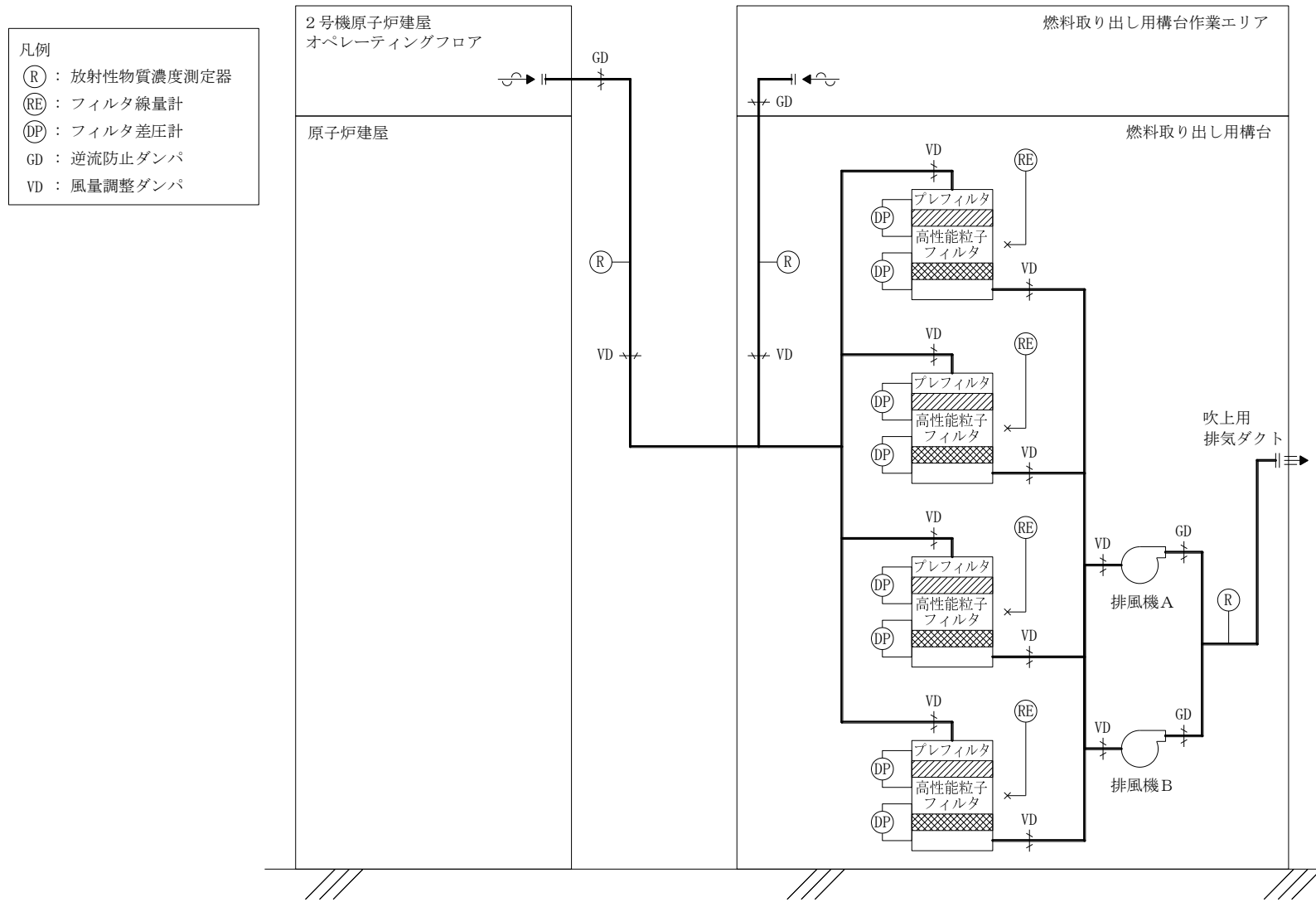
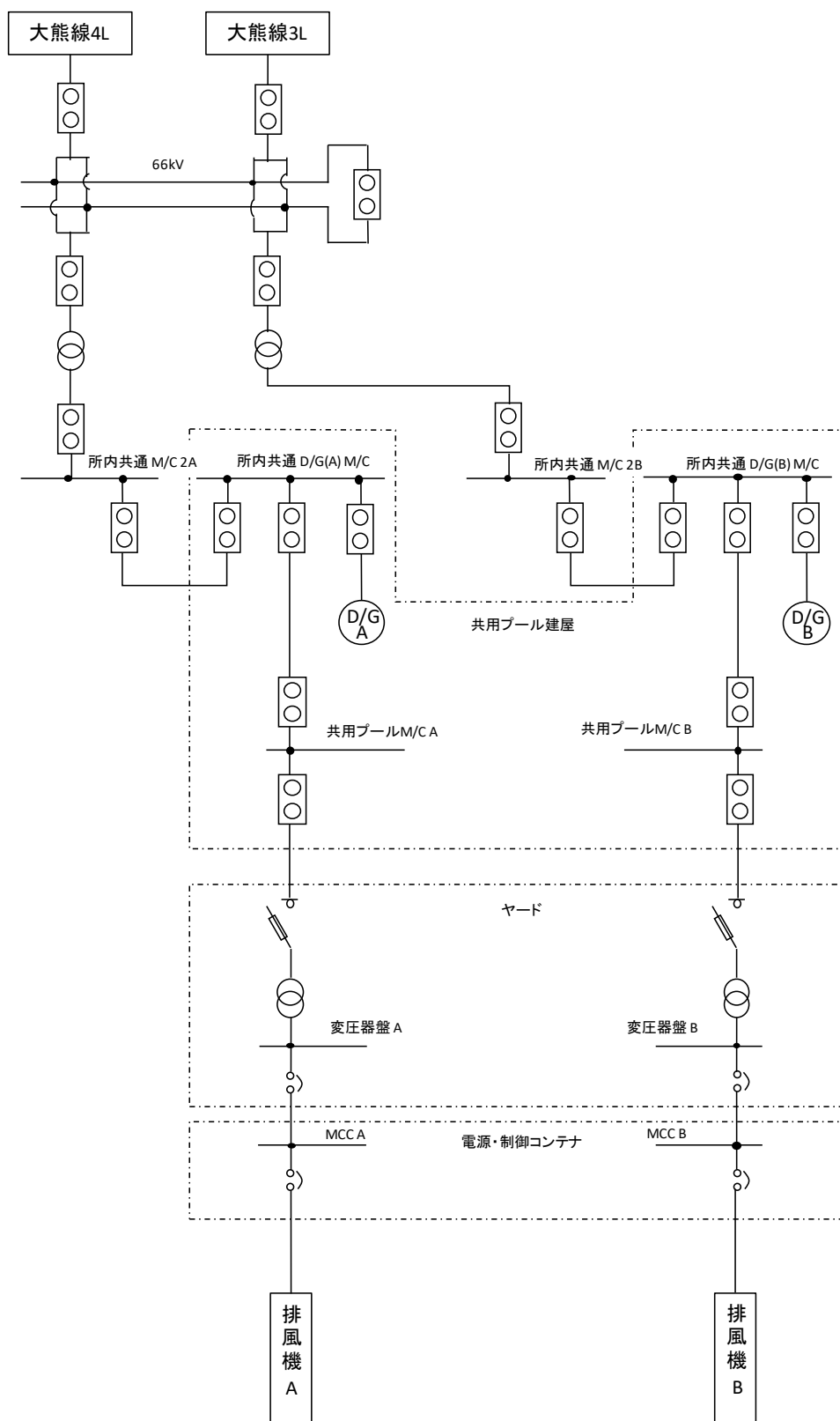


図 4-4 原子炉建屋オペレーティングフロア及び燃料取り出し用構台換気設備系統図



※令和2年12月時点

図 4-5 原子炉建屋オペレーティングフロア及び燃料取り出し用構台換気設備電源系統図

5 別添

- 別添－1 4号機燃料取り出し用カバー換気設備に係る確認事項
- 別添－2 3号機燃料取り出し用カバー換気設備に係る確認事項
- 別添－3 2号機原子炉建屋オペレーティングフロア及び燃料取り出し用構台換気設備に係る確認事項

4号機燃料取り出し用カバー換気設備に係る確認事項

4号機燃料取り出し用カバー換気設備に係る主要な確認事項を表－ 1 に示す。

表－ 1 4号機燃料取り出し用カバー換気設備に係る確認事項

確認事項	確認項目		確認内容	判定基準
放出抑制	機能確認	風量確認	送風機・排風機の換気風量を 確認する。	送風機・排風機が1台当たり 25,000m ³ /h以上であること。 送風機・排風機が定格運転 (2台運転1台予備)におい て、50,000m ³ /h以上であるこ と。
		フィルタ 性能確認	フィルタの放射性物質の除去 効率を確認する。	放射性物質の除去効率が97% 以上であること。
	構造確認	据付確認	放射性物質濃度の測定箇所を 確認する。	放射性物質濃度測定箇所が実 施計画通りであること。
監視	機能確認	監視機能 確認	監視設備により運転状態等が 監視できることを確認する。	送風機・排風機の運転状態、 放射性物質濃度が免震重要棟 内のモニタに表示され監視可 能であること。

3号機燃料取り出し用カバー換気設備に係る確認事項

3号機燃料取り出し用カバー換気設備に係る主要な確認事項を表－1に示す。

表－1 3号機燃料取り出し用カバー換気設備に係る確認事項

確認事項	確認項目		確認内容	判定基準
放出抑制	機能確認	風量確認	排風機の出口風量を確認する。	排風機が1台当たり30,000m ³ /h以上であること。
		フィルタ性能確認	フィルタの放射性物質の除去効率を確認する。	放射性物質の除去効率が97%以上であること。
	構造確認	据付確認	放射性物質濃度の測定箇所を確認する。	放射性物質濃度測定箇所が実施計画通りであること。
監視	機能確認	監視機能確認	監視設備により運転状態等が監視できることを確認する。	排風機の運転状態、放射性物質濃度が免震重要棟内のモニタに表示され監視可能であること。
			設定値において警報及び表示灯が作動することを確認する。	許容範囲以内で警報及び表示灯が作動すること。
			標準線源を用いて検出器性能を確認する。	計数効率が規定値以上であること。
			放射性物質濃度が現場と免震重要棟に表示されることを確認する。	各指示値が許容値範囲以内に入っていること。

2号機原子炉建屋オペレーティングフロア及び燃料取り出し用構台換気設備に係る確認事項

2号機原子炉建屋オペレーティングフロア及び燃料取り出し用構台換気設備に係る主要な確認事項を表－1に示す。また、原子炉建屋オペレーティングフロア及び燃料取り出し用構台換気設備の系統図、排風機の外形図及び排気フィルタユニットの外形図を図－1、図－2、図－3に示す。

表－1 2号機原子炉建屋オペレーティングフロア及び燃料取り出し用構台換気設備に係る確認事項

確認事項	確認項目	確認内容	判定基準	検査場所		
放射抑制・監視	構造確認	外観確認	各部の外観を確認する。	有意な欠陥がないこと。	現地	
		据付確認	系統構成を確認する。	系統構成が図－1の通りであること。	現地	
	機能確認	風量確認	排風機の出口風量を確認する。	排風機が1台当たり30,000m ³ /h以上であること。	現地	
		フィルタ性能確認	フィルタの放射性物質の除去効率を確認する。	放射性物質の除去効率が97%(粒径0.3μm)以上であること。	現地	
		監視機能確認		監視設備により運転状態等が監視できることを確認する。	排風機の運転状態、放射性物質濃度が免震重要棟内のモニタに表示され監視可能であること。	現地
				設定値において警報及び表示灯が作動することを確認する。	許容範囲以内で警報及び表示灯が作動すること。	現地
				標準線源を用いて検出器性能を確認する。	計数効率が規定値以上であること。	現地
				放射性物質濃度が現場と免震重要棟に表示されることを確認する。	放射性物質濃度が現地と免震重要棟に表示され監視可能であること。	現地

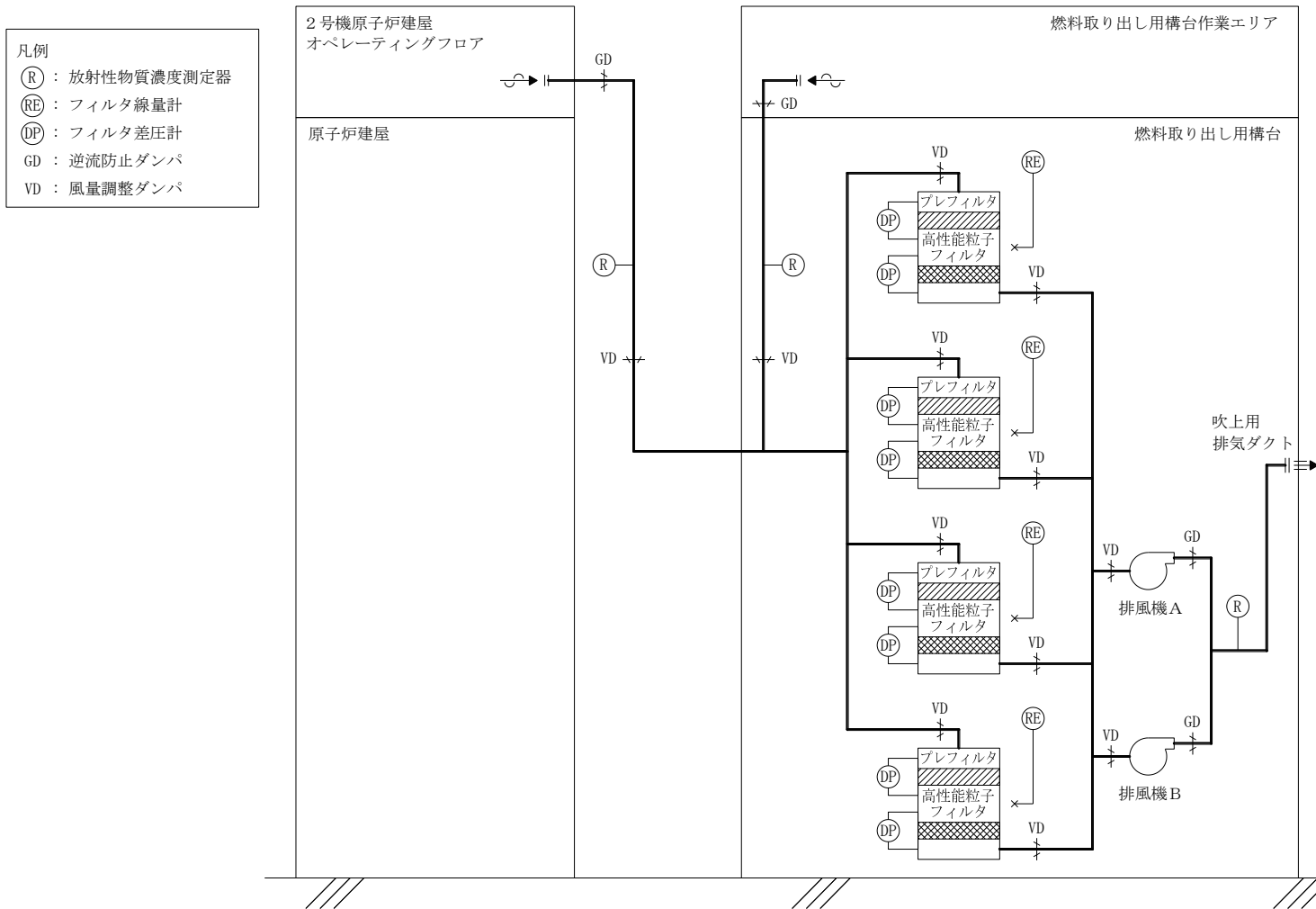


図-1 原子炉建屋オペレーティングフロア及び燃料取り出し用構台換気設備系統図（添付3-1 図4-4再掲）

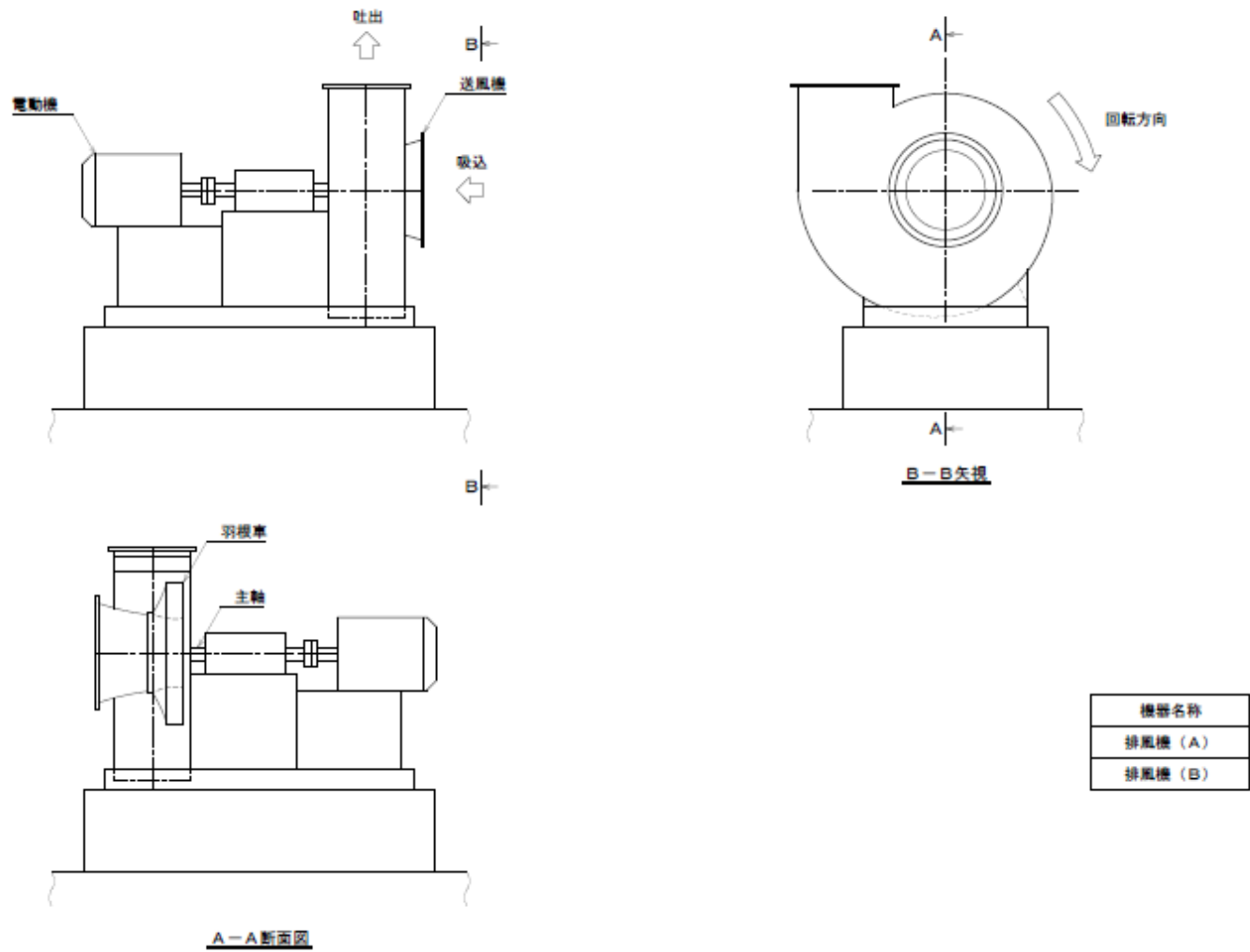


図-2 排風機 外形図

II-2-11-添 3-1-44

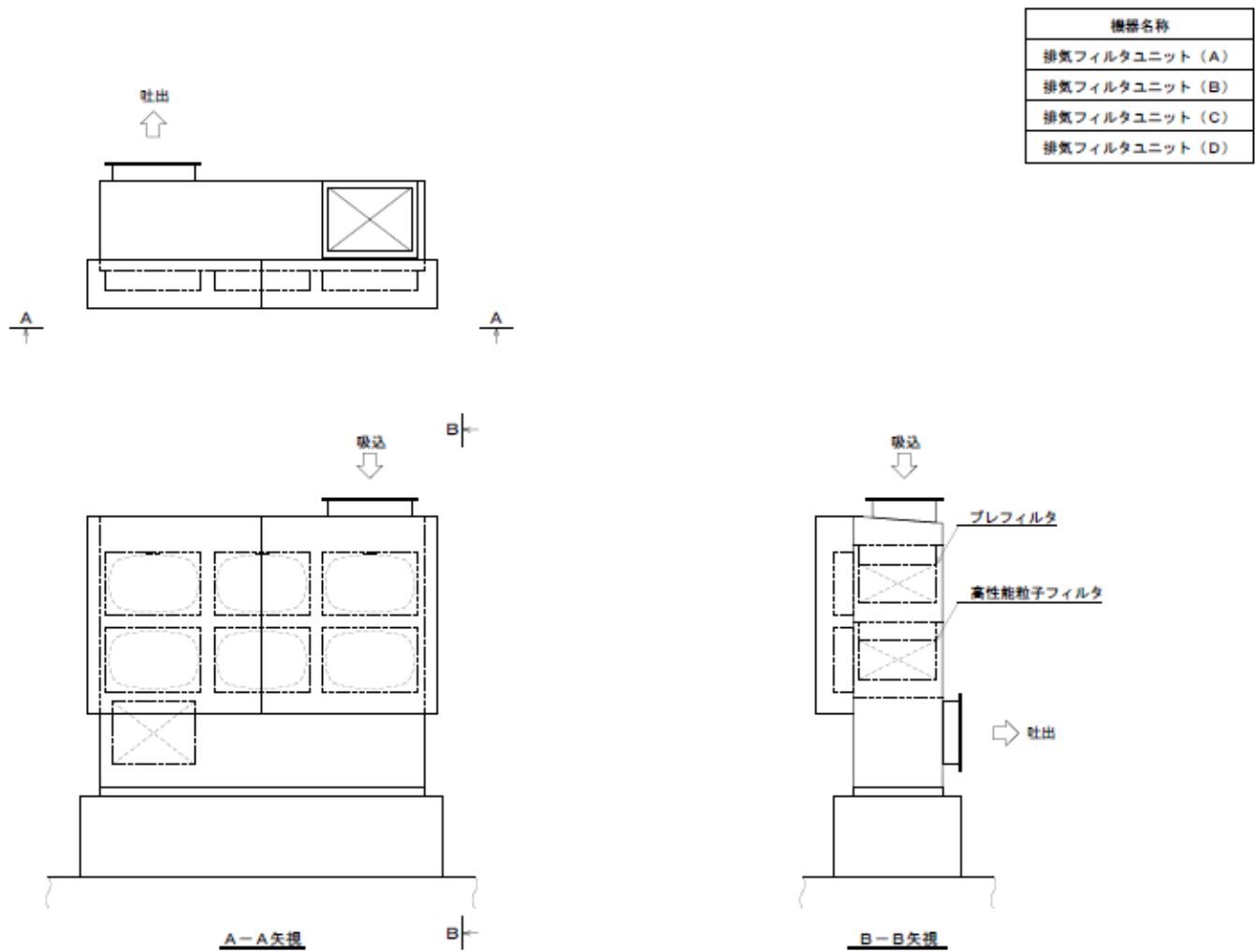


図-3 排気フィルタユニット 外形図

II-2-11-添 3-1-45

燃料取り出し用カバーの構造強度及び耐震性に関する説明書

1. 本説明書の記載範囲

本説明書は、２号機、３号機及び４号機燃料取り出し用カバーの構造強度及び耐震性について記載するものである。なお、２号機、３号機及び４号機以外については、別途申請する。

2. ４号機燃料取り出し用カバーの構造強度及び耐震性について

2.1 概要

2.1.1 一般事項

４号機燃料取り出し用カバーは、使用済燃料プールを覆う構造としており、クレーン支持用架構と燃料取扱機支持用架構を有し、それぞれについて構造強度と耐震性について検討を行う。なお、耐震設計上の重要度分類は、燃料取扱設備の間接支持構造物としてBクラス相当とする。

燃料取り出し用カバーの構造強度は一次設計に対応した許容応力度設計を実施し、耐震性は基準地震動 S_s に対する地震応答解析を実施し、燃料取り出し用カバーの損傷が原子炉建屋、使用済燃料プール及び使用済燃料ラックに波及的影響を及ぼさないことを確認する。ここで、波及的影響の確認は、架構が崩壊機構に至らないことを確認する。図 2.1.1-1 に燃料取り出し用カバーのイメージを示す。

なお、一部損壊した原子炉建屋に接合される燃料取扱機支持用架構の施工前において、本説明書で想定しているように、原子炉建屋の接合部が施工に十分な状態かどうか確認した点検結果を別途報告するとともに、不具合が見つかった場合には、適切に補修等を実施する。

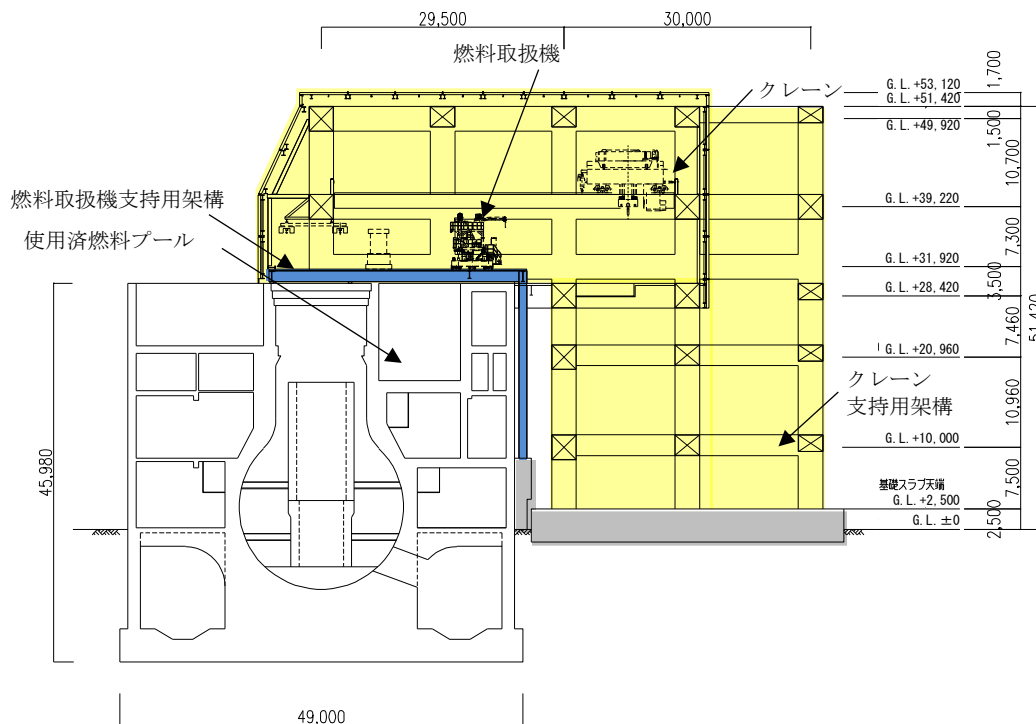


図 2.1.1-1 燃料取り出し用カバーのイメージ

燃料取り出し用カバーの検討は原則として下記の法規及び基規準類に準拠して行う。

- (1) 建築基準法・同施行令及び関連告示
- (2) 原子力施設鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説（日本建築学会，2005 制定）
- (3) 鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説（日本建築学会，2010 改定）
- (4) 鋼構造設計規準（日本建築学会，2005 改定）
- (5) 建築基礎構造設計指針（日本建築学会，2001 改定）
- (6) 2007 年版 建築物の構造関係技術基準解説書(国土交通省住宅局建築指導課・国土交通省
国土技術政策総合研究所・独立行政法人建築研究所・日本建築行政会議，2007 刊行)
- (7) 鋼構造塑性設計指針（日本建築学会，1975 発行）
- (8) 建築工事標準仕様書・同解説 JASS14 カーテンウォール工事（日本建築学会，1996 改定）
- (9) 各種合成構造設計指針・同解説（日本建築学会，2010 改定）

また，原子力施設の設計において参照される下記の指針及び規程を参考にして検討を行う。

- (1) 原子力発電所耐震設計技術指針(JEAG 4601-1987)（日本電気協会 電気技術基準調査委員会，
昭和 62 年 8 月 改訂）
- (2) 原子力発電所耐震設計技術指針(JEAG 4601-1991 追補版)（日本電気協会 電気技術基準調査
委員会，平成 3 年 6 月 発刊）
- (3) 原子力発電所耐震設計技術規程(JEAC 4601-2008)（日本電気協会 原子力規格委員会，平成
20 年 12 月 改定）
- (4) 乾式キャスクを用いる使用済燃料中間貯蔵建屋の基礎構造の設計に関する技術規程（JEAC
4616-2009）（日本電気協会 原子力規格委員会，平成 21 年 12 月 制定）

添付資料 - 4 - 2 では，G. L. $\pm 0\text{mm} = \text{T. P. } 8, 564(\text{※})$ とする。
(※)震災後の地盤沈下量(-709mm)と，O. P. から T. P. への
読替値(-727mm)を用いて，下式に基づき換算している。
< 換算式 > $\text{T. P.} = \text{旧 O. P.} - 1, 436\text{mm}$

2.1.2 クレーン支持用架構

クレーン支持用架構はキャスク搬出入用の天井クレーンを支持する架構で、南北方向に 30.00m、東西方向に 25.50m、地盤面からの高さが 51.42m の柱部分と、北方向に 29.50m 跳ね出した片持ち梁部分からなる逆 L 字型の架構である。構造形式はラーメン構造で、構造種別は鉄骨造である。柱、大梁には、箱型断面部材を用いる。

基礎形式は基礎スラブによる直接基礎とし、地震時の基礎の転倒防止対策として地盤アンカーを用い、基礎スラブを支持する地盤は地盤改良により強固な支持地盤を形成する。改良地盤は既存の原子炉建屋と同様に泥岩に着底している。

クレーン支持用架構の概要を図 2.1.2-1 に、基礎スラブ及び改良地盤の概要を図 2.1.2-2 に示す。

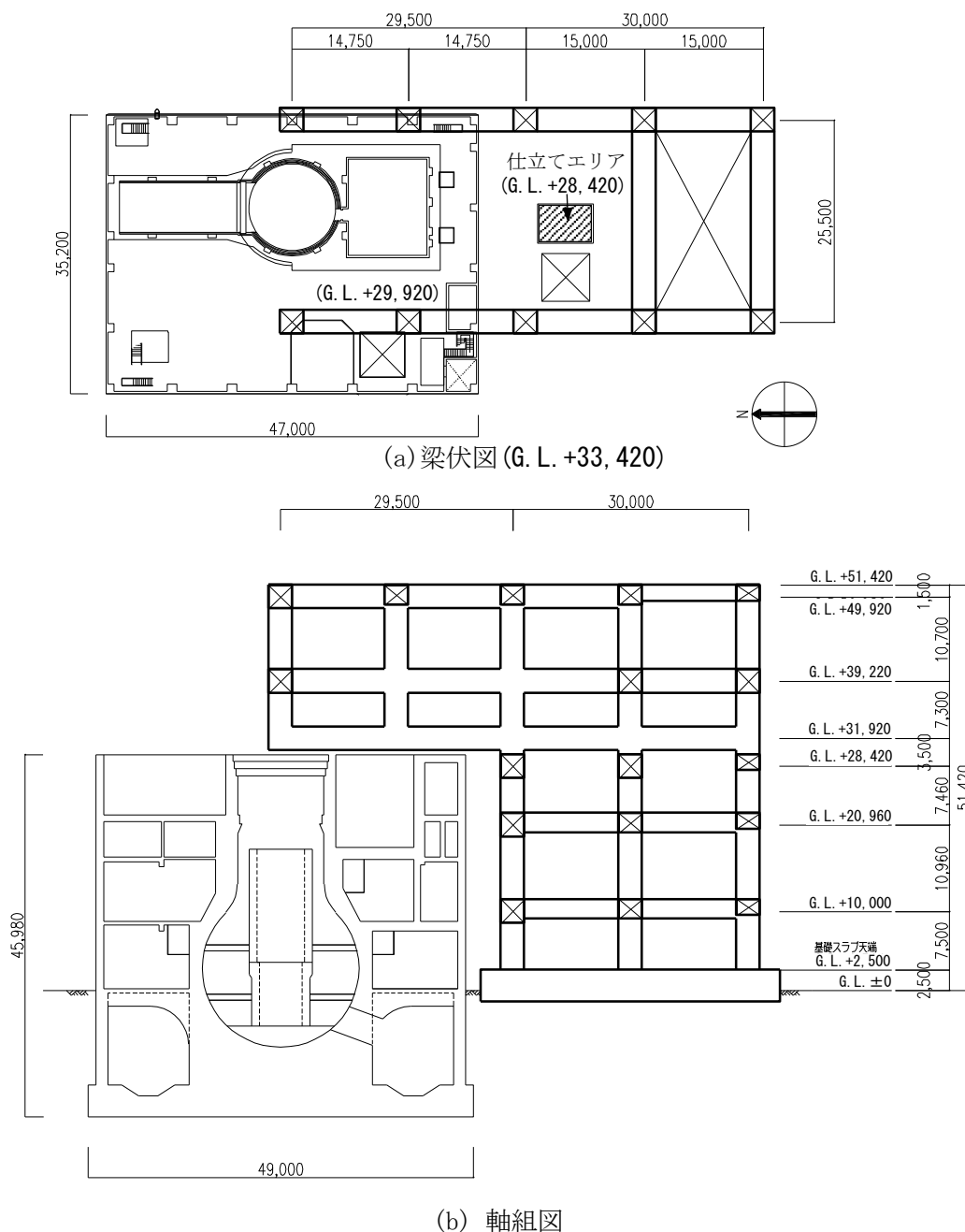
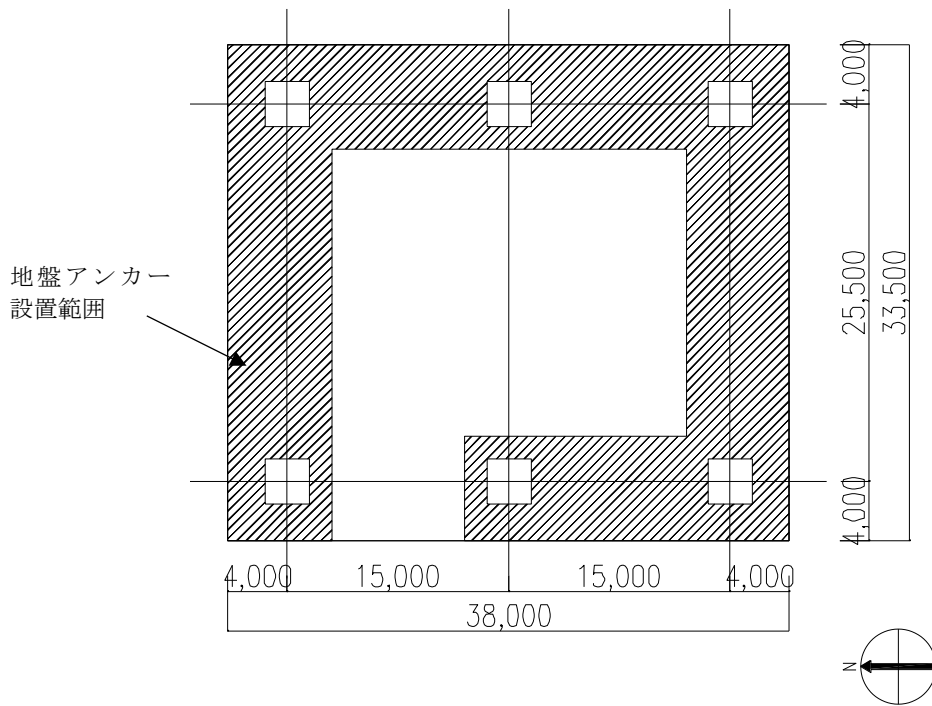
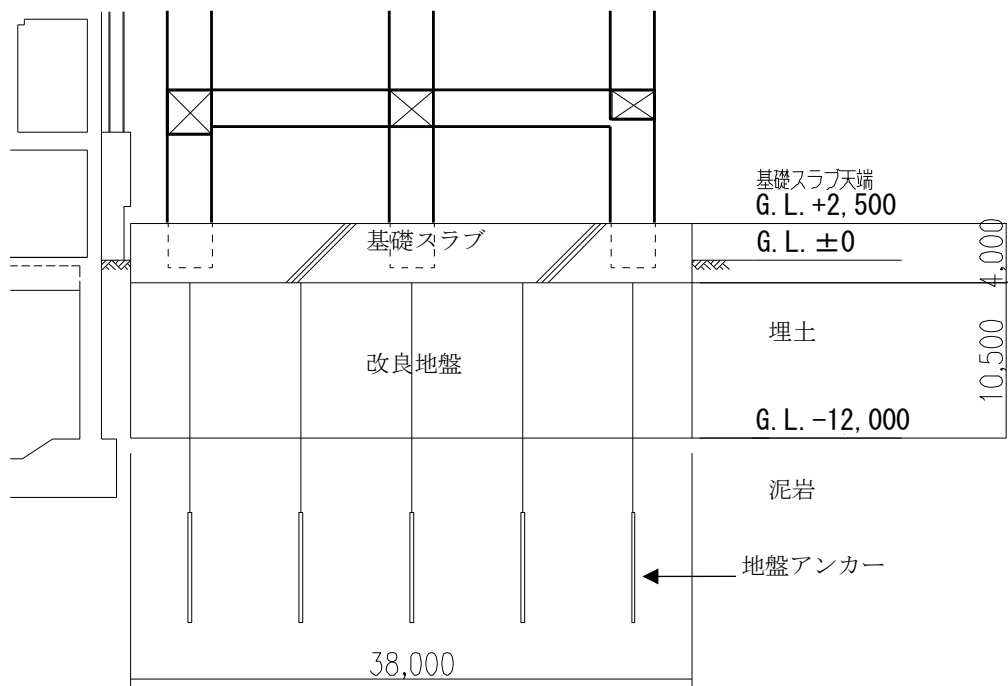


図 2.1.2-1 クレーン支持用架構の概要 (単位 : mm)



(a) 基礎伏図



(b) 基礎断面図

図 2. 1. 2-2 基礎スラブ及び改良地盤の概要 (単位 : mm)

2.1.3 燃料取扱機支持用架構

燃料取扱機支持用架構は燃料取扱機を支持する架構で、南北方向に 30.50m、東西方向に 13.36m、地盤面からの高さが 30.77m の柱及び梁からなる逆 L 字型の架構である。構造形式はラーメン構造で、構造種別は鉄骨造である。

支持形式は、原子炉建屋シェル壁上端及び 1 階から 2 階の南側外壁に支持する構造である。燃料取扱機支持用架構の概要を図 2.1.3-1(1)及び図 2.1.3-1(2)に示す。

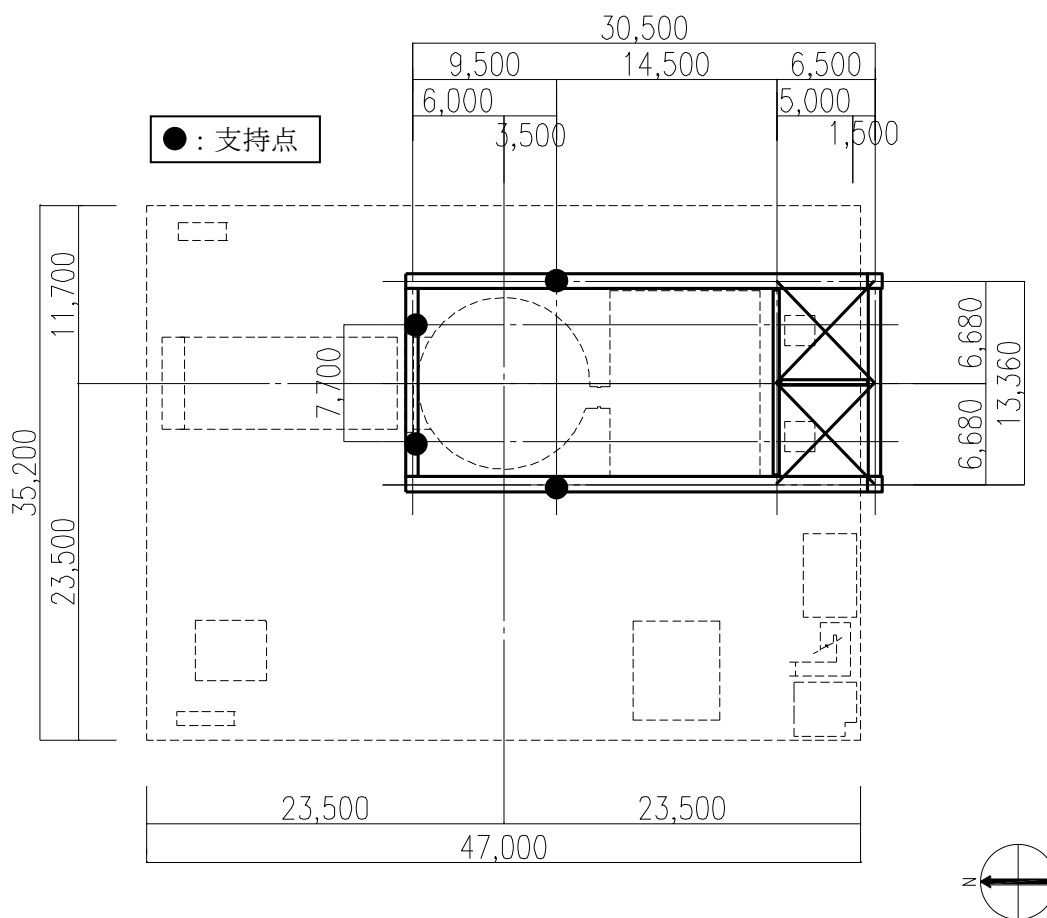
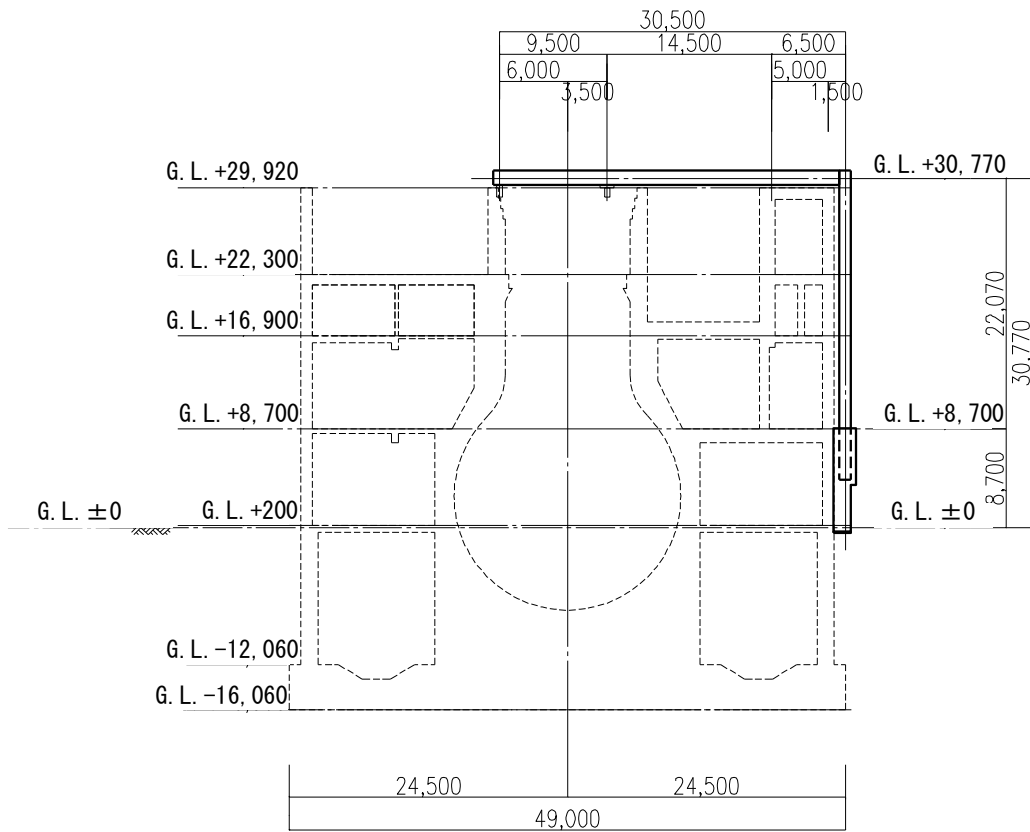
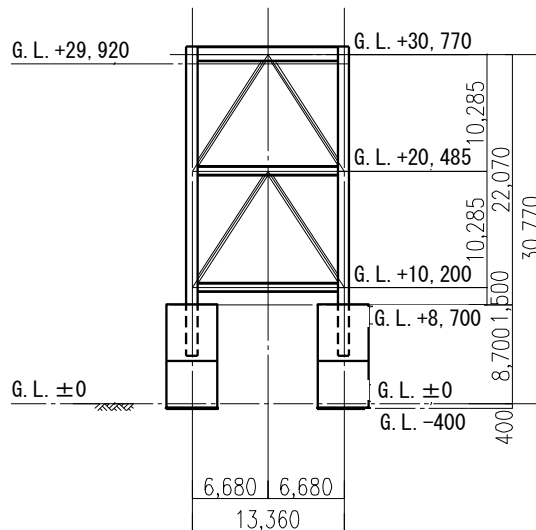


図 2.1.3-1(1) 燃料取扱機支持用架構の概要(梁伏図 (G. L. +31, 420)) (単位 : mm)



(a) 断面図



(b) 立面図

図 2.1.3-1(2) 燃料取扱機支持用架構の概要 (単位: mm)

2.2 クレーン支持用架構の構造強度及び耐震性について

クレーン支持用架構の構造強度及び耐震性の検討フローを図 2.2-1 に示す。

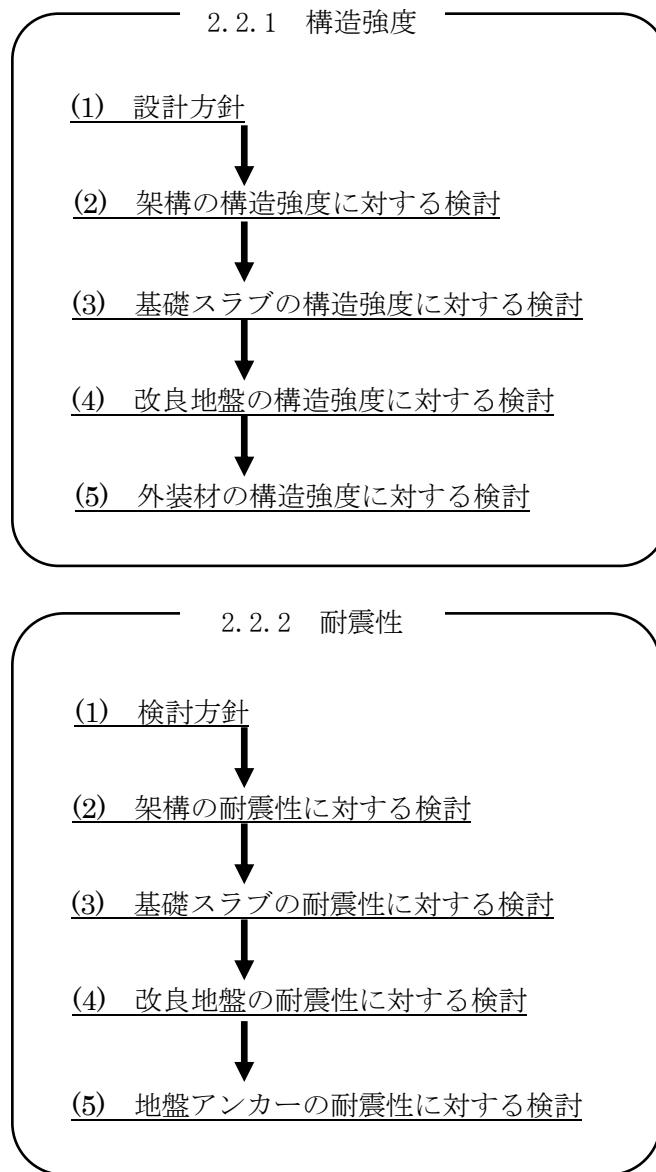


図 2.2-1 クレーン支持用架構の検討フロー

2.2.1 構造強度

(1) 設計方針

構造強度の検討は、クレーン支持用架構、基礎スラブ、改良地盤及び外装材について許容応力度設計を実施する。

1) 使用材料及び許容応力度

使用材料の物性値及び許容応力度を表 2.2.1-1(1)及び表 2.2.1-1(2)に示す。

表 2.2.1-1(1) クレーン支持用架構の物性値及び許容応力度

材料定数

部位	材料	ヤング係数 E (N/mm ²)	ポアソン比 ν	単位体積重量 γ (kN/m ³)
架 構	鉄骨	2.05×10 ⁵	0.3	77.0
基礎スラブ	コンクリート	2.44×10 ⁴	0.2	24.0

コンクリートの許容応力度

(単位：N/mm²)

設計基準強度=30	長期			短期		
	圧縮	引張	せん断	圧縮	引張	せん断
	10.0	—	0.790	20.0	—	1.185

鉄筋の許容応力度

(単位：N/mm²)

記号	鉄筋径	長期		短期	
		引張及び圧縮	せん断補強	引張及び圧縮	せん断補強
SD345	D29 未満	215	195	345	345
	D29 以上	195			
SD390	D29 未満	215	195	390	390
	D29 以上	195			

構造用鋼材の許容応力度

(単位：N/mm²)

板厚	材料	基準強度 F	許容応力度
T ≤ 40mm	SS400, SN400B	235	「鋼構造設計規準」 に従い、左記 F の値 より求める
T > 40mm	SN400B	215	
T ≤ 40mm	SM490A, SN490B	325	
T ≤ 40mm	SM520B	355	

表 2. 2. 1-1(2) 改良地盤, 支持地盤の物性値及び許容応力度

改良地盤の許容応力度

(単位 : kN/m²)

設計基準強度=2300* ¹	長期			短期		
	圧縮	引張	せん断	圧縮	引張	せん断
改良地盤	766	—	153	1533	—	306
断面欠損を考慮* ²	750	—	114	1502	—	229

*1 : 施工結果を反映した

*2 : 「JEAC4616-2009」に準拠し, 断面欠損を鉛直方向に 2%, せん断方向に 25%考慮した

支持地盤の許容支持力度

(単位 : kN/m²)

種別	長期* ¹	短期* ¹
泥岩 (岩盤)	1960	3920

*1 : 「福島第一原子力発電所第 4 号機工事計画認可申請書」による

2) 荷重及び荷重組合せ

設計で考慮する荷重を以下に示す。

・鉛直荷重 (VL)

クレーン支持用架構に作用する鉛直方向の荷重で、固定荷重、機器荷重、配管荷重、積載荷重及び地盤アンカーの効果を考慮した荷重とする。

・クレーン荷重 (CL)

天井クレーンによる荷重を表 2.2.1-2 に示す。

表 2.2.1-2 クレーン荷重一覧表

クレーン自重	1666 kN
トロリ自重	1010 kN
吊荷	980 kN

・積雪荷重 (SL)

積雪荷重は建築基準法施行令及び福島県建築基準法施行規則細則に準拠し以下の条件とする。

積雪量：30cm，単位荷重：20N/m²/cm

・風圧力 (WL)

風圧力は建築基準法施行令第 87 条および建設省告示第 1454 号に基づき、基準風速を 30m/s，地表面粗度区分Ⅱとして算定する。速度圧の算定結果を表 2.2.1-3 に示す。

表 2.2.1-3 速度圧の算定結果

建物高さ* H (m)	平均風速の 鉛直分布係数 Er	ガスト 影響係数 Gf	建物高さと粗度 区分による係数 E	基準風速 Vo (m/s)	速度圧 q (N/m ²)
52.73	1.28	2.00	3.28	30	1769

*： 建物高さは、軒高さ (52.34m) と最高高さ (53.12m) の
平均値とした

・地震荷重 (K)

水平地震力は G.L. ±0m を基準面として、下式により算定し、算定結果を表 2.2.1-4 に示す。

$$Q_i = n \cdot C_i \cdot W_i$$

$$C_i = Z \cdot R_t \cdot A_i \cdot C_0$$

ここで、

Q_i : 水平地震力 (kN)

n : 施設の重要度に応じた係数 ($n=1.5$)

建築基準法で定める地震力の 1.5 倍を考慮する。

C_i : 地震層せん断力係数

W_i : 当該部分が支える重量 (kN)

Z : 地震地域係数 ($Z=1.0$)

R_t : 振動特性係数 ($R_t=1.0$)

A_i : 地震層せん断力係数の高さ方向の分布係数で、クレーン支持用架構の固有値を用いたモーダル法 (二乗和平方根法) により求める。

C_0 : 標準せん断力係数 ($C_0=0.2$)

表 2.2.1-4 水平地震力の算定結果

階	G.L. (m)	各階重量 (kN)	W_i (kN)	A_i		$n \cdot C_i$		Q_i (kN)	
				NS 方向	EW 方向	NS 方向	EW 方向	NS 方向	EW 方向
R	+51.42	10569	—	—	—	—	—	—	—
6	+40.72~+51.42	13780	10569	1.443	1.477	0.433	0.443	4576	4683
5	+33.42~+40.72	5195	24349	1.302	1.328	0.391	0.398	9514	9702
4	+29.92~+33.46	9019	29544	1.254	1.272	0.376	0.382	11118	11271
3	+22.46~+29.92	5782	38563	1.183	1.187	0.355	0.356	13685	13730
2	+11.50~+22.46	6390	44345	1.113	1.114	0.334	0.334	14807	14818
1	+2.50~+11.50	—	50735	1.000	1.000	0.300	0.300	15221	15221

・荷重組合せ

設計で考慮するクレーンの位置を図 2.2.1-1 に、荷重組合せを表 2.2.1-5 に示す。

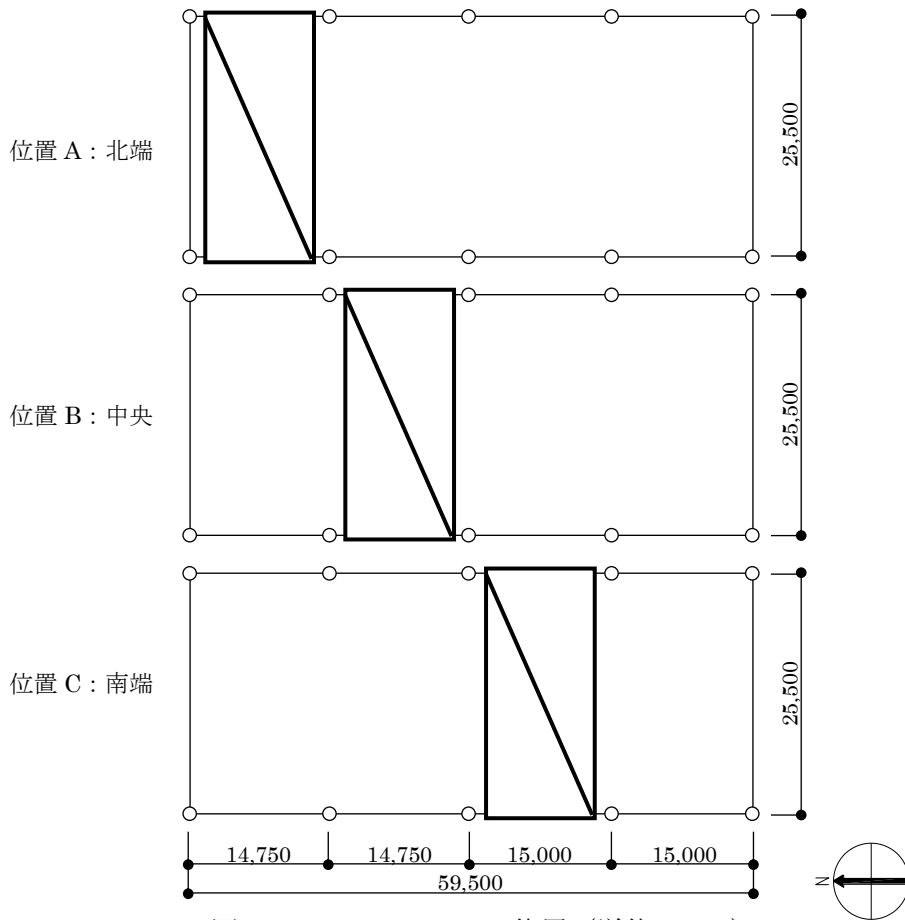


図 2.2.1-1 クレーンの位置 (単位 : mm)

表 2.2.1-5 クレーン支持用架構の荷重組合せ

想定する状態	荷重ケース	荷重組合せ内容	許容応力度
常時	C	VL+CL ^{*1}	長期
積雪時 ^{*3}	S	VL+CL ^{*1} +SL	短期
暴風時 ^{*3}	W	VL+CL ^{*1} +WL	
地震時	E1	VL+CL ^{*1} +K(+NS) ^{*2}	
	E2	VL+CL ^{*1} +K(-NS) ^{*2}	
	E3	VL+CL ^{*1} +K(+EW) ^{*2}	
	E4	VL+CL ^{*1} +K(-EW) ^{*2}	

*1 : 吊荷重量は、常時、積雪時及び暴風時はクレーン位置、地震時は仕立てエリアにて考慮する。

*2 : 地震荷重は NS 方向及び EW 方向を考慮する。

*3 : 短期事象では地震時が支配的であることから、積雪時及び暴風時の検討は省略する。ただし、外装材の検討は暴風時が支配的であることから暴風時に対し検討を行う。

なお、地震時と暴風時のクレーン支持用架構の層せん断力について、風荷重の受圧面積が最大になるEW方向で比較した結果を図2.2.1-2に示す。図2.2.1-2より、地震時の層せん断力は暴風時の層せん断力を包絡しており、支配的な荷重である。

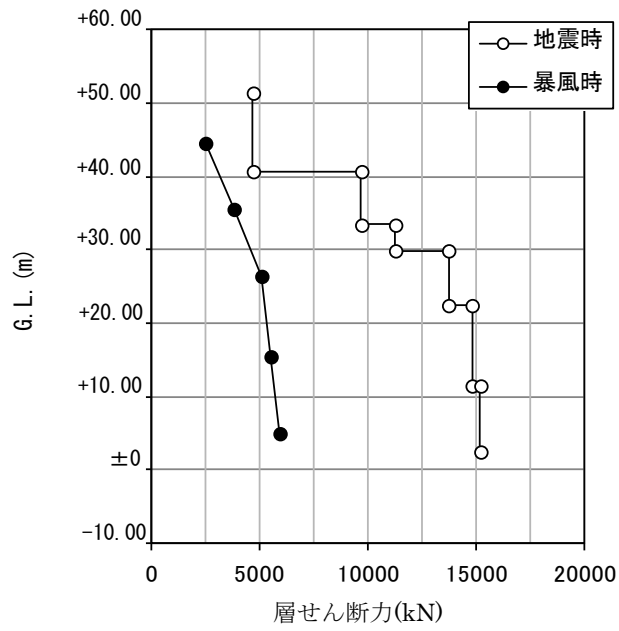


図2.2.1-2 地震時と暴風時の層せん断力の比較

(2) 架構の構造強度に対する検討

1) 解析モデル

クレーン支持用架構の解析モデルは、基礎スラブ厚中央 (G. L. +0.5m) より上部を立体架構モデルとし、柱及び梁の部材端部の条件は剛接、柱脚部は基礎下でピン支持とする。解析モデル、部材寸法及び応力検討箇所を図 2. 2. 1-3 に示す。ここに、使用する材質は SM490A とする。

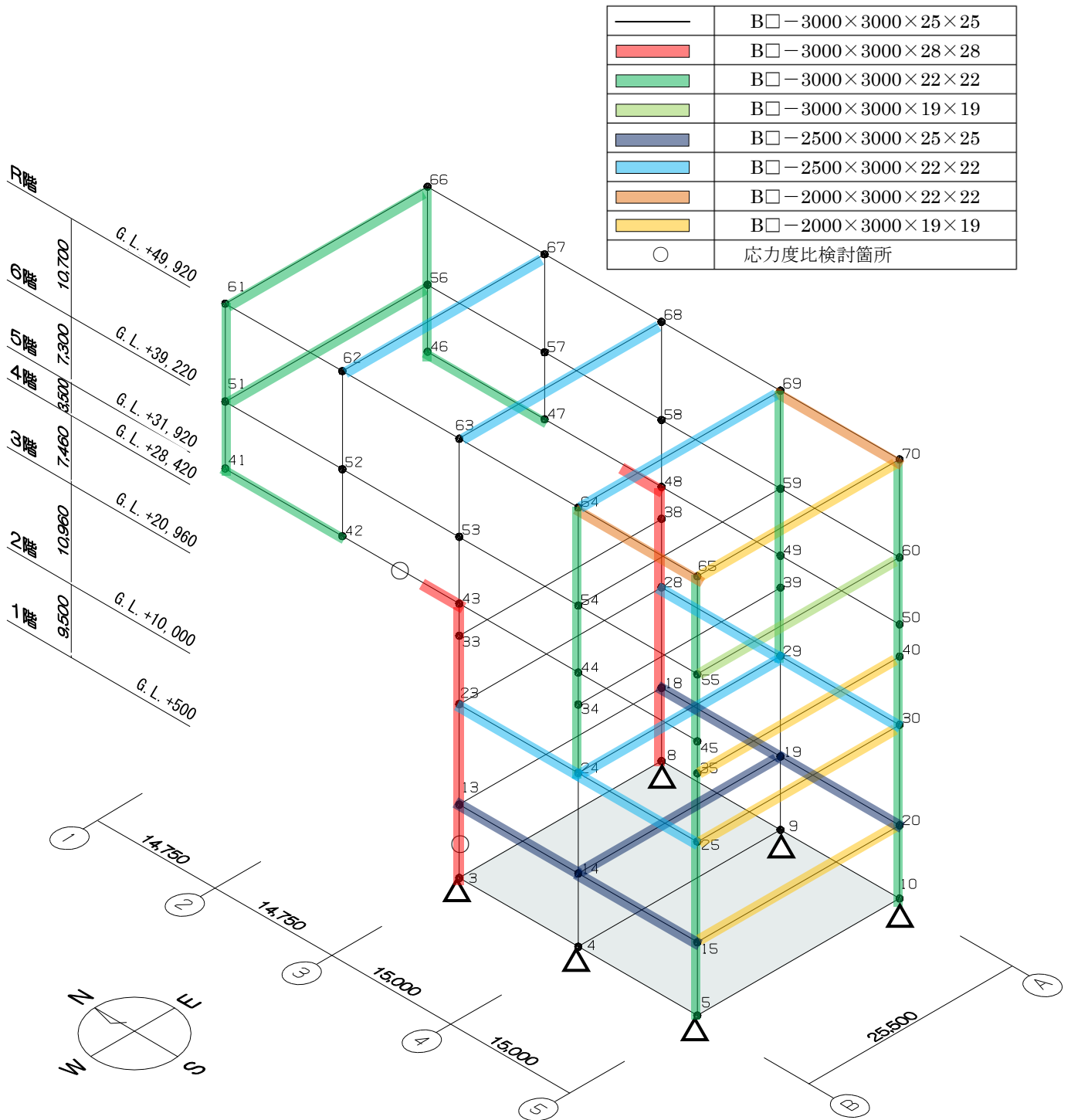


図 2. 2. 1-3 解析モデル図 (単位 : mm)

2) 断面検討

応力解析結果を用い、断面検討は二方向の曲げを図 2.2.1-4 に示すように考慮する。

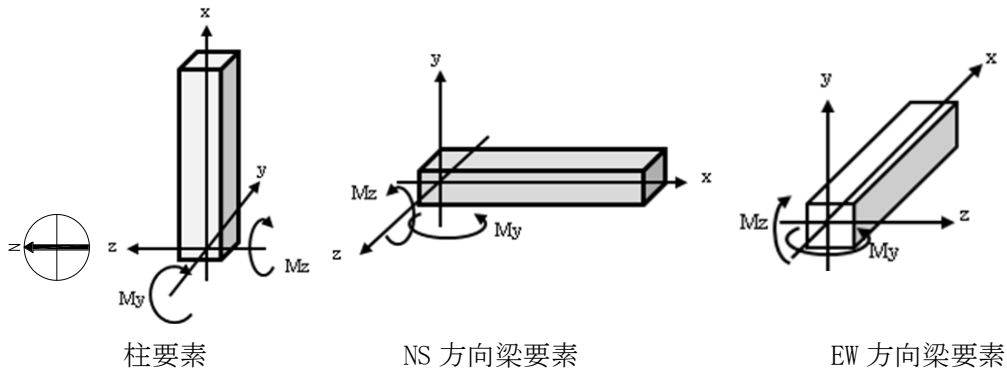


図 2.2.1-4 曲げモーメントの方向

応力度比の検討は「鋼構造設計規準」に従い、軸力及び曲げモーメントに対する検討は下式にて行う。

- ・ 軸圧縮の場合
$$\frac{\sigma_c}{f_c} + \frac{\sigma_{bz} + \sigma_{by}}{f_b} \leq 1$$
- ・ 軸引張の場合
$$\frac{\sigma_c + \sigma_{bz} + \sigma_{by}}{f_t} \leq 1$$

ここで、

σ_c : 軸応力度 (=N/A)

N : 軸力, A : 断面積

σ_{bz} : 部材 z 軸方向曲げ応力度 (=Mz/Zz)

Mz, Zz : 部材 z 軸回りモーメント及び断面係数

σ_{by} : 部材 y 軸方向曲げ応力度 (=My/Zy)

My, Zy : 部材 y 軸回りモーメント及び断面係数

fc : 許容圧縮応力度

fb : 許容曲げ応力度

ft : 許容引張応力度

また、せん断力に対する検討は下式にて行う。

$$\frac{\sqrt{(\sigma_c + \sigma_{bz} + \sigma_{by})^2 + 3\tau_z^2}}{f_t} \leq 1 \quad \text{かつ} \quad \frac{\sqrt{(\sigma_c + \sigma_{bz} + \sigma_{by})^2 + 3\tau_y^2}}{f_t} \leq 1$$

ここで、

τ_z : 部材 z 軸方向せん断応力度 (=Qz/Awz)

Qz, Awz : 部材 z 軸方向せん断力及びせん断断面積

τ_y : 部材 y 軸方向せん断応力度 (=Qy/Awy)

Qy, Awy : 部材 y 軸方向せん断力及びせん断断面積

表 2. 2. 1-6 及び表 2. 2. 1-7 に応力度比が最大となる部位の断面検討結果を示す。
 断面検討の結果、全ての部材に対する応力度比が 1 以下になることを確認した。

表 2. 2. 1-6 断面検討結果（常時）

部位	検討箇所	部材形状 (mm)	荷重ケース (位置)*1	作用 応力度 (N/mm ²)		許容 応力度 (N/mm ²)	応力度比	判定
柱	1階 3-B	B□-3000×3000 ×28×28	C (A)	曲げ Mz	37.3	216.7	0.52	OK
				曲げ My	8.4			
				圧縮 N	65.1			
				せん断 Qz	0.8			
				せん断 Qy	8.9			
梁	5階 2-3/B	B□-3000×3000 ×28×28	C (A)	曲げ Mz	93.0	216.7	0.55	OK
				曲げ My	0.4			
				圧縮 N	19.2			
				せん断 Qz	0.4			
				せん断 Qy	20.1			

*1：クレーンの位置を示す

表 2. 2. 1-7 断面検討結果（地震時）

部位	検討箇所	部材形状 (mm)	荷重ケース (位置)*1	作用 応力度 (N/mm ²)		許容 応力度 (N/mm ²)	応力度比	判定
柱	1階 3-B	B□-3000×3000 ×28×28	E3 (A)	曲げ Mz	160.6	325.0	0.86	OK
				曲げ My	31.9			
				圧縮 N	79.5			
				せん断 Qz	7.9			
				せん断 Qy	37.1			
梁	5階 2-3/B	B□-3000×3000 ×28×28	E3 (A)	曲げ Mz	93.1	325.0	0.55	OK
				曲げ My	58.9			
				圧縮 N	20.0			
				せん断 Qz	8.3			
				せん断 Qy	20.5			

*1：クレーンの位置を示す

(3) 基礎スラブの構造強度に対する検討

1) 解析モデル

基礎スラブの応力解析は、弾性地盤上に支持された版として有限要素法を用いて行い、解析モデルは図 2.2.1-5 に示すように四辺形の均質等方な板要素により構成し、支持地盤は等価な弾性ばねとしてモデル化する。

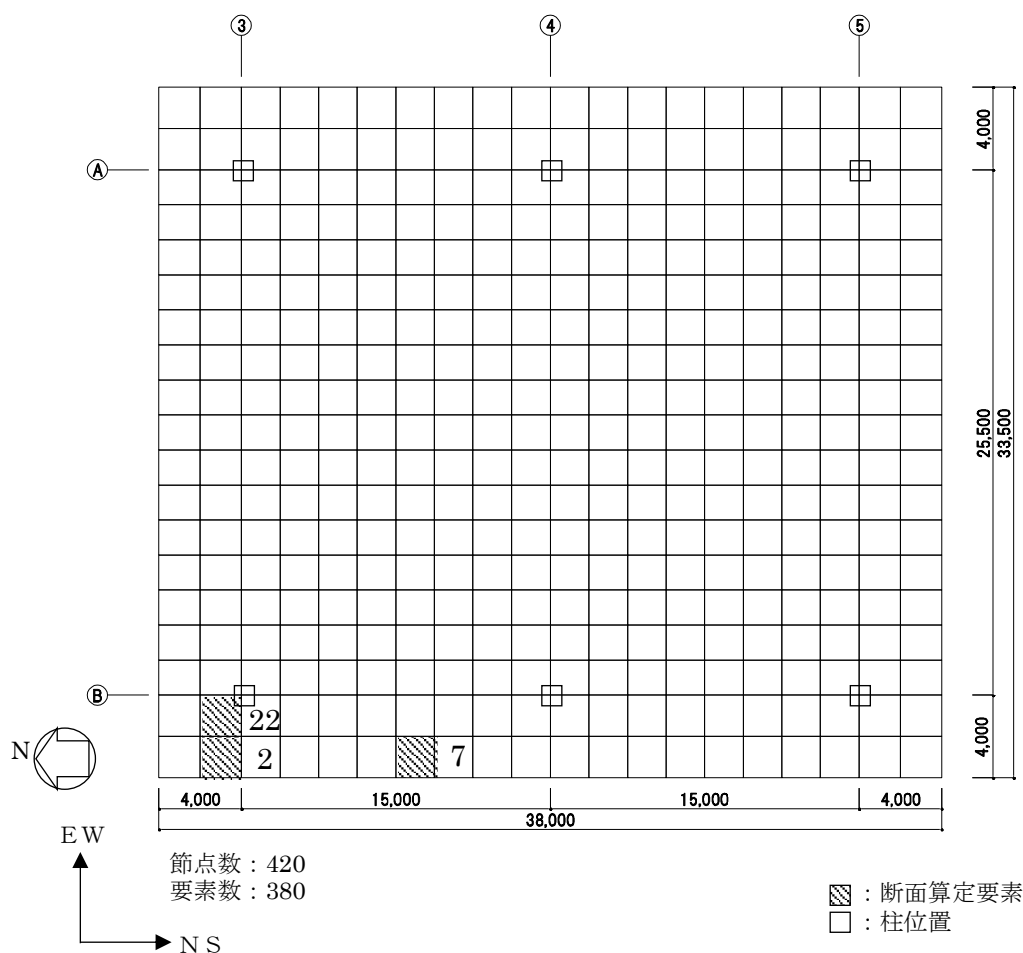


図 2.2.1-5 解析モデル図 (単位: mm)

2) 断面検討

組合せた応力より、各要素の必要鉄筋比を「原子力施設鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説」より求め、設計配筋が必要鉄筋比を上回ること及び面外せん断力が許容せん断力以下であることを確認する。必要鉄筋比が最大となる要素と設計面外せん断力と許容せん断力との比が最大になる要素の断面検討結果を表 2.2.1-8 に示し、必要鉄筋比が最大となる要素を含む EW 方向の配筋図を図 2.2.1-6 に示す。

断面検討の結果、設計配筋は必要鉄筋比を上回り、また面外せん断力は許容せん断力以下であることを確認した。

表 2.2.1-8 基礎スラブの断面算定表

要素 番号	方向	荷重 ケース (位置) ^{*1}	設計応力		N/(b・D) ^{*2} (×10 ⁻² N/mm ²)	M/(b・D ²) (×10 ⁻² N/mm ²)	P _t (%)	a _t (mm ² /m)	設計配筋 上段：上端筋 [断面積 mm ² /m] (pt:%) 下段：下端筋 [断面積 mm ² /m] (pt:%)	荷重 ケース (位置) ^{*1}	設計面外 せん断力 Q (kN/m)	許容 せん断力 f _s ・b・j (kN/m)	判定
			N ^{*2} (kN/m)	M (kN・m/m)									
2	NS	C(A)	-53	2397	-1.4	15.0	0.09	3600	D38@200+D38@400 [8550] (0.21)	C(C)	126	2627	OK
		E3(A)	-264	2643	-6.6	16.6	0.06	2400	D38@200+D38@400 [8550] (0.21)	E1(C)	215	3940	OK
	EW	C(A)	16	1589	0.4	10.0	0.06	2400	3-D38@200 [17100] (0.43) 2-D38@200 [11400]	C(A)	1583	2627	OK
		E3(A)	110	2111	2.8	13.2	0.03	1200	(0.29)	E3(A)	1925	3940	OK
7	NS	C(A)	47	3678	1.2	23.0	0.13	5200	D38@200+D38@400 [8550] (0.21)	C(C)	245	2627	OK
		E2(A)	29	3932	0.8	24.6	0.07	2800	1-D38@200 [5700] (0.14)	E2(C)	396	3940	OK
	EW	C(C)	-2	40	-0.1	0.3	0.00	0	1-D38@200 [5700] (0.14)	C(B)	135	2627	OK
		E4(A)	-26	112	-0.7	0.7	0.00	0	1-D38@200 [5700] (0.14)	E2(A)	154	3940	OK
22	NS	C(A)	13	2582	0.4	16.2	0.09	3600	D38@200+D38@400 [8550] (0.21)	C(C)	104	2627	OK
		E2(A)	239	4038	6.0	25.3	0.06	2400	D38@200+D38@400 [8550] (0.21)	E1(C)	541	3940	OK
	EW	C(A)	77	2818	2.0	17.7	0.10	4000	3-D38@200 [17100] (0.43) 2-D38@200 [11400]	C(C)	575	2627	OK
		E3(A)	470	4754	11.8	29.8	0.07	2800	(0.29)	E4(A)	1227	3940	OK

*1： クレーンの位置を示す

*2： 圧縮を正とする

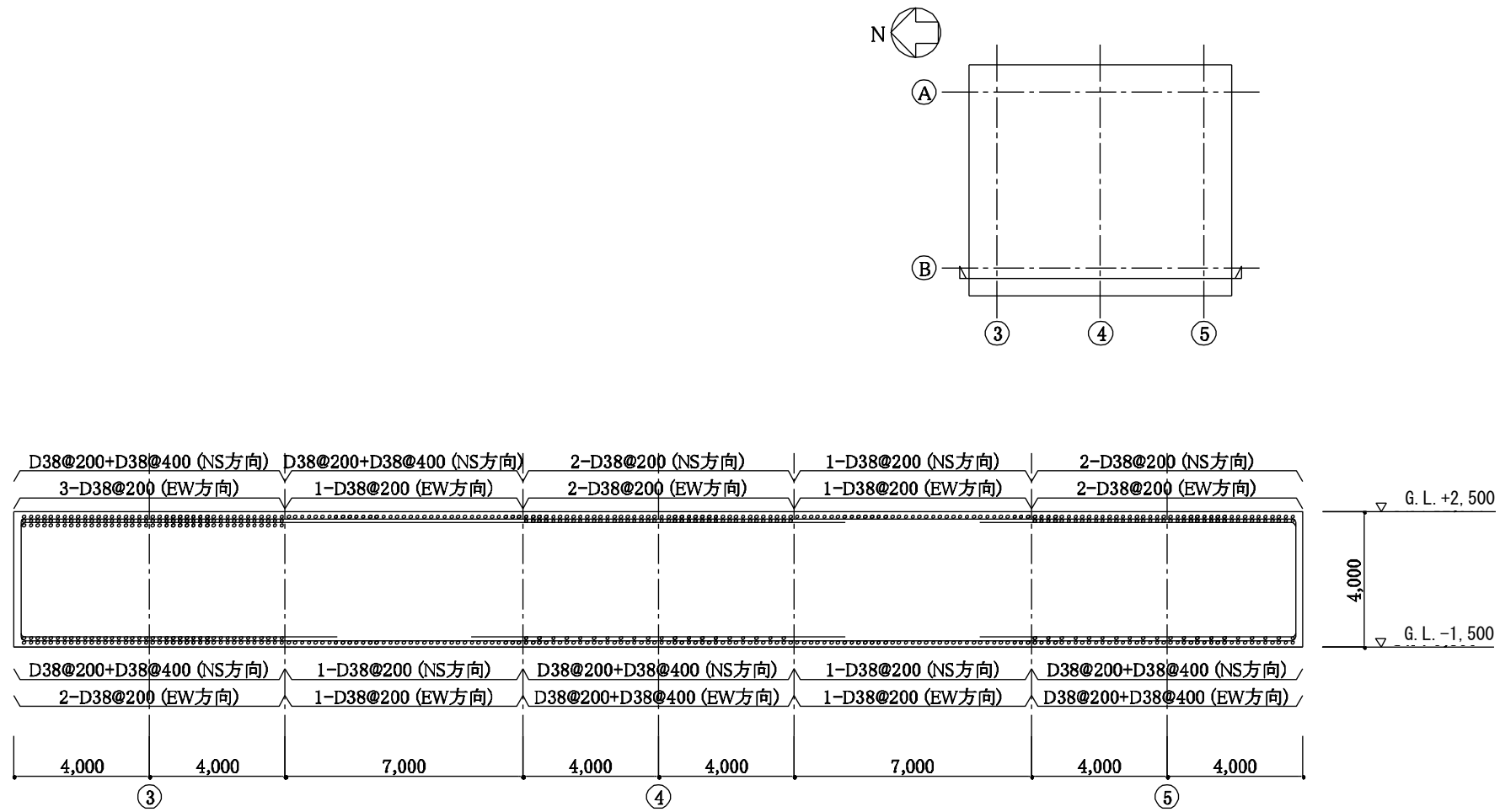


図 2.2.1-6 基礎スラブの配筋図 (B 通り) (単位 : mm)

(4) 改良地盤の構造強度に対する検討

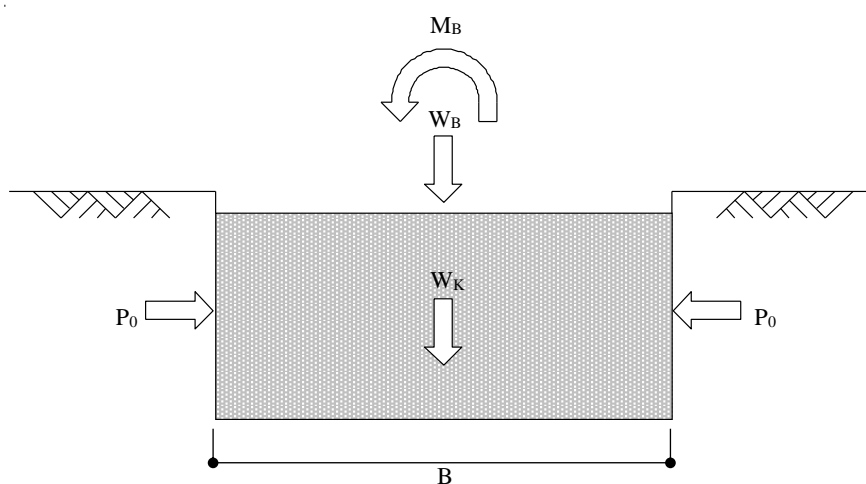
1) 設計方針

クレーン支持用架構を支持する改良地盤は、基礎スラブ直下の地盤を南北方向に 38.0m、東西方向に 33.5m、改良厚さ 10.5m とし、G.L. -12.0m の泥岩に支持する。検討は「JEAC4616-2009」に準拠し、常時及び地震時の改良地盤に生じる最大応力が許容応力度以下であることを確認する。さらに、改良地盤直下の支持地盤の支持力に対して、常時及び地震時の改良地盤に生じる最大接地圧が許容支持力度以下であることを確認する。

2) 常時に対する検討

・改良地盤の検討

常時において、改良地盤底面に生じる最大接地圧が改良地盤の長期許容圧縮応力度以下であることを確認する。図 2.2.1-7 に作用荷重を示す。



W_B : 架構荷重 + 基礎スラブ荷重 + 地盤アンカー荷重

W_K : 改良地盤の自重

M_B : 架構の偏心による転倒モーメント

P_0 : 長期設計用土圧

B : 改良幅

図 2.2.1-7 作用荷重 (常時)

改良地盤の荷重負担範囲は、面積 $A=1273\text{m}^2$ 、断面係数 $Z=8062\text{m}^3$ となり、改良地盤底面に生じる最大接地圧は下式にて求める。

鉛直力の合計	$\Sigma W=W_B+W_K=607373\text{kN}$
転倒モーメントの合計	$\Sigma M=M_B=666480\text{kNm}$
改良地盤の最大接地圧	$q_r = \Sigma W/A + \Sigma M/Z = 560\text{kN/m}^2$

改良地盤に生じる最大接地圧 (q_r) は、改良地盤の長期許容圧縮応力度 (Lf_{sc}) 以下であることを確認した。

$$q_r = 560\text{kN/m}^2 \leq Lf_{sc} = 750\text{kN/m}^2$$

・支持力の検討

改良地盤底面に生じる最大接地圧 (q_r) が、改良地盤直下の支持地盤の長期許容支持力度 (Lq_a) 以下であることを確認した。

改良地盤の最大接地圧	$q_r = 560\text{kN/m}^2$
支持地盤の長期許容支持力度	$Lq_a = 1960\text{ kN/m}^2$

$$q_r = 560\text{kN/m}^2 \leq Lq_a = 1960\text{ kN/m}^2$$

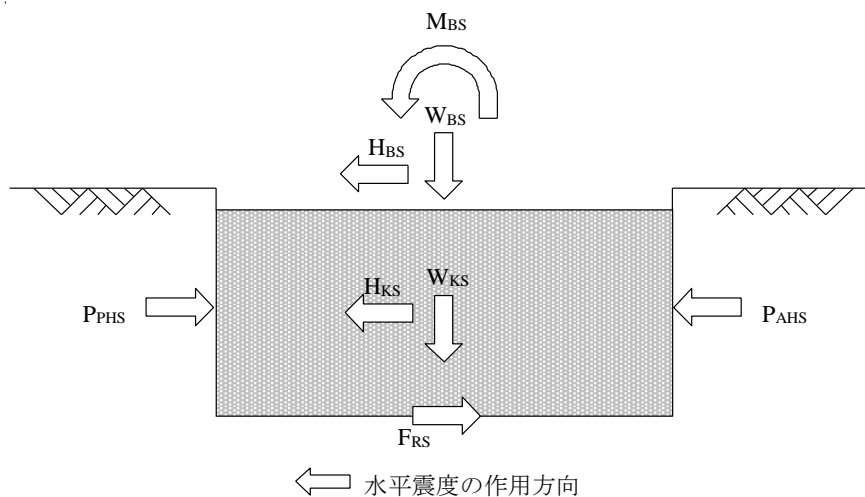
・沈下の検討

支持地盤は泥岩（岩盤）であるため、沈下の検討は不要である。

3) 地震時に対する検討

・改良地盤の検討

地震時において、改良地盤底面の最大接地圧及びせん断応力が、改良地盤の短期許容応力度以下であることを確認する。図 2. 2. 1-8 に作用荷重を示す。



W_{BS} : 架構荷重 + 基礎スラブ荷重 + 地盤アンカー荷重

W_{KS} : 改良地盤の自重

H_{BS} : 架構による水平力 + 基礎スラブによる水平力

M_{BS} : 架構と基礎スラブによる改良地盤底面における転倒モーメント

H_{KS} : 改良地盤の慣性力 (地中震度 0.15)

P_{AHS} : 地震時主働土圧による水平力

P_{PHS} : 地震時受働土圧による水平力

F_{RS} : 支持地盤のせん断抵抗力

図 2. 2. 1-8 作用荷重 (地震時)

改良地盤の荷重負担範囲は、面積 $A=1273\text{m}^2$ 、断面係数 $Z=8062\text{m}^3$ となり、改良地盤底面の最大接地圧 (q_{1S}) 及び最大せん断応力 (τ_{\max}) は下式にて求める。

$$\begin{aligned} \text{鉛直力の合計} & \quad \Sigma W=W_{BS}+W_{KS}=607373\text{kN} \\ \text{水平力の合計} & \quad \Sigma H=H_{BS}+H_{KS}+P_{AHS}+P_{PHS}=94687\text{kN} \\ \text{転倒モーメントの合計} & \quad \Sigma M=M_{BS}+M_{KS}+M_{AHS}+M_{PHS}=1944139\text{kNm} \end{aligned}$$

ここに、 M_{KS} : 改良地盤の転倒モーメント
 M_{AHS} : 地震時主働土圧による転倒モーメント
 M_{PHS} : 地震時受働土圧による転倒モーメント

$$\begin{aligned} \text{改良地盤底面の最大接地圧} & \quad q_{1S} = \Sigma W/A + \Sigma M/Z = 719\text{kN/m}^2 \\ \text{改良地盤底面の最大せん断応力} & \quad \tau_{\max} = 1.2 \times \Sigma H/A = 90\text{kN/m}^2 \end{aligned}$$

改良地盤底面の最大接地圧 (q_{1S}) 及び最大せん断応力 (τ_{\max}) は短期許容応力度 (sf_{sc} 及び sf_{ss}) 以下であることを確認した。

$$\begin{aligned} q_{1S} = 719\text{kN/m}^2 & \leq sf_{sc} = 1502\text{ kN/m}^2 \\ \tau_{\max} = 90\text{kN/m}^2 & \leq sf_{ss} = 229\text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

・支持力の検討

改良地盤底面に生じる最大接地圧 (q_{1S}) が、改良地盤直下の支持地盤の短期許容支持力度 (sq_a) 以下であることを確認した。

$$\begin{aligned} \text{改良地盤の最大接地圧} & \quad q_{1S} = 719\text{kN/m}^2 \\ \text{支持地盤の短期許容支持力度} & \quad sq_a = 3920\text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

$$q_{1S} = 719\text{kN/m}^2 \leq sq_a = 3920\text{ kN/m}^2$$

(5) 外装材の構造強度に対する検討

1) 設計方針

クレーン支持用架構の屋根面及び側面を覆う外装材は、鋼板パネルを用いる。設計荷重は暴風時の影響が支配的であることから積雪時及び地震時の検討は省略し、暴風時の応力が短期許容応力度以下になることを確認する。なお、許容応力度は製造メーカーの推奨値を、屋根面のたわみは「鋼板製屋根構法標準 (SSR2007)」(社団法人日本金属屋根協会, 2007)、壁面のたわみは「建築工事標準仕様書・同解説 JASS14 カーテンウォール工事」に準じて設定した。

2) 設計用荷重

設計用風圧力は、建築基準法施行令第 82 条の 4 および建設省告示第 1458 号に基づき、基準風速 30m/s、地表面粗度区分Ⅱとして算定する。速度圧の算定結果を表 2.2.1-9 に、ピーク風力係数を表 2.2.1-10 に、風力係数の算定箇所を図 2.2.1-9 に示す。

表 2.2.1-9 速度圧の算定結果

建物高さ*	平均風速の鉛直分布係数	基準風速	平均速度圧
H (m)	Er	Vo (m/s)	\bar{q} (N/m ²)
52.73	1.28	30	885

*: 建物高さは、軒高さ (52.34m) と最高高さ (53.12m) の平均値とした

表 2.2.1-10 ピーク風力係数

建物高さ* H (m)	屋根面			壁面	
	一般部	周縁部	隅角部	一般部	隅角部
52.73	-2.5	-3.2	-4.3	-2.11	-2.62

*: 建物高さは、軒高さ (52.34m) と最高高さ (53.12m) の平均値とした

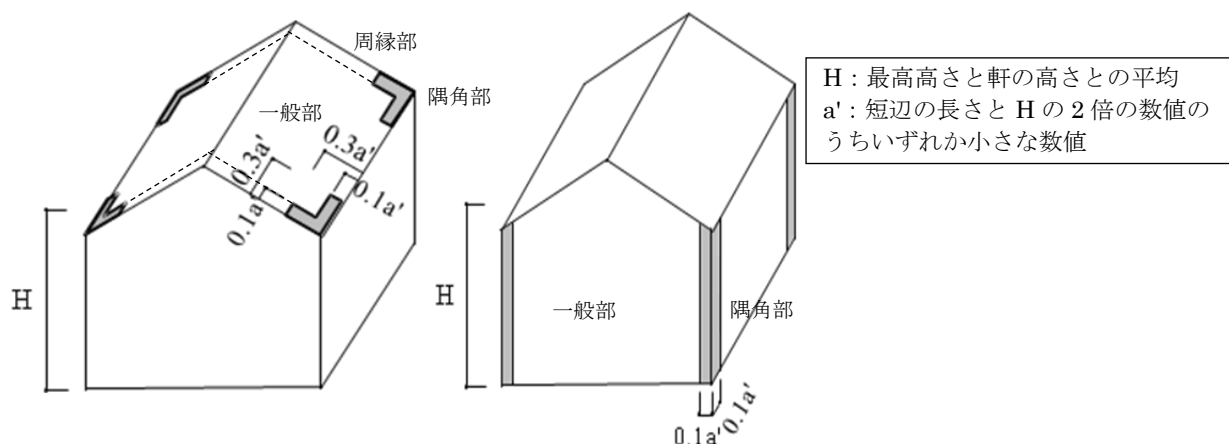


図 2.2.1-9 風力係数の算定箇所のイメージ

3) 外装材の強度検討

検討は応力が厳しくなる図 2.2.1-9 に示す隅角部について行う。ここでは、鋼板パネルの自重は考慮しないものとする。

a. 屋根材

鋼板パネルは下地材の間隔が 1.8m で連続支持されているものとし、暴風時の応力度とたわみに対して検討を行う。屋根材の材料諸元を表 2.2.1-11 に示す。

表 2.2.1-11 屋根材の材料諸元

表面材						芯材		
ヤング 係数 E (N/mm ²)	せん断 弾性係数 G (N/mm ²)	せん断 断面積 As (mm ²)	形状係数	許容 応力度 f _b (N/mm ²)	断面係数 Z (mm ³)	せん断 弾性係数 G (N/mm ²)	断面積 A (mm ²)	形状係数
2.06×10 ⁵	7.92×10 ⁴	210.7	0.022	59.8	26.3×10 ³	3.92	4.40×10 ⁴	1.2

・応力度に対する検討

$$M = w \times L^2 / 8 = (0.885 \times 4.3) \times 1.8^2 / 8 = 1.542 \text{ kNm}$$

$$\sigma_b = M / Z = 1.542 \times 10^6 / 26.3 \times 10^3 = 58.7 \text{ N/mm}^2$$

$$\frac{\sigma_b}{f_b} = \frac{58.7}{59.8} = 0.982 \leq 1.0 \quad \dots \text{OK}$$

・たわみの検討

たわみ量は曲げ変形成分 (δ_M) とせん断変形成分 (δ_Q) の和で評価し、屋根材の短期許容変形 (1/300) *以下であることを確認する。

*:「鋼板製屋根構法標準 (SSR2007)」(社団法人日本金属屋根協会, 2007) による

$$\delta = \delta_M + \delta_Q = 0.220 + 0.302 = 0.522 \text{ cm}$$

$$\frac{\delta}{L} = \frac{0.522}{180} = \frac{1}{344} \leq \frac{1}{300} \quad \dots \text{OK}$$

検討の結果、作用応力は屋根材の短期許容応力度以下であり、たわみは屋根材の短期許容変形以下であることを確認した。

b. 壁材

鋼板パネルは下地材の間隔が 1.2m で連続支持されているものとし、暴風時の応力とたわみに対して検討を行う。壁材の材料諸元を表 2. 2. 1-12 に示す。

表 2. 2. 1-12 壁材の材料諸元

表面材				芯材		
ヤング 係数 E (N/mm ²)	せん断 弾性係数 G (N/mm ²)	許容 応力度 f _b (N/mm ²)	断面係数 Z (mm ³)	せん断 弾性係数 G (N/mm ²)	断面積 A (mm ²)	形状係数
2.06×10 ⁵	7.92×10 ⁴	58.8	17.0×10 ³	4.90	35000	1.2

・応力度に対する検討

$$M = w \times L^2 / 8 = (0.885 \times 2.62) \times 1.2^2 / 8 = 0.418 \text{ kNm}$$

$$\sigma_b = M / Z = 0.418 \times 10^6 / 17.0 \times 10^3 = 24.6 \text{ N/mm}^2$$

$$\frac{\sigma_b}{f_b} = \frac{24.6}{58.8} = 0.419 \leq 1.0 \quad \dots \text{OK}$$

・たわみの検討

たわみ量は曲げ変形成分 (δ_M) とせん断変形成分 (δ_Q) の和で評価し、壁材の短期許容変形 (1/300) *以下であることを確認する。

*:「建築工事標準仕様書・同解説 JASS14 カーテンウォール工事」による

$$\delta = \delta_M + \delta_Q = 0.075 + 0.293 = 0.368 \text{ cm}$$

$$\frac{\delta}{L} = \frac{0.368}{120} = \frac{1}{326} \leq \frac{1}{300} \quad \dots \text{OK}$$

検討の結果、作用応力は壁材の短期許容応力度以下であり、たわみは壁材の短期許容変形以下であることを確認した。

2.2.2 耐震性

(1) 検討方針

耐震性の検討は、クレーン支持用架構、基礎スラブ、改良地盤及び地盤アンカーについて行い、基準地震動 S_s に対して、クレーン支持用架構、基礎スラブ、改良地盤及び周辺地盤の応答性状を適切に表現できる地震応答解析モデルを設定して実施する。

(2) 架構の耐震性に対する検討

1) 解析に用いる入力地震動

検討に用いる地震動は、「福島第一原子力発電所『発電用原子炉施設に関する耐震設計審査指針』の改訂に伴う耐震安全性評価結果 中間報告書」(平成 20 年 3 月 31 日 東京電力株式会社)にて作成した解放基盤表面で定義される基準地震動 S_s とする。

地震応答解析に用いる入力地震動の概念図を図 2.2.2-1 に示す。モデルに入力する地震動は一次元波動論に基づき、解放基盤表面で定義される基準地震動 S_s に対する地盤の応答として評価する。解放基盤表面位置における基準地震動 S_s-1 , S_s-2 及び S_s-3 の加速度時刻歴波形を図 2.2.2-2(1) 及び図 2.2.2-2(2) に示す。

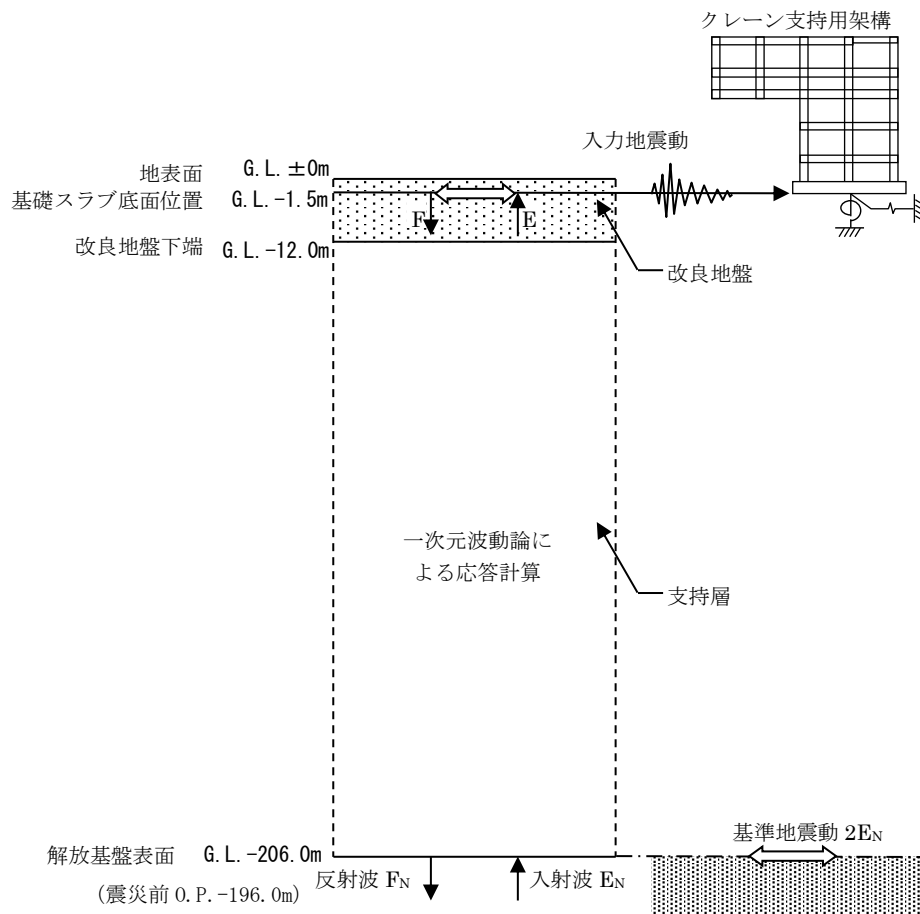
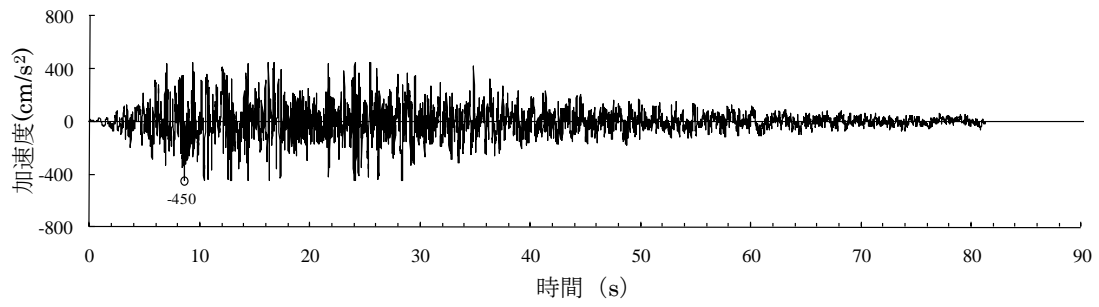
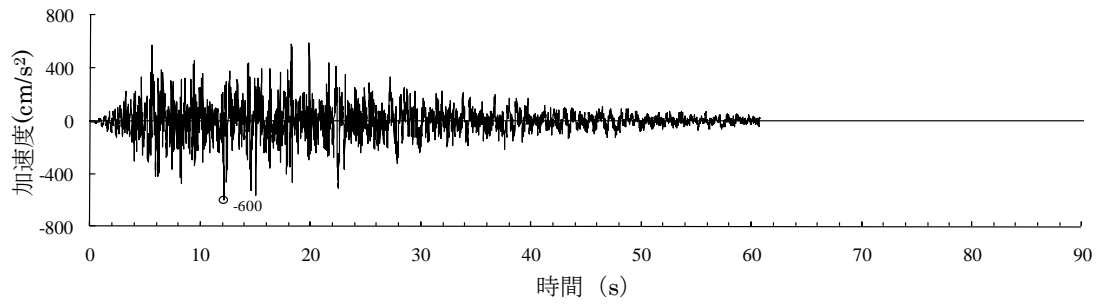


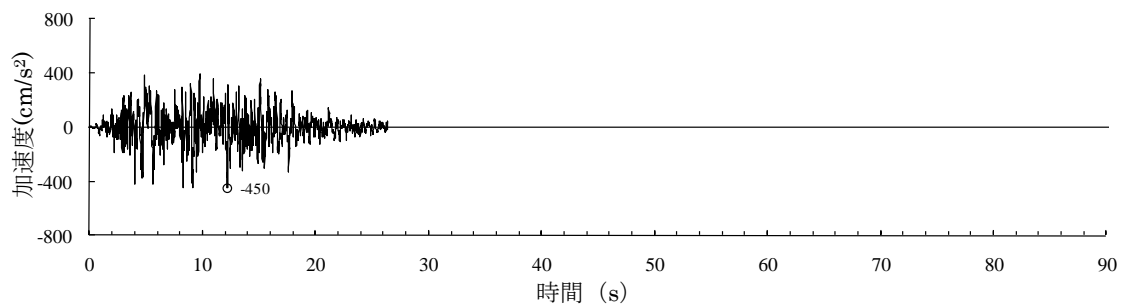
図 2.2.2-1 地震応答解析に用いる入力地震動の概念図



(Ss-1H)



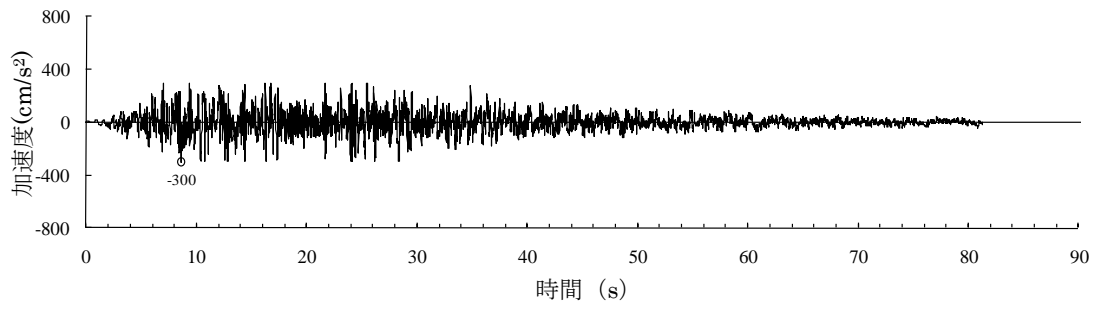
(Ss-2H)



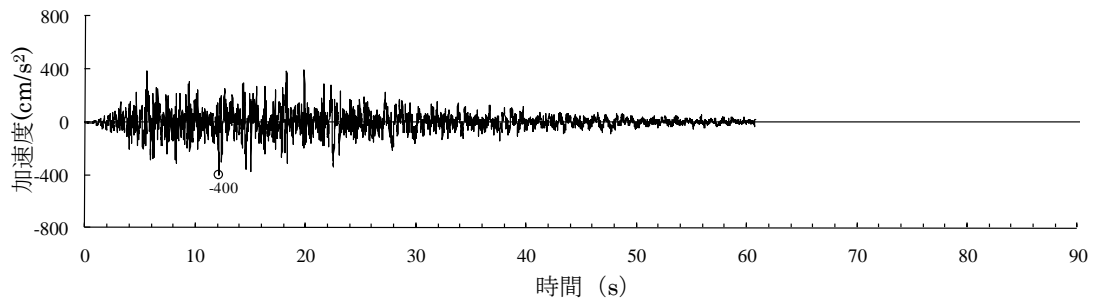
(Ss-3H)

○印は最大値を示す

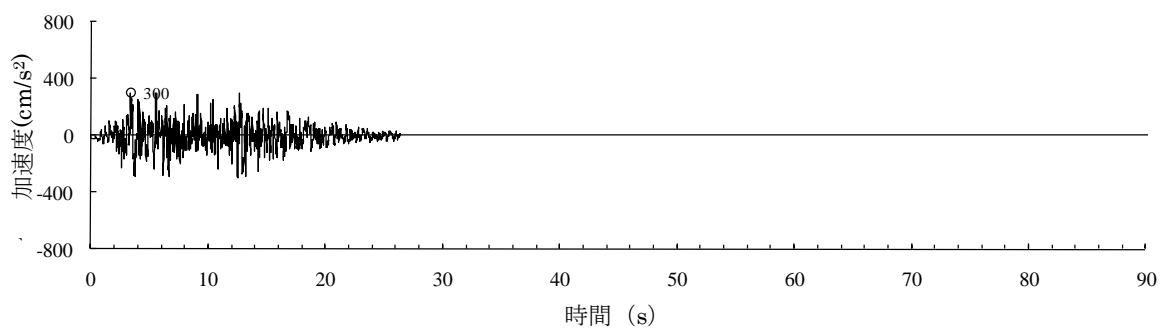
図 2. 2. 2-2(1) 解放基盤表面における地震動の加速度時刻歴波形
(水平方向)



(Ss-1V)



(Ss-2V)



(Ss-3V)

○印は最大値を示す

図 2.2.2-2(2) 解放基盤表面における地震動の加速度時刻歴波形
(鉛直方向)

2) 地震応答解析モデル

地震応答解析モデルは、図 2.2.2-3 に示す柱及び梁を立体的にモデル化した立体架構モデルとし、地盤を等価ばねで評価した建屋-地盤連成系モデルとする。

地震応答解析に用いる物性値を表 2.2.2-1 に、層間変形角が最大となるクレーンを北端に設置した場合の地震応答解析モデルの質点重量を表 2.2.2-2 に、クレーン支持用架構の復元力特性の設定を図 2.2.2-4 に示す。復元力特性の設定は「鋼構造塑性設計指針」に準じた。

地震応答解析に用いる地盤定数は、「福島第一原子力発電所『発電用原子炉施設に関する耐震設計審査指針』の改訂に伴う耐震安全性評価結果 中間報告書」(平成 20 年 3 月 31 日 東京電力株式会社)を参考に、水平成層地盤と仮定し地震時のせん断ひずみレベルを考慮して定めた。改良地盤の諸元を表 2.2.2-3 に、地盤のひずみ依存性を図 2.2.2-5 に、地盤定数の設定結果を表 2.2.2-4 に示す。基礎底面の地盤ばねについては、「JEAG 4601-1991」に示されている手法を参考にして、地盤を成層補正し振動アドミタンス理論により評価した。

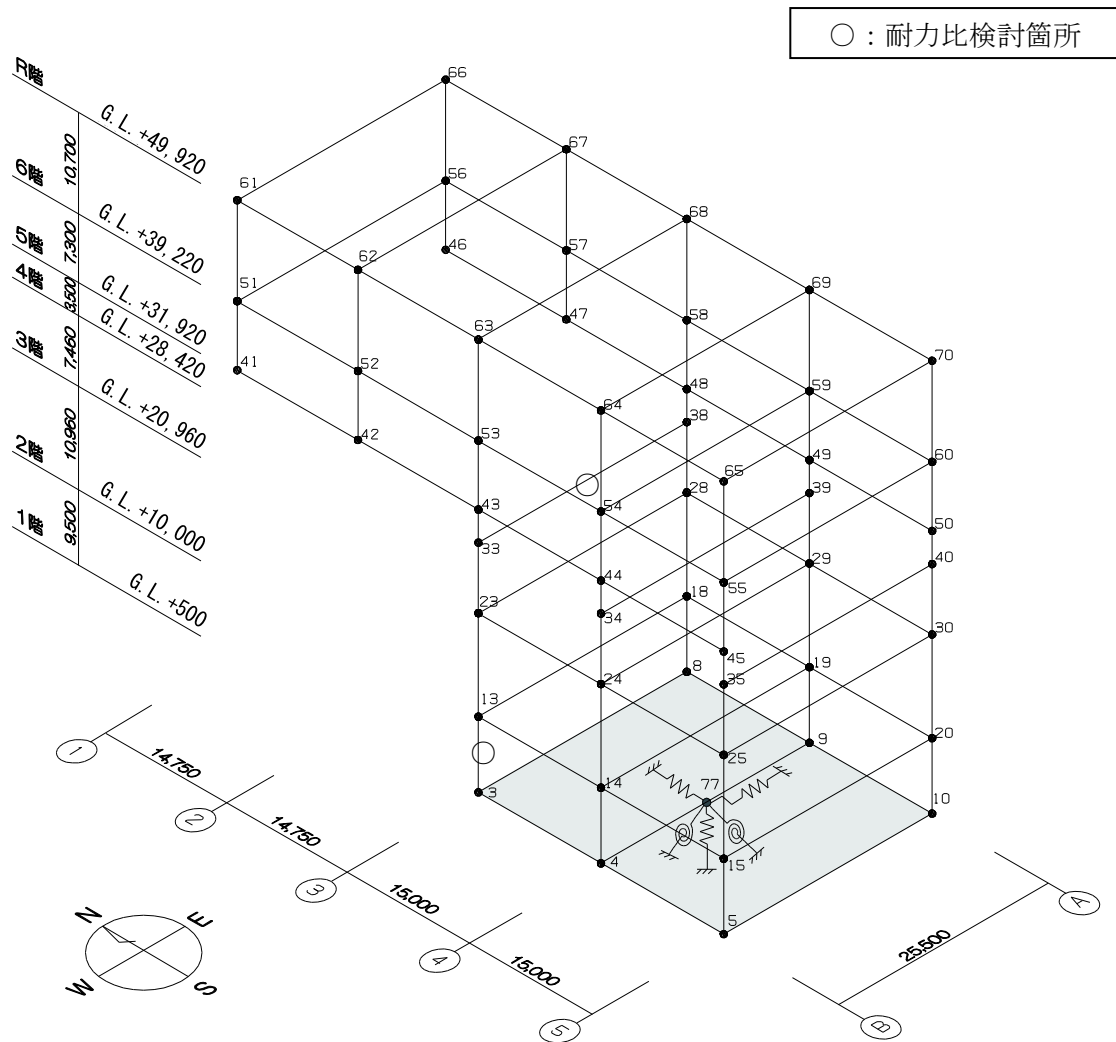


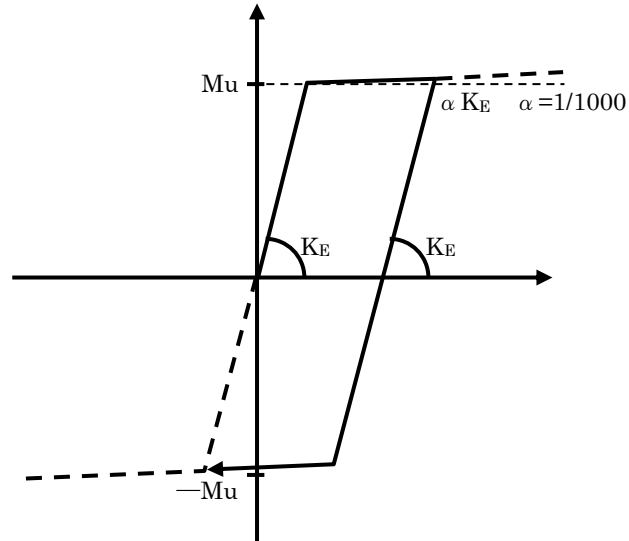
図 2.2.2-3 クレーン支持用架構の地震応答解析モデル (単位: mm)

表 2. 2. 2-1 地震応答解析に用いる物性値

部位	材料	ヤング係数 E(N/mm ²)	ポアソン比 ν	単位体積重量 γ (kN/m ³)	減衰定数 h (%)	備考
クレーン支 持用架構	鉄骨	2.05×10 ⁵	0.3	77.0	2	SM490A
基礎スラブ	コンクリート	2.44×10 ⁴	0.2	24.0	5	設計基準強度 30(N/mm ²)

表 2. 2. 2-2 地震応答解析モデルにおける質点重量

階	節点番号	重量(kN)	階	節点番号	重量(kN)	
R	61	1129	4	33	2235	
	62	1221		34	2135	
	63	1225		35	374	
	64	1200		38	2176	
	65	502		39	1726	
	66	1132		40	374	
	6	67	1225	3	23	897
		68	1229		24	1647
		69	1202		25	635
		70	503		28	819
5		51	2152	2	29	1178
		52	1894		30	607
		53	1094	1	13	1044
		54	1567		14	1722
		55	718		15	700
		56	1629		18	920
	57	1538	19		1315	
	58	1094	20		689	
	5	59	1375	合計	3	26894
		60	718		4	41540
41		393	5		21558	
42		600	8		26896	
43		657	9		41034	
44		598	10		21268	
45		321	77		0	
46		377				
47		605				
48		700				
49	622					
50	321					



ここに,

M_u : 全塑性モーメント

$$M_{uy} = \left\{ A_{fy}(b - t_1)\sigma_y + \frac{1}{4}A_{wy}(b - 2t_1)\sigma_y \right\} \quad M_{uz} = \left\{ A_{fz}(d - t_2)\sigma_y + \frac{1}{4}A_{wz}(d - 2t_2)\sigma_y \right\}$$

$$A_{fy} = d \cdot t_1$$

$$A_{fz} = b \cdot t_2$$

$$A_{wy} = 2 \cdot (b - 2 \cdot t_1) \cdot t_2$$

$$A_{wz} = 2 \cdot (d - 2 \cdot t_2) \cdot t_1$$

$$A = b \cdot d - (b - 2 \cdot t_1) \cdot (d - 2 \cdot t_2) \quad \sigma_y : \text{降伏強度}$$

なお, せん断耐力は下式とする。

Q_u : せん断耐力

$$Q_{uy} = \frac{1}{\sqrt{3}} A_{wz} \cdot \sigma_y \quad Q_{uz} = \frac{1}{\sqrt{3}} A_{wy} \cdot \sigma_y$$

$$A_{fy} = d \cdot t_1$$

$$A_{fz} = b \cdot t_2$$

$$A_{wy} = 2 \cdot (b - 2 \cdot t_1) \cdot t_2$$

$$A_{wz} = 2 \cdot (d - 2 \cdot t_2) \cdot t_1$$

$$A = b \cdot d - (b - 2 \cdot t_1) \cdot (d - 2 \cdot t_2) \quad \sigma_y : \text{降伏強度}$$

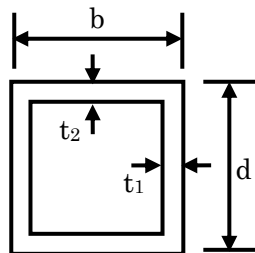


図 2.2.2-4 クレーン支持用架構の復元力特性の設定

表 2. 2. 2-3 改良地盤の諸元

せん断波速度* Vs (m/s)	単位体積重量 γ (kN/m ³)	ポアソン比* ν	初期せん断弾性係数 Go ($\times 10^5$ kN/m ²)
800	17.7	0.31	11.52

* : 『柏崎刈羽原子力発電所 1 号機 建物・構築物の耐震安全性評価について (指摘事項に関する回答)』 (平成 22 年 2 月 19 日 東京電力株式会社), 総合資源エネルギー調査会原子力安全・保安部会耐震・構造設計小委員会構造 WG (第 46 回) 会合資料

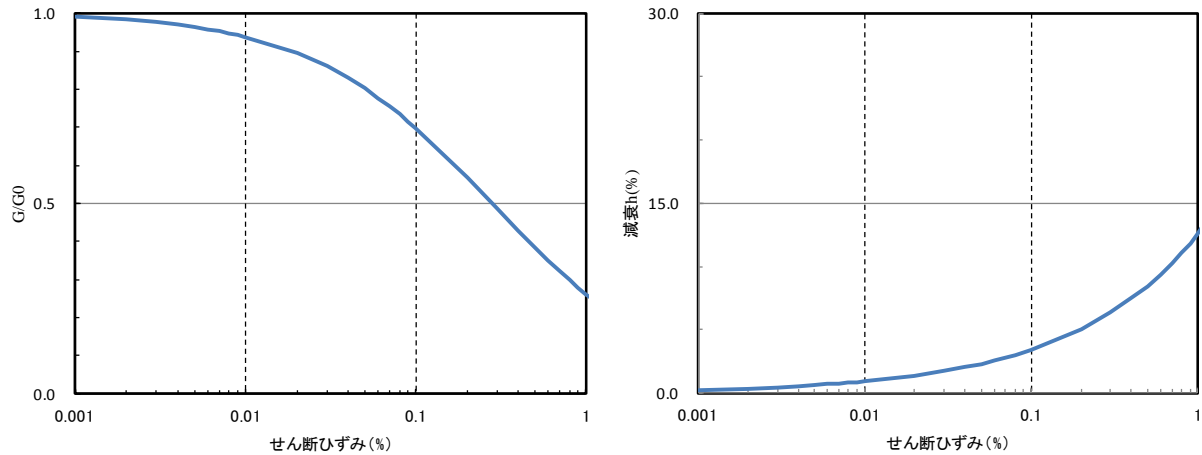


図 2. 2. 2-5 地盤のひずみ依存性 (泥岩)*

* : 『福島第一原子力発電所 3 号機 「新耐震指針に照らした耐震安全性評価 (中間報告)」に関する補足説明資料 (コメント回答資料) -建物・構築物-』 (平成 22 年 6 月 29 日 東京電力株式会社), 総合資源エネルギー調査会原子力安全・保安部会耐震・構造設計小委員会構造 WG (第 26 回) A サブグループ会合資料

表 2. 2. 2-4 地盤定数の設定結果

(a) Ss-1

G.L. (m)	地質	せん断波 速度 Vs (m/s)	単位体積 重量 γ (kN/m ³)	ポアソン 比 ν	せん断 弾性係数 G ($\times 10^5$ kN/m ²)	初期せん断 弾性係数 G ₀ ($\times 10^5$ kN/m ²)	剛性 低下率 G/G ₀	ヤング 係数 E ($\times 10^5$ kN/m ²)	減衰 定数 h (%)	層厚 H (m)
±0	改良地盤	800	17.7	0.310	11.43	11.52	0.99	29.94	2	12.0
-12.0	泥岩	450	16.5	0.464	2.97	3.41	0.87	8.70	3	8.0
-20.0		500	17.1	0.455	3.59	4.36	0.82	10.44	3	70.0
-90.0		560	17.6	0.446	4.60	5.63	0.82	13.31	3	28.0
-118.0		600	17.8	0.442	5.29	6.53	0.81	15.25	3	88.0
-206.0	(解放基盤)	700	18.5	0.421	9.24	9.24	1.00	26.26	-	-

(b) Ss-2

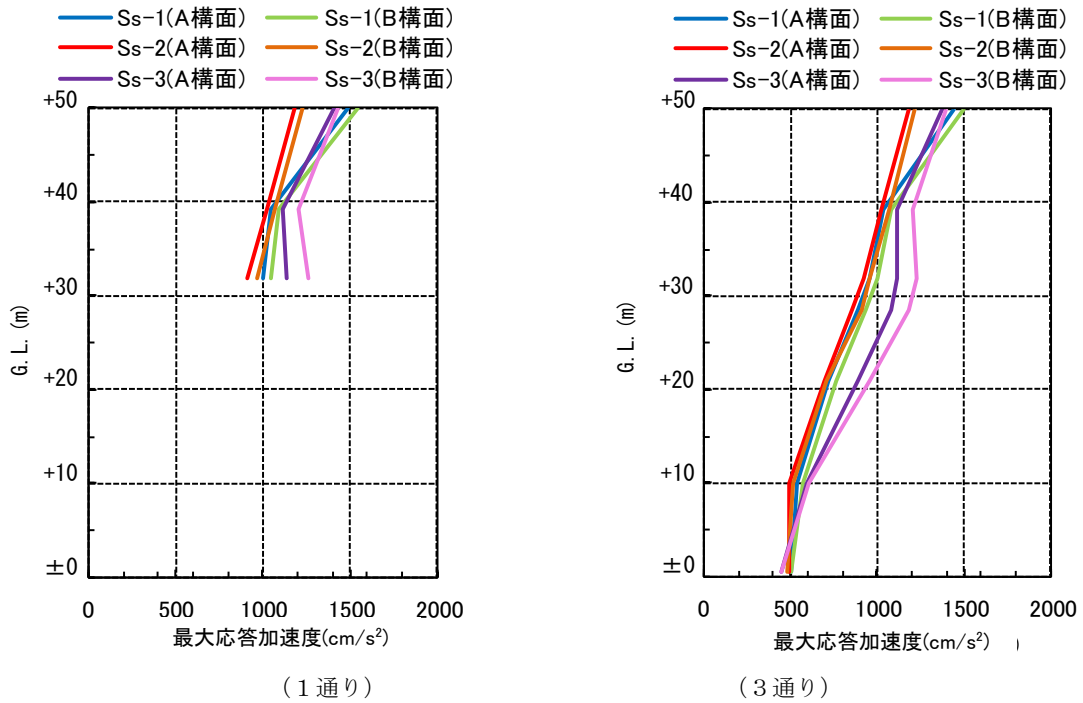
G.L. (m)	地質	せん断波 速度 Vs (m/s)	単位体積 重量 γ (kN/m ³)	ポアソン 比 ν	せん断 弾性係数 G ($\times 10^5$ kN/m ²)	初期せん断 弾性係数 G ₀ ($\times 10^5$ kN/m ²)	剛性 低下率 G/G ₀	ヤング 係数 E ($\times 10^5$ kN/m ²)	減衰 定数 h (%)	層厚 H (m)
±0	改良地盤	800	17.7	0.310	11.43	11.52	0.99	29.94	2	12.0
-12.0	泥岩	450	16.5	0.464	2.98	3.41	0.87	8.72	3	8.0
-20.0		500	17.1	0.455	3.59	4.36	0.82	10.45	3	70.0
-90.0		560	17.6	0.446	4.62	5.63	0.82	13.36	3	28.0
-118.0		600	17.8	0.442	5.50	6.53	0.84	15.85	3	88.0
-206.0	(解放基盤)	700	18.5	0.421	9.24	9.24	1.00	26.26	-	-

(c) Ss-3

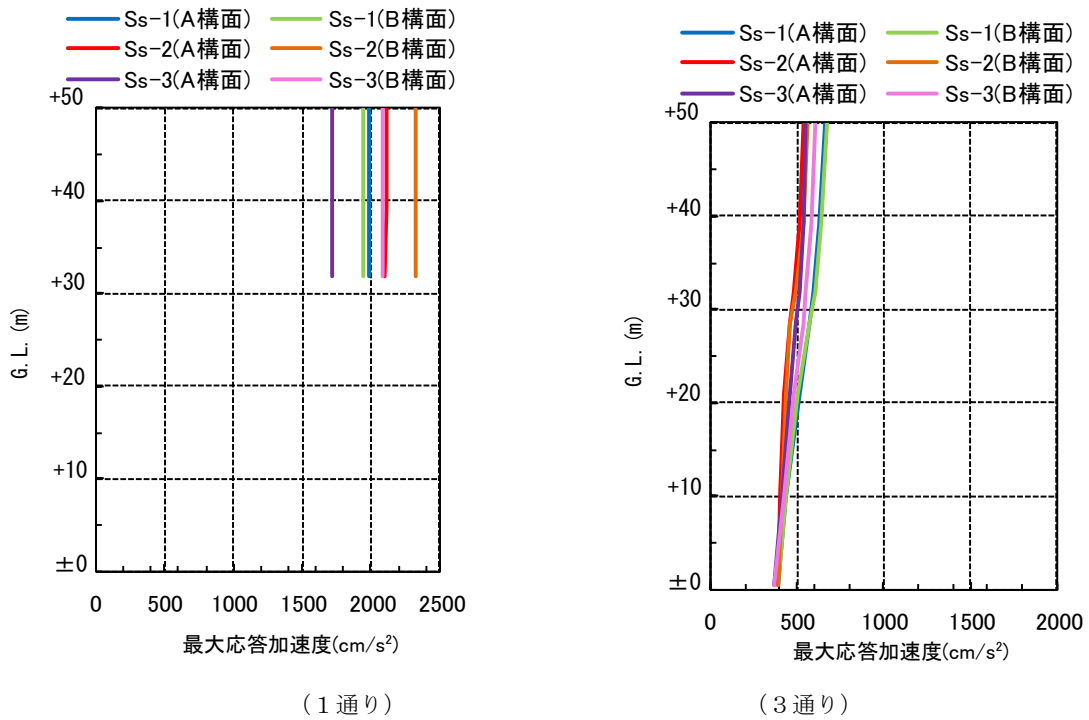
G.L. (m)	地質	せん断波 速度 Vs (m/s)	単位体積 重量 γ (kN/m ³)	ポアソン 比 ν	せん断 弾性係数 G ($\times 10^5$ kN/m ²)	初期せん断 弾性係数 G ₀ ($\times 10^5$ kN/m ²)	剛性 低下率 G/G ₀	ヤング 係数 E ($\times 10^5$ kN/m ²)	減衰 定数 h (%)	層厚 H (m)
±0	改良地盤	800	17.7	0.310	11.44	11.52	0.99	29.98	2	12.0
-12.0	泥岩	450	16.5	0.464	3.00	3.41	0.88	8.79	3	8.0
-20.0		500	17.1	0.455	3.53	4.36	0.81	10.27	3	70.0
-90.0		560	17.6	0.446	4.52	5.63	0.80	13.07	3	28.0
-118.0		600	17.8	0.442	4.97	6.53	0.76	14.34	3	88.0
-206.0	(解放基盤)	700	18.5	0.421	9.24	9.24	1.00	26.26	-	-

3) 地震応答解析結果

地震応答解析は水平方向と鉛直方向を同時入力した。最大応答加速度を図 2. 2. 2-6 及び図 2. 2. 2-7 に示す。

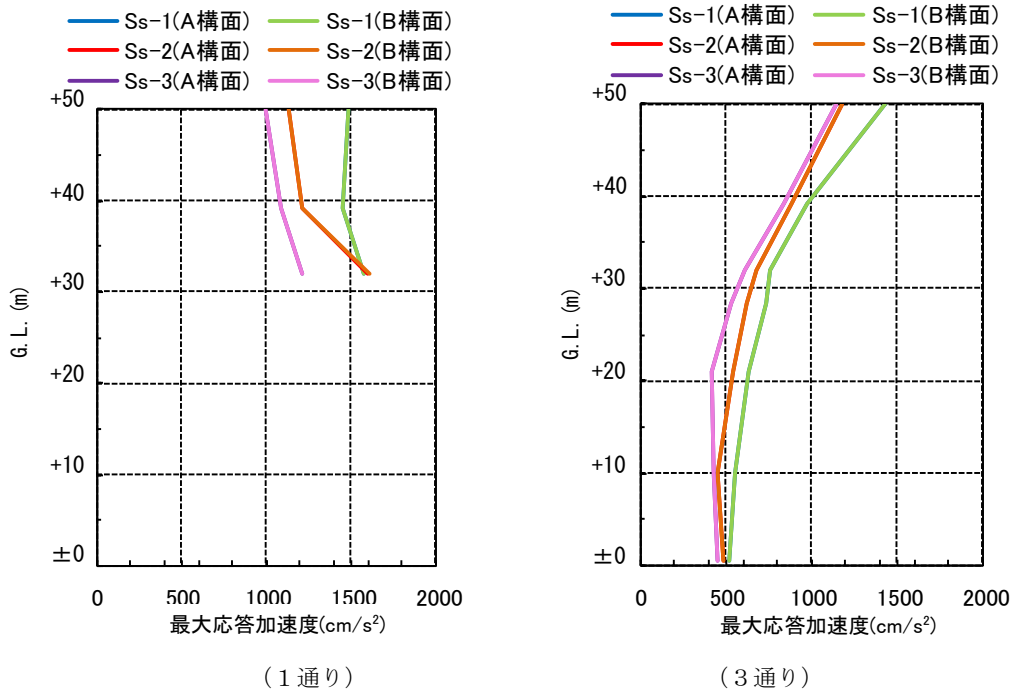


(a) 最大応答加速度 (水平(NS)成分)

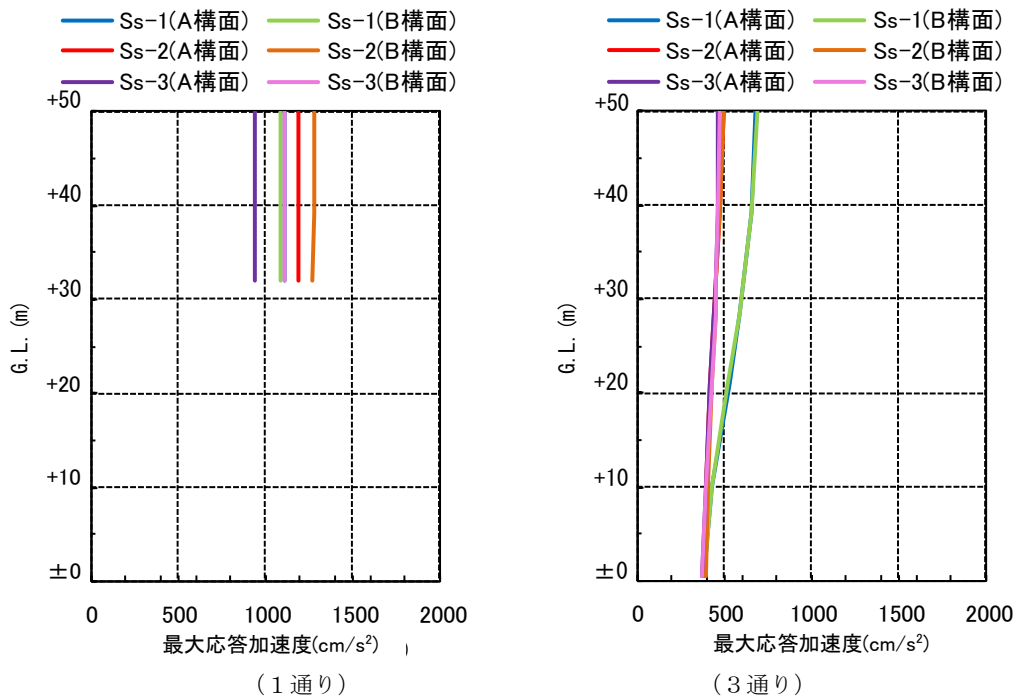


(b) 最大応答加速度 (鉛直成分)

図 2. 2. 2-6 最大応答加速度 (NS 方向入力時)



(a) 最大応答加速度 (水平(EW)成分)



(b) 最大応答加速度 (鉛直成分)

図 2. 2. 2-7 最大応答加速度 (EW 方向入力時)

4) 波及的影響の評価

地震応答解析結果が、JSCA 性能メニュー（社団法人日本建築構造技術者協会，2002 年）を参考に定めたクライテリア（「層間変形角は 1/75 以下，層の塑性率は 4 以下，部材の塑性率は 5 以下」*1 及びせん断力はせん断耐力以下）を満足することを確認する。

なお，解析結果が「時刻歴応答解析建築物性能評価業務方法書」（財団法人日本建築センター，平成 19 年 7 月 20 日）に示されるクライテリア（層間変形角は 1/100 以下，層の塑性率は 2 以下，部材の塑性率は 4 以下）を超える場合には水平変形に伴う鉛直荷重の付加的影響を考慮した解析を実施し，安全性を確認する。

*1：北村春幸，宮内洋二，浦本弥樹「性能設計における耐震性能判断基準値に関する研究」，日本建築学会構造系論文集，第 604 号，2006 年 6 月

・ 層間変形角の検討

層間変形の評価はクレーン支持用架構の剛心位置で評価し，表 2.2.2-5 に検討結果を示す。

検討の結果，層間変形角は 1/75 以下となりクライテリアを満足することを確認した。

表 2.2.2-5 層間変形角の検討結果

検討箇所	最大応答値						クライテリア	判定
	NS 方向入力時			EW 方向入力時				
	Ss-1	Ss-2	Ss-3	Ss-1	Ss-2	Ss-3		
6 階	1/256	1/278	1/229	1/298	1/356	1/352	1/75	OK
5 階	1/240	1/266	1/220	1/239	1/295	1/288	1/75	OK
4 階	1/228	1/249	1/225	1/207	1/243	1/252	1/75	OK
3 階	1/194	1/205	1/199	1/196	1/233	1/237	1/75	OK
2 階	1/206	1/211	1/194	1/187	1/224	1/229	1/75	OK
1 階	1/357	1/359	1/317	1/329	1/397	1/409	1/75	OK

・塑性率の検討

部材の塑性率は、最大応答曲げモーメント時の曲率を全塑性モーメントに至る時の曲率で除した値で表される。最大曲げモーメントが全塑性モーメント以下の場合は弾性であり塑性率は1以下となる。最大応答値を全塑性モーメントまたはせん断耐力で除した値を耐力比と定義し、表 2.2.2-6 に検討結果を示す。

表 2.2.2-6 より曲げモーメント及びせん断力については、全てのケースで耐力比が1を下回ることから塑性率は1以下となり、クライテリアを満足することを確認した。

表 2.2.2-6 耐力比の検討結果

部位	検討箇所	部材形状 (mm)	地震波	入力方向	耐力比		判定		
柱	1階 3-B	B□-3000×3000 ×28×28	Ss-1	EW	M_z/M_{uz}	0.85	OK		
					Ss-3	NS		M_y/M_{uy}	0.86
					Ss-3	NS		Q_z/Q_{uz}	0.27
					Ss-1	EW		Q_y/Q_{uy}	0.37
梁	4階 3/A-B	B□-3000×3000 ×25×25	Ss-1	EW	M_z/M_{uz}	0.80	OK		
					M_y/M_{uy}	0.01			
					Q_z/Q_{uz}	0.00			
					Q_y/Q_{uy}	0.32			

M_z : 部材 z 軸回りの曲げモーメントの最大値

M_y : 部材 y 軸回りの曲げモーメントの最大値

Q_z : 部材 z 方向のせん断力の最大値

Q_y : 部材 y 方向のせん断力の最大値

M_{uz} : 部材 z 軸回りの全塑性モーメント

M_{uy} : 部材 y 軸回りの全塑性モーメント

Q_{uz} : 部材 z 軸方向のせん断耐力

Q_{uy} : 部材 y 軸方向のせん断耐力

(3) 基礎スラブの耐震性に対する検討

1) 解析モデル

基礎スラブの応力解析は、弾性地盤上に支持された版として有限要素法を用いて行う。解析モデルは、図 2.2.2-8 に示すように四辺形の均質等方な板要素により構成し、支持地盤は等価な弾性ばねとしてモデル化する。

検討は組合せ係数法にて行い、荷重組合せケースを表 2.2.2-7 に示す。

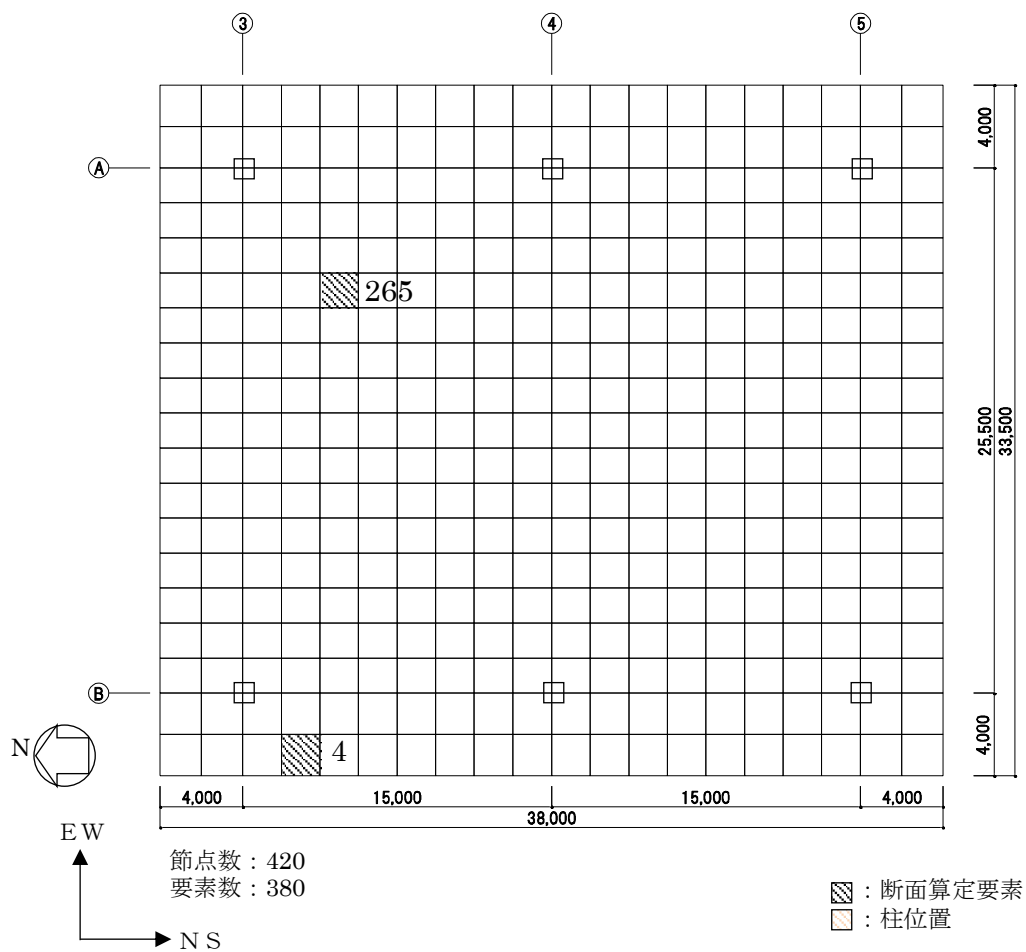


図 2.2.2-8 解析モデル図 (単位: mm)

表 2.2.2-7 荷重組合せケース一覧表

荷重ケース	地震力の作用方向					
	鉛直方向		水平方向			
	上向き	下向き	N→S	S→N	E→W	W→E
Dn		○	○			
Ds		○		○		
De		○			○	
Dw		○				○
Un	○		○			
Us	○			○		
Ue	○				○	
Uw	○					○

2) 断面検討

各要素に対して、検討用応力が部材の終局耐力を下回ることを確認する。曲げ終局強度及びせん断終局強度の算定は、「原子力施設鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説」による柱の終局強度算定式に準拠する。なお、鉄筋の引張強度は、平成 12 年建設省告示第 2464 号に定められた基準強度の 1.1 倍を用いる。検討用曲げモーメントを曲げ終局強度で除した値が最大となる箇所及び検討用せん断力をせん断終局強度で除した値が最大となる箇所の基礎スラブの断面検討結果を表 2.2.2-8 に示す。

断面検討の結果、検討用曲げモーメントは曲げ終局強度を下回り、検討用せん断力はせん断終局強度を下回ることを確認した。

表 2.2.2-8 基礎スラブの断面検討結果

要素 番号	方向	荷重 ケース	検討用応力			設計配筋 上段：上端筋 [断面積 mm ² /m] (pt:%) 下段：下端筋 [断面積 mm ² /m] (pt:%)	部材の終局強度		M/M _u	Q/Q _u	判定
			N* ¹ (kN/m)	M (kN・m/m)	Q (kN/m)		M _u (kN・m/m)	Q _u (kN/m)			
4	NS	D e	129	1317	3958	D38@200+D38@400 [8550] (0.21) D38@200+D38@400 [8550] (0.21)	11995	6778	0.11	0.59	OK
	EW	D e	61	1415	1507	3-D38@200 [17100] (0.43) 2-D38@200 [11400] (0.29)	15772	7294	0.09	0.21	OK
265	NS	D s	24	3316	52	1-D38@200 [5700] (0.14) 1-D38@200 [5700] (0.14)	7873	2215	0.43	0.03	OK
	EW	D w	-349	4927	76	1-D38@200 [5700] (0.14) 1-D38@200 [5700] (0.14)	7267	2184	0.68	0.04	OK

*1：圧縮を正とする

(4) 改良地盤の耐震性に対する検討

1) 検討方針

検討は「JEAC 4616-2009」に準拠し、基準地震動 S_s により発生する荷重に対して許容限界を満足することを確認する。改良地盤の許容限界は、改良地盤の設計圧縮強度、せん断抵抗に対する安全率に基づき設定する。支持地盤の許容限界は、支持地盤の極限支持力に対する安全率に基づき設定する。

2) 地震応答解析モデル

応力算定用の地震応答解析モデルを図 2.2.2-9 に示す。改良地盤及び支持地盤の物性は表 2.2.2-4 を用いた。

周辺地盤の物性は、一次元波動論であらかじめ実施した等価線形解析結果をもとに改良地盤及び周辺地盤のひずみレベルに応じた等価なせん断剛性、減衰を設定した。

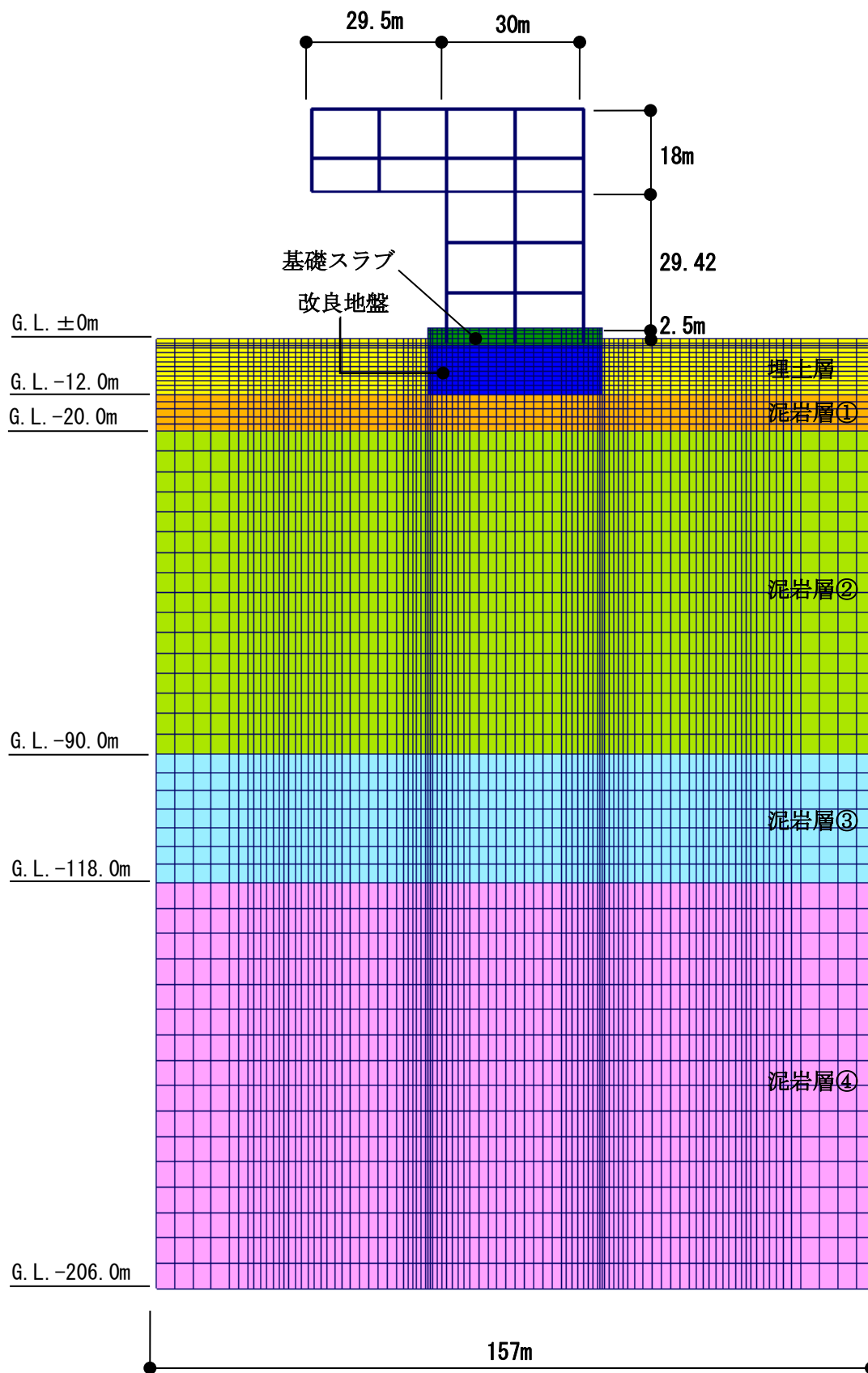


図 2.2.2-9 応力算定用地震応答解析モデル

3) 波及的影響の評価

改良地盤の評価は、「JEAC 4616-2009」に準じ、改良地盤に発生する最大応力が許容値に対して1.5以上の安全率を有していることを確認する。

・改良地盤に生じる鉛直応力に対する検討

改良地盤に作用する鉛直応力に対し改良地盤の圧縮強度の安全率が1.5以上であることを下式により確認する。

$$\frac{ssf_{sc}}{\sigma_{y\max}} \geq 1.5$$

ここで、

ssfsc : 改良地盤の圧縮強度

$\sigma_{y\max}$: 有限要素解析による各要素の鉛直応力の最大値

改良地盤の圧縮強度(ssfsc)は、「JEAC 4616-2009」により改良地盤の圧縮強度の平均値である設計圧縮強度4498kN/m²(断面欠損2%を考慮する)を改良地盤の圧縮強度として検討を行う。

安全率の検討結果を表2.2.2-9に示す。検討結果より改良地盤の圧縮強度は改良地盤の基礎スラブ直下における最大鉛直応力の1.5以上の安全率を有していることを確認した。

表 2.2.2-9 改良地盤の鉛直応力に対する検討結果
(改良地盤底部)

地震波	最大鉛直応力 $\sigma_{y\max}$ (kN/m ²)	圧縮強度 ssfsc(kN/m ²)	安全率	クライテリア	判定
Ss-1	1809	4498	2.48	1.50	OK
Ss-2	1453	4498	3.09	1.50	OK
Ss-3	1821	4498	2.47	1.50	OK

・改良地盤に作用するせん断力に対する検討

検討は、改良地盤の基礎スラブ直下及び改良地盤下端のせん断力について行う。改良地盤上端及び下端にせん断面を想定し、各時刻 (t) における改良地盤に作用する水平方向せん断力 $F_H(t)$ と改良地盤の水平抵抗力 $F_R(t)$ を評価し、そのせん断に対する安全率 $F_S(t)$ が 1.5 以上であることを下式により確認する。

$$F_S(t) = \frac{F_R(t)}{F_H(t)} \geq 1.5$$

$$F_R(t) = \sum_i F_{R_i}(t) = \sum \tau_{Ri}(t) \cdot l_i$$

$$F_H(t) = \sum_i F_{H_i}(t) = \sum \tau_{Si}(t) \cdot l_i$$

- ここで、
- $F_S(t)$:せん断に対する安全率
 - $F_R(t)$:せん断面上の地盤の水平抵抗力 (kN)
 - $F_H(t)$:せん断面上の地盤のせん断力 (kN)
 - $\tau_{Ri}(t)$:せん断面の解析モデル要素 i のせん断抵抗力 (kN/m²)
 $\tau_{Ri}(t)$ は上載圧による強度増加は無視して設定し、せん断強度 ssf_{ss} を用いる。なお、せん断破壊及び鉛直方向応力が引張状態になった地盤要素は評価しない
 - $\tau_{Si}(t)$:せん断面の解析モデル要素 i に作用するせん断応力 (kN/m²)
 - l_i :解析モデル要素 i を横切るせん断面の長さ(要素 i の長さ) (m)
 - ssf_{ss} :改良地盤のせん断強度 (kN/m²)

改良地盤のせん断強度 (ssf_{ss}) は下式より設定する。

$$ssf_{ss} = \frac{1}{5} ssf_{sc}$$

- ここで、 ssf_{ss} :688kN/m² (断面欠損 25%を考慮する)

安全率の検討結果を表 2.2.2-10 及び表 2.2.2-11 に示す。

検討結果より改良地盤の水平抵抗力は、改良地盤の基礎スラブ直下及び改良地盤下端の最大せん断力の 1.5 以上の安全率を有していることを確認した。なお、解析は二次元でモデル化しているため、単位長さ当りのせん断力及び水平抵抗力で検討する。

表 2.2.2-10 改良地盤のせん断力に対する検討
(基礎スラブ下端)

地震波	最大せん断力 F _H (kN/m)	水平抵抗力 F _R (kN/m)	安全率 F _S	クォイテリア	判定
Ss-1	3635	21156	5.82	1.50	OK
Ss-2	3052	22188	7.26	1.50	OK
Ss-3	3548	20640	5.81	1.50	OK

表 2.2.2-11 改良地盤のせん断力に対する検討
(改良地盤底部)

地震波	最大せん断力 F _H (kN/m)	水平抵抗力 F _R (kN/m)	安全率 F _S	クォイテリア	判定
Ss-1	7741	24080	3.11	1.50	OK
Ss-2	7481	24424	3.26	1.50	OK
Ss-3	6494	24080	3.70	1.50	OK

4) 支持力の検討

支持力の評価は、改良地盤底部における最大鉛直応力が支持地盤の極限支持力度に対して 1.5 以上の安全率を有していることを確認する。

$$\frac{R_u}{V} \geq 1.5$$

ここで、
R_u : 極限鉛直支持力度
V : 地震応答解析から得られる最大鉛直応力

検討の結果、支持地盤の極限支持力度 (6860kN/m²) *は改良地盤底部における最大鉛直応力の 1.5 以上の安全率を有していることを確認した。

*:「福島第一原子力発電所 原子炉設置変更許可申請書 (4号炉増設)」による

$$6860\text{kN/m}^2 / 1821\text{kN/m}^2 = 3.76 \geq 1.50 \dots \text{OK}$$

(5) 地盤アンカーの耐震性に対する検討

1) 検討方針

地盤アンカーは、図 2.2.2-10 に示すように基礎スラブ上端を緊張端とし、泥岩層 G.L. -17.0m 以深を定着長部としている。地盤アンカーの検討は基準地震動 S_s 時に自由長部に発生する応力が規格降伏耐力以下及び定着長部の設計定着長が必要定着長以上であることを確認する。検討は、旧建築基準法第 38 条の規定に基づく認定工法「STK 永久アンカー工法」(建設省阪住指発第 353 号, 平成 8 年 10 月 16 日) における設計マニュアルに基づき実施する。

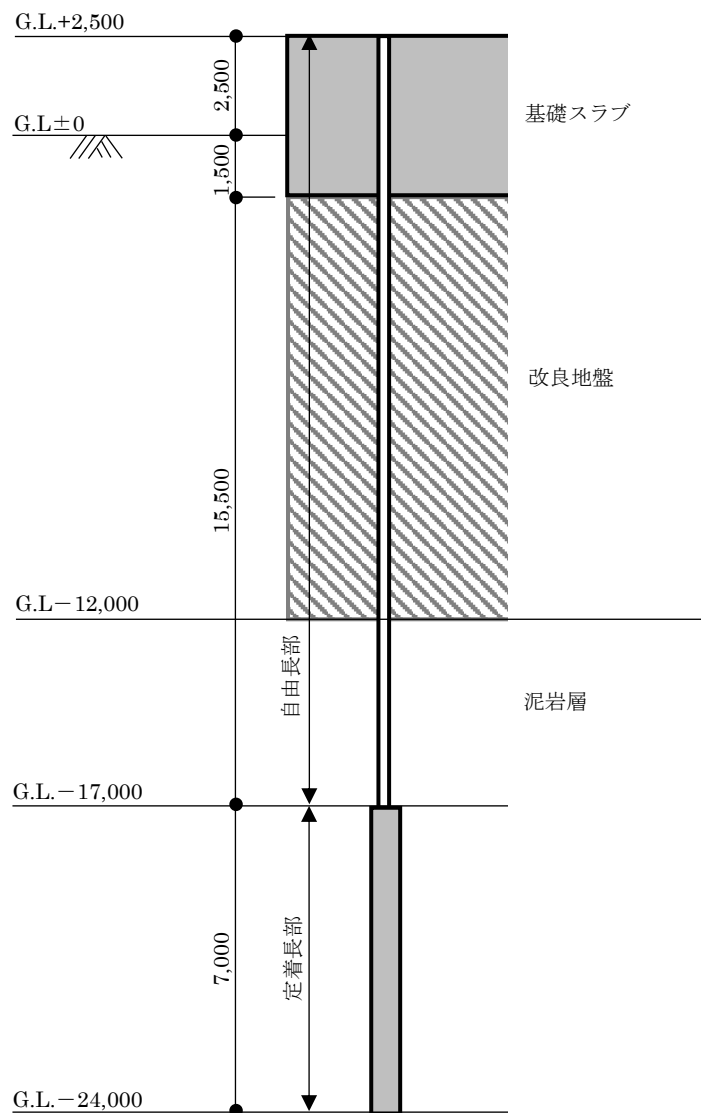


図 2.2.2-10 地盤アンカー設置計画 (単位: mm)

2) 地盤アンカーの検討

・自由長部の検討

地盤アンカーに発生する応力と規格降伏耐力を比較した結果を表 2.2.2-12 に示す。地盤アンカーは STK-200 (SWPR19 4-φ 21.8)を用いる。

検討の結果、耐力比が 1 以下になることを確認した。

表 2.2.2-12 自由長部の検討結果

発生応力 T_{max} (kN/本)	規格降伏耐力 T_{ys} (kN/本)	耐力比 T_{max}/T_{ys}	判定
1590	1981	0.81	OK

・定着長部の検討

定着長部の検討は、地盤アンカーの規格降伏耐力と地盤の極限摩擦抵抗力から求める必要定着長が、設計定着長を下回ることを確認する。結果を表 2.2.2-13 に示す。

検討の結果、検定比が 1 以下になることを確認した。

$$L_a = \frac{T_{ys} \times F}{\tau_u \times \pi \times D_d}$$

ここで、

L_a : 必要定着長 (cm)

T_{ys} : 地盤アンカーの規格降伏耐力 (1981kN)

F : 安全率 (=1.0)

τ_u : 地盤の極限摩擦抵抗力 (N/cm²) (137N/cm²) *

*: 旧建築基準法第 38 条の規定に基づく認定工法「STK 永久アンカー工法」(建設省阪住指発第 353 号, 平成 8 年 10 月 16 日), 設計マニュアルより N 値 50 以上の泥岩の値

D_d : 地盤アンカー体の設計径 (17cm)

表 2.2.2-13 定着長の検討結果

必要定着長 L_a (cm)	設計定着長 L_d (cm)	検定比 L_a/L_d	判定
271	700	0.39	OK

2.3 燃料取扱機支持用架構の構造強度及び耐震性について

燃料取扱機支持用架構の構造強度及び耐震性の検討フローを図 2.3-1 に示す。

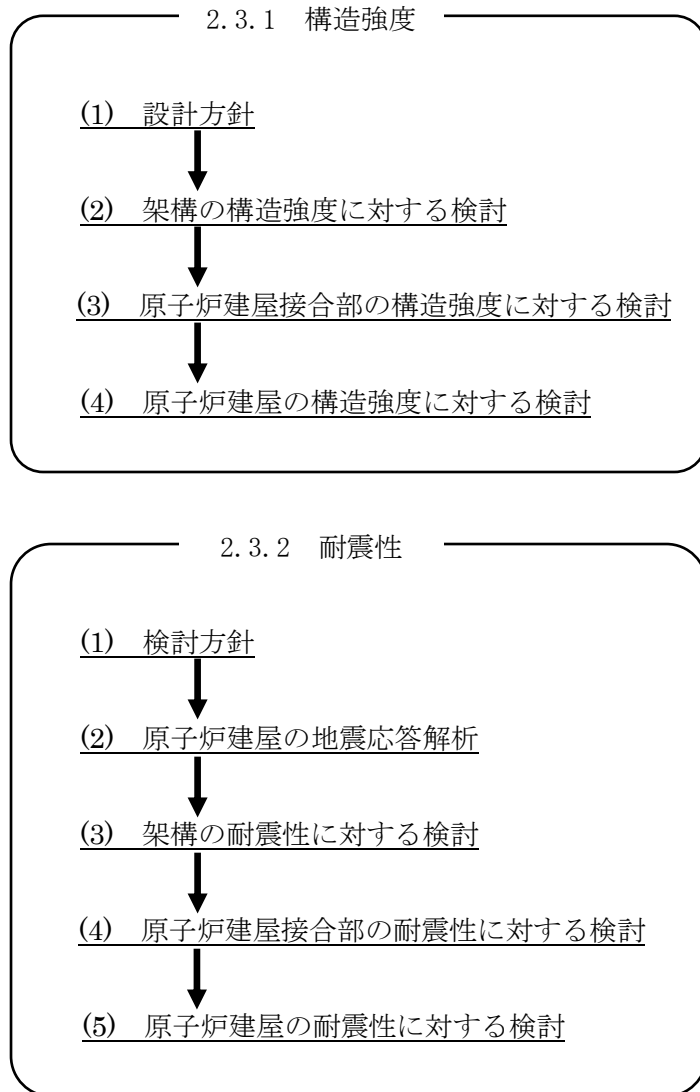


図 2.3-1 燃料取扱機支持用架構の検討フロー

2.3.1 構造強度

(1) 設計方針

構造強度の検討は、燃料取扱機支持用架構、原子炉建屋接合部及び架構反力が作用する原子炉建屋について許容応力度設計を実施する。

1) 使用材料及び許容応力度

燃料取扱機支持用架構の物性値及び許容応力度を表 2.3.1-1 に示す。

表 2.3.1-1 燃料取扱機支持用架構の物性値及び許容応力度

材料定数

部位	材料	ヤング係数 E (N/mm ²)	ポアソン比 ν	単位体積重量 γ (kN/m ³)
架 構	鉄骨	2.05×10 ⁵	0.3	77.0
基礎構造	コンクリート	2.44×10 ⁴	0.2	24.0

コンクリートの許容応力度

(単位：N/mm²)

設計基準強度= 30	長期			短期		
	圧縮	引張	せん断	圧縮	引張	せん断
	10.0	—	0.790	20.0	—	1.185

鉄筋の許容応力度

(単位：N/mm²)

記号	鉄筋径	長期		短期	
		引張及び圧縮	せん断補強	引張及び圧縮	せん断補強
SD345	D29 未満	215	195	345	345
	D29 以上	195			

構造用鋼材の許容応力度

(単位：N/mm²)

板厚	材料	基準強度 F	許容応力度
T ≤ 40 mm	SS400	235	「鋼構造設計規準」に従い、左記 F の値より求める
T ≤ 40 mm	SM490A	325	
T > 40 mm	TMCP325B*, TMCP325C*	325	
—	BCP325	325	
—	BCR295	295	
—	SNR490B	325	

*：国土交通大臣指定書（国住指第 326-2，平成 14 年 5 月 7 日）による

2) 荷重及び荷重組合せ

設計で考慮する荷重を以下に示す。

・鉛直荷重 (VL)

燃料取扱機支持用架構に作用する鉛直方向の荷重で、固定荷重、機器荷重、配管荷重及び積載荷重とする。

・クレーン荷重 (CL)

吊荷荷重を含む燃料取扱機による荷重を表 2.3.1-2 に示す。

表 2.3.1-2 クレーン荷重一覧表

燃料取扱機	735 kN
作業台車	196 kN

・地震荷重 (K)

燃料取扱機支持用架構に作用させる地震荷重は、G.L.-12.06m（原子炉建屋基礎スラブ上端レベル）を基準面とした原子炉建屋の地震層せん断力係数の算定結果より設定する。原子炉建屋の地震層せん断力係数は下式より算定し、算定結果を表 2.3.1-4 に示す。

$$Q_i = n \cdot C_i \cdot W_i$$

$$C_i = Z \cdot R_t \cdot A_i \cdot C_o$$

ここで、

Q_i : 水平地震力 (kN)

n : 施設の重要度に応じた係数 ($n=1.5$)

建築基準法で定める地震力の 1.5 倍を考慮する。

C_i : 地震層せん断力係数

W_i : 当該部分が支える重量 (kN)

ここに、燃料取扱機支持用架構の設計で考慮する原子炉建屋の全体重量は、瓦礫撤去の効果と燃料取扱機支持用架構を新規に設置する影響を考慮した。原子炉建屋の全体重量を表 2.3.1-3 に示す。

表 2.3.1-3 原子炉建屋の全体重量(kN)

原子炉建屋全体重量*1	1078100
瓦礫撤去による軽減重量	-39810
燃料取扱機支持用架構の付加重量	+6490
燃料取扱機支持用架構設計用原子炉建屋全体重量	1044780

*1 「福島第一原子力発電所の原子炉建屋の現状の耐震安全性および補強等に関する検討に係る報告書(その1)」(平成23年5月28日 東京電力株式会社)にて用いた原子炉建屋重量(1069320kN)に使用済燃料プール底部の支持構造物の設置工事による重量(8780kN)を加算したもの

Z : 地震地域係数 (Z=1.0)

Rt : 振動特性係数 (Rt=0.8)

Ai : 地震層せん断力係数の高さ方向の分布係数で、燃料取扱機支持用架構の固有値を用いたモーダル法 (二乗和平方根法) により求める。

C0 : 標準せん断力係数 (C0=0.2)

表 2.3.1-4 原子炉建屋の地震層せん断力係数の算定結果

階	G.L. (m)	各階重量 (kN)	Wi (kN)	Ai		n・Ci	
				NS 方向	EW 方向	NS 方向	EW 方向
5	+29.92	77700	—	—	—	—	—
4	+29.92~+22.30	88770	77700	2.070	2.218	0.497	0.533
3	+22.30~+16.90	122210	166470	1.787	1.831	0.429	0.440
2	+16.90~+8.70	127700	288680	1.520	1.549	0.365	0.372
1	+8.70~+0.20	208960	416380	1.309	1.315	0.314	0.316
B1	+0.20~-12.06	—	625340	1.000	1.000	0.240	0.240

燃料取扱機支持用架構に作用させる水平震度は、原子炉建屋 4 階の NS 方向地震層せん断力係数 ($n \cdot Ci=0.497$) 及び EW 方向地震層せん断力係数 ($n \cdot Ci=0.533$) より、水平震度を $Ki=n \cdot Ci$ として水平地震力を設定する。表 2.3.1-5 に燃料取扱機支持用架構に作用させる水平地震力の算定結果を示す。

表 2.3.1-5 水平地震力の算定結果

G.L. (m)	各階重量 (kN)	NS 方向		EW 方向	
		水平震度 Ki	水平地震力 Pi (kN)	水平震度 Ki	水平地震力 Pi (kN)
+30.77	2487	0.497	1236	0.533	1326
+20.485	298	0.497	148	0.533	159
+10.20	188	0.497	93	0.533	100

ここに、燃料取扱機支持用架構は鉄骨造で剛性が小さく、原子炉建屋は壁式鉄筋コンクリート造で剛性が非常に高いことから、燃料取扱機支持用架構の変形量に対して原子炉建屋の変形量は非常に小さく、地震時の原子炉建屋の変形が燃料取扱機支持用架構に及ぼす影響は考慮しないものとした。

・荷重組合せ

設計で考慮する燃料取扱機の位置を図 2.3.1-1 に、荷重組合せを表 2.3.1-6 に示す。なお、燃料取扱機支持用架構はクレーン支持用架構に覆われているため、積雪時及び暴風時は考慮しないものとした。

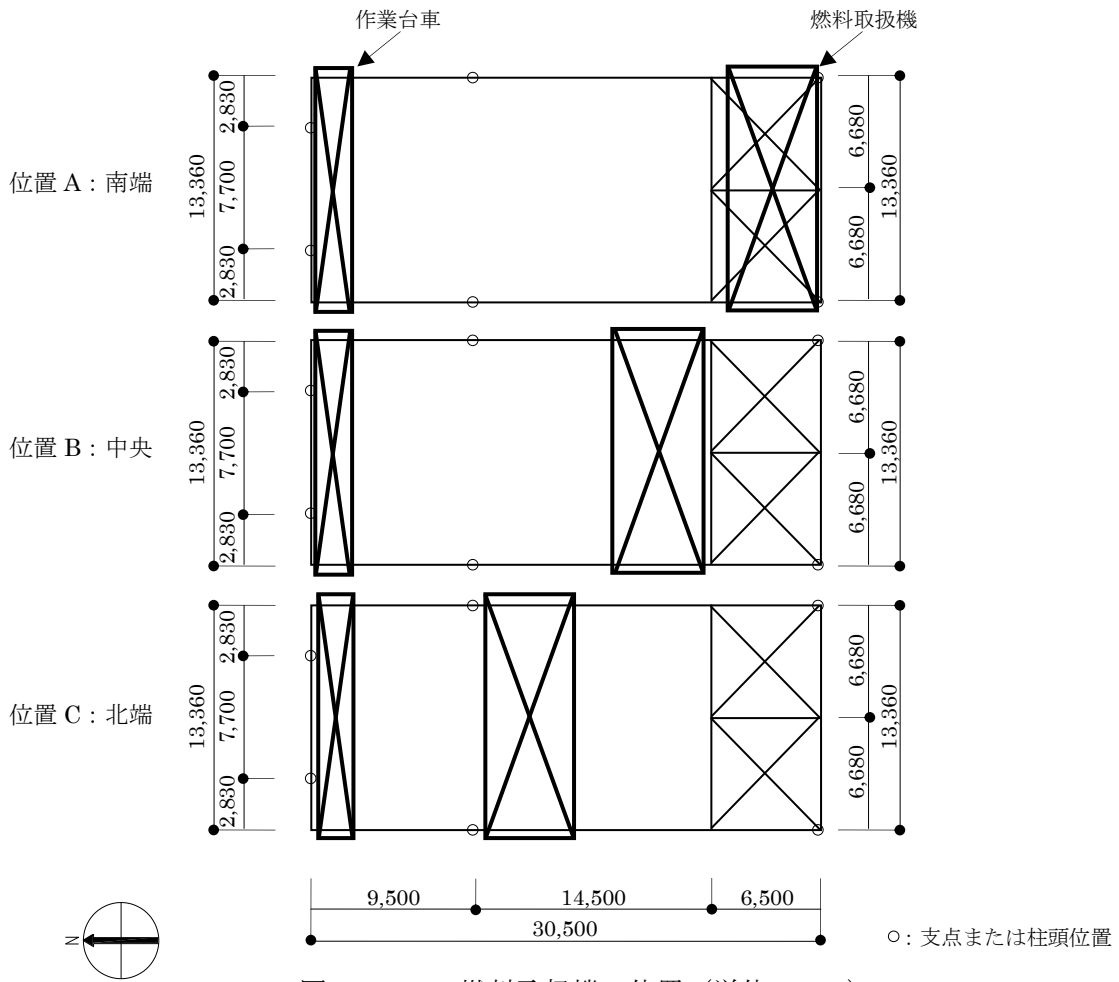


図 2.3.1-1 燃料取扱機の位置 (単位: mm)

表 2.3.1-6 燃料取扱機支持用架構の荷重組合せ

想定する状態	荷重ケース	荷重組合せ内容	許容応力度
常時	C	VL+CL	長期
地震時	E1	VL+CL+K(+NS)*1	短期
	E2	VL+CL+K(-NS)*1	
	E3	VL+CL+K(+EW)*1	
	E4	VL+CL+K(-EW)*1	

*1: 地震荷重は NS 方向及び EW 方向を考慮する

(2) 架構の構造強度に対する検討

1) 解析モデル

燃料取扱機支持用架構の解析モデルは、G.L.+8.70m より上部を立体架構モデルとし、柱及び梁端部の境界条件は剛接、原子炉建屋シェル壁上端はピン及び原子炉建屋南側外壁の柱脚部は固定とする。解析モデル、部材寸法及び応力検討箇所を図 2.3.1-2 に示す。

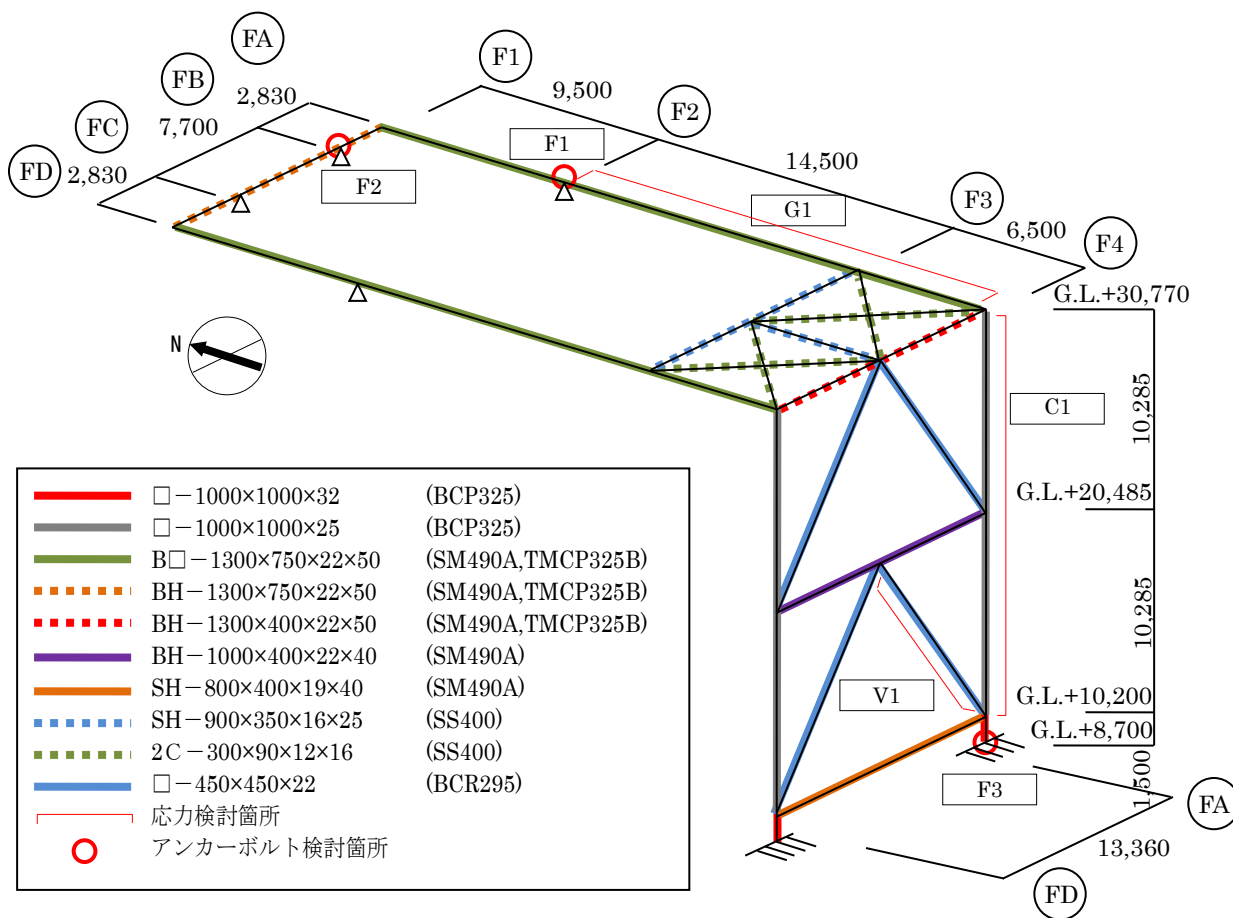


図 2.3.1-2 解析モデル図 (単位: mm)

2) 断面検討

応力解析結果を用い、断面検討は二方向の曲げを図 2.3.1-3 に示すように考慮する。

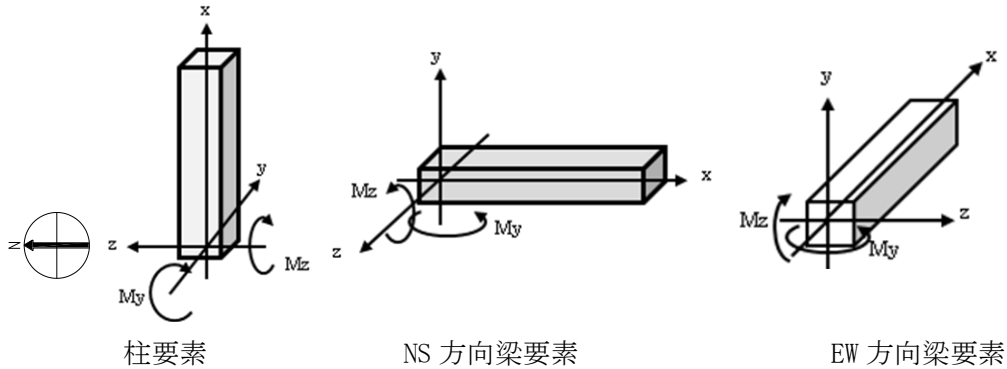


図 2.3.1-3 曲げモーメントの方向

応力度比の検討は「鋼構造設計規準」に従い、軸力及び曲げモーメントに対する検討は下式にて行う。

・ 軸圧縮の場合
$$\frac{\sigma_c}{f_c} + \frac{\sigma_{bz} + \sigma_{by}}{f_b} \leq 1$$

・ 軸引張の場合
$$\frac{\sigma_c + \sigma_{bz} + \sigma_{by}}{f_t} \leq 1$$

ここで、

σ_c : 軸応力度 (=N/A)

N : 軸力, A : 断面積

σ_{bz} : 部材 z 軸方向曲げ応力度 (=Mz/Zz)

Mz, Zz : 部材 z 軸回りモーメント及び断面係数

σ_{by} : 部材 y 軸方向曲げ応力度 (=My/Zy)

My, Zy : 部材 y 軸回りモーメント及び断面係数

fc : 許容圧縮応力度

fb : 許容曲げ応力度

ft : 許容引張応力度

また、せん断力に対する検討は、下式にて行う。

$$\frac{\sqrt{(\sigma_c + \sigma_{bz} + \sigma_{by})^2 + 3\tau_z^2}}{f_t} \leq 1 \quad \text{かつ} \quad \frac{\sqrt{(\sigma_c + \sigma_{bz} + \sigma_{by})^2 + 3\tau_y^2}}{f_t} \leq 1$$

ここで、

τ_z : 部材 z 軸方向せん断応力度 (=Qz/Awz)

Qz, Awz : 部材 z 軸方向せん断力及びせん断断面積

τ_y : 部材 y 軸方向せん断応力度 (=Qy/Awy)

Qy, Awy : 部材 y 軸方向せん断力及びせん断断面積

表 2.3.1-7 及び表 2.3.1-8 に応力度比が最大となる部位の断面検討結果を示す。
 断面検討の結果、全ての部材に対する応力度比が 1 以下になることを確認した。

表 2.3.1-7 断面検討結果（常時）

部位	検討箇所	部材形状 (mm)	荷重ケース (位置)*1	作用 応力度 (N/mm ²)		許容 応力度 (N/mm ²)	応力度比	判定
柱	C1	□-1000×1000 ×25×25	C (B)	曲げ Mz	0.3	216.7	0.13	OK
				曲げ My	20.0			
				圧縮 N	4.2			
				せん断 Qz	0.9			
				せん断 Qy	0.0			
梁	G1	B□-1300×750 ×22×50	C (B)	曲げ Mz	36.6	216.7	0.18	OK
				曲げ My	1.2			
				圧縮 N	0.4			
				せん断 Qz	0.2			
				せん断 Qy	0.5			
ブレース	V1	□-450×450 ×22	C (B)	曲げ Mz	0.0	196.7	0.02	OK
				曲げ My	1.5			
				圧縮 N	1.5			
				せん断 Qz	0.1			
				せん断 Qy	0.0			

*1：燃料取扱機の位置を示す

表 2.3.1-8 断面検討結果（地震時）

部位	検討箇所	部材形状 (mm)	荷重ケース (位置)*1	作用 応力度 (N/mm ²)		許容 応力度 (N/mm ²)	応力度比	判定
柱	C1	□-1000×1000 ×25×25	E2 (B)	曲げ Mz	0.2	325.0	0.10	OK
				曲げ My	25.1			
				圧縮 N	4.3			
				せん断 Qz	1.7			
				せん断 Qy	0.0			
梁	G1	B□-1300×750 ×22×50	E3 (C)	曲げ Mz	34.2	325.0	0.21	OK
				曲げ My	28.5			
				圧縮 N	1.2			
				せん断 Qz	3.4			
				せん断 Qy	10.2			
ブレース	V1	□-450×450 ×22	E3 (A)	曲げ Mz	2.8	295.0	0.13	OK
				曲げ My	0.0			
				圧縮 N	23.9			
				せん断 Qz	0.0			
				せん断 Qy	0.2			

*1：燃料取扱機の位置を示す

(3) 原子炉建屋接合部の構造強度に対する検討

1) 許容耐力の算定

燃料取扱機支持用架構の原子炉建屋上の支点は接着系アンカーボルトを用いて一体化が図られる。接着系アンカーボルトの許容耐力は「各種合成構造設計指針・同解説」に従い、原子炉建屋の設計基準強度 (22.1N/mm²) を用いて下式によって求め、計算結果を表 2.3.1-9 に示す。

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

$$q_a = \min(q_{a1}, q_{a2}, q_{a3})$$

ここで,	p_a	: 接着系アンカーボルトの許容引張力
	p_{a1}	: アンカーボルトの降伏により決まる許容引張力
	p_{a3}	: 付着力により決まる許容引張力
	q_a	: 接着系アンカーボルトの許容せん断力
	q_{a1}	: アンカーボルトのせん断強度により決まる許容せん断力
	q_{a2}	: 躯体の支圧強度により決まる許容せん断力
	q_{a3}	: 躯体のコーン破壊により決まる許容せん断力

表 2.3.1-9 接着系アンカーボルトの許容耐力

箇所			シェル壁上端 (F1, F2)	南側外壁 (F3)
高さ	m		G.L.+29.92	G.L.-0.40~G.L.+8.70
鋼材種類			M27	D25
			SNR490B	SD345
埋め込み長さ	mm		700	450
アンカーボルトの間隔	mm		300	400
長期	許容引張力(p_{aL})	kN/本	58	51
	許容せん断力(q_{aL})	kN/本	53	58
短期	許容引張力(p_{aS})	kN/本	116	102
	許容せん断力(q_{aS})	kN/本	104	116

2) シェル壁上端位置の検討

燃料取扱機支持用架構とシェル壁との接合部の概要を図 2.3.1-4 に、作用応力と許容耐力を比較した結果を表 2.3.1-10 に示す。

検討の結果、全ての応力度比が 1 以下になることを確認した。

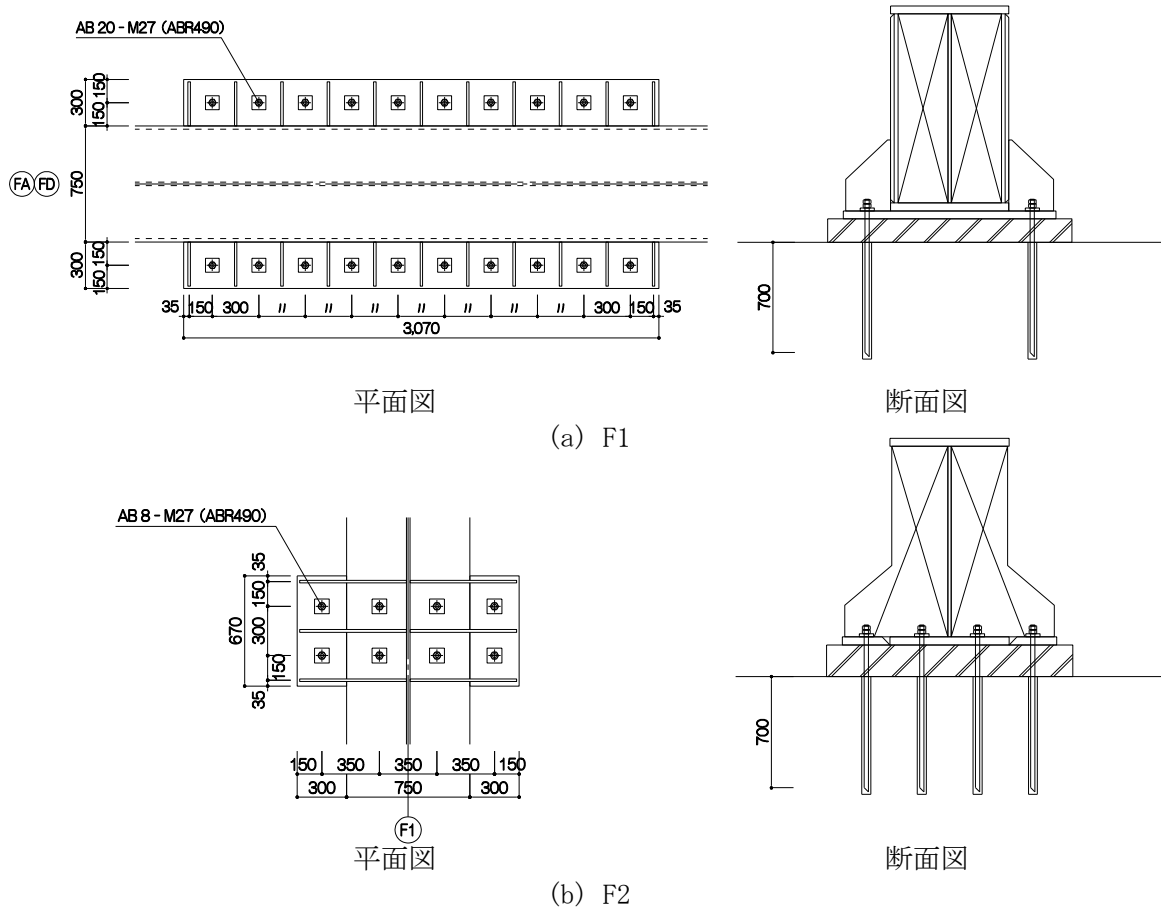


図 2.3.1-4 シェル壁上端位置の接合部概要 (単位: mm)

表 2.3.1-10 シェル壁上端位置の検討結果

検討箇所 (アンカー本数) ^{*1}	荷重ケース (位置) ^{*2}	作用応力		許容耐力		応力度比	判定
		引抜力 P (kN)	せん断力 Q (kN)	許容引張力 p _a (kN)	許容せん断力 q _a (kN)		
F1 (20)	C (B)	0	41	1160	1060	0.04	OK
	E2 (B)	0	669	2320	2080	0.33	OK
F2 (8)	C (A)	0	10	464	424	0.03	OK
	E3 (A)	0	94	928	832	0.12	OK

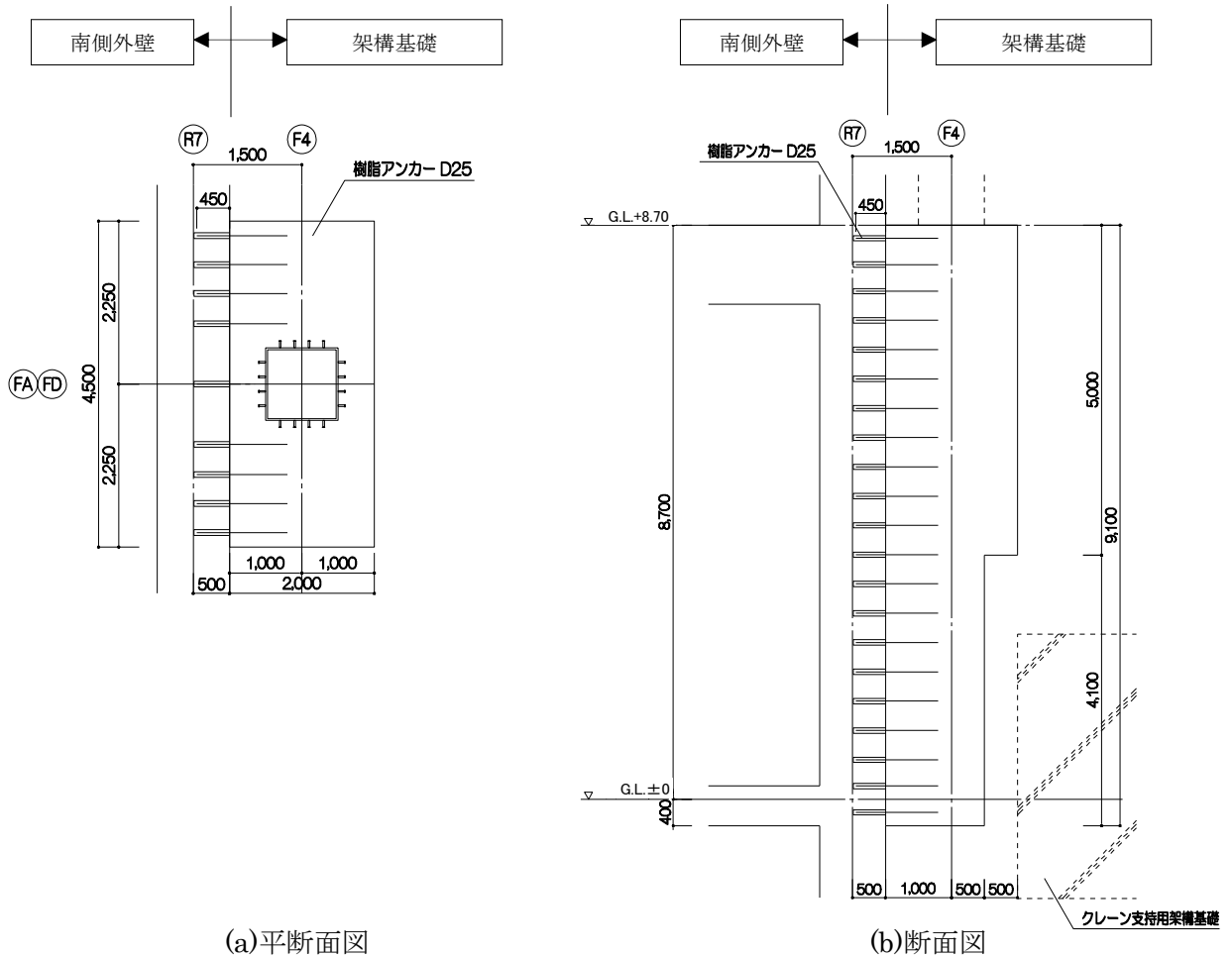
*1: 設計で考慮するアンカーボルトの本数

*2: 燃料取扱機の位置を示す

3) 南側外壁位置の検討

燃料取扱機支持用架構と南側外壁との接合部の概要を図 2.3.1-5 に、作用応力と許容耐力を比較した結果を表 2.3.1-11 に示す。

検討の結果、全ての応力度比が 1 以下になることを確認した。



(a) 平断面図

(b) 断面図

図 2.3.1-5 南側外壁位置の接合部概要 (単位: mm)

表 2.3.1-11 南側外壁位置の検討結果

検討箇所 方向 (アンカー本数)*1	荷重ケース (位置)*2	作用応力		許容耐力		応力度比	判定
		引抜力 P (kN)	せん断力 Q (kN)	許容引張力 p _a (kN)	許容せん断力 q _a (kN)		
F3 NS 方向 (引張 24) (せん断 99)	C (A)	552	2622	1224	5742	0.46	OK
	E1 (A)	951	2613	2448	11484	0.39	OK
F3 EW 方向 (引張 15) (せん断 99)	C (A)	24	2622	765	5742	0.46	OK
	E3 (A)	412	4049	1530	11484	0.36	OK

*1: 設計で考慮するアンカーボルトの本数。アンカーボルトは引張に抵抗するものとせん断に抵抗するものをそれぞれ設定した

*2: 燃料取扱機の位置を示す

(4) 原子炉建屋の構造強度に対する検討

1) 検討方針

原子炉建屋の構造強度の検討では、当該躯体建設時の設計用応力*1に架構反力により生じる応力を重ね合わせた応力が、許容応力度以下になることを確認する。ここで、燃料取扱機支持用架構の重量が原子炉建屋に比較して十分に小さいことから、検討は地震時についてのみ実施する。検討対象部位は、架構反力を受けるシェル壁と南側外壁とする。なお、シェル壁については G.L.+8.70m より上部を検討対象とする。検討対象部位を図 2.3.1-6 に示す。

*1：原子炉建屋全体重量は、瓦礫撤去の効果（-39810kN）及び燃料取扱機支持用架構の新設（+6490kN）を考慮すると軽減傾向にあり、地震時応力は低減されるが、安全側の評価として建設時の設計用応力を用いる

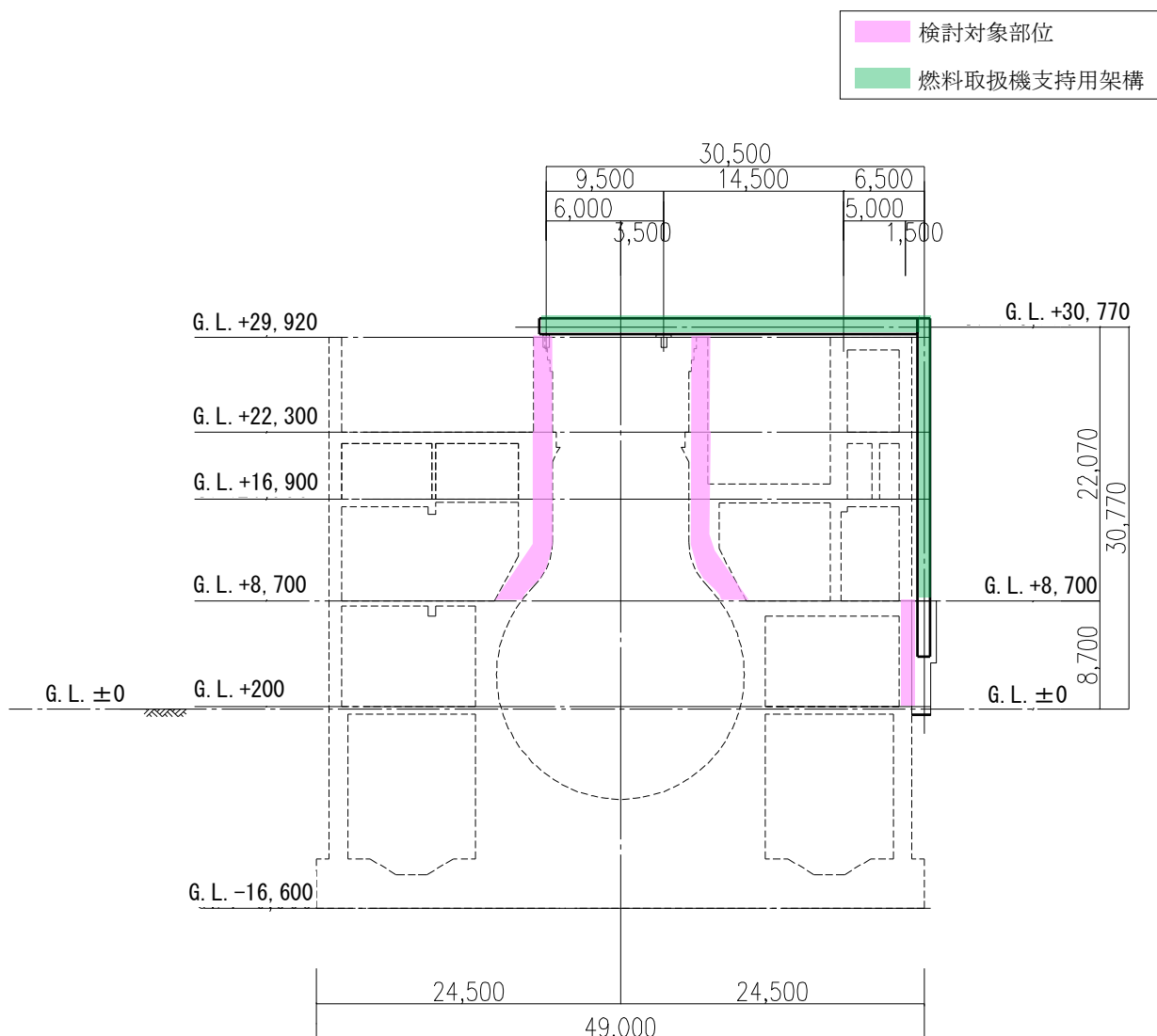


図 2.3.1-6 既存躯体の検討対象部位（単位：mm）

2) 断面検討

軸力及び曲げモーメントに対する断面検討とせん断に対する断面検討は、「原子力施設鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説」に従い、設計基準強度(22.1N/mm²)を用いて行う。

シェル壁の軸力及び曲げモーメントに対する検討結果を表 2.3.1-12 に、せん断力に対する断面検討結果を表 2.3.1-13 に示す。南側外壁の面内方向に対する断面検討結果を表 2.3.1-14 に、面外方向に対する断面検討結果を表 2.3.1-15 に示す。

検討の結果、全ての応力度比が1以下になることを確認した。また、燃料取扱機支持用架構の反力により生じる応力は、建設時の設計用応力の10%以下であることを確認した。

表 2.3.1-12 シェル壁の断面検討結果(1)
(軸力及び曲げモーメントに対する検討)

G.L. (m)	コア壁厚 t (m)	配筋 タテ筋 a _t (cm ² /m) P _g (%)	鉄筋の 最大引張応力度 σ _t (N/mm ²)	コンクリートの 最大圧縮応力度 σ _c (N/mm ²)	応力度比 σ _t /f _t	判定
+29.92～ +22.30	1.50	a _t =87.7 P _g =1.16	58.1	2.0	0.17	OK
+22.30～ +16.90	1.85	a _t =87.7 P _g =0.94	80.1	3.4	0.24	OK
+16.90～ +8.70	2.08	a _t =171.0 P _g =1.64	64.3	3.7	0.19	OK

表 2.3.1-13 シェル壁の断面検討結果(2)
(せん断に対する検討)

G.L. (m)	コア壁厚 t (m)	配筋 上段:タテ筋 下段:ヨコ筋 a _t (cm ² /m) P _g (%)	鉄筋の 最大引張応力度 σ _t (N/mm ²)	応力度比 σ _t /f _t	判定
+29.92～ +22.30	1.50	a _t =87.7 P _g =1.16	86.3	0.26	OK
		a _t =76.0 P _g =1.01	99.1	0.29	OK
+22.30～ +16.90	1.85	a _t =87.7 P _g =0.94	117.1	0.34	OK
		a _t =76.0 P _g =0.82	134.2	0.39	OK
+16.90～ +8.70	2.08	a _t =171.0 P _g =1.64	125.0	0.37	OK
		a _t =171.0 P _g =1.64	125.0	0.37	OK

表 2.3.1-14 南側外壁の断面検討結果(1)
(面内方向)

G.L. (m)	壁厚 t (m)	配筋 上段:タテ筋 下段:ヨコ筋 P _g (%)	せん断		曲げモーメント		応力度比 σ_t/f_t	判定
			鉄筋の 最大引張応力度 σ_t (N/mm ²)		鉄筋の 最大引張応力度 σ_t (N/mm ²)	コンクリートの 最大圧縮応力度 σ_c (N/mm ²)		
+8.70 ~ +0.20	1.00	2-D32@200 P _g =0.79	278.5		0.0	2.0	0.81	OK
		2-D32@200 P _g =0.79						

表 2.3.1-15 南側外壁の断面検討結果(2)
(面外方向)

G.L. (m)	壁厚 t (m)	配筋 タテ筋 P _g (%)	せん断			曲げモーメント			判定
			コンクリートの最大 せん断応力度 τ_s (N/mm ²)	応力 度比 τ_s/f_s	判定	鉄筋の最大 引張応力度 σ_t (N/mm ²)	コンクリートの最大 圧縮応力度 σ_c (N/mm ²)	応力 度比 σ_t/f_t	
+8.70 ~ +0.20	1.00	2-D32@200 P _g =0.79	0.1	0.10	OK	110.8	2.1	0.33	OK

2.3.2 耐震性

(1) 検討方針

耐震性の検討は、燃料取扱機支持用架構、原子炉建屋接合部及び原子炉建屋の健全性について行い、基準地震動 S_s に対して燃料取扱機支持用架構及び原子炉建屋の応答性状を適切に表現できる地震応答解析を用いて評価する。

(2) 原子炉建屋の地震応答解析

1) 解析に用いる入力地震動

検討に用いる地震動は、「福島第一原子力発電所『発電用原子炉施設に関する耐震設計審査指針』の改訂に伴う耐震安全性評価結果 中間報告書」（平成 20 年 3 月 31 日 東京電力株式会社）にて作成した解放基盤表面に定義される基準地震動 S_s （図 2.2.2-2(1)及び図 2.2.2-2(2)参照）とする。

地震応答解析に用いる入力地震動の概念図を図 2.3.2-1 に示す。モデルに入力する地震動は一次元波動論に基づき、解放基盤表面に定義される基準地震動 S_s に対する地盤の応答として評価する。

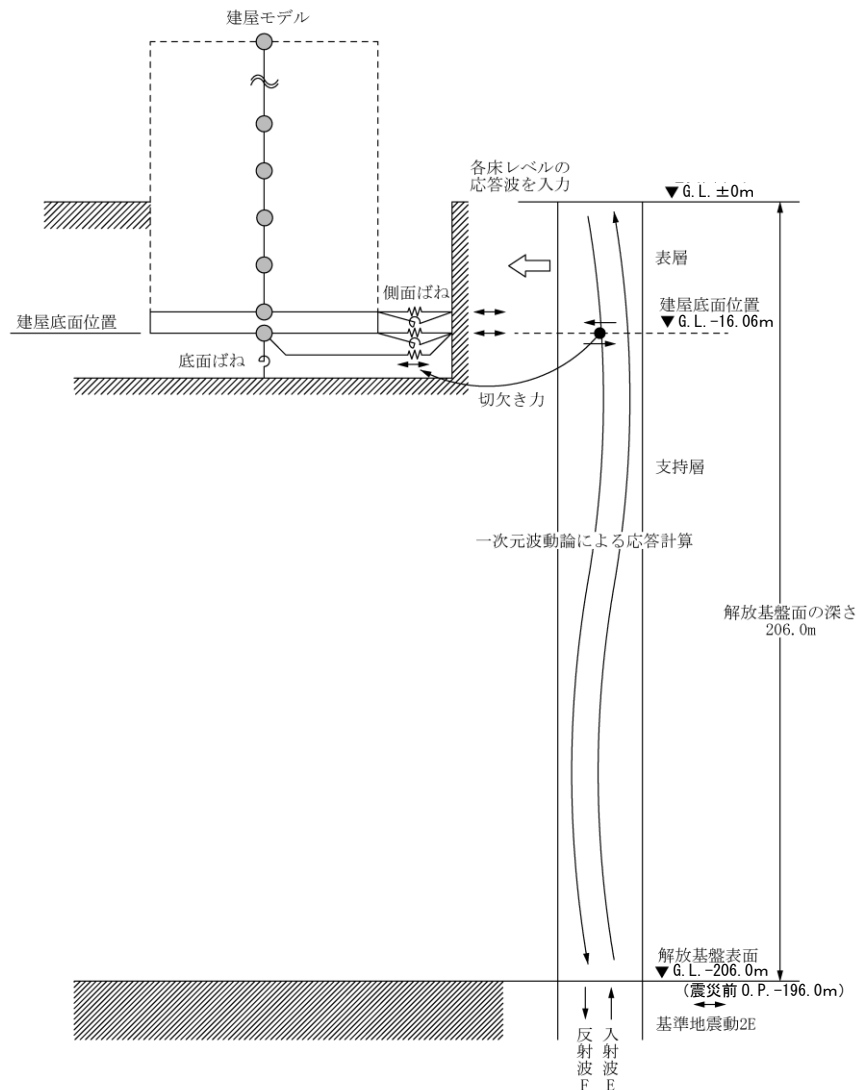


図 2.3.2-1 地震応答解析に用いる入力地震動の概念図

2) 地震応答解析モデル

原子炉建屋の地震応答解析モデルは、図 2.3.2-2 に示すように質点系でモデル化し、地盤を等価なばねで評価した建屋—地盤連成系モデルとする。

地震応答解析モデルの諸元は、「福島第一原子力発電所の原子炉建屋の現状の耐震安全性および補強等に関する検討に係る報告書（その1）」（平成 23 年 5 月 28 日 東京電力株式会社）に示される内容に、使用済燃料プール底部の支持構造物の設置工事、瓦礫撤去及び新規に設置する燃料取扱機支持用架構の重量を考慮した。解析諸元を表 2.3.2-1(1) 及び表 2.3.2-1(2) に示す。

地盤定数は、水平成層地盤と仮定し地震時のせん断ひずみレベルを考慮して定めた。地盤定数の設定結果を表 2.3.2-2 に示す。基礎底面の地盤ばねについては、「JEAG 4601-1991」に示されている手法を参考にして、地盤を成層補正し振動アドミタンス理論によりスウェイ及びロッキングばねを評価した。

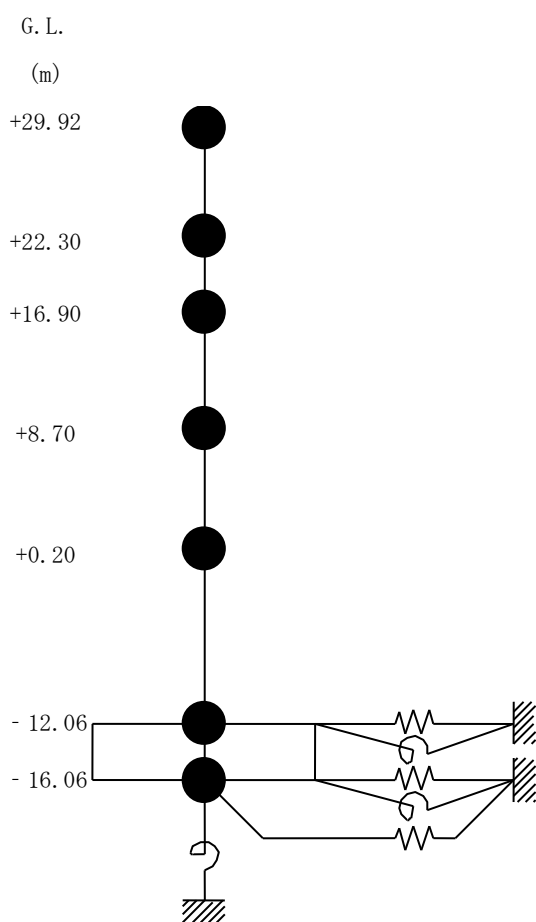


図 2.3.2-2 原子炉建屋の地震応答解析モデル

表 2.3.2-1(1) 原子炉建屋の地震応答解析モデルの諸元

(a) 水平 (NS) 方向

G.L. (m)	質点重量 W (kN)	回転慣性重量 I _G (×10 ⁵ kN・m ²)	せん断断面積 A _s (m ²)	断面二次モーメント I (m ⁴)
+29.92	77700	141.73	150.8	13068
+22.30	88770	163.44		
+16.90	122210	224.92	103.4	15942
+8.70	127700	244.14	223.4	45026
+0.20	208960	391.33	175.4	46774
-12.06	287050	574.38	460.4	114194
-16.06	132390	264.88	2812.6	562754
合計	1044780		ヤング係数 E _c 2.57×10 ⁷ (kN/m ²) せん断弾性係数 G 1.07×10 ⁷ (kN/m ²) ポアソン比 ν 0.20 減衰 h 5%	

(b) 水平 (EW) 方向

G.L.(m)	質点重量 W (kN)	回転慣性重量 I _G (×10 ⁵ kN・m ²)	せん断断面積 A _s (m ²)	断面二次モーメント I (m ⁴)
+29.92	77700	78.78	90.4	6491
+22.30	88770	91.66		
+16.90	122210	224.92	105.8	6388
+8.70	127700	232.88	167.5	32815
+0.20	208960	570.57	166.4	46303
-12.06	287050	828.96	424.5	136323
-16.06	132390	346.27	2812.6	772237
合計	1044780		ヤング係数 E _c 2.57×10 ⁷ (kN/m ²) せん断弾性係数 G 1.07×10 ⁷ (kN/m ²) ポアソン比 ν 0.20 減衰 h 5%	

表 2.3.2-1(2) 原子炉建屋の地震応答解析モデルの諸元
(鉛直方向)

G.L. (m)	質点重量 W (kN)	軸断面積 A _N (m ²)	軸ばね剛性 K _A (×10 ⁸ kN/m ²)
+29.92	77700	222.6	7.41
+22.30	88770		
+16.90	122210	218.1	10.58
+8.70	127700	380.4	11.92
+0.20	208960	340.6	10.30
-12.06	287050	654.7	13.72
-16.06	132390	2812.6	180.71
合計	1044780	ヤング係数 E _c 2.57×10 ⁷ (kN/m ²) せん断弾性係数 G 1.07×10 ⁷ (kN/m ²) ポアソン比 ν 0.20 減衰 h 5%	

表 2.3.2-2 地盤定数の設定結果

(a) Ss-1

G.L. (m)	地質	せん断波 速度 Vs (m/s)	単位体積 重量 γ (kN/m ³)	ポアソン 比 ν	せん断 弾性係数 G ($\times 10^5$ kN/m ²)	初期せん断 弾性係数 G ₀ ($\times 10^5$ kN/m ²)	剛性 低下率 G/G ₀	ヤング 係数 E ($\times 10^5$ kN/m ²)	減衰 定数 h (%)	層厚 H (m)
±0	砂岩	380	17.8	0.473	2.23	2.62	0.85	6.57	3	8.1
-8.1		450	16.5	0.464	2.66	3.41	0.78	7.79	3	11.9
-20.0	泥岩	500	17.1	0.455	3.40	4.36	0.78	9.89	3	70.0
-90.0		560	17.6	0.446	4.39	5.63	0.78	12.70	3	28.0
-118.0		600	17.8	0.442	5.09	6.53	0.78	14.68	3	88.0
-206.0		(解放基盤)	700	18.5	0.421	9.24	9.24	1.00	26.26	-

(b) Ss-2

G.L. (m)	地質	せん断波 速度 Vs (m/s)	単位体積 重量 γ (kN/m ³)	ポアソン 比 ν	せん断 弾性係数 G ($\times 10^5$ kN/m ²)	初期せん断 弾性係数 G ₀ ($\times 10^5$ kN/m ²)	剛性 低下率 G/G ₀	ヤング 係数 E ($\times 10^5$ kN/m ²)	減衰 定数 h (%)	層厚 H (m)
±0	砂岩	380	17.8	0.473	2.23	2.62	0.85	6.57	3	8.1
-8.1		450	16.5	0.464	2.76	3.41	0.81	8.08	3	11.9
-20.0	泥岩	500	17.1	0.455	3.53	4.36	0.81	10.27	3	70.0
-90.0		560	17.6	0.446	4.56	5.63	0.81	13.19	3	28.0
-118.0		600	17.8	0.442	5.29	6.53	0.81	15.26	3	88.0
-206.0		(解放基盤)	700	18.5	0.421	9.24	9.24	1.00	26.26	-

(c) Ss-3

G.L. (m)	地質	せん断波 速度 Vs (m/s)	単位体積 重量 γ (kN/m ³)	ポアソン 比 ν	せん断 弾性係数 G ($\times 10^5$ kN/m ²)	初期せん断 弾性係数 G ₀ ($\times 10^5$ kN/m ²)	剛性 低下率 G/G ₀	ヤング 係数 E ($\times 10^5$ kN/m ²)	減衰 定数 h (%)	層厚 H (m)
±0	砂岩	380	17.8	0.473	2.25	2.62	0.86	6.63	3	8.1
-8.1		450	16.5	0.464	2.66	3.41	0.78	7.79	3	11.9
-20.0	泥岩	500	17.1	0.455	3.40	4.36	0.78	9.89	3	70.0
-90.0		560	17.6	0.446	4.39	5.63	0.78	12.70	3	28.0
-118.0		600	17.8	0.442	5.09	6.53	0.78	14.68	3	88.0
-206.0		(解放基盤)	700	18.5	0.421	9.24	9.24	1.00	26.26	-

3) 地震応答解析結果

地震応答解析は水平方向と鉛直方向を別々に入力した。最大応答加速度分布を図 2. 3. 2-3 に示す。

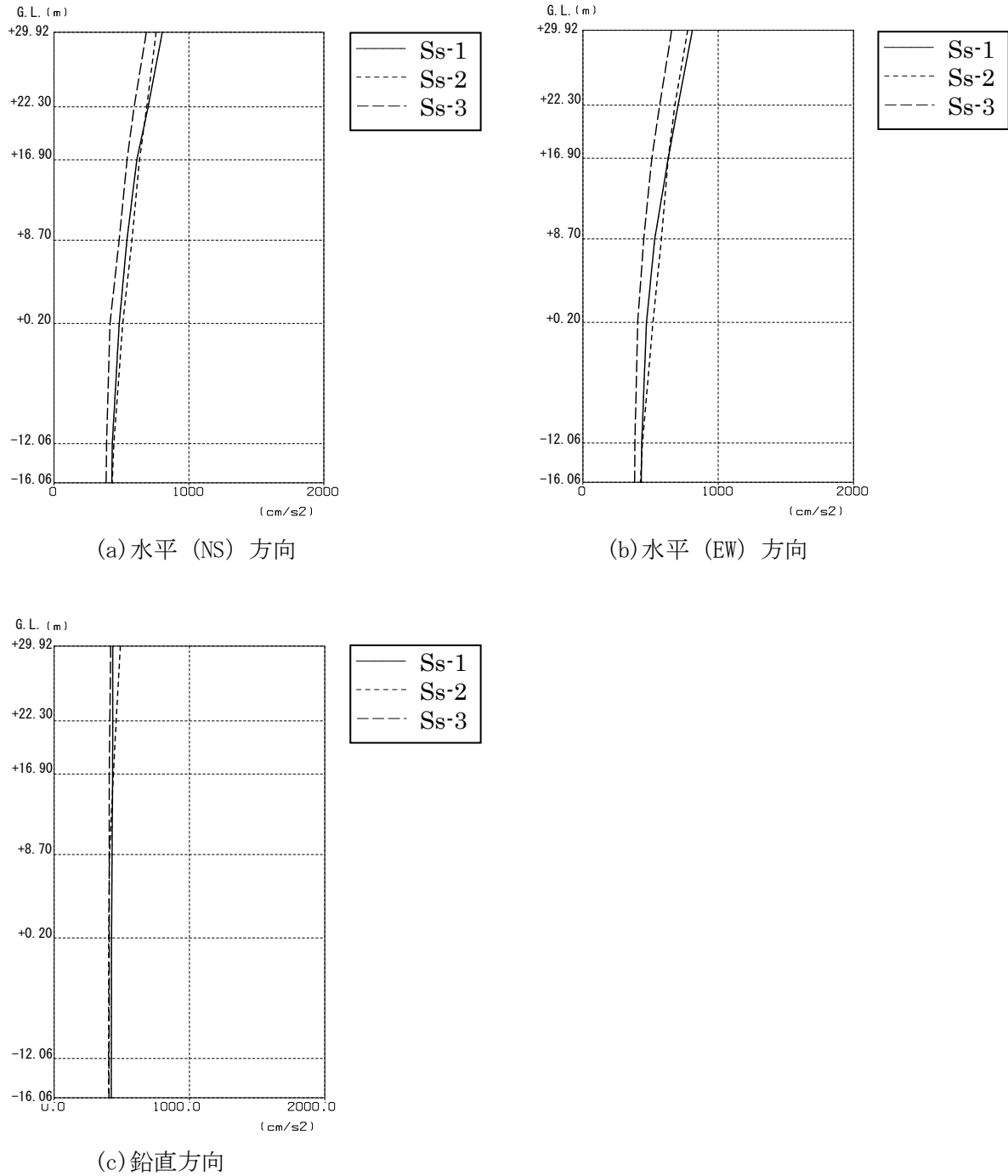


図 2. 3. 2-3 原子炉建屋の最大応答加速度分布

(3) 架構の耐震性に対する検討

1) 解析に用いる入力地震動

燃料取扱機支持用架構への入力地震動は、基準地震動 S_s を入力したときの原子炉建屋 G.L. +29.92m と G.L. +8.70m の時刻歴応答変位を用い、水平方向と鉛直方向の同時入力とする。

2) 地震応答解析モデル

地震応答解析に用いる入力地震動の概念と燃料取扱機支持用架構の解析モデルを図 2.3.2-4 に、層間変形角が最大となる燃料取扱機を南端に設置した場合の地震応答解析モデルにおける質点重量を表 2.3.2-3 に示す。

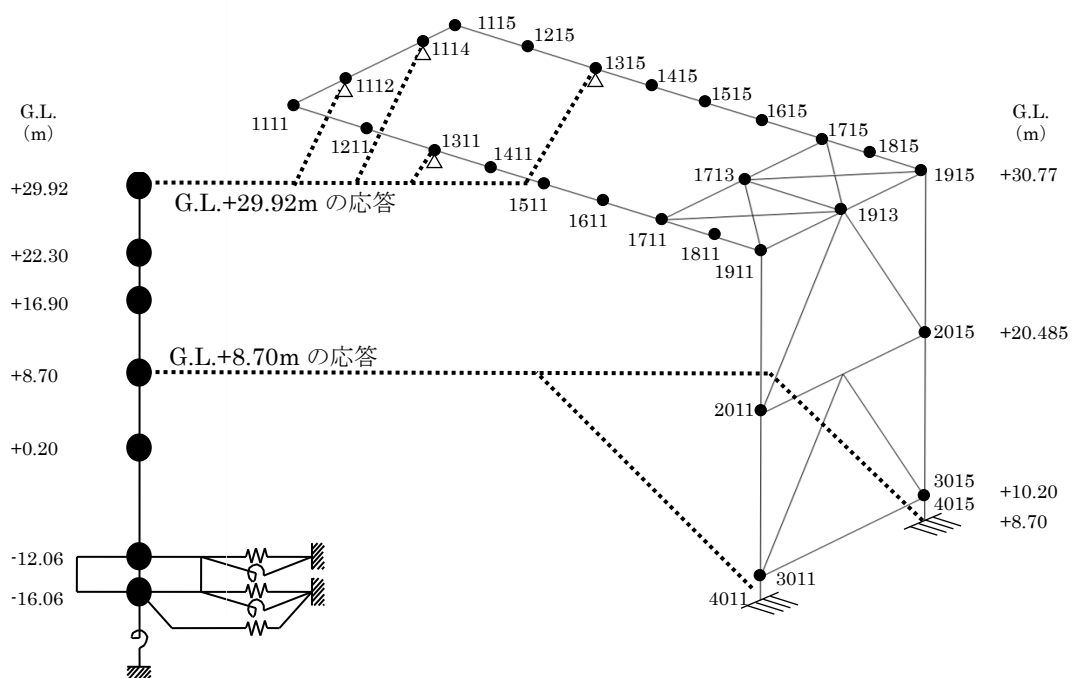


図 2.3.2-4 燃料取扱機支持用架構の地震応答解析モデル

表 2.3.2-3 燃料取扱機支持用架構の地震応答解析モデルにおける質点重量

G.L.(m)	節点番号	質点重量 (kN)
+30.77	1111	57
	1211	89
	1311	79
	1411	68
	1511	68
	1611	68
	1711	78
	1811	62
	1911	97
	1115	57
	1215	89
	1315	79
	1415	68
	1515	68
	1615	68
	1715	78
	1815	62
	1915	97
	1112	46
	1114	46
	1713	37
	1913	94
	9001	49
	9002	49
	9003	49
	9004	49
	9501	184
	9502	184
9601	184	
9602	184	
+20.485	2011	149
	2015	149
+10.20	3011	94
	3015	94
合 計		2973

3) 波及的影響の評価

地震応答解析結果が、JSCA 性能メニュー（社団法人日本建築構造技術者協会，2002 年）を参考に定めたクライテリア（「層間変形角は 1/75 以下，層の塑性率は 4 以下，部材の塑性率は 5 以下」*1 及びせん断力はせん断耐力以下）を満足することを確認する。

なお，解析結果が「時刻歴応答解析建築物性能評価業務方法書」（財団法人日本建築センター，平成 19 年 7 月 20 日）に示されるクライテリア（層間変形角は 1/100 以下，層の塑性率は 2 以下，部材の塑性率は 4 以下）を超える場合には水平変形に伴う鉛直荷重の付加的影響を考慮した解析を実施し，安全性を確認する。

*1：北村春幸，宮内洋二，浦本弥樹「性能設計における耐震性能判断基準値に関する研究」，日本建築学会構造系論文集，第 604 号，2006 年 6 月

・層間変形角の検討

燃料取扱機支持用架構の層間変形角を表 2.3.2-4 に示す。

検討の結果，層間変形角は 1/75 以下となりクライテリアを満足することを確認した。

表 2.3.2-4 層間変形角の検討結果

G.L. (m)	最大応答値						クライテリア	判定
	NS 方向入力時			EW 方向入力時				
	Ss-1	Ss-2	Ss-3	Ss-1	Ss-2	Ss-3	1/75	OK
+20.485~+30.77	1/10285	1/10285	1/34283	1/1686	1/2057	1/2706		
+8.70~+20.485	1/1061	1/1309	1/1419	1/1733	1/2104	1/2805		

・塑性率の検討

部材の塑性率は、最大応答曲げモーメント時の曲率を全塑性モーメントに至る時の曲率で除した値で表される。最大曲げモーメントが全塑性モーメント以下の場合は弾性であり塑性率は1以下となる。最大応答値を全塑性モーメントまたはせん断耐力で除した値を耐力比と定義し、表 2.3.2-5 に検討結果を示す。

表 2.3.2-5 より曲げモーメント及びせん断力については、全てのケースで耐力比が1を下回ることから塑性率は1以下となり、クライテリアを満足することを確認した。

表 2.3.2-5 耐力比の検討結果

部位	検討箇所	部材形状 (mm)	地震波	入力方向	耐力比		判定
柱	C1	□-1000×1000 ×25×25	Ss-1	NS	Mz/Muz	0.01	OK
					My/Muy	0.10	
					Qz/Quz	0.03	
					Qy/Quy	0.01	
梁	G1	B□-1300×750 ×22×50	Ss-1	EW	Mz/Muz	0.12	OK
					My/Muy	0.06	
					Qz/Quz	0.02	
					Qy/Quy	0.09	
ブレース	V1	□-450×450 ×22	Ss-1	EW	Mz/Muz	0.02	OK
					My/Muy	0.02	
					Qz/Quz	0.01	
					Qy/Quy	0.01	

M_z : 部材 z 軸回りの曲げモーメントの最大値

M_y : 部材 y 軸回りの曲げモーメントの最大値

Q_z : 部材 z 方向のせん断力の最大値

Q_y : 部材 y 方向のせん断力の最大値

M_{uz} : 部材 z 軸回りの全塑性モーメント

M_{uy} : 部材 y 軸回りの全塑性モーメント

Q_{uz} : 部材 z 軸方向のせん断耐力

Q_{uy} : 部材 y 軸方向のせん断耐力

(4) 原子炉建屋接合部の耐震性に対する検討

接着系アンカーボルトの耐震性の検討は、短期許容引張力及び短期許容せん断力を許容耐力とし、応力度比が1以下になることを確認する。

1) シェル壁上端位置の検討

作用応力と許容耐力を比較した結果を表 2.3.2-6 に示す。

検討の結果、全ての応力度比が1以下になることを確認した。

表 2.3.2-6 シェル壁上端位置の検討結果

検討箇所 (アンカー本数)*1	地震波	入力 方向	作用応力		許容耐力		応力度比	判定
			引抜力 P (kN)	せん断力 Q (kN)	短期 許容引張力 pa (kN)	短期 許容せん断力 qa (kN)		
F1 (20)	Ss-1	NS	0	1105	2320	2080	0.54	OK
F2 (8)	Ss-1	EW	104	168	928	832	0.21	OK

*1：設計で考慮するアンカーボルトの本数

2) 南側外壁位置の検討

作用応力と許容耐力を比較した結果を表 2.3.2-7 に示す。

検討の結果、全ての応力度比が1以下になることを確認した。

表 2.3.2-7 南側外壁位置の検討結果

検討箇所 方向 (アンカー本数)*1	地震波	入力 方向	作用応力		許容耐力		応力度比	判定
			引抜力 P (kN)	せん断力 Q (kN)	短期 許容引張力 pa (kN)	短期 許容せん断力 qa (kN)		
F3 NS 方向 (引張 24) (せん断 99)	Ss-1	NS	1568	3214	2448	11484	0.65	OK
F3 EW 方向 (引張 15) (せん断 99)	Ss-1	EW	863	5793	1530	11484	0.57	OK

*1：設計で考慮するアンカーボルトの本数。アンカーボルトは引張に抵抗するものとせん断に抵抗するものをそれぞれ設定した

(5) 原子炉建屋の耐震性に対する検討

1) 検討方針

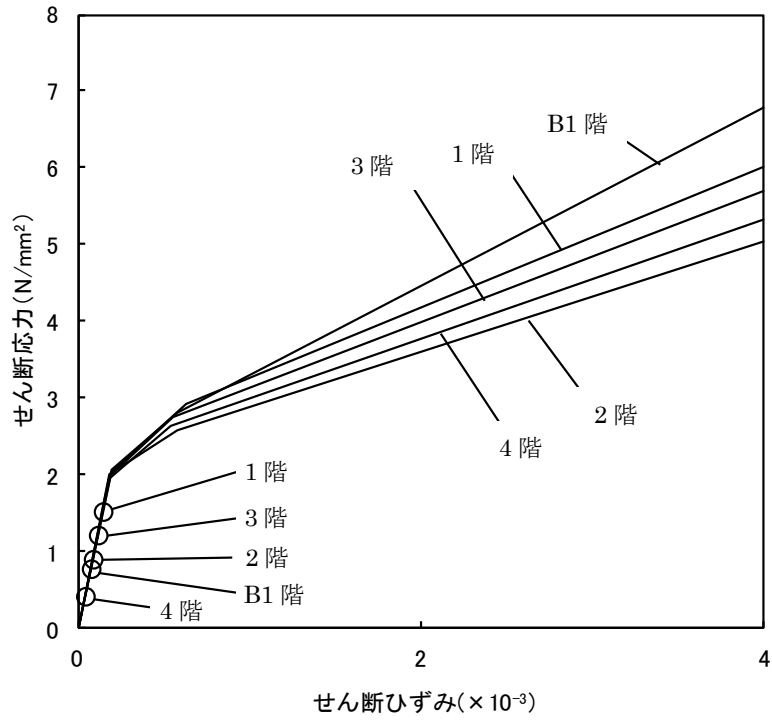
燃料取扱機支持用架構の設置に伴う原子炉建屋の耐震性の評価は、耐震安全上重要な設備への波及的影響防止の観点から、地震応答解析により得られる耐震壁のせん断ひずみが鉄筋コンクリート造耐震壁の終局限界に対応した評価基準値 (4.0×10^{-3}) 以下になることを確認する。

ここで、耐震壁のせん断ひずみは、「(2)原子炉建屋の地震応答解析」で実施した地震応答解析結果の値とする。

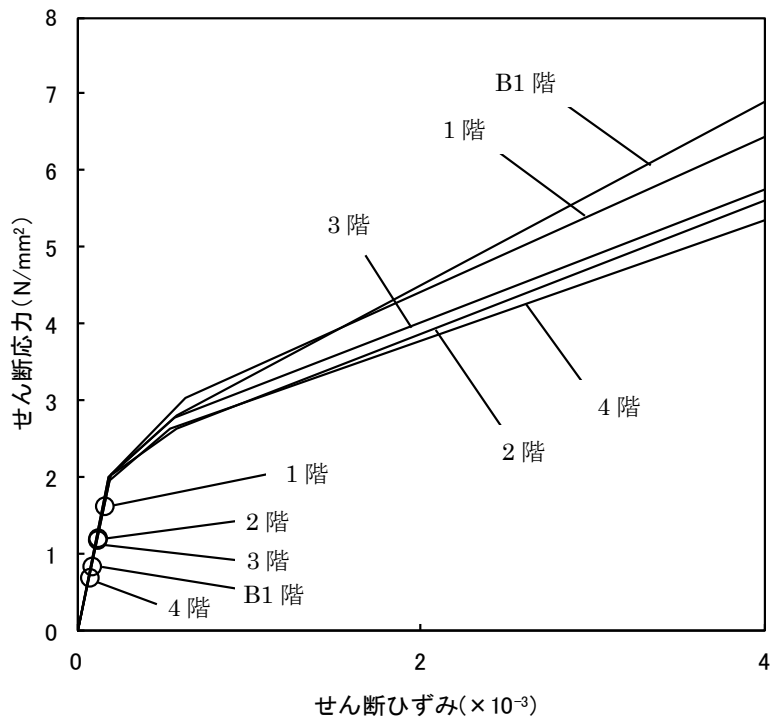
2) 検討結果

基準地震動 S_s に対する最大応答値を、「JEAG 4601-1991」に基づき設定した耐震壁のせん断スケルトン曲線上にプロットした結果を、図 2.3.2-5 から図 2.3.2-7 に示す。

検討の結果、地震応答解析により得られる最大応答値は、評価基準値 (4.0×10^{-3}) に対して十分に余裕があることを確認した。



(a) NS 方向



(b) EW 方向

図 2.3.2-5 せん断スケルトン曲線上の最大応答値 (Ss-1)

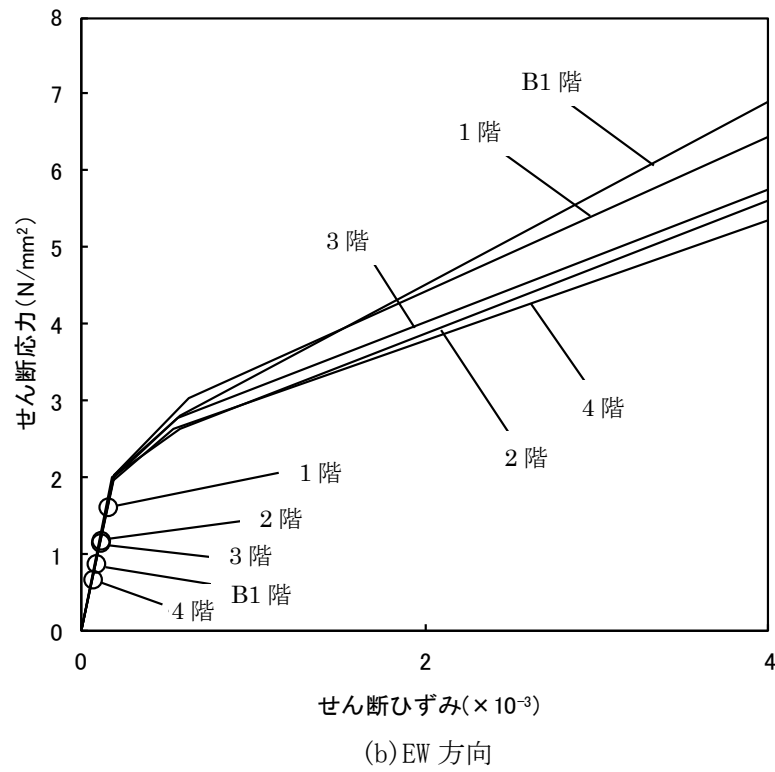
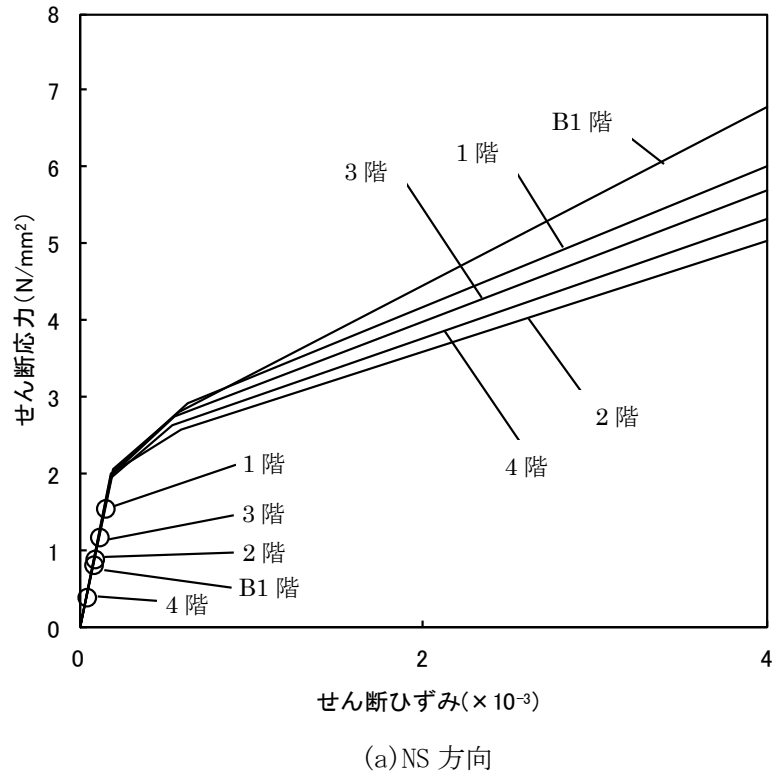
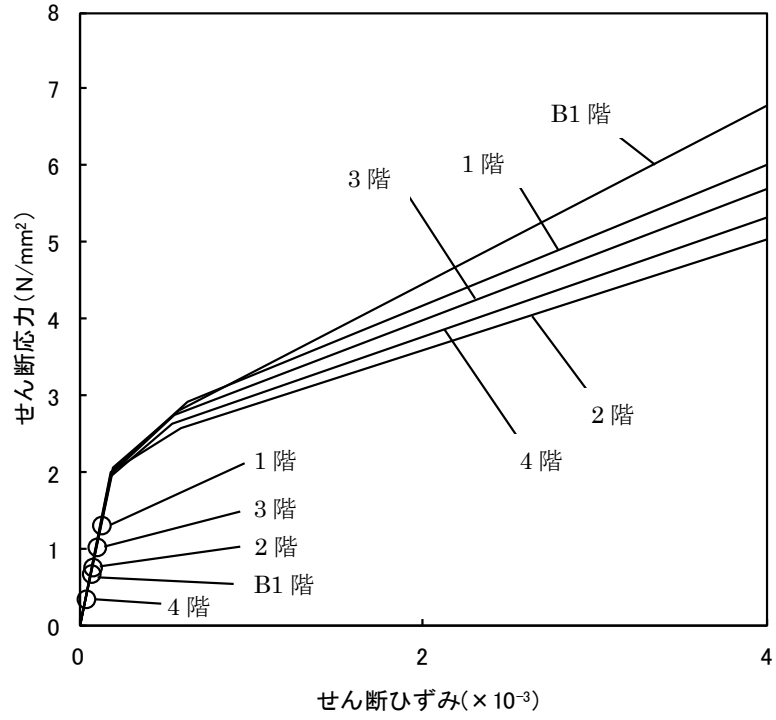
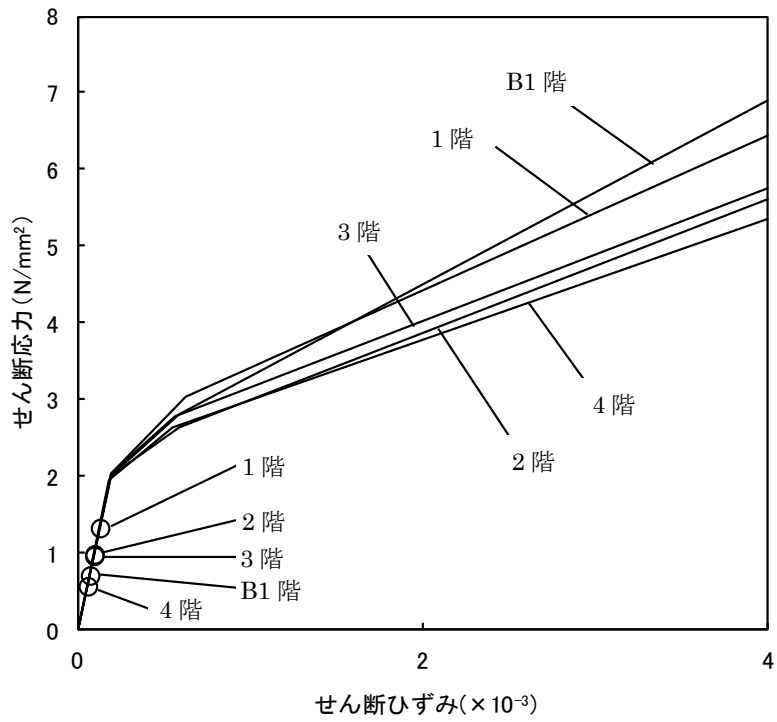


図 2.3.2-6 せん断スケルトン曲線上の最大応答値 (Ss-2)



(a) NS 方向



(b) EW 方向

図 2.3.2-7 せん断スケルトン曲線上の最大応答値 (Ss-3)

3. 3号機燃料取り出し用カバーの構造強度及び耐震性について

3.1 概要

3.1.1 一般事項

3号機燃料取り出し用カバーは、使用済燃料プールを覆う構造としており、燃料取扱設備（燃料取扱機及びクレーン）を支持するドーム状の屋根を有した門型架構であり、構造強度と耐震性について検討を行う。なお、耐震設計上の重要度分類は、燃料取扱設備の間接支持構造物としてBクラス相当とする。

架構の構造強度は一次設計に対応した許容応力度設計を実施し、耐震性は基準地震動 S_s に対する地震応答解析を実施し、架構の損傷が原子炉建屋、使用済燃料プール及び使用済燃料ラックに波及的影響を及ぼさないことを確認する。ここで、波及的影響の確認は、架構が崩壊機構に至らないことを確認する。図 3.1.1-1 に燃料取り出し用カバーのイメージを示す。

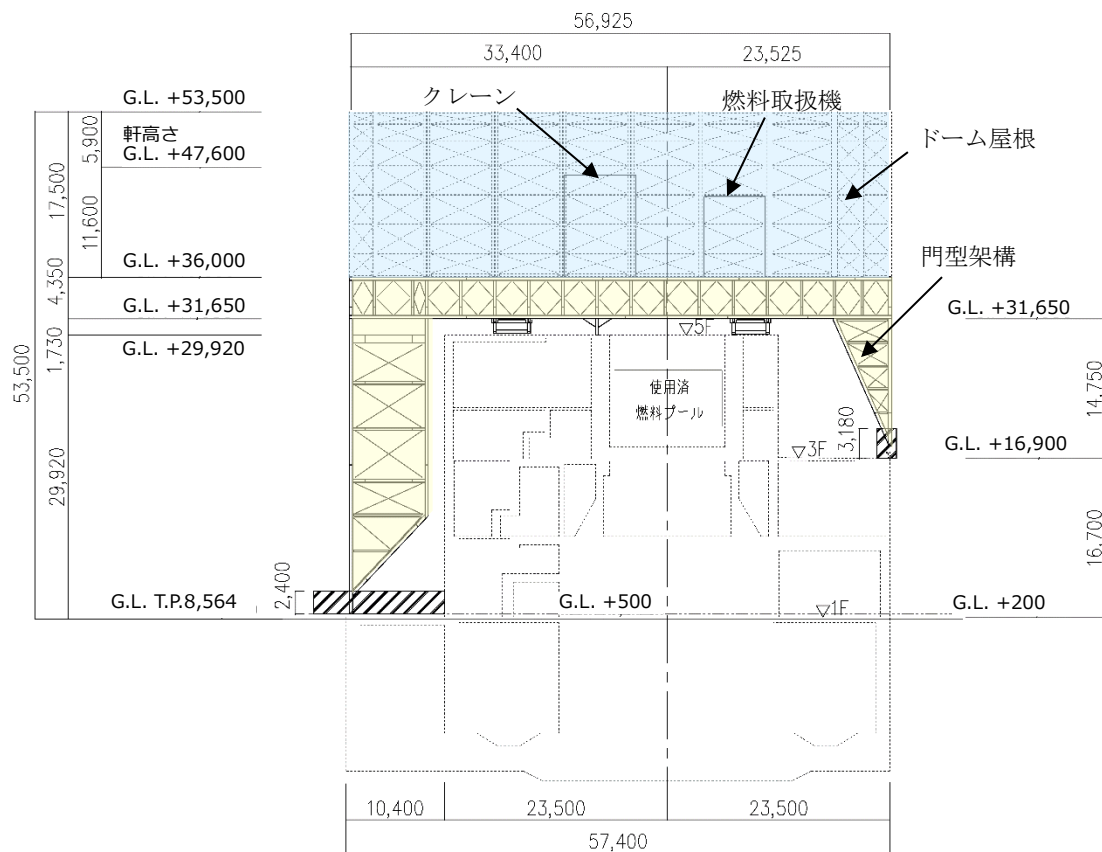


図 3.1.1-1 燃料取り出し用カバーのイメージ (単位 : mm)

本章に記載の標高は、震災後の地盤沈下量(-709mm)と O.P.から T.P.への読替値(-727mm)を用いて、下式に基づき換算している。
 <換算式> T.P.=旧 O.P.-1.436mm

燃料取り出し用カバーの検討は原則として下記の法規及び基規準類に準拠して行う。

- (1) 建築基準法・同施行令及び関連告示
- (2) 原子力施設鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説（日本建築学会，2005 制定）
- (3) 鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説（日本建築学会，2010 改定）
- (4) 鋼構造設計規準（日本建築学会，2005 改定）
- (5) 2007 年版 建築物の構造関係技術基準解説書(国土交通省住宅局建築指導課・国土交通省
国土技術政策総合研究所・独立行政法人建築研究所・日本建築行政会議，2007 刊行)
- (6) 鋼構造塑性設計指針（日本建築学会，2010 改定）
- (7) 現場打ち同型プレキャスト鉄筋コンクリート構造設計指針(案)・同解説(2002)
（日本建築学会，2002 制定）
- (8) プレストレストコンクリート設計施工規準・同解説（日本建築学会，1998 改定）

また，原子力施設の設計において参照される下記の指針及び規程を参考にして検討を行う。

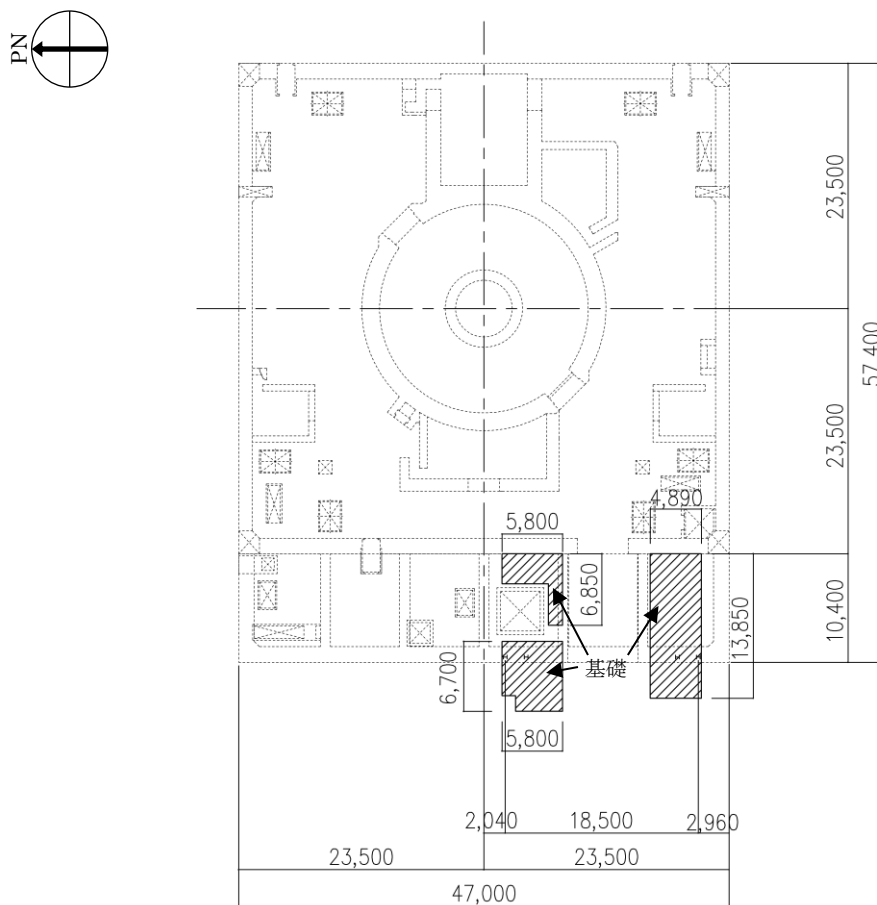
- (1) 原子力発電所耐震設計技術指針(JEAG 4601-1987)（日本電気協会 電気技術基準調査委員会，
昭和 62 年 8 月 改訂）
- (2) 原子力発電所耐震設計技術指針(JEAG 4601-1991 追補版)（日本電気協会 電気技術基準調査
委員会，平成 3 年 6 月 発刊）
- (3) 原子力発電所耐震設計技術規程(JEAC 4601-2008)（日本電気協会 原子力規格委員会，平成
20 年 12 月 改定）

3.1.2 構造概要

燃料取り出し用カバーは燃料取扱設備を支持する架構で、南北方向に18.50m、東西方向に56.925m、地盤面からの高さが53.50mのドーム状屋根を設けた門型の架構である。構造形式はトラス構造で、構造種別は鉄骨造である。

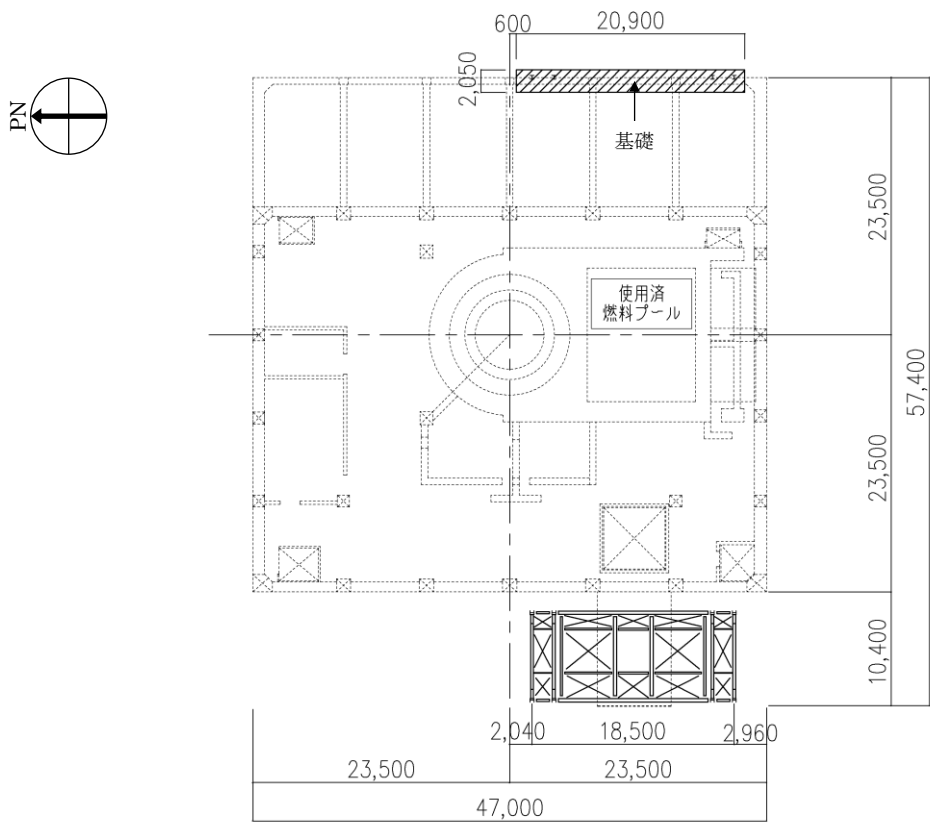
燃料取り出し用カバーは、原子炉建屋の1階、3階及び5階に支持される構造である。なお、5階の原子炉建屋躯体支持点においては、水平振れ止め装置（ストップ）及び鉛直方向の制震装置（オイルダンパ）を用いる。

燃料取り出し用カバーの概要を図3.1.2-1～図3.1.2-5に示す。



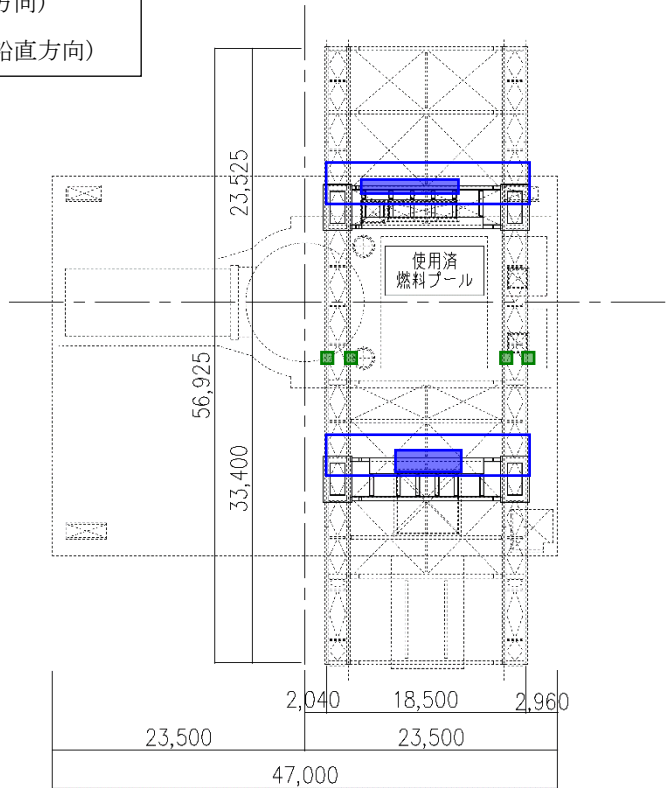
(a) 基礎伏図 (G. L. +500 原子炉建屋 1階レベル+300mm)

図 3.1.2-1 燃料取り出し用カバーの概要 (単位：mm)



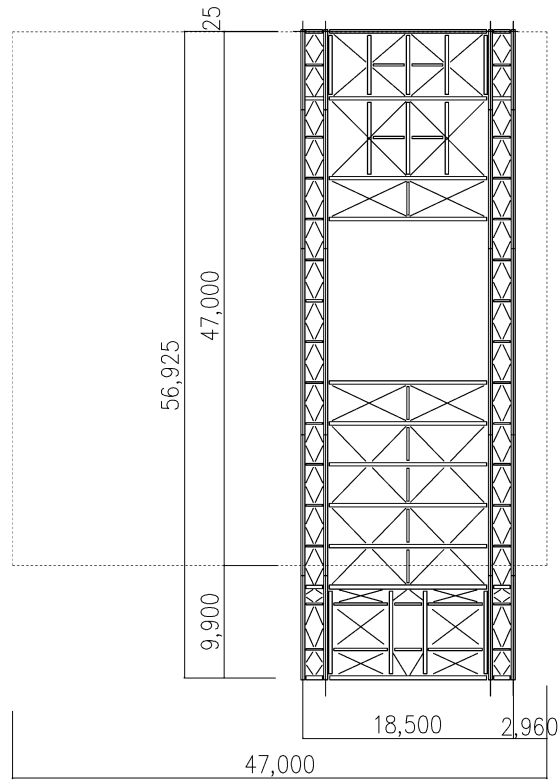
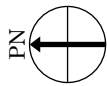
(a) 基礎伏図 (G. L. +16, 900 原子炉建屋 3 階)

- ストッパ(水平方向)
- オイルダンパ(鉛直方向)

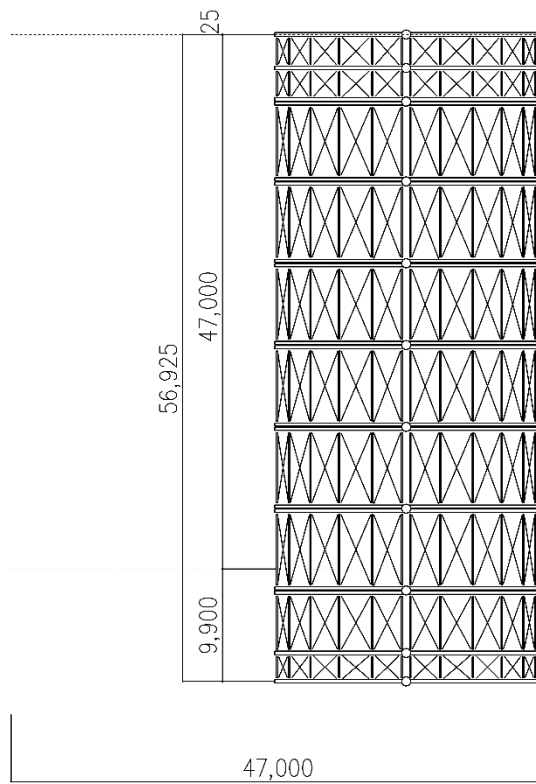


(b) 梁伏図 (G. L. +29, 920 原子炉建屋 5 階)

図 3. 1. 2-2 燃料取り出し用カバーの概要 (単位 : mm)

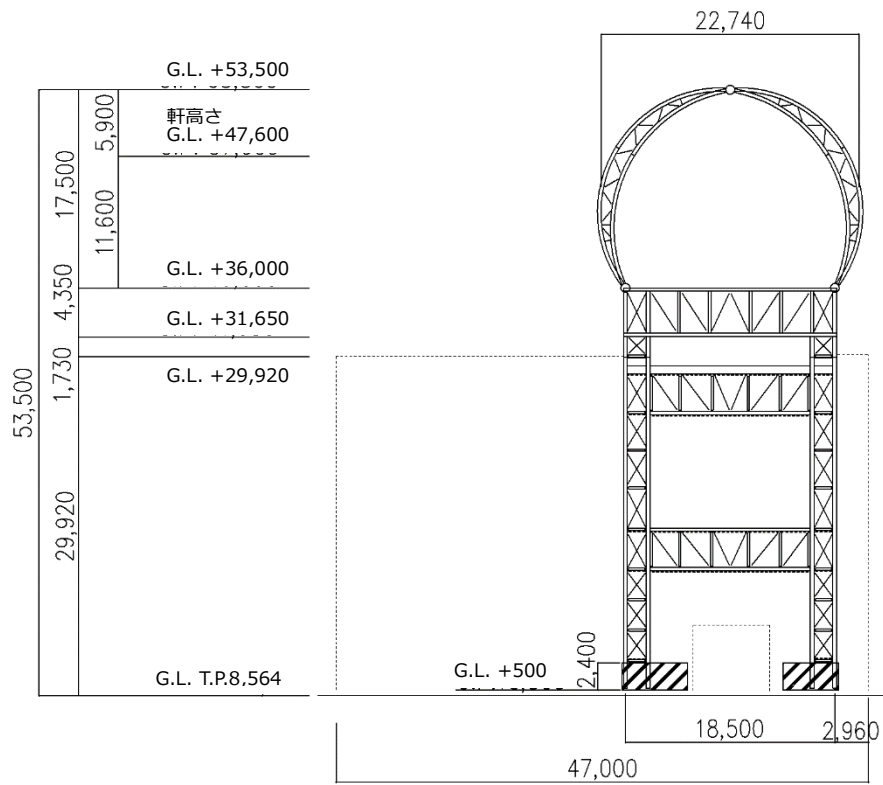


(a) 架構ガーダー部平面図 (G. L. +36, 000)

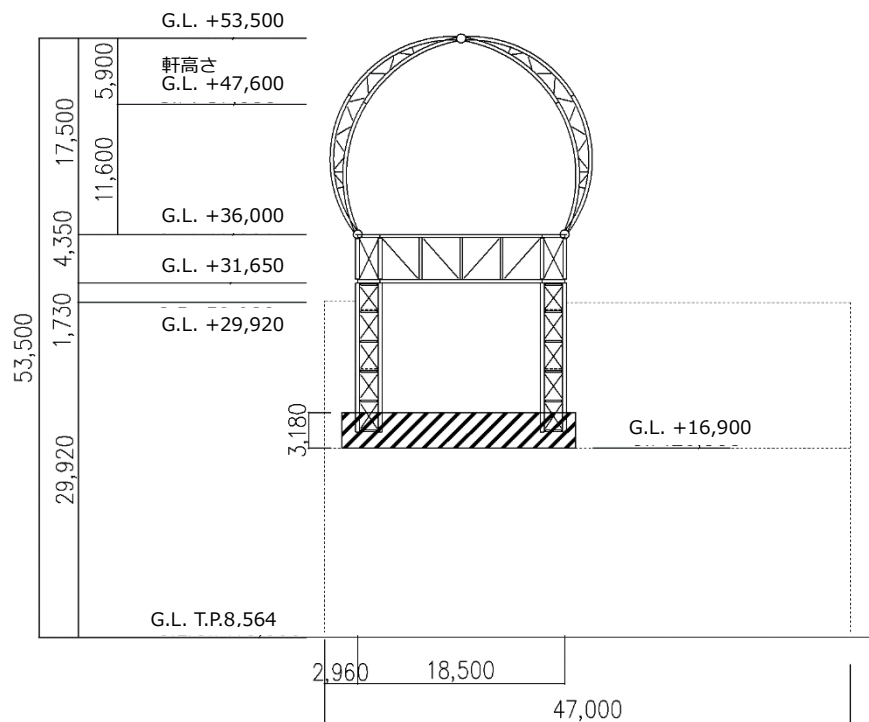


(b) 屋根伏図

図 3. 1. 2-3 燃料取り出し用カバーの概要 (単位 : mm)

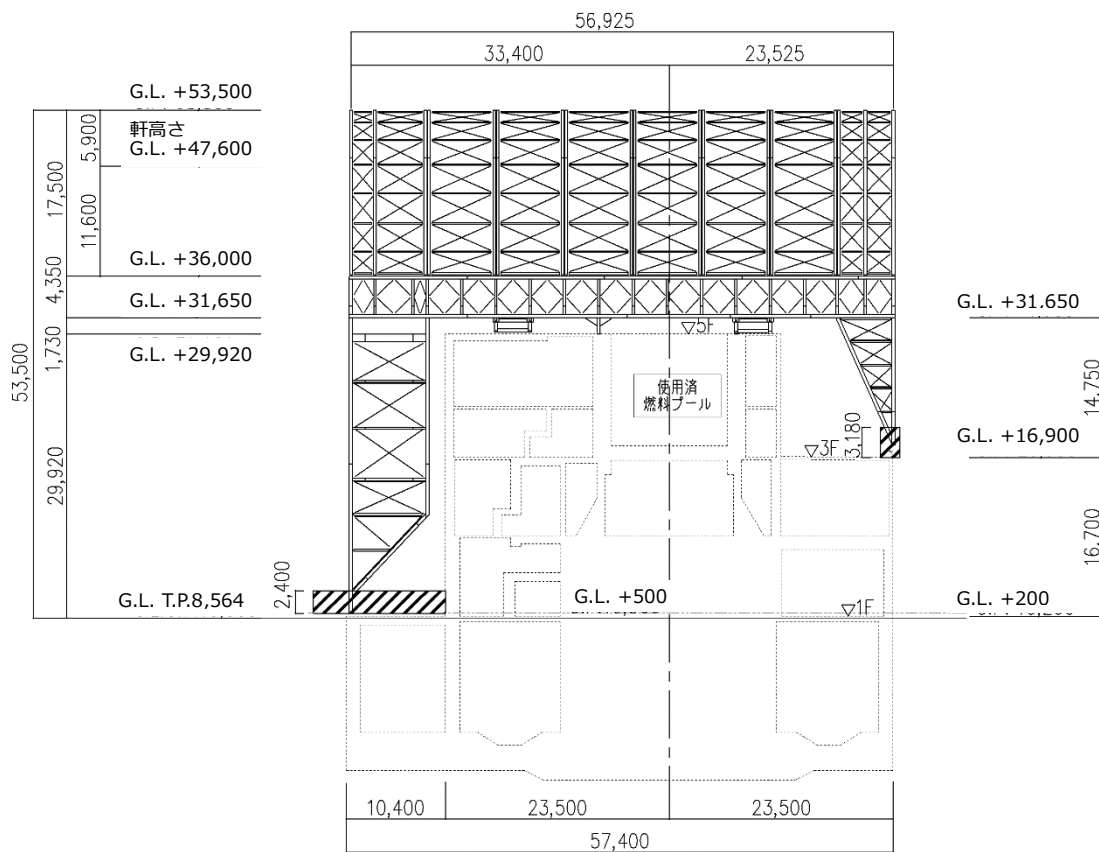


(a) 西軸組図



(b) 東軸組図

図 3.1.2-4 燃料取り出し用カバーの概要 (単位: mm)



(a) 南軸組図

図 3. 1. 2-5 燃料取り出し用カバーの概要 (単位 : mm)

3.1.3 検討フロー

燃料取り出し用カバーの構造強度及び耐震性の検討フローを図 3.1.3-1 に示す。

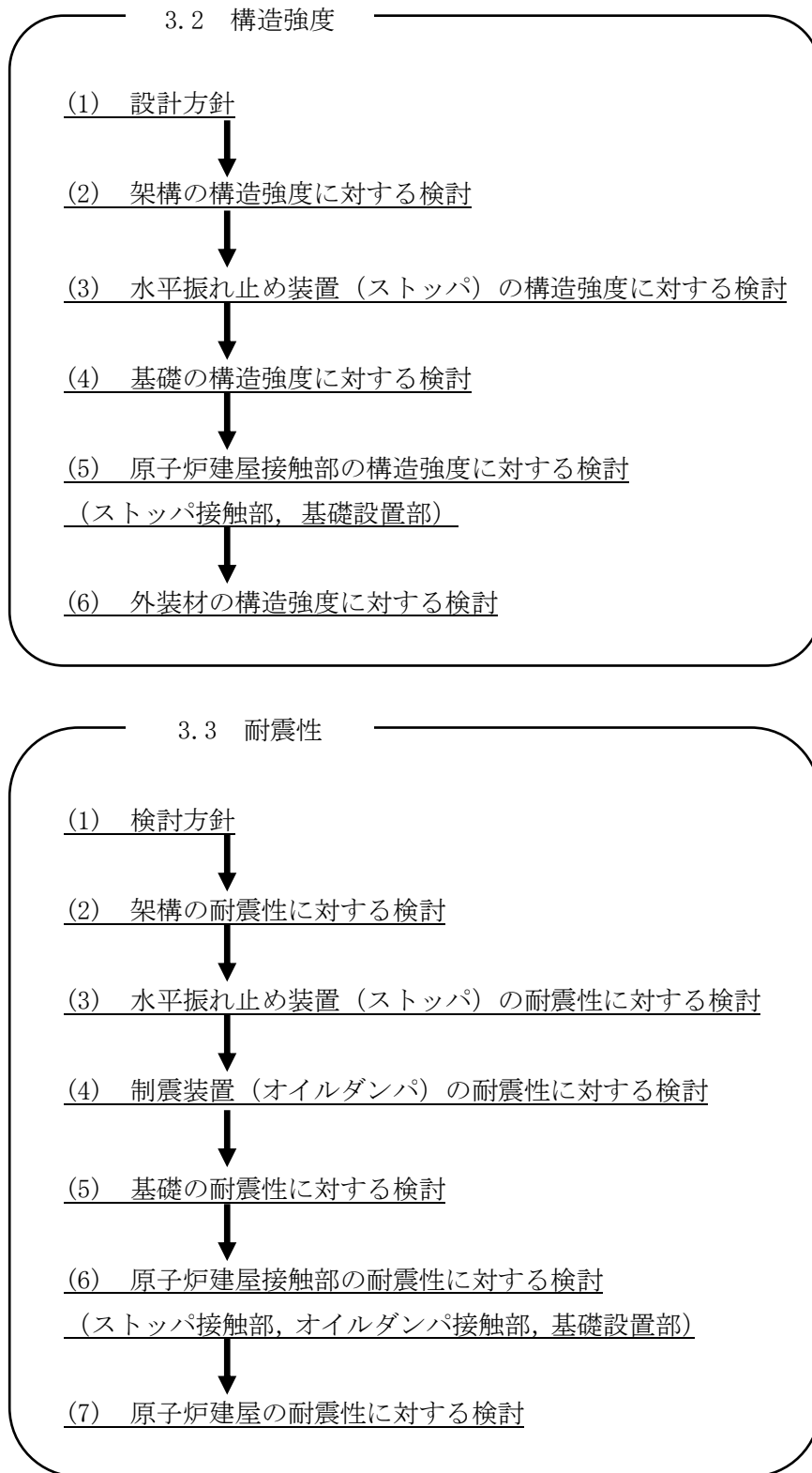


図 3.1.3-1 燃料取り出し用カバーの検討フロー

3.2 構造強度

(1) 設計方針

構造強度の検討は、門型架構及びドーム屋根、水平振れ止め装置（ストッパ）、基礎及び外装材について許容応力度設計を実施する。

1) 使用材料及び許容応力度

使用材料の物性値及び許容応力度を表 3.2-1 に示す。

表 3.2-1 使用材料の物性値及び許容応力度

材料定数				
部位	材料	ヤング係数 E (N/mm ²)	ポアソン比 ν	単位体積重量 γ (kN/m ³)
架 構	鉄骨	2.05×10 ⁵	0.3	77.0
基 礎	コンクリート	2.27×10 ⁴	0.2	24.0

コンクリートの許容応力度 (単位：N/mm²)

設計基準強度=24	長期			短期		
	圧縮	引張	せん断	圧縮	引張	せん断
	8.0	—	0.73	16.0	—	1.095

鉄筋の許容応力度 (単位：N/mm²)

記号	鉄筋径	長期		短期	
		引張及び圧縮	せん断補強	引張及び圧縮	せん断補強
SD345	D29 未満	215	195	345	345
	D29 以上	195			

構造用鋼材の許容応力度 (単位：N/mm²)

板厚	材料	基準強度 F	許容応力度
T ≤ 40mm	SS400, SN400B	235	「鋼構造設計規準」 に従い、左記 F の値 より求める
T > 40mm	SN400B	215	
T ≤ 40mm	SM490A, SN490B, STK490	325	
—	STKT590	440*	

* : 「JIS G 3474-2008」による

2) 荷重及び荷重組合せ

設計で考慮する荷重を以下に示す。

・鉛直荷重 (VL)

燃料取り出し用カバーに作用する鉛直方向の荷重で、固定荷重、機器荷重、配管荷重及び積載荷重とする。

・燃料取扱設備荷重 (CL)

燃料取扱設備による荷重を表 3.2-2 に示す。

表 3.2-2 燃料取扱設備荷重一覧表

燃料取扱機	788 kN
クレーン	755 kN
吊荷	461 kN

・積雪荷重 (SL)

積雪荷重は建築基準法施行令及び福島県建築基準法施行規則細則に準拠し以下の条件とする。

積雪量：30cm, 単位荷重：20N/m²/cm

・風圧力 (WL)

風圧力は建築基準法施行令第 87 条および建設省告示第 1454 号に基づき、基準風速を 30m/s, 地表面粗度区分Ⅱとして算定する。速度圧の算定結果を表 3.2-3 に示す。

表 3.2-3 速度圧の算定結果

建物高さ* H (m)	平均風速の 鉛直分布係数 Er	ガスト 影響係数 Gf	建物高さ と粗度 区分による係数 E	基準風速 Vo (m/s)	速度圧 q (N/m ²)
50.55	1.27	2.00	3.23	30	1750

*： 建物高さは、軒高さ (47.60m) と最高高さ (53.50m) の
平均値とした

・地震荷重 (K)

燃料取り出し用カバーに作用させる地震荷重は、G.L. -12.06m（原子炉建屋基礎スラブ上端レベル）を基準面とした原子炉建屋の水平地震力の算定結果より設定する。原子炉建屋の水平地震力は下式より算定し、算定結果を表 3.2-5 及び表 3.2-6 に示す。

$$Q_i = n \cdot C_i \cdot W_i$$

$$C_i = Z \cdot R_t \cdot A_i \cdot C_0$$

ここで、

Q_i : 水平地震力 (kN)

n : 施設の重要度に応じた係数 ($n=1.5$)

建築基準法で定める地震力の 1.5 倍を考慮する。

C_i : 地震層せん断力係数

W_i : 当該部分が支える重量 (kN)

ここに、燃料取り出し用カバーの設計で考慮する原子炉建屋の全体重量は、瓦礫撤去の効果と遮へい体及び燃料取り出し用カバーを新規に設置する影響を考慮した。原子炉建屋の全体重量を表 3.2-4 に示す。

表 3.2-4 原子炉建屋の全体重量(kN)

原子炉建屋全体重量*	1092200
瓦礫撤去による軽減重量	-24640
遮へい体設置による付加重量	+18000
燃料取り出し用カバー等の付加重量	+44750
燃料取り出し用カバー設計用原子炉建屋全体重量	1130310

* 「福島第一原子力発電所の原子炉建屋の現状の耐震安全性および補強等に関する検討に係る報告書（その2）」（東京電力株式会社，平成 23 年 7 月 13 日）において用いた各階重量の総計

Z : 地震地域係数 ($Z=1.0$)

R_t : 振動特性係数 ($R_t=0.8$)

A_i : 地震層せん断力係数の高さ方向の分布係数で、原子炉建屋の固有値を用いたモーダル解析法（二乗和平方根法）により求める。

C_0 : 標準せん断力係数 ($C_0=0.2$)

i 層の水平震度 k_i は、下式によって算定する。

$$P_i = Q_i - Q_{i-1}$$

$$k_i = P_i / w_i$$

ここで、

P_i : 当該階とその直下階の水平地震力の差 (kN)

w_i : 各階重量 (kN)

表 3.2-5 原子炉建屋の水平震度の算定結果 (NS 方向)

階	標高 G. L. (m)	各階重量 wi (kN)	Wi (kN)	Ai	n・Ci	Qi (kN)	Pi (kN)	水平震度 ki
5	+29.92	87590	—	—	—	—	43010	0.492
4	+29.92~+22.30	119490	87590	2.046	0.491	43010	42720	0.358
3	+22.30~+16.90	111340	207080	1.728	0.414	85730	31770	0.286
2	+16.90~+8.70	130160	318420	1.537	0.369	117500	26050	0.201
1	+8.70~+0.20	253710	448580	1.331	0.320	143550	25000	0.099
B1	+0.20~-12.06	—	702290	1.000	0.240	168550	—	—

表 3.2-6 原子炉建屋の水平震度の算定結果 (EW 方向)

階	標高 G. L. (m)	各階重量 wi (kN)	Wi (kN)	Ai	n・Ci	Qi (kN)	Pi (kN)	水平震度 ki
5	+29.92	87590	—	—	—	—	48610	0.555
4	+29.92~+22.30	119490	87590	2.311	0.555	48610	39610	0.332
3	+22.30~+16.90	111340	207080	1.775	0.426	88220	30230	0.272
2	+16.90~+8.70	130160	318420	1.552	0.372	118450	24200	0.186
1	+8.70~+0.20	253710	448580	1.323	0.318	142650	25900	0.103
B1	+0.20~-12.06	—	702290	1.000	0.240	168550	—	—

架構に作用させる水平震度は、原子炉建屋 1 階、3 階及び 5 階の水平震度を用いるものとし、水平地震力を設定する。ドーム屋根部分の水平震度は、建設省告示第 1389 号に基づく 1.0 に 1.5 を乗じて用いる。表 3.2-7 に燃料取り出し用カバーに作用させる水平地震力の算定結果を示す。

表 3.2-7 水平地震力の算定結果

標高 G. L. (m)	各階重量 wi (kN)	NS 方向		EW 方向	
		水平震度 ki	水平地震力 Pi (kN)	水平震度 ki	水平地震力 Pi (kN)
+53.50	3200	1.500	4800	1.500	4800
+36.00	11400	0.492	5609	0.555	6327
+16.90	200	0.286	57	0.272	54
+0.20	1200	0.099	119	0.103	124

・荷重組合せ

設計で考慮する燃料取扱機及びクレーンの位置を図 3.2-1 に、荷重組合せを表 3.2-8 に示す。

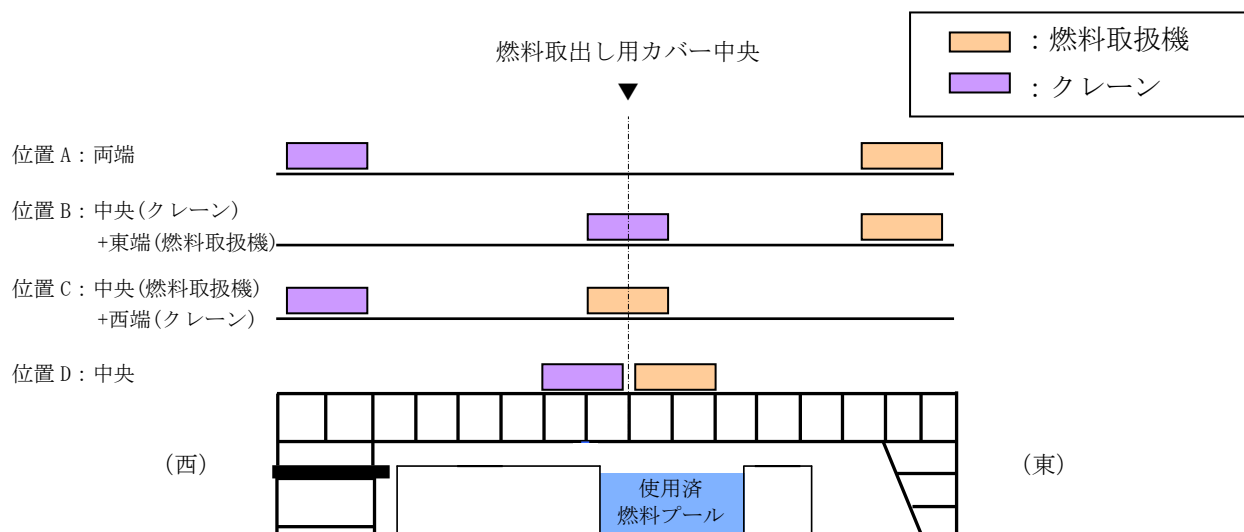


図 3.2-1 燃料取扱設備の位置

表 3.2-8 燃料取り出し用カバーの荷重組合せ

想定する状態	荷重ケース	荷重組合せ内容	許容応力度
常時	C	VL+CL ^{*1}	長期
積雪時 ^{*3}	S	VL+CL ^{*1} +SL	短期
暴風時 ^{*3}	W	VL+CL ^{*1} +WL	
地震時	E1	VL+CL ^{*1} +K(+NS) ^{*2}	
	E2	VL+CL ^{*1} +K(-NS) ^{*2}	
	E3	VL+CL ^{*1} +K(+EW) ^{*2}	
	E4	VL+CL ^{*1} +K(-EW) ^{*2}	

*1 : 吊荷荷重は、常時、積雪時及び暴風時は図 3.2-1 に示すクレーンの位置、地震時は使用済燃料プール直上の架構にて考慮する。

*2 : 地震荷重は NS 方向及び EW 方向を考慮する。

*3 : 短期事象では地震時が支配的であることから、積雪時及び暴風時の検討は省略する。ただし、外装材の検討は暴風時が支配的であることから暴風時に対し検討を行う。

なお，地震時と暴風時の架構の層せん断力について，風荷重の受圧面積が最大になる NS 方向で比較した結果を図 3.2-2 に示す。図 3.2-2 より，地震時の層せん断力は暴風時の層せん断力を包絡しており，支配的な荷重である。

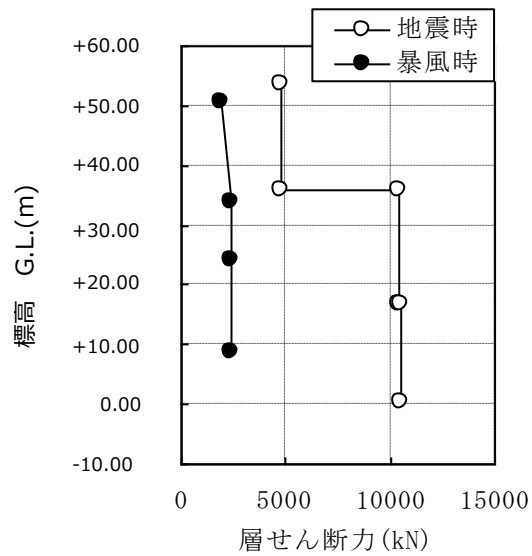


図 3.2-2 地震時と暴風時の層せん断力の比較

(2) 架構の構造強度に対する検討

1) 解析モデル

架構の解析モデルは、門型架構及びドーム屋根を構成する主要な鉄骨部材からなる立体架構モデルとする。図 3.2-3 に架構の立体解析モデルを示す。解析モデルの柱脚部はピン支持、ストップ取り付け部は水平方向のみピン支持とする。

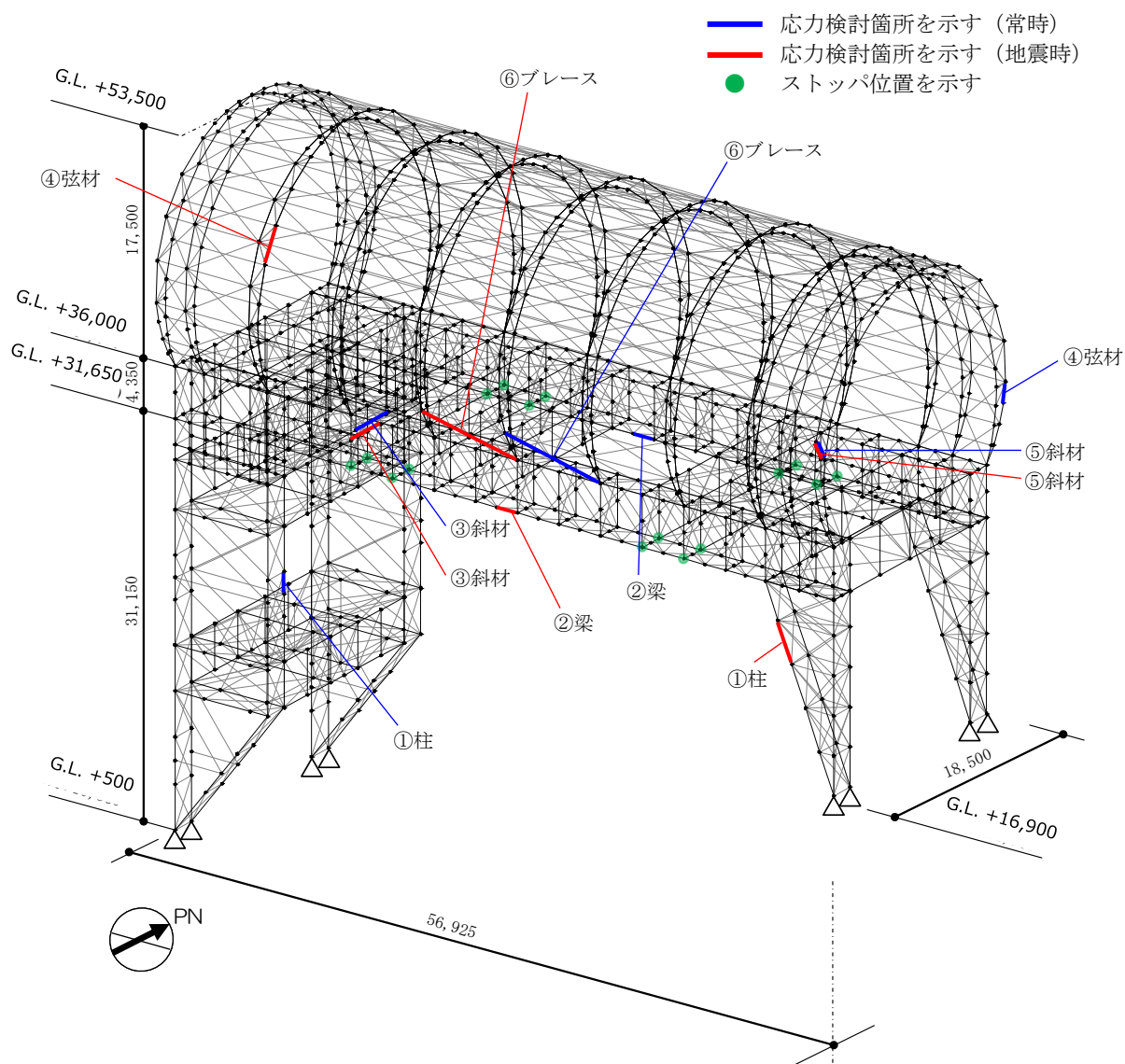


図 3.2-3 解析モデル図 (単位 : mm)

2) 断面検討

応力度比の検討は「鋼構造設計規準」に従い、軸力に対して下式にて検討を行う。

・ 軸圧縮の場合 $\frac{\sigma_c}{f_c} \leq 1$

・ 軸引張の場合 $\frac{\sigma_t}{f_t} \leq 1$

ここで、
 σ_c, σ_t : 圧縮応力度 (N/A) 及び引張応力度 (T/A) (N/mm²)
 N : 圧縮力 (N), T : 引張力 (N), A : 断面積 (mm²)
 f_c : 許容圧縮応力度 (N/mm²)
 f_t : 許容引張応力度 (N/mm²)

表 3.2-9 及び表 3.2-10 に応力度比が最大となる部位の断面検討結果を示す。
 断面検討の結果、全ての部材に対する応力度比が 1 以下になることを確認した。

表 3.2-9 断面検討結果 (常時)

部 位*1		部材形状 (mm) <使用材料>	荷重ケース (位置) *2	作用 応力度 (N/mm ²)	許容 応力度 (N/mm ²)	応力度比	判定
門型 架構	①	柱 H-350×350 ×12×19 <SM490>	C (D)	圧縮 77.4	164	0.48	0. K.
	②	梁 H-350×350 ×12×19 <SM490>	C (D)	引張 91.4	216	0.43	0. K.
	③	斜材 2[s-150×75 ×6.5×10 <SM490>	C (D)	圧縮 103.0	120	0.86	0. K.
ドーム 屋根	④	弦材 φ-318.5×6.9 <STKT590>	C (B)	引張 33.5	293	0.12	0. K.
	⑤	斜材 φ-139.8×4.5 <STK490>	C (B)	圧縮 43.4	203	0.22	0. K.
	⑥	ブレース φ-114.3×4.5 <STK490>	C (D)	圧縮 19.4	92	0.22	0. K.

*1 : ①～⑥の符号は図 3.2-3 の応力検討箇所を示す

*2 : 図 3.2-1 に示す燃料取扱設備の位置を示す

表 3.2-10 断面検討結果（地震時）

部 位* ¹		部材形状 (mm) 〈使用材料〉	荷重ケース (位置) * ²	作用 応力度 (N/mm ²)		許容 応力度 (N/mm ²)	応力度比	判定	
門型 架構	①	柱	H-350×350 ×12×19 〈SM490〉	E1 (D)	圧縮	138.9	289	0.49	O.K.
	②	梁	H-350×350 ×12×19 〈SM490〉	E1 (D)	引張	108.3	324	0.34	O.K.
	③	斜材	2[s-150×75 ×6.5×10 〈SM490〉	E1 (D)	圧縮	164.5	180	0.92	O.K.
ドーム 屋根	④	弦材	φ-267.4×6.6 〈STKT590〉	E1 (D)	圧縮	155.2	396	0.40	O.K.
	⑤	斜材	φ-139.8×4.5 〈STK490〉	E3 (A)	圧縮	165.8	304	0.55	O.K.
	⑥	ブレース	φ-114.3×4.5 〈STK490〉	E3 (D)	圧縮	80.6	138	0.59	O.K.

*1：①～⑥の符号は図 3.2-3 の応力検討箇所を示す

*2：図 3.2-1 に示す燃料取扱設備の位置を示す

(3) 水平振れ止め装置（ストップ）の構造強度に対する検討

原子炉建屋の5階床上面2か所に鋼製のストップを設置し、架構に発生する水平力を、ストップを介して原子炉建屋に支持させる。原子炉建屋へは、5階床の床開口部に突出させた強固なシアキにより水平力を伝達させる。図3.2-4にストップ概要図を示す。

ストップについては、架構と原子炉建屋を結んだバネ材に発生する水平力の最大値が、床開口に差し込むシアキの短期許容せん断力以下であることを確認する。

なお、原子炉建屋と水平振れ止め装置（ストップ）の接触部については、不具合が見つかった場合には適切に補修等を実施する。

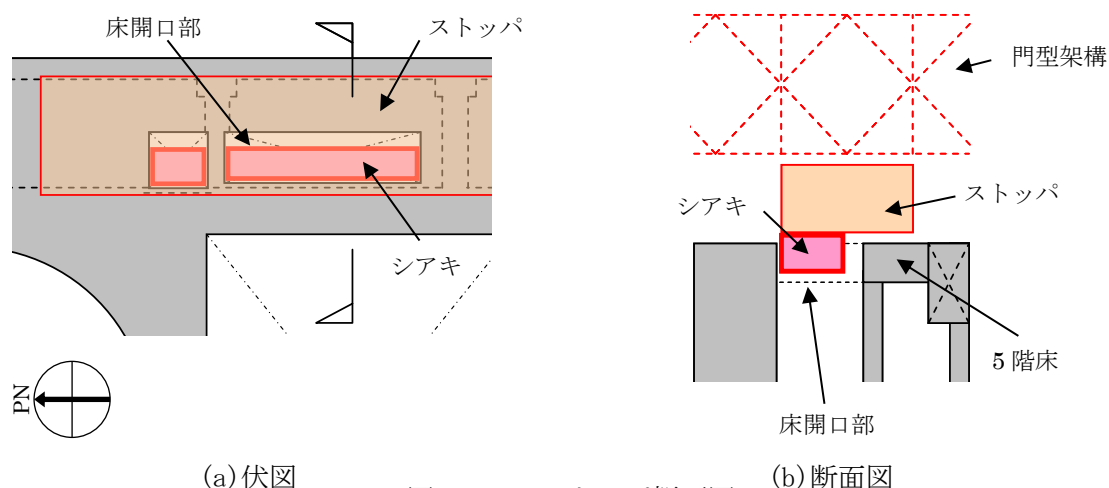


図 3.2-4 ストップ概要図

シアキの許容せん断力は下式より算定し、表3.2-11に応力比が最大となる部位の断面検討結果を示す。

断面検討の結果、全てのストップに対する応力比が1以下になることを確認した。

$$Q_a = A \cdot f_s$$

ここに、

Q_a : 短期許容せん断力 (kN)

A : シアキの断面積 (mm²)

f_s : 短期許容せん断応力度 (N/mm²) (SM490A)

表 3.2-11 ストップ（シアキ）の断面検討結果

部位	荷重ケース (位置)*	ストップ反力 Q (kN)	短期許容せん断力 Qa (kN)	応力比 Q/Qa	判定
東側ストップ	E4 (A)	2560	8620	0.30	O. K.

* : 図 3.2-1 に示す燃料取扱設備の位置を示す

(4) 基礎の構造強度に対する検討

架構の基礎は独立フーチング基礎とし、西側柱脚部は原子炉建屋の地下1階壁の直上に設置し、

東側柱脚部は原子炉建屋2階壁の直上に設置して基礎反力が原子炉建屋を介して地盤に伝わるようにする。ここでは、基礎の浮き上がりに対しては基礎反力（圧縮力を正）の最小値が0以上であることを確認し、基礎のすべりに対しては基礎反力の水平力が許容摩擦力以下であることを確認する。

なお、基礎底面の摩擦係数は「現場打ち同等型プレキャスト鉄筋コンクリート構造設計指針(案)・同解説(2002)」に準じて、特に先打ちコンクリート表面に処理をしない場合の後打ちコンクリートとの境界面で設定する0.6(普通コンクリートの場合)とする。

表 3.2-12 に基礎反力が最小となる部位の基礎浮き上がりの検討結果を示す。

基礎浮き上がりの検討の結果、全ての基礎の最小圧縮力が0以上であることを確認した。

表 3.2-12 基礎浮き上がりの検討結果

部位	荷重ケース (位置) *	最小圧縮力 N (kN)	判定
東側柱脚 (北側)	E1 (C)	1990	O. K.

* : 図 3.2-1 に示す燃料取扱設備の位置を示す

許容摩擦力は下式より算定し、表 3.2-13 に応力比が最大となる部位の検討結果を示す。

基礎すべりの検討の結果、全ての基礎に対する応力比が1以下になることを確認した。

$$V_a = \mu(N + R)$$

ここに、

V_a : 許容摩擦力 (kN)

μ : 摩擦係数 (μ=0.6)

N : 基礎重量 (kN)

R : 基礎上端の架構の鉛直反力 (kN)

表 3.2-13 基礎すべりの検討結果

部位	荷重ケース (位置) *	水平力 Q (kN)	許容摩擦力 V _a (kN)	応力比 Q/V _a	判定
東側柱脚	C (D)	2410	5270	0.46	O. K.
	E4 (D)	2430	4580	0.54	O. K.

* : 図 3.2-1 に示す燃料取扱設備の位置を示す

(5) 原子炉建屋接触部の構造強度に対する検討

1) ストップ接触部

ストップ接触部の構造強度の検討では、ストップ水平反力が、既存躯体の短期許容支圧力以下になることを確認する。なお、許容支圧応力度は、原子炉建屋の設計基準強度(22.1N/mm²)を用いて「プレレストレストコンクリート設計施工規準・同解説」に基づき算出する。

短期許容支圧力 N_a は下式より算定し、表 3.2-14 に応力比が最大となる部位の検討結果を示す。検討の結果、全てのストップ接触部に対する応力比が 1 以下になることを確認した。

$$N_a = f_n \cdot A_l$$

$$f_n = f_{na} \sqrt{\frac{A_c}{A_l}} \quad \text{ただし,} \quad \sqrt{\frac{A_c}{A_l}} \leq 2.0$$

ここに、

f_n : 短期許容支圧応力度 (N/mm²)

f_{na} : $F_{ci}/1.25$ または $0.6F_c$ のうち小さいほうの値 (N/mm²)

F_{ci} : コンクリート強度、特に定めのない場合には 20N/mm^2 ($F_{ci}=22.1\text{N/mm}^2$)

A_c : 支圧端から離れて応力が一様分布となったところのコンクリートの支承面積 (mm²)

A_l : 局部圧縮を受ける支圧面積 (mm²)

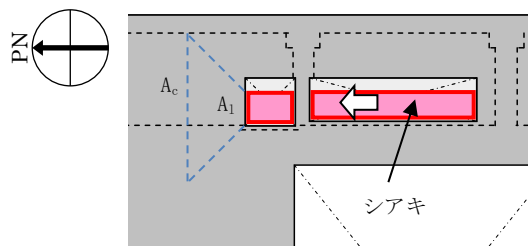


表 3.2-14 ストップ接触部の検討結果

部位	荷重ケース (位置) *	ストップ水平反力 N (kN)	短期許容支圧力 N_a (kN)	応力比 N/ N_a	判定
東側ストップ	E2 (B)	3980	10300	0.39	O. K.

* : 図 3.2-1 に示す燃料取扱設備の位置を示す

2) 基礎設置部

架構の西側脚部は原子炉建屋 1 階レベル (G.L. +0.2m) で支持し、東側脚部は原子炉建屋 3 階レベル (G.L. +16.9m) で支持している。基礎設置部については、柱脚の鉛直反力により生じる直下壁の軸力が壁の許容軸力以下であることを確認する。

許容軸力 N_a は下式より算定し、表 3.2-15 に応力比が最大となる部位の検討結果を示す。

検討の結果、全ての基礎設置部に対する応力比が 1 以下になることを確認した。

$${}_L N_a = {}_L f_c \cdot A_1 \quad , \quad {}_S N_a = {}_S f_c \cdot A_1$$

ここに、

${}_L f_c$: 長期許容圧縮応力度 (N/mm²) (${}_L f_c = 22.1 \times 1/3 = 7.4$)

${}_S f_c$: 短期許容圧縮応力度 (N/mm²) (${}_S f_c = 22.1 \times 2/3 = 14.7$)

A_1 : 柱脚部支配面積 (mm²)

表 3. 2-15 壁の圧縮力の検討結果

部位	荷重ケース (位置) *	軸力 N (kN)	許容軸力 Na (kN)	応力比 N/Na	判定
東側柱脚 (南側)	C (B)	4280	12900	0. 34	O. K.
	E1 (B)	6540	25900	0. 26	O. K.

* : 図 3. 2-1 に示す燃料取扱設備の位置を示す

(6) 外装材の構造強度に対する検討

1) 検討箇所

架構の屋根面及び側面を覆う外装材は、折板を用いる。強度検討は、壁材、屋根材それぞれに風圧力により生じる応力度が短期許容応力度以下であることを確認する。なお、短期事象においては、暴風時の影響が支配的であることから、積雪時及び地震時の検討は省略する。検討箇所を図 3.2-5 に示す。

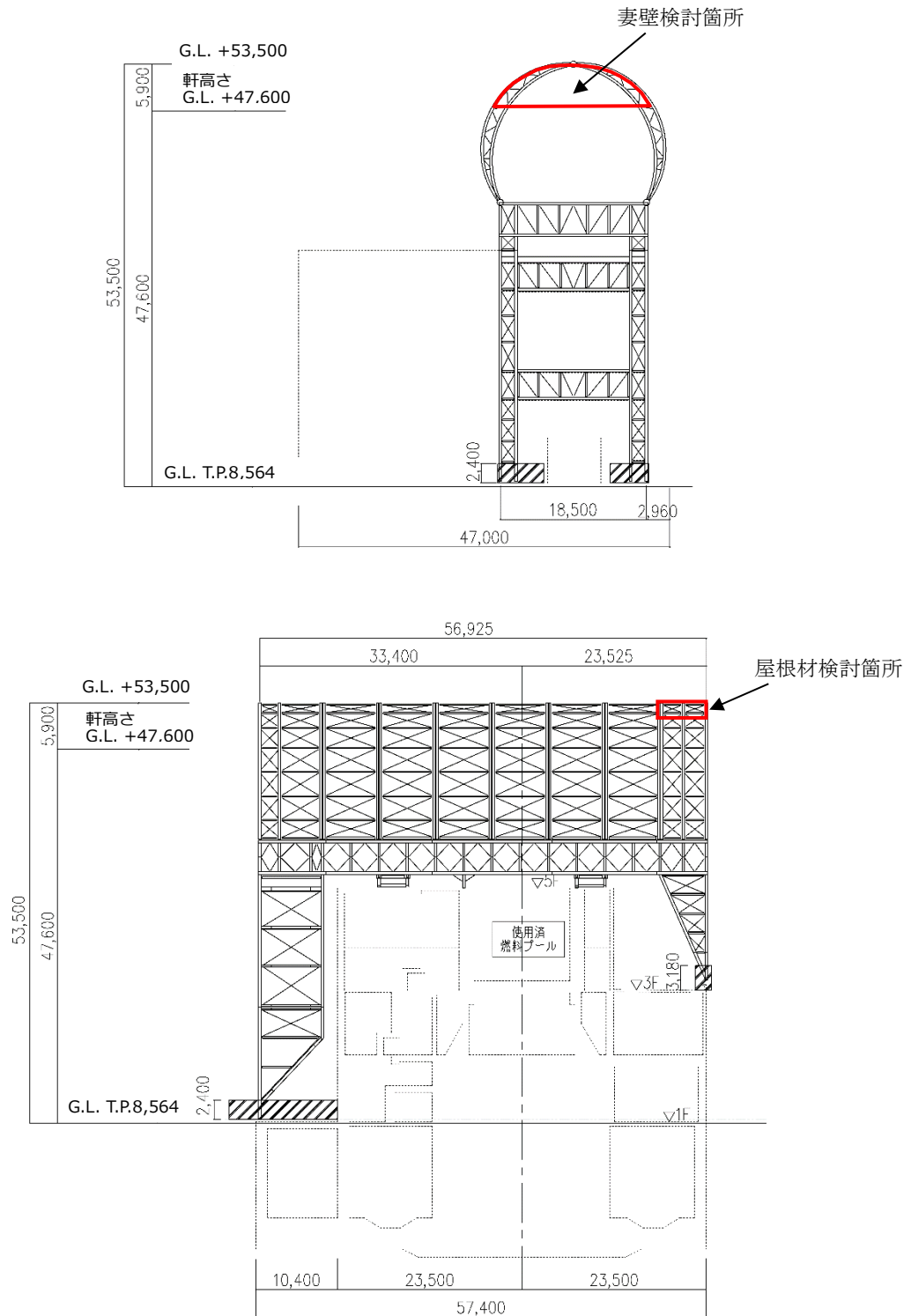


図 3.2-5 外装材検討箇所 (単位 : mm)

2) 設計用荷重の算定

設計用風圧力は、建築基準法施行令第 82 条の 4 および建設省告示第 1458 号に基づき、基準風速 30m/s、地表面粗度区分Ⅱとして算定する。速度圧の算定結果を表 3.2-16 に、ピーク風力係数を表 3.2-17 に、風力係数の算定箇所を図 3.2-6 に示す。

表 3.2-16 速度圧の算定結果

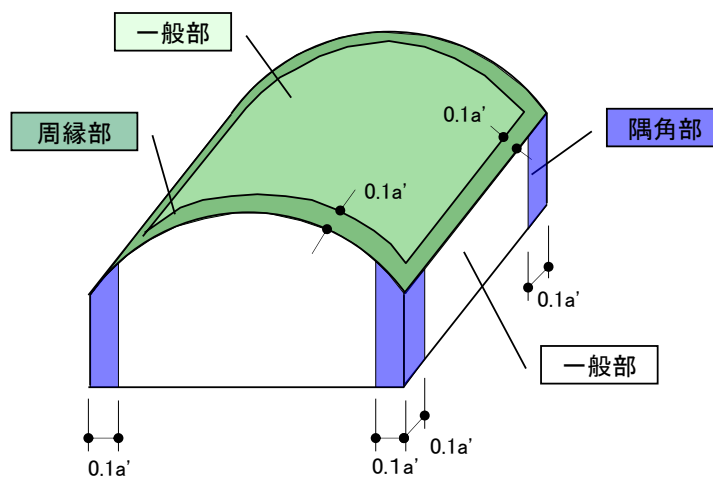
建物高さ*	平均風速の高さ方向の分布を表す係数	基準風速	平均速度圧
H (m)	E_r	V_0 (m/s)	q (N/m ²)
50.55	1.27	30	871

*: 建物高さは、軒高さ (47.60m) と最高高さ (53.50m) の平均値とした

表 3.2-17 ピーク風力係数

建物高さ* H (m)	屋根面		妻壁面	
	一般部	周縁部	一般部	隅角部
50.55	-2.5	-3.2	-2.02	-2.5

*: 建物高さは、軒高さ (47.60m) と最高高さ (53.50m) の平均値とした



a' は平面の短辺の長さで H の 2 倍の数値のうちいずれか小さな数値 (30 を超えるときは、30 とする) (単位 : m)

図 3.2-6 風力係数の算定箇所

3) 外装材の強度検討

検討は、応力が厳しくなる部位について行う。ここでは、折板の自重は考慮しないものとする。折板の間隔はドーム屋根が 3.4m で連続支持、妻壁が 4.0m で単純支持されているものと仮定する。屋根材及び壁材の材料諸元を表 3.2-18 に示す。また、検討結果を表 3.2-19 に示す。断面検討の結果、全ての外装材に対する応力度比が 1 以下になることを確認した。

表 3.2-18 屋根材及び壁材の材料諸元

板厚	自重	正曲げ方向		負曲げ方向	
		断面 2 次 モーメント	断面係数	断面 2 次 モーメント	断面係数
t (mm)	G (N/m ²)	I _x (cm ⁴ /m)	Z _x (cm ³ /m)	I _x (cm ⁴ /m)	Z _x (cm ³ /m)
0.8	118	360	43.6(13.1*)	347	40.6(12.2*)

* : 括弧内の数値は折曲加工部を示す

表 3.2-19 応力度に対する検討結果

部位	作用応力度 (N/mm ²)	許容応力度 (N/mm ²)	応力度比	判定
ドーム屋根	189	205*	0.93	O. K.
妻壁	109	205*	0.54	O. K.

* : 「JIS G 3321-2010」による

・ 応力度に対する検討

①ドーム屋根

$$w = 871 \times (-3.20) = -2790 \text{ (N/m}^2\text{)}$$

$$M = (9/128) \times w \times L^2 = (9/128) \times (-2790) \times 3.4^2 \times 10^{-3} = -2.3 \text{ (kNm/m)}$$

$$\sigma_b = M/Z = 2.3 \times 10^6 / (12.2 \times 10^3) = 189 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

$$\sigma_b / f_b = 189 / 205 = 0.93 \leq 1.0 \quad \text{OK}$$

②妻壁

$$w = 871 \times (-2.50) = -2180 \text{ (N/m}^2\text{)}$$

$$M = (1/8) \times w \times L^2 = (1/8) \times (-2180) \times 4.0^2 \times 10^{-3} = -4.4 \text{ (kNm/m)}$$

$$\sigma_b = M/Z = 4.4 \times 10^6 / (40.6 \times 10^3) = 109 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

$$\sigma_b / f_b = 109 / 205 = 0.54 \leq 1.0 \quad \text{OK}$$

3.3 耐震性

(1) 検討方針

耐震性の検討は、架構、水平振れ止め装置（ストoppa）、制震装置（オイルダンパ）、基礎、原子炉建屋接触部及び原子炉建屋の健全性について行い、基準地震動 S_s に対して、これらの応答性状を適切に表現できる地震応答解析を用いて評価する。なお、地震応答解析は水平方向及び鉛直方向を同時に入力する。

(2) 架構の耐震性に対する検討

1) 解析に用いる入力地震動

検討に用いる地震動は、「福島第一原子力発電所『発電用原子炉施設に関する耐震設計審査指針』の改訂に伴う耐震安全性評価結果 中間報告書」（東京電力株式会社，平成 20 年 3 月 31 日）にて作成した解放基盤表面で定義される基準地震動 S_s とする。

地震応答解析に用いる入力地震動の概念図を図 3.3-1 に示す。モデルに入力する地震動は一次元波動論に基づき、解放基盤表面で定義される基準地震動 S_s に対する地盤の応答として評価する。解放基盤表面位置（G.L. -206.0m（震災前 O.P. -196.0m））における基準地震動 S_s-1 、 S_s-2 及び S_s-3 の加速度時刻歴波形を図 3.3-2(1) 及び図 3.3-2(2) に示す。

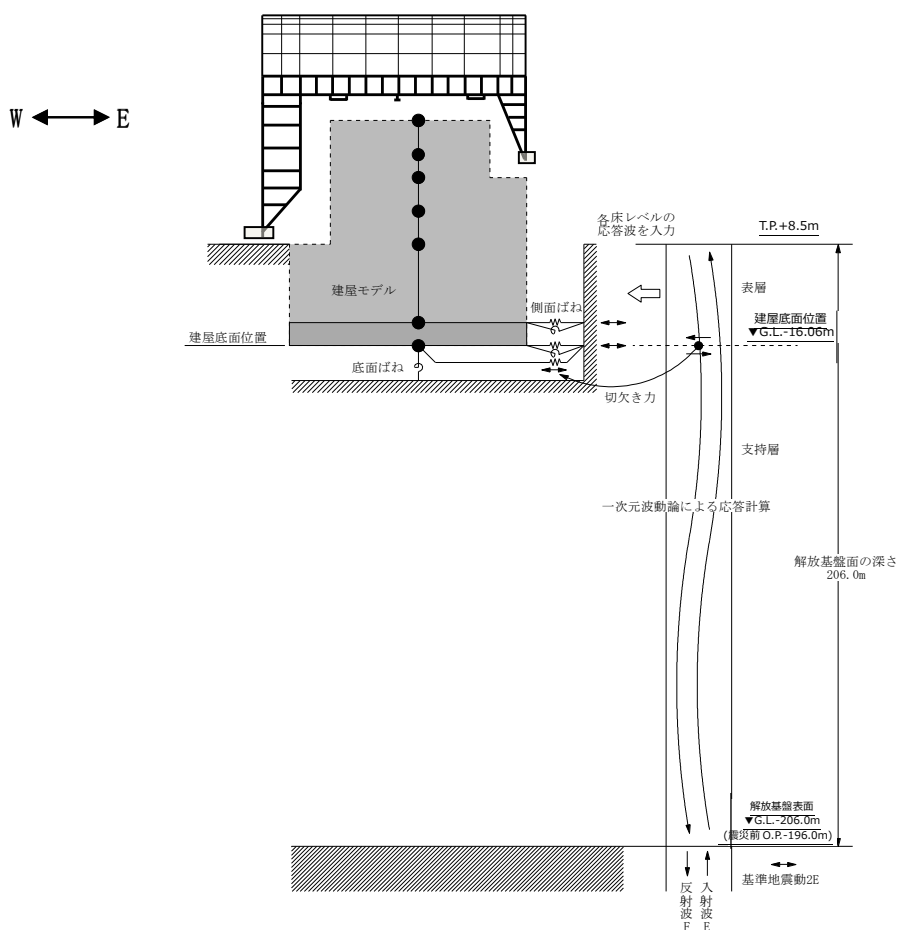
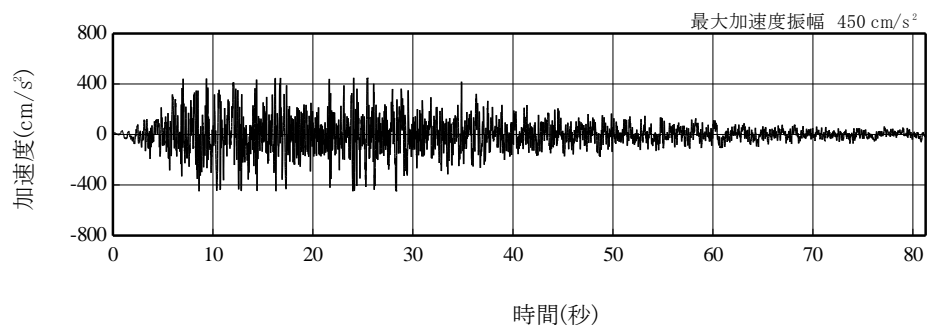
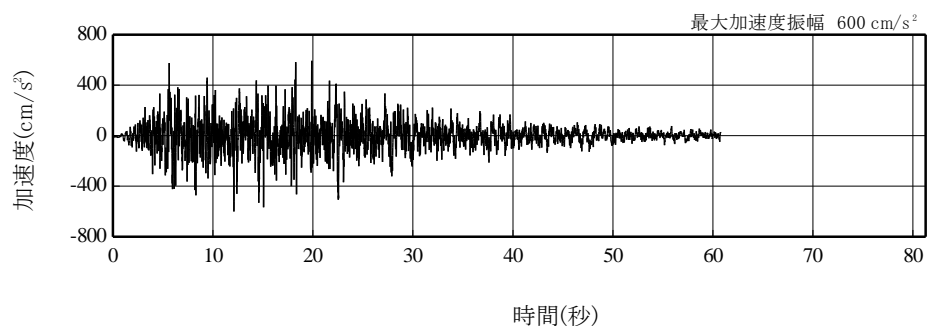


図 3.3-1 地震応答解析に用いる入力地震動の概念図

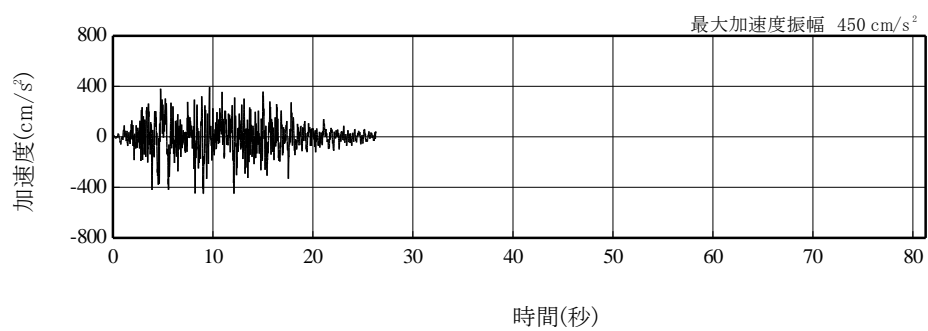
本章に記載の標高は、震災後の地盤沈下量(-709mm)と O.P.から T.P.への読替値(-727mm)を用いて、下式に基づき換算している。
 <換算式> T.P.=旧 O.P.-1,436mm



(Ss-1H)

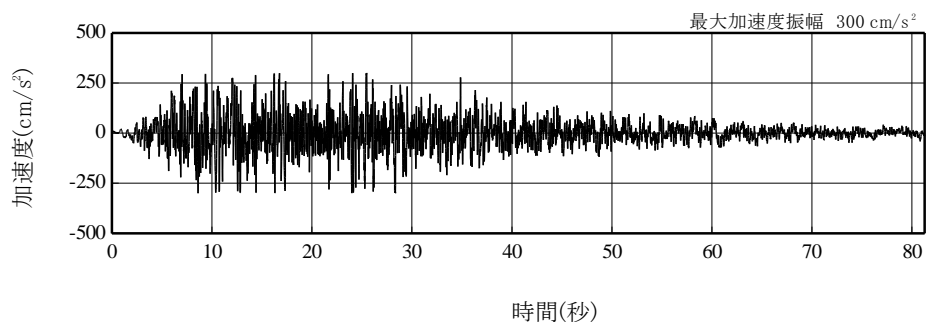


(Ss-2H)

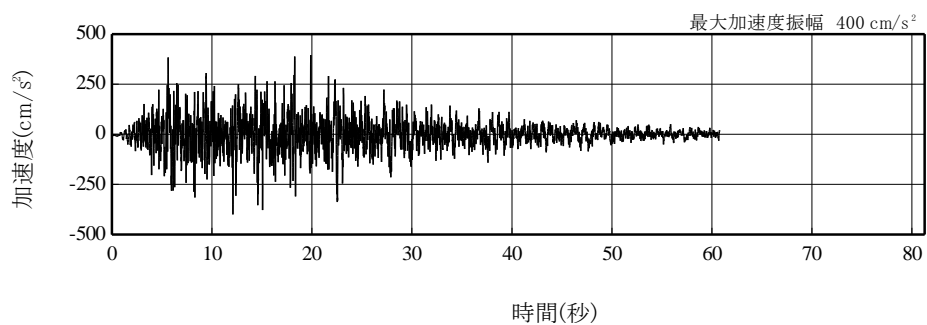


(Ss-3H)

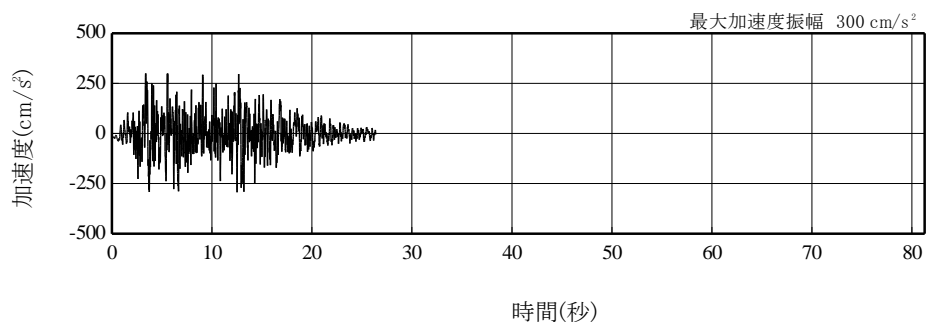
図 3.3-2(1) 解放基盤表面位置における地震動の加速度時刻歴波形(水平方向)



(Ss-1V)



(Ss-2V)



(Ss-3V)

図 3.3-2(2) 解放基盤表面における地震動の加速度時刻歴波形
(鉛直方向)

2) 地震応答解析モデル

地震応答解析モデルは、門型架構及びドーム屋根を構成する主要な鉄骨部材からなる立体架構を原子炉建屋の質点系モデルに接続した図 3.3-3 に示すモデルとし、地盤を等価ばねで評価した建屋-地盤連成系モデルとする。ストッパ取り付け部は原子炉建屋 5 階質点 (G.L.+29.92m) と水平方向同一変位条件とし、鉛直方向の制震装置 (オイルダンパ) は原子炉建屋の 5 階床上面 4 箇所に門型架構と 5 階床の鉛直方向相対変位が減少する場合に減衰力を発揮するばねに置換して立体架構モデルに組み込んでいる。

地震応答解析に用いる物性値を表 3.3-1 に示す。門型架構及びドーム屋根の部材接合部の質点は仕上げ材等を考慮した重量とし、原子炉建屋の質点は瓦礫撤去の重量等を反映した表 3.3-2 に示す重量とする。門型架構の柱・梁及びドーム屋根の弦材は弾性部材とし、その他ブレース等は「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 37B 号 1991 年 3 月) に示されている修正若林モデルによる。また、原子炉建屋は、曲げとせん断に「JEAG 4601-1991」に示されている非線形特性を考慮する。

地盤定数は、「福島第一原子力発電所『発電用原子炉施設に関する耐震設計審査指針』の改訂に伴う耐震安全性評価結果 中間報告書」(東京電力株式会社, 平成 20 年 3 月 31 日) と同様とし、その結果を表 3.3-3 に示す。原子炉建屋の地盤ばねは、「JEAG 4601-1991」に示されている手法を参考にして、底面地盤を成層補正し振動アドミタンス理論によりスウェイ及びロッキングばねを、側面地盤を Novak の方法により建屋側面ばねを評価した。

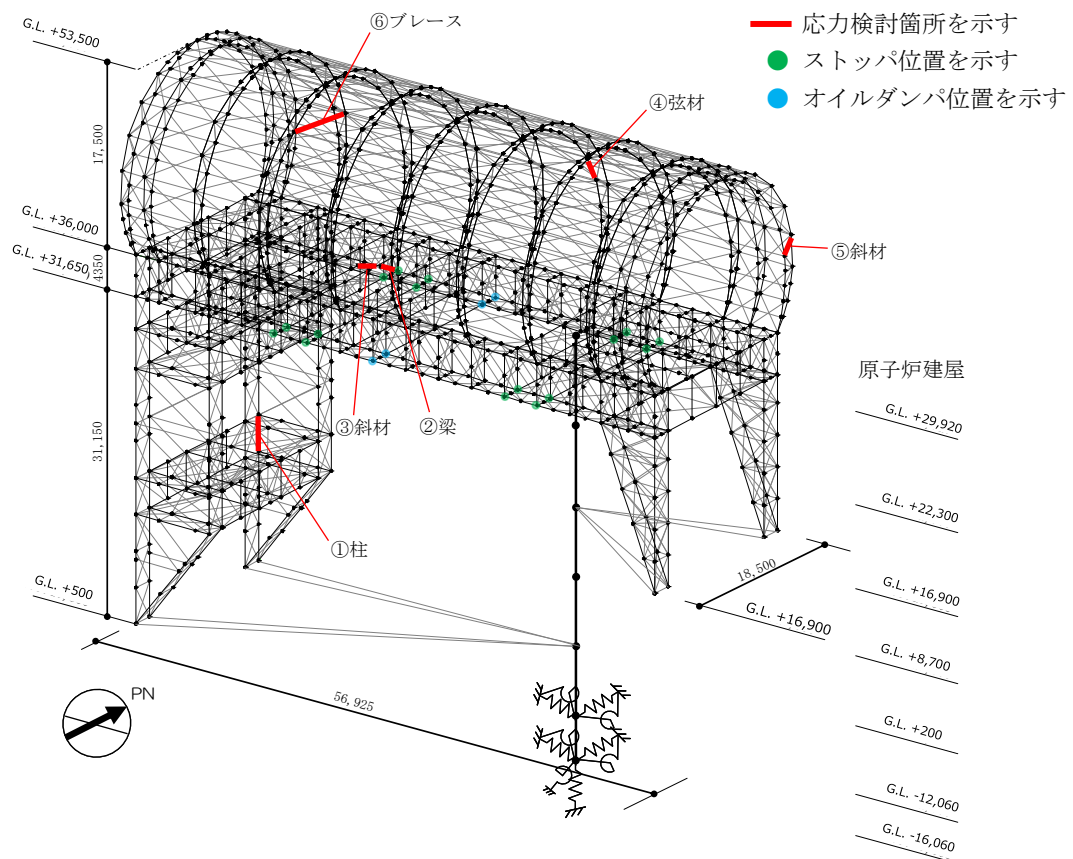


図 3.3-3 地震応答解析モデル (単位: mm)

表 3.3-1 地震応答解析に用いる物性値

部位	材料	ヤング係数 E (N/mm ²)	ポアソン比 ν	単位体積重量 γ (kN/m ³)	減衰定数 h (%)	備考
架構	鉄骨	2.05×10^5	0.3	77.0	2	SS400, SM490A STK490, STKT590

表 3.3-2 地震応答解析モデルのうち原子炉建屋の地震応答解析モデルの諸元

(a) 水平 (NS) 方向

標高 G. L. (m)	質点重量* W (kN)	回転慣性重量 I _G ($\times 10^5$ kN \cdot m ²)	せん断断面積 A _s (m ²)	断面二次モーメント I (m ⁴)
+29.92	72990	76.95		
			145.3	9598
+22.3	119490	238.33		
			146.1	29271
+16.9	111140	204.58		
			237.3	56230
+8.7	130160	239.58		
			208.6	60144
+0.2	252510	464.88		
			458.7	112978
-12.06	301020	554.17		
			2697.8	496620
-16.06	127000	233.79		
合計	1114310		ヤング係数 E _c 2.57×10^7 (kN/m ²) せん断弾性係数 G 1.07×10^7 (kN/m ²) ポアソン比 ν 0.20 減衰 h 5%	

* 「福島第一原子力発電所の原子炉建屋の現状の耐震安全性および補強等に関する検討に係る報告書（その2）」（東京電力株式会社，平成23年7月13日）において用いた各階重量に瓦礫撤去等による重量増減を考慮した数値（ただし，門型架構の重量12800kN及びドーム屋根重量3200kNは含まない）

表 3.3-2 地震応答解析モデルのうち原子炉建屋の地震応答解析モデルの諸元

(b) 水平 (EW) 方向

標高 G. L. (m)	質点重量* W (kN)	回転慣性重量 $I_G (\times 10^5 \text{ kN}\cdot\text{m}^2)$	せん断断面積 $A_S (\text{m}^2)$	断面二次モーメント I (m^4)
+29.92	72990	56.10		
+22.3	119490	124.49	61.9	5665
+16.9	111140	204.58	123.4	12460
+8.7	130160	239.58	204.1	41352
+0.2	252510	693.32	226.6	61084
-12.06	301020	826.50	431.3	135128
-16.06	127000	348.72	2697.8	740717
合計	1114310		ヤング係数 E_c $2.57 \times 10^7 (\text{kN}/\text{m}^2)$ せん断弾性係数 G $1.07 \times 10^7 (\text{kN}/\text{m}^2)$ ポアソン比 ν 0.20 減衰 h 5%	

(c) 鉛直方向

標高 G. L. (m)	質点重量* W (kN)	軸断面積 $A_N (\text{m}^2)$	軸ばね剛性 $K_A (\times 10^8 \text{ kN}/\text{m})$
+29.92	72990		
+22.3	119490	192.0	6.48
+16.9	111140	266.3	12.67
+8.7	130160	431.7	13.53
+0.2	252510	423.0	12.79
-12.06	301020	691.2	14.49
-16.06	127000	2697.8	173.33
合計	1114310		ヤング係数 E_c $2.57 \times 10^7 (\text{kN}/\text{m}^2)$ せん断弾性係数 G $1.07 \times 10^7 (\text{kN}/\text{m}^2)$ ポアソン比 ν 0.20 減衰 h 5%

* 「福島第一原子力発電所の原子炉建屋の現状の耐震安全性および補強等に関する検討に係る報告書(その2)」(東京電力株式会社, 平成23年7月13日)において用いた各階重量に瓦礫撤去等による重量増減を考慮した数値(ただし, 門型架構の重量12800kN及びドーム屋根重量3200kNは含まない)

表 3.3-3 地盤定数の設定結果

(a) Ss-1

標高 G. L. (m)	地質	せん断波 速度 Vs (m/s)	単位体積 重量 γ (kN/m ³)	ポアソン 比 ν	せん断 弾性係数 G (×10 ⁵ kN/m ²)	初期せん断 弾性係数 G ₀ (×10 ⁵ kN/m ²)	剛性 低下率 G/G ₀	ヤング 係数 E (×10 ⁵ kN/m ²)	減衰 定数 h (%)	層厚 H (m)
0.0	砂岩	380	17.8	0.473	2.23	2.62	0.85	6.57	3	8.1
-8.1		450	16.5	0.464	2.66	3.41	0.78	7.79	3	11.9
-20.0	泥岩	500	17.1	0.455	3.40	4.36	0.78	9.89	3	70.0
-90.0		560	17.6	0.446	4.39	5.63	0.78	12.70	3	28.0
-118.0		600	17.8	0.442	5.09	6.53	0.78	14.68	3	88.0
-206.0 (震災前 0.P.-196.0)		(解放基盤)	700	18.5	0.421	9.24	9.24	1.00	26.26	-

(b) Ss-2

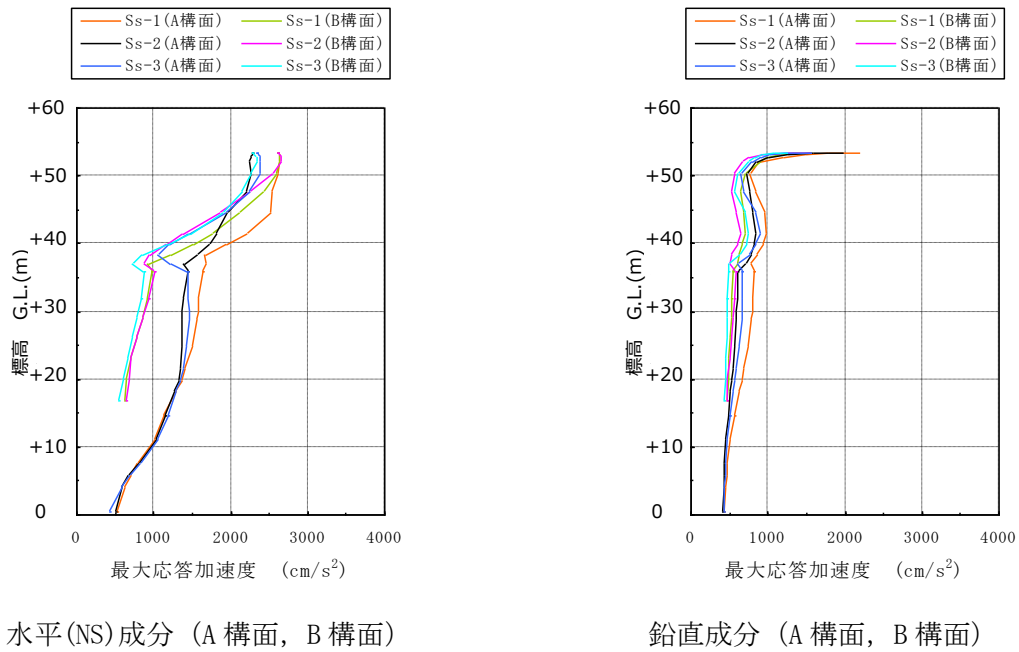
標高 G. L. (m)	地質	せん断波 速度 Vs (m/s)	単位体積 重量 γ (kN/m ³)	ポアソン 比 ν	せん断 弾性係数 G (×10 ⁵ kN/m ²)	初期せん断 弾性係数 G ₀ (×10 ⁵ kN/m ²)	剛性 低下率 G/G ₀	ヤング 係数 E (×10 ⁵ kN/m ²)	減衰 定数 h (%)	層厚 H (m)
0.0	砂岩	380	17.8	0.473	2.23	2.62	0.85	6.57	3	8.1
-8.1		450	16.5	0.464	2.76	3.41	0.81	8.08	3	11.9
-20.0	泥岩	500	17.1	0.455	3.53	4.36	0.81	10.27	3	70.0
-90.0		560	17.6	0.446	4.56	5.63	0.81	13.19	3	28.0
-118.0		600	17.8	0.442	5.29	6.53	0.81	15.26	3	88.0
-206.0 (震災前 0.P.-196.0)		(解放基盤)	700	18.5	0.421	9.24	9.24	1.00	26.26	-

(c) Ss-3

標高 G. L. (m)	地質	せん断波 速度 Vs (m/s)	単位体積 重量 γ (kN/m ³)	ポアソン 比 ν	せん断 弾性係数 G (×10 ⁵ kN/m ²)	初期せん断 弾性係数 G ₀ (×10 ⁵ kN/m ²)	剛性 低下率 G/G ₀	ヤング 係数 E (×10 ⁵ kN/m ²)	減衰 定数 h (%)	層厚 H (m)
0.0	砂岩	380	17.8	0.473	2.25	2.62	0.86	6.63	3	8.1
-8.1		450	16.5	0.464	2.66	3.41	0.78	7.79	3	11.9
-20.0	泥岩	500	17.1	0.455	3.40	4.36	0.78	9.89	3	70.0
-90.0		560	17.6	0.446	4.39	5.63	0.78	12.70	3	28.0
-118.0		600	17.8	0.442	5.09	6.53	0.78	14.68	3	88.0
-206.0 (震災前 0.P.-196.0)		(解放基盤)	700	18.5	0.421	9.24	9.24	1.00	26.26	-

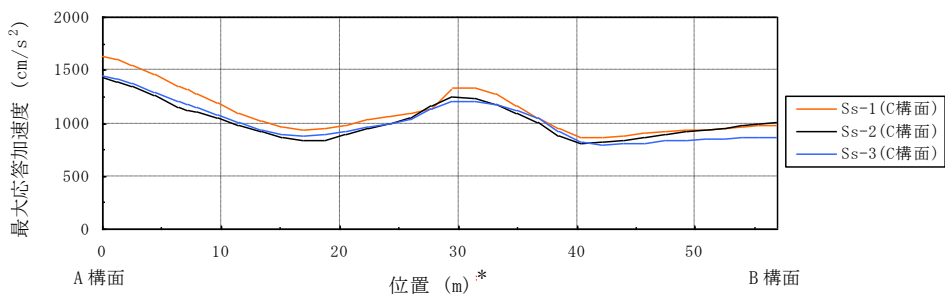
3) 地震応答解析結果

最大応答加速度分布を図 3.3-4(1) 及び図 3.3-4(2) に示す。

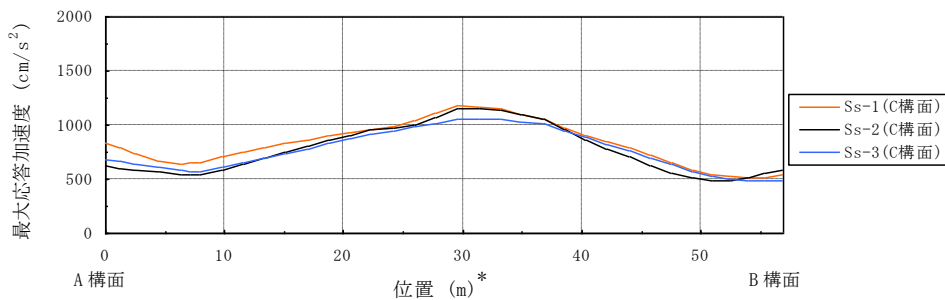


水平(NS)成分 (A 構面, B 構面)

鉛直成分 (A 構面, B 構面)



水平(NS)成分 (C 構面)



鉛直成分 (C 構面)
(NS 方向)

注：燃料取扱設備が門型架構の中央に位置する場合

(図 3.2-1 の位置 D) を示す

*：位置は A 構面側からの距離を示す

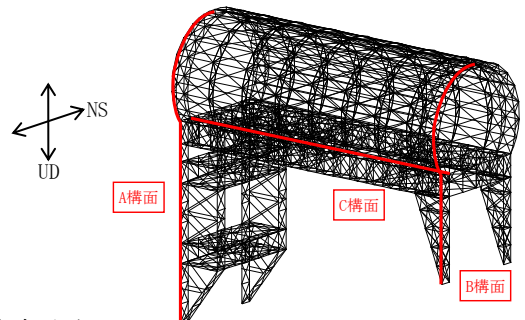
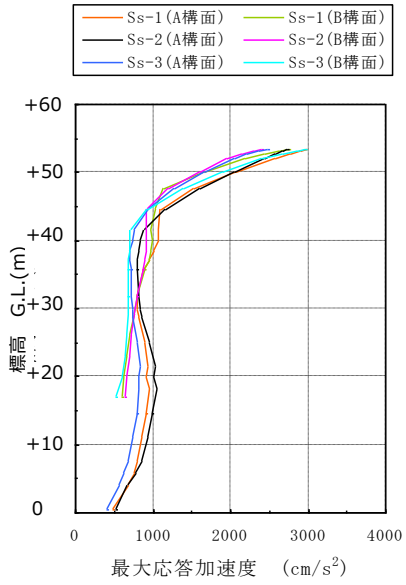
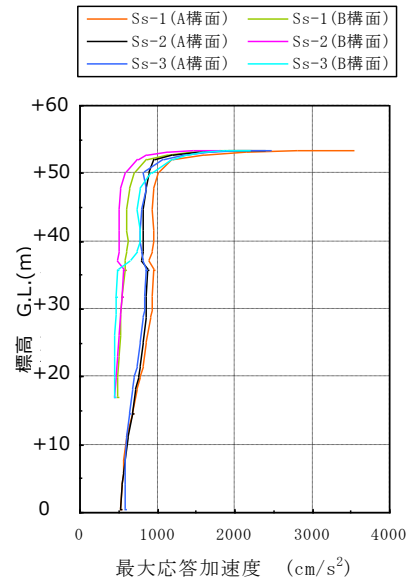


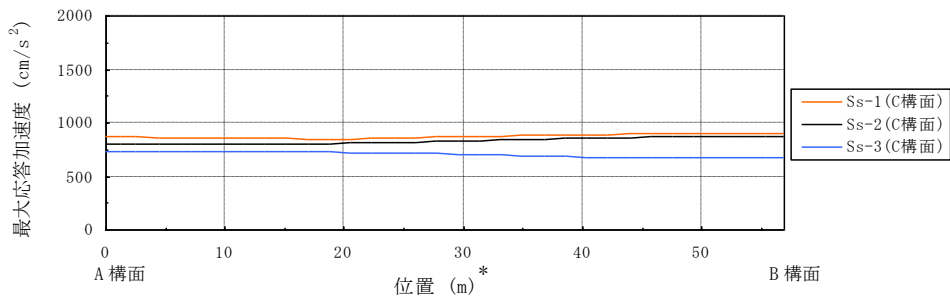
図 3.3-4(1) 最大応答加速度分布



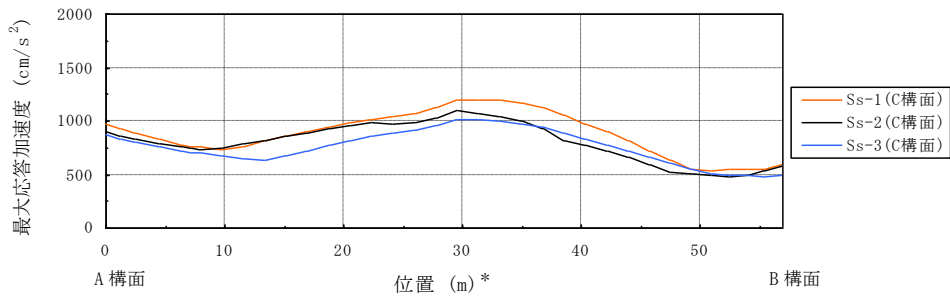
水平(EW)成分 (A 構面, B 構面)



鉛直成分 (A 構面, B 構面)



水平(EW)成分 (C 構面)



鉛直成分 (C 構面)
(EW 方向)

注：燃料取扱設備が門型架構の中央に位置する場合
(図 3.2-1 の位置 D) を示す
*：位置は A 構面側からの距離を示す

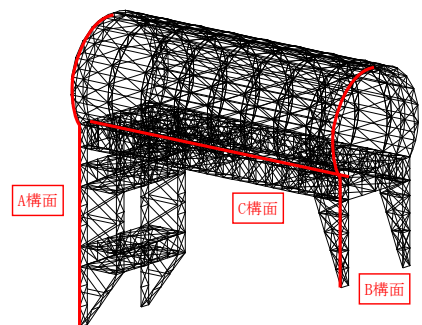
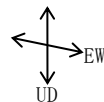


図 3.3-4(2) 最大応答加速度分布

4) 波及的影響の評価

門型架構は、JSCA 性能メニュー（社団法人日本建築構造技術者協会，2002 年）を参考に定めたクライテリア（「層間変形角は 1/75 以下，層の塑性率は 4 以下，部材の塑性率は 5 以下」*）を満足することを確認する。ドーム屋根は，柱・梁によるフレームを構成しないため，JSCA 性能メニューのうち部材の塑性率のクライテリアを満足することを確認する。

なお，解析結果が「時刻歴応答解析建築物性能評価業務方法書」（財団法人日本建築センター，平成 19 年 7 月 20 日）に示されるクライテリア（層間変形角は 1/100 以下，層の塑性率は 2 以下，部材の塑性率は 4 以下）を超える場合には水平変形に伴う鉛直荷重の付加的影響を考慮した解析を実施し，安全性を確認する。

*：北村春幸，宮内洋二，浦本弥樹「性能設計における耐震性能判断基準値に関する研究」，日本建築学会構造系論文集，第 604 号，2006 年 6 月

・層間変形角の検討

門型架構の最大応答層間変形角を表 3.3-4 に示す。

検討の結果，最大応答層間変形角は 1/75 以下となりクライテリアを満足することを確認した。

表 3.3-4 最大応答層間変形角の検討結果

検討箇所	地震波	入力方向(位置)*	最大応答値	クライテリア	判定
東側 G. L. +36.00 (m) ～G. L. +16.90 (m)	Ss-1	NS (A)	1/820	1/75	O. K.
		EW (B)	1/990	1/75	O. K.
	Ss-2	NS (B)	1/990	1/75	O. K.
		EW (B)	1/1000	1/75	O. K.
	Ss-3	NS (B)	1/990	1/75	O. K.
		EW (B)	1/1000	1/75	O. K.
西側 G. L. +36.00 (m) ～G. L. +0.50 (m)	Ss-1	NS (A)	1/720	1/75	O. K.
		EW (B)	1/1600	1/75	O. K.
	Ss-2	NS (C)	1/860	1/75	O. K.
		EW (B)	1/1600	1/75	O. K.
	Ss-3	NS (C)	1/800	1/75	O. K.
		EW (B)	1/1800	1/75	O. K.

*：図 3.2-1 に示す燃料取扱設備の位置を示す

・塑性率の検討

部材の塑性率は、引張及び圧縮に対して最大軸力時のひずみを引張耐力または座屈耐力時のひずみで除した値で表される。最大軸力時のひずみが引張耐力または座屈耐力時のひずみ未満の場合は弾性であり塑性率は1未満となる。最大応答軸力を引張耐力または座屈耐力で除した値を耐力比と定義し、表 3.3-5 に検討結果を示す。なお、引張耐力及び座屈耐力算定時の材料強度（STKT590 材を除く）は「平成 19 年国土交通省告示第 625 号」に定められた基準強度 F 値の 1.1 倍を用いる。

表 3.3-5 より全てのケースで耐力比が 1 を下回ることから塑性率は 1 未満となり、クライテリアを満足することを確認した。

表 3.3-5 耐力比の検討結果

部位*1		部材形状 (mm)	地震波	入力方向 (位置)*2	耐力比		判定	
門型架構	①	柱	H-350×350 ×12×19 <SM490A>	Ss-2	NS (C)	C/Cu	0.50	OK
	②	梁	H-350×350 ×12×19 <SM490A>	Ss-1	NS (C)	C/Cu	0.45	OK
	③	斜材	2[s-150×75 ×6.5×10 <SM490A>	Ss-1	NS (C)	C/Cu	0.75	OK
ドーム屋根	④	弦材	φ-267.4×6.6 <STKT590>	Ss-1	NS (D)	C/Cu	0.63	OK
	⑤	斜材	φ-139.8×4.5 <STK490>	Ss-1	EW (D)	C/Cu	0.90	OK
	⑥	ブレース	φ-114.3×4.5 <STK490>	Ss-2	EW (C)	C/Cu	0.45	OK

*1：①～⑥の符号は図 3.3-3 の応力検討箇所を示す

*2：図 3.2-1 に示す燃料取扱設備の位置を示す

C：部材軸方向の圧縮力の最大値

Cu：座屈耐力

T：部材軸方向の引張力の最大値

Tu：引張耐力

(3) 水平振れ止め装置（ストップ）の耐震性に対する検討

ストップ（鋼製）の耐震性に対する検討は、材料強度を基準強度F値の1.1倍としたせん断耐力とし、耐力比が1以下になることを確認する。図3.3-5にストップ概要図を示す。

表3.3-6に耐力比が最大となる部位の断面検討結果を示す。

断面検討の結果、全てのストップに対する耐力比が1以下になることを確認した。

表 3.3-6 ストップ（シアキ）の断面検討結果

部位	地震波	入力方向 (位置)*	最大応答 ストップ反力 Q(kN)	せん断耐力 Qu(kN)	耐力比 Q/Qu	判定
東側ストップ	Ss-1	EW (D)	3970	9480	0.42	O. K.

*：図3.2-1に示す燃料取扱設備の位置を示す

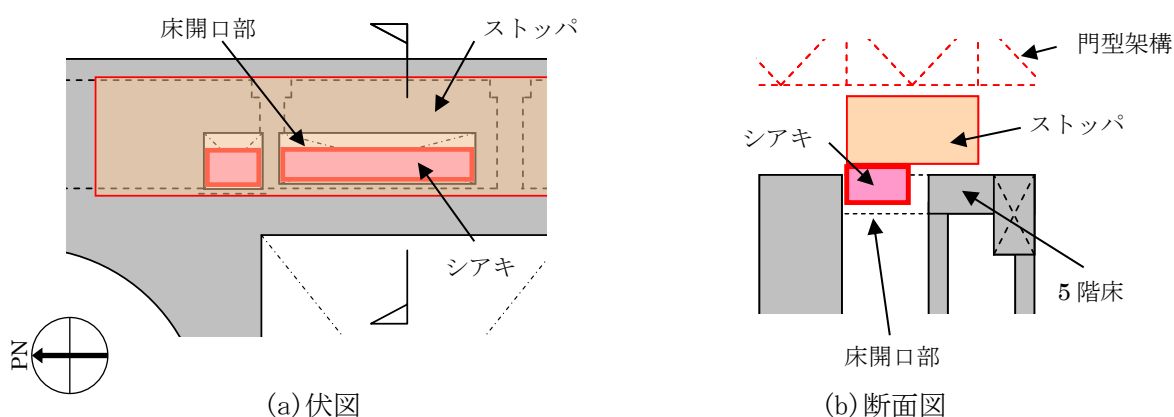


図 3.3-5 ストップ概要図

(4) 制震装置（オイルダンパ）の耐震性に対する検討

原子炉建屋の5階床上面4箇所に設置するオイルダンパ概念図を図3.3-6に示す。

オイルダンパの耐震性に対する検討は、架構と原子炉建屋5階床がオイルダンパを介して各々変形する時の相対的な応答値がオイルダンパの許容値以下であることを確認する。

表3.3-7に最大応答値と許容値を比較した結果を示す。

検討の結果、全てのオイルダンパで最大応答値が許容値以下になることを確認した。

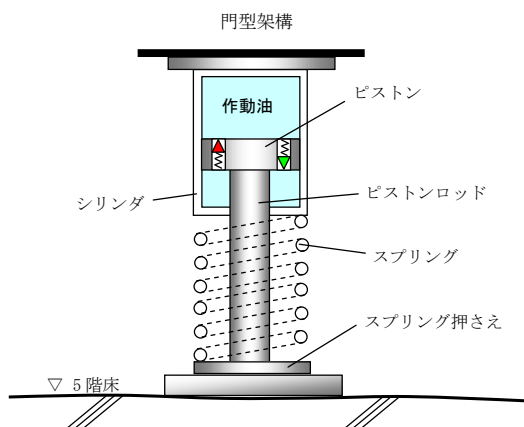


図 3.3-6 オイルダンパ概念図

表 3.3-7 オイルダンパの検討結果

検討	地震波	入力方向 (位置) *	最大応答値	許容値	判定
オイルダンパ変位 (mm)	Ss-3	NS (D)	72	±100	O. K.
オイルダンパ速度 (m/s)	Ss-1	NS (D)	0.48	1.00	O. K.

* : 図 3.2-1 に示す燃料取扱設備の位置を示す

(5) 基礎の耐震性に対する検討

基礎の浮き上がりに対しては基礎反力（圧縮力を正）の最小値が 0 以上であることを確認し、基礎のすべりに対しては基礎反力の水平力が摩擦耐力以下であることを確認する。

1) 基礎浮き上がりの検討

表 3.3-8 に基礎反力が最小となる部位の基礎浮き上がりの検討結果を示す。

検討の結果、全ての基礎の最小圧縮力が 0 以上になることを確認した。

表 3.3-8 基礎浮き上がりの検討結果

部位	地震波	入力方向 (位置) *	最小圧縮力 N (kN)	判定
東側柱脚 (北側)	Ss-3	NS (C)	227	O. K.

* : 図 3.2-1 に示す燃料取扱設備の位置を示す

2) 基礎すべりの検討

表 3.3-9 に耐力比が最大となる部位の検討結果を示す。

検討の結果、全ての耐力比が 1 以下になることを確認した。

表 3.3-9 基礎すべりの検討結果

部位	地震波	入力方向 (位置) *	最大水平力 Q (kN)	摩擦耐力 Vu (kN)	耐力比 Q/Vu	判定
東側柱脚	Ss-1	EW (D)	2810	4780	0.59	O. K.

* : 図 3.2-1 に示す燃料取扱設備の位置を示す

(6) 原子炉建屋接触部の耐震性に対する検討

1) ストッパ接触部

ストッパ接触部の耐震性の検討では、最大ストッパ水平反力が、既存躯体の支圧耐力以下になることを確認する。なお、支圧耐力は、原子炉建屋の設計基準強度 (22.1N/mm²) を用いて「プレストレストコンクリート設計施工規準・同解説」に基づき算出する。

表 3.3-10 に耐力比が最大となる部位の検討結果を示す。

検討の結果、全てのストッパ接触部に対する耐力比が 1 以下になることを確認した。

表 3.3-10 ストッパ接触部の検討結果

部位	地震波	入力方向 (位置) *	最大ストッパ 水平反力 N (kN)	支圧耐力 Nu (kN)	耐力比 N/Nu	判定
西側ストッパ	Ss-1	NS (C)	10400	19600	0.54	O. K.

* : 図 3.2-1 に示す燃料取扱設備の位置を示す

2) オイルダンパ接触部

オイルダンパ接触部の耐震性の検討では、最大オイルダンパ鉛直反力が、既存躯体の支圧耐力以下になることを確認する。なお、支圧耐力は、原子炉建屋の設計基準強度 (22.1N/mm²) を用いて「プレストレストコンクリート設計施工規準・同解説」に基づき算出する。

表 3.3-11 に耐力比が最大となる部位の検討結果を示す。

検討の結果、全てのオイルダンパ接触部に対する耐力比が 1 以下になることを確認した。

$$N_u = f_n \cdot A_l$$

$$f_n = f_{na} \sqrt{\frac{A_c}{A_l}} \quad \text{ただし, } \sqrt{\frac{A_c}{A_l}} \leq 2.0 *$$

ここに、

f_n : 短期許容支圧応力度 (N/mm²)

f_{na} : $F_{ci}/1.25$ または $0.6F_c$ のうち小さいほうの値 (N/mm²)

F_{ci} : コンクリート強度、特に定めのない場合には 20N/mm² ($F_{ci}=22.1\text{N/mm}^2$)

A_c : 支圧端から離れて応力が一様分布となったところのコンクリートの支承面積 (mm²)

A_l : 局部圧縮を受ける支圧面積 (mm²)

($500 \times 500 = 2.50 \times 10^5 \text{mm}^2$)

表 3.3-11 オイルダンパ接触部の検討結果

部位	地震波	入力方向 (位置) *	最大オイルダンパ 鉛直反力 N (kN)	支圧耐力 Nu (kN)	耐力比 N/Nu	判定
南側端部	Ss-1	NS (D)	1250	6620	0.19	O. K.

* : 図 3.2-1 に示す燃料取扱設備の位置を示す

3) 基礎設置部

基礎設置部の耐震性の検討では、柱脚の鉛直反力により生じる直下壁の最大軸力が壁の軸耐力以下であることを確認する。

表 3.3-12 に耐力比が最大となる部位の検討結果を示す。

検討の結果、全ての基礎設置部に対する耐力比が 1 以下になることを確認した。

$$N_u = s f_c \cdot A_1$$

ここに、

$s f_c$: 短期許容圧縮応力度 (N/mm²) ($s f_c = 22.1 \times 2/3 = 14.7$)

A_1 : 柱脚部支配面積 (mm²)

表 3.3-12 壁の圧縮力の検討結果

部位	地震波	入力方向 (位置) *	最大軸力 N (kN)	軸耐力 Nu (kN)	耐力比 N/Nu	判定
東側柱脚 (南側)	Ss-3	NS (B)	7430	25900	0.29	O. K.

* : 図 3.2-1 に示す燃料取扱設備の位置を示す

(7) 原子炉建屋の耐震性に対する検討

1) 検討方針

架構の設置に伴う原子炉建屋の耐震性の評価は、耐震安全上重要な設備への波及的影響防止の観点から、地震応答解析により得られる耐震壁のせん断ひずみが鉄筋コンクリート造耐震壁の終局限界に対応した評価基準値 (4.0×10^{-3}) 以下になることを確認する。

2) 原子炉建屋の地震応答解析

・解析に用いる入力地震動

検討に用いる地震動は、「(2) 架構の耐震性に対する検討」で示した基準地震動 S_s とする。

地震応答解析に用いる入力地震動の概念図は図 3.3-1 と同様であり、モデルに入力する地震動は「(2) 架構の耐震性に対する検討」に示したものと同一である。

・地震応答解析モデル

原子炉建屋の地震応答解析モデルは、図 3.3-7 に示すように質点系でモデル化し、地盤を等価なばねで評価した建屋—地盤連成系モデルとする。

地震応答解析モデルの諸元は、「福島第一原子力発電所の原子炉建屋の現状の耐震安全性および補強等に関する検討に係る報告書（その 2）」（東京電力株式会社，平成 23 年 7 月 13 日）に示される内容に、瓦礫撤去等による重量増減及び新規に設置する燃料取り出し用カバーの重量を考慮した。地震応答解析モデルの諸元のうち表 3.3-2 から変更した質点重量及び回転慣性重量を表 3.3-13 に示す。

地盤定数は、「(2) 架構の耐震性に対する検討」で示した地盤定数と同一である。

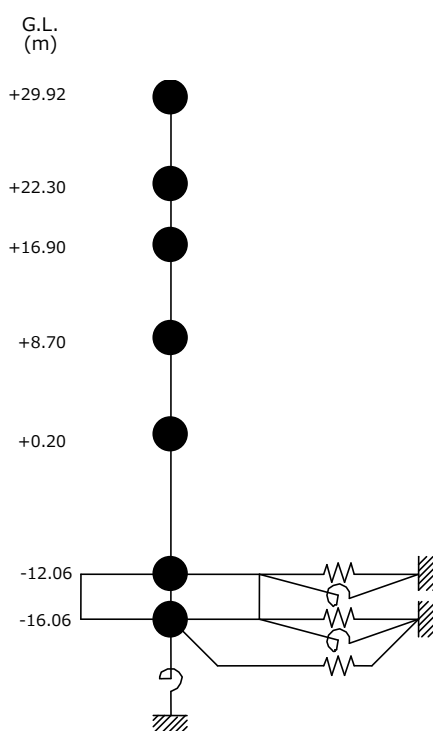


図 3.3-7 原子炉建屋の地震応答解析モデル

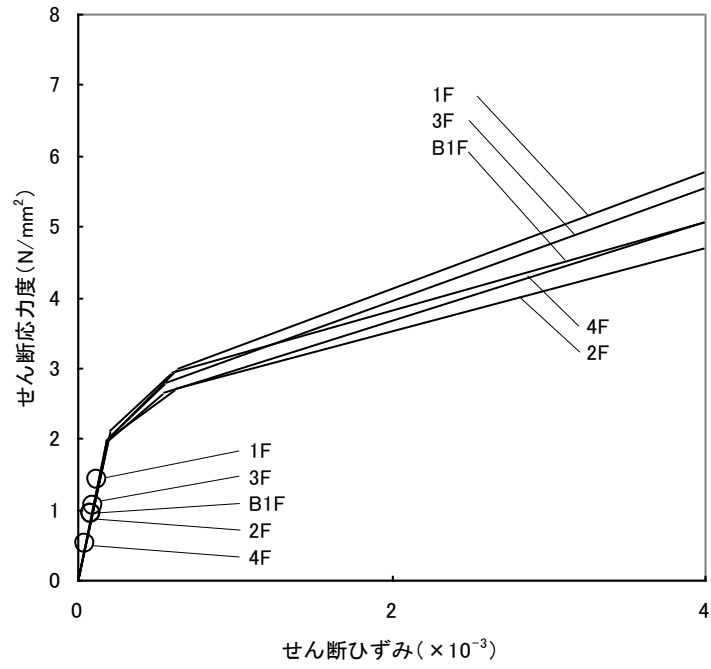
表 3.3-13 原子炉建屋の地震応答解析モデルの諸元（水平方向）

標高 G. L. (m)	質点重量 W (kN)	回転慣性重量 $I_G (\times 10^5 \text{ kN}\cdot\text{m}^2)$	
		水平(NS)方向	水平(EW)方向
+29.92	87590	92.34	67.32
+22.3	119490	238.33	124.49
+16.9	111340	204.95	204.95
+8.7	130160	239.58	239.58
+0.2	253710	467.09	696.62
-12.06	301020	554.17	826.50
-16.06	127000	233.79	348.72
合計	1130310		

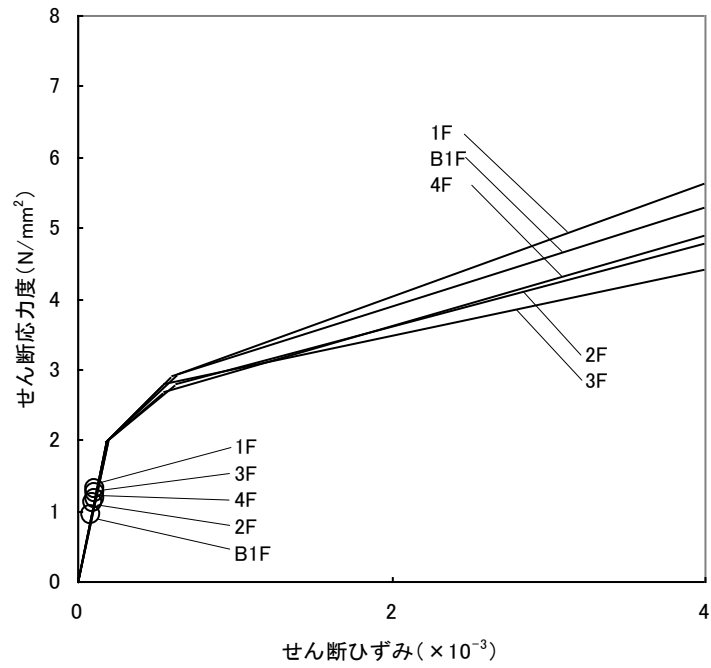
3) 検討結果

基準地震動 S_s に対する最大応答値を、「JEAG 4601-1991」に基づき設定した耐震壁のせん断スケルトン曲線上にプロットした結果を、図 3.3-8 から図 3.3-10 に示す。

検討の結果、地震応答解析により得られる最大応答値は、評価基準値 (4.0×10^{-3}) に対して十分に余裕があることを確認した。

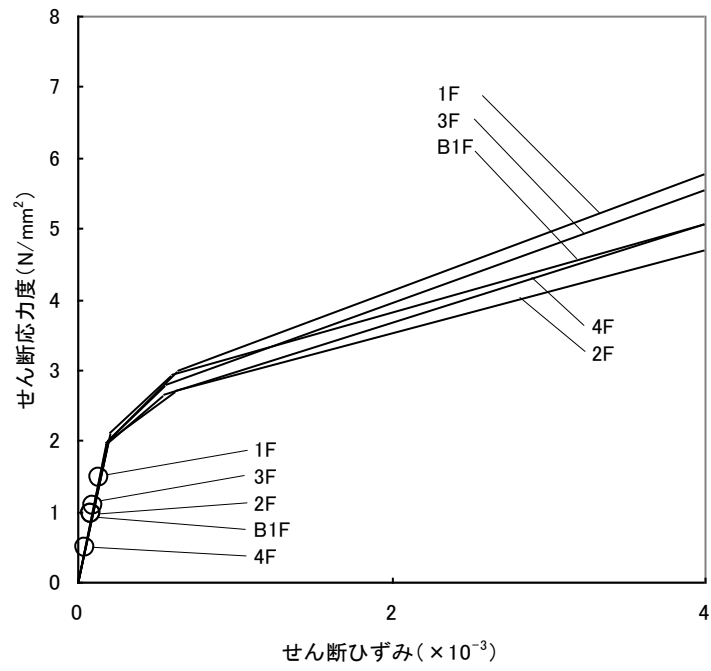


(a) NS 方向

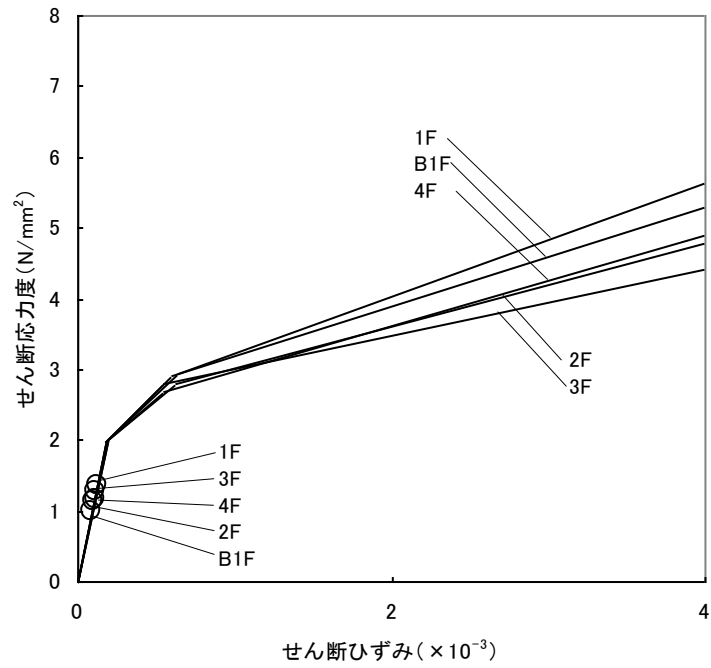


(b) EW 方向

図 3.3-8 せん断スケルトン曲線上の最大応答値 (Ss-1)

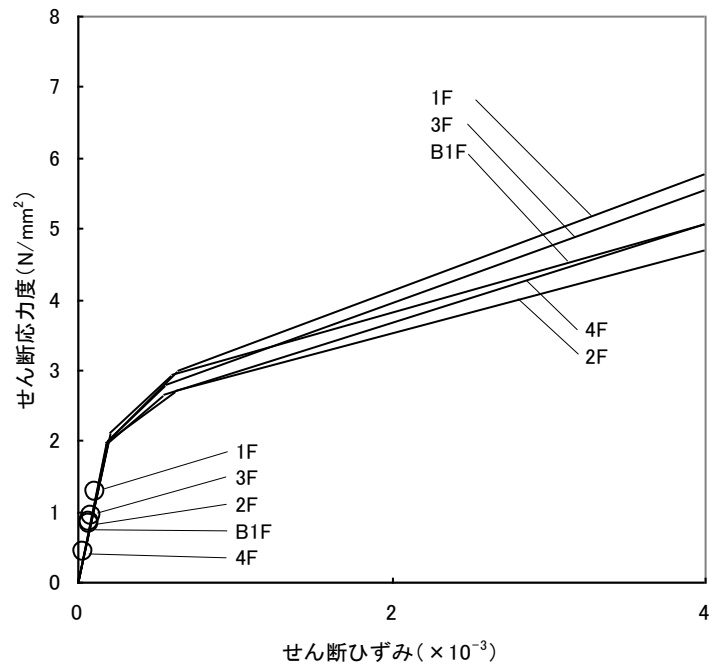


(a) NS 方向

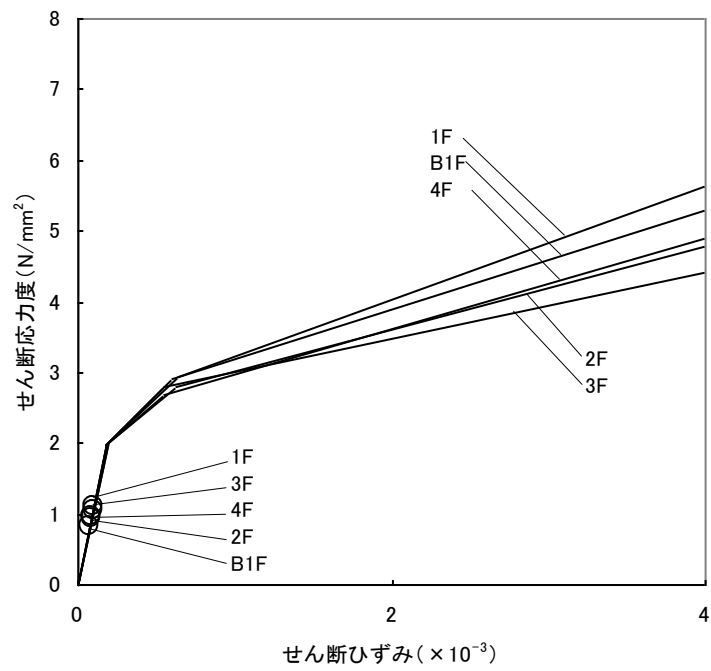


(b) EW 方向

図 3.3-9 せん断スケルトン曲線上の最大応答値 (Ss-2)



(a) NS 方向



(b) EW 方向

図 3.3-10 せん断スケルトン曲線上の最大応答値 (Ss-3)

4. 2号機燃料取り出し用構台の構造強度及び耐震性について

4.1 概要

4.1.1 一般事項

2号機燃料取り出し用構台は、原子炉建屋の南側に設置される基礎・構台・前室と、原子炉建屋に延伸して設置されるランウェイガーダ、弾性支承、オイルダンパから構成され、改良地盤上に設置する。また、ランウェイガーダ上を燃料取扱設備が走行する。ここでは、本燃料取り出し用構台の構造強度と耐震性について検討を行う。なお、2021年9月8日の原子力規制委員会で示された耐震設計の考え方を踏まえ、安全機能の重要度、地震によって機能の喪失を起こした場合の安全上の影響（公衆への被ばく影響）や廃炉活動への影響等を考慮した上で、核燃料物質を非密封で扱う燃料加工施設や使用施設等における耐震クラス分類を参考にして適切な耐震設計上の区分を行うとともに、適切と考えられる設計用地震力に十分耐えられる設計とし、具体的にはB+クラスに分類される燃料取出設備の間接支持構造物として、B+クラス相当の地震力に対する耐震評価を行う。なお、耐震クラス分類に係わる被ばく評価については、「別冊28 2号機 使用済燃料プールからの燃料取り出し設備に係る補足説明」（以下、別冊28と記載）P113～P130参照。

燃料取り出し用構台の構造強度は一次設計に対応した許容応力度設計を実施し、耐震性は検討用地震動（最大加速度900gal）の1/2の最大加速度450galの地震動（以下、1/2Ss450と記載）に対する地震応答解析を実施し、燃料取り出し用構台の損傷が原子炉建屋、使用済燃料プール及び使用済燃料ラックに波及的影響を及ぼさないことを確認する。ここで、波及的影響の確認は、燃料取り出し用構台が崩壊機構に至らないことを確認する。検討用地震動（最大加速度900gal）は「東京電力福島第一原子力発電所の外部事象に対する防護の検討について」（東京電力株式会社、平成26年10月3日、特定原子力施設監視・評価検討会（第27回））にて提示した地震動とする。

なお、2号機燃料取り出し用構台については、実施計画変更認可申請の審査期間中に、適用地震動見直しが行われたことから、一部の評価については、「福島第一原子力発電所『発電用原子炉施設に関する耐震設計審査指針』の改訂に伴う耐震安全性評価結果中間報告書」（東京電力株式会社、平成20年3月31日）にて作成した解放基盤表面で定義される新規制基準によらない従来のSs（最大加速度600gal）（以下、Ss600と記載）に対する地震応答解析結果との比較から耐震性を確認する。図4.1.1-1に燃料取り出し用構台のイメージを示す。

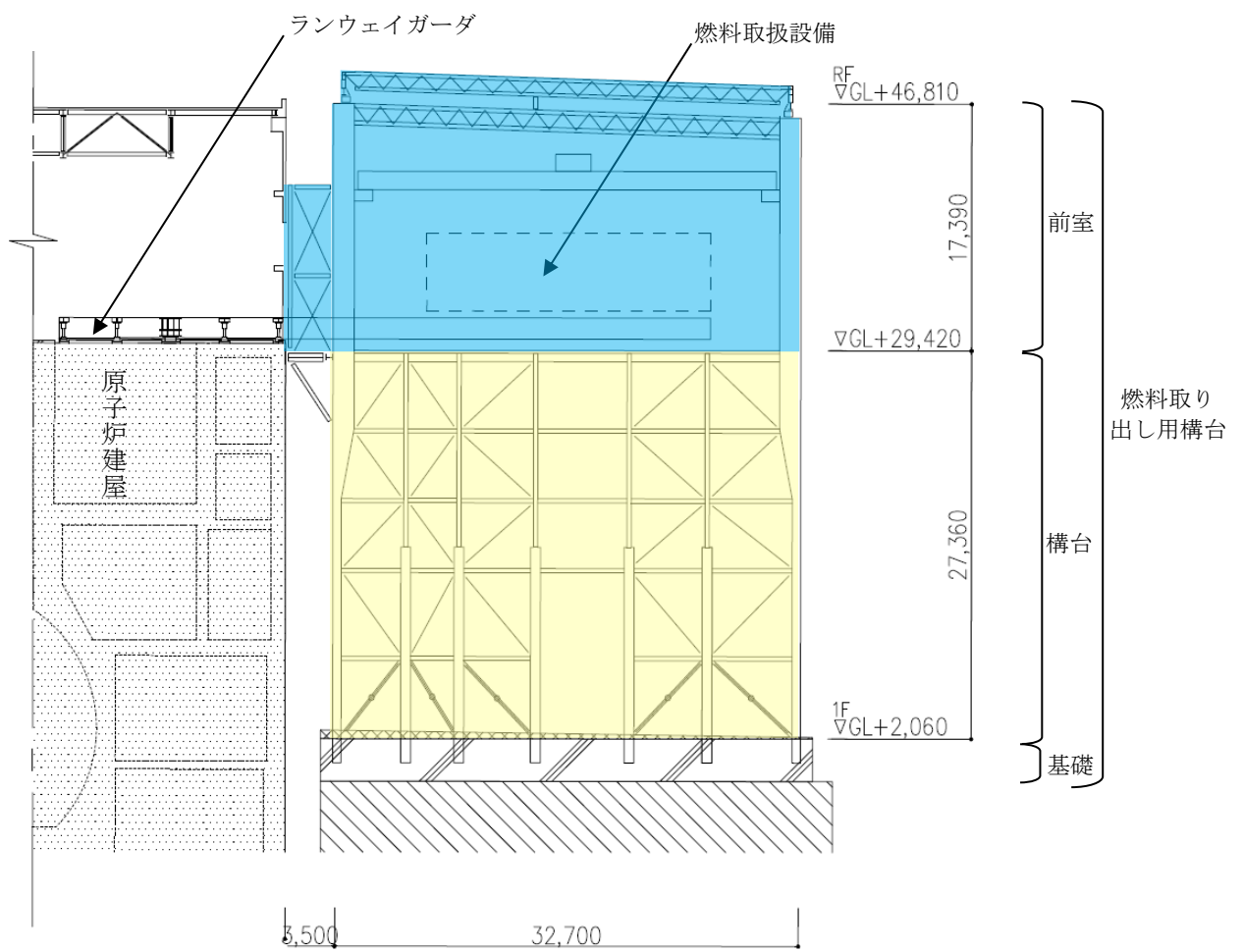


図 4.1.1-1 燃料取り出し用構台のイメージ (単位: mm)

燃料取り出し用構台の検討は原則として下記の法規及び基規準類に準拠して行う。

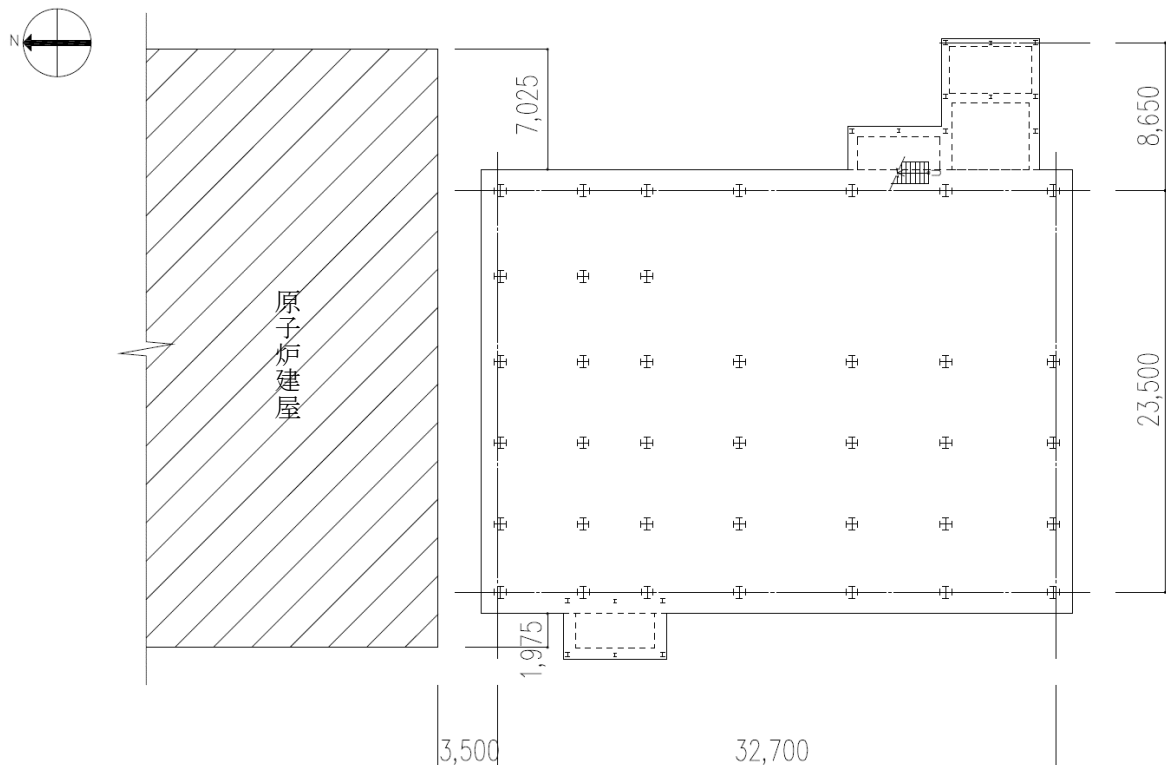
- (1) 建築基準法・同施行令及び関連告示
- (2) 原子力施設鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説（日本建築学会，改訂版 2013 年 8 月発行）
- (3) 鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説（日本建築学会，2018 年 12 月）
- (4) 鋼構造設計規準－許容応力度設計法－（日本建築学会，2005 年 9 月）
- (5) 2015 年版 建築物の構造関係技術基準解説書(国土交通省住宅局建築指導課・国土交通省
国土技術政策総合研究所・独立行政法人建築研究所・日本建築行政会議，2015 年)
- (6) 鋼構造塑性設計指針（日本建築学会，2010 改定）
- (7) 原子力発電所耐震設計技術指針(JEAG 4601-1987)（日本電気協会 電気技術基準調査委員会，
昭和 62 年 8 月 改訂）
- (8) 原子力発電所耐震設計技術指針(JEAG 4601-1991 追補版)（日本電気協会 電気技術基準調査
委員会，平成 3 年 6 月 発刊）
- (9) 原子力発電所耐震設計技術規程(JEAC 4601-2015)（日本電気協会 原子力規格委員会，平成
27 年 6 月 改定）
- (10) 乾式キャスク使用済燃料中間建屋の基礎構造の設計技術規程(JEAC 4616-2009)（日本電気協
会 原子力規格委員会，平成 22 年 4 月 発刊）

4.1.2 構造概要

燃料取り出し用構台は、東西方向 27.0m、南北方向 32.7m、高さ 44.75m の矩形架構で構造種別は鉄骨造である。燃料取り出し用構台の概要を以下に示す。なお、オイルダンパ、弾性支承の設置目的及び役割については、別冊 2 8 P6 参照。

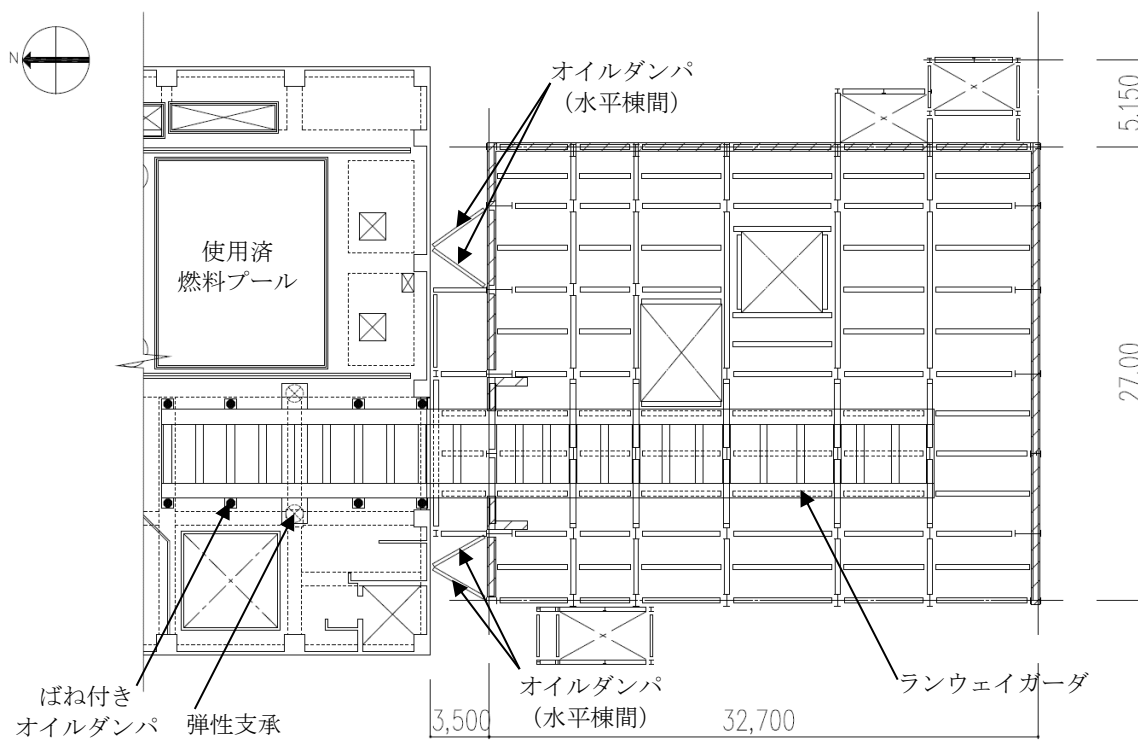
- (1) 原子炉建屋と燃料取り出し用構台の間にオイルダンパ（水平棟間）を設置する。
- (2) 構台は 5 層の柱・梁・ブレース及びオイルダンパ（鉛直）から成る架構とし、オイルダンパ（鉛直）はブレース状に配置する。
- (3) 前室は、柱・梁・ブレース及び屋根トラスから成る架構とする。
- (4) ランウェイガーダは、原子炉建屋南側外壁に開口を設け、構台と原子炉建屋に跨がる形で設置する。構台内では EW 方向の大梁に接続し、水平方向、鉛直方向ともに支持する。原子炉建屋内では水平方向の支持は行わないため、構台からの片持形式であり、鉛直方向は弾性支承で支持する。なお、弾性支承と原子炉建屋床面の固定は行わない。また、ランウェイガーダと原子炉建屋床面との間にばね付きオイルダンパを設置する。ばね付きオイルダンパの下面にはすべり材を取付け、原子炉建屋床面上に設置したすべり板との間で接触させ、水平方向に滑動可能な構造とする。

燃料取り出し用構台の概要図を図 4.1.2-1～図 4.1.2-3 に示す。

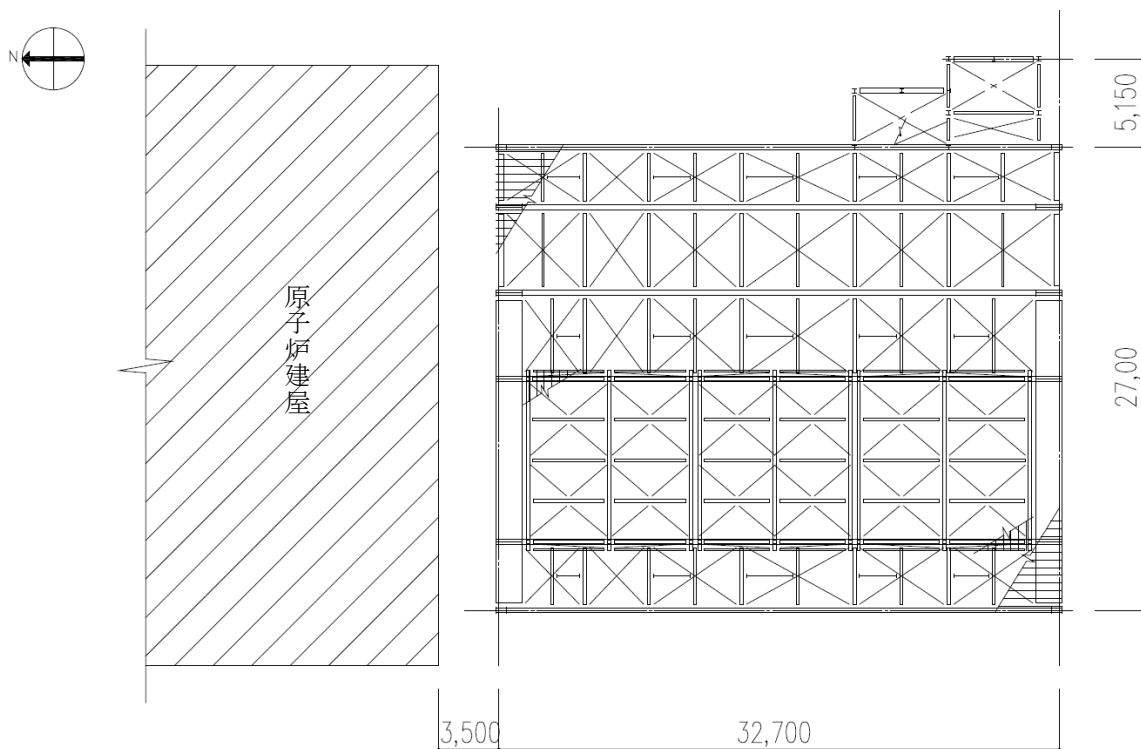


(a) 1F 伏図 (G. L. 2, 020)

図 4.1.2-1 燃料取り出し用構台の概要（単位：mm）

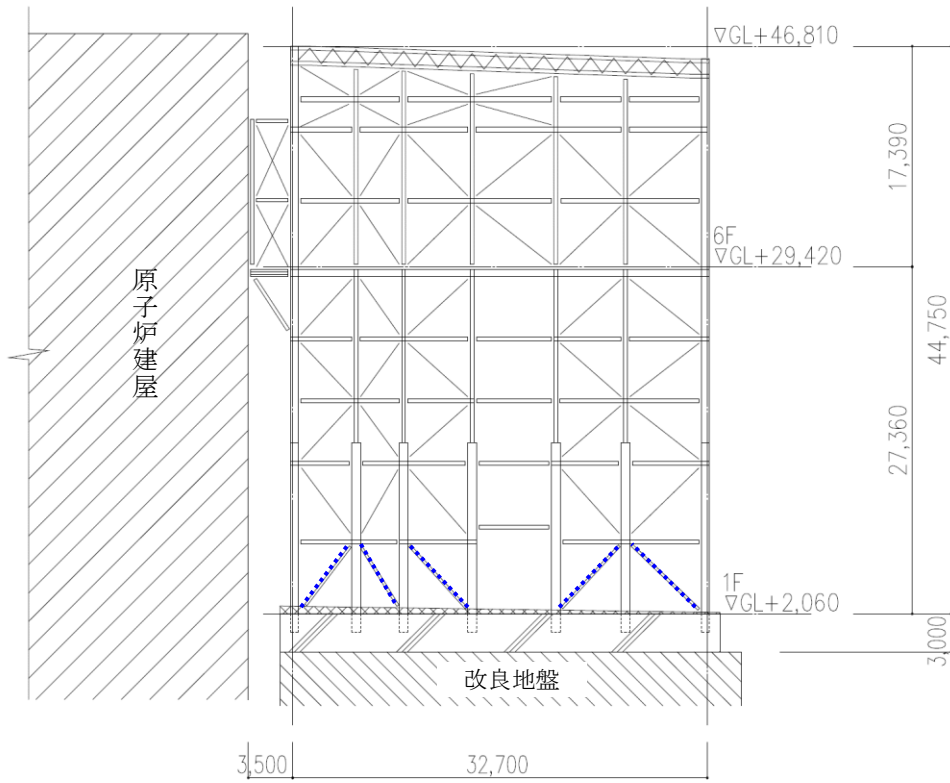


(a) 6F 伏図 (G. L. 29, 420)

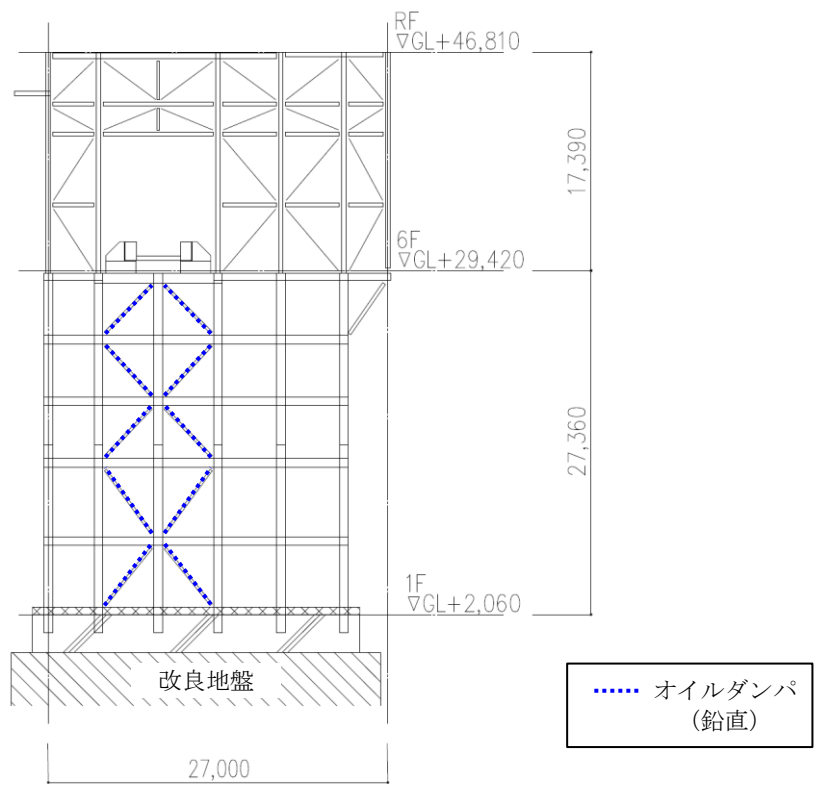


(b) 屋根伏図

図 4. 1. 2-2 燃料取り出し用構台の概要 (単位 : mm)



(a) 構台最西側軸組図



(b) 構台最北側軸組図

図 4.1.2-3 燃料取り出し用構台の概要 (単位: mm)

4.1.3 検討フロー

燃料取り出し用構台の構造強度及び耐震性の検討フローを図 4.1.3-1 に示す。

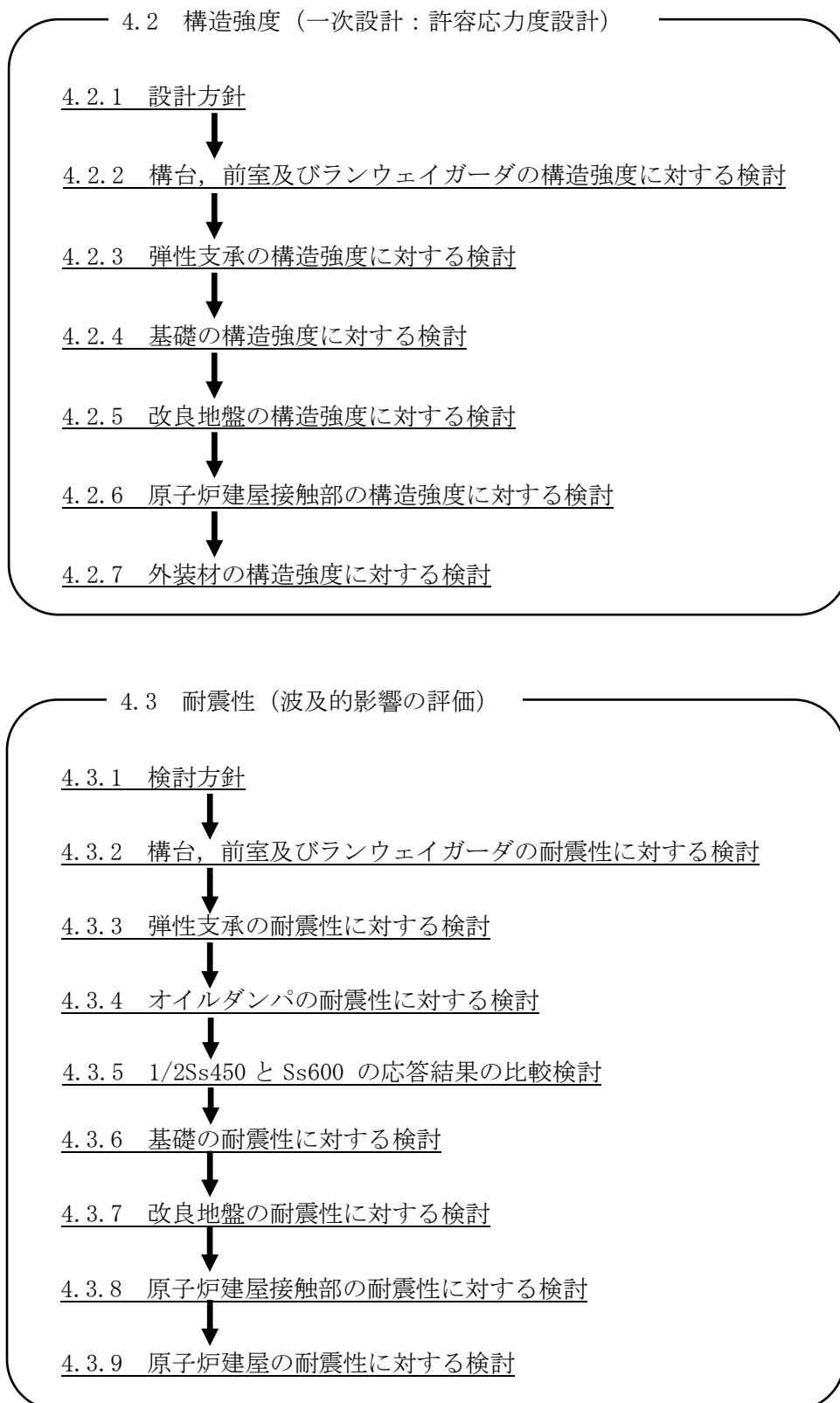


図 4.1.3-1 燃料取り出し用構台の検討フロー

4.2 構造強度

4.2.1 設計方針

構造強度の検討は、構台、前室及びランウェイガード、弾性支承、基礎及び改良地盤について許容応力度設計を実施する。

(1) 使用材料及び許容応力度

使用材料の物性値及び許容応力度を表 4.2.1-1～表 4.2.1-3 に示す。なお、弾性支承の詳細仕様については、別冊 2 8 P46, P47 参照。

表 4.2.1-1 燃料取り出し用構台の物性値及び許容応力度

材料定数

部位	材料	ヤング係数 E (N/mm ²)	ポアソン比 ν	単位体積重量 γ (kN/m ³)
架 構	鉄骨	2.05×10 ⁵	0.3	77.0
床・基礎スラブ	コンクリート	2.27×10 ⁴	0.2	23.0

コンクリートの許容応力度

(単位：N/mm²)

設計基準強度	長期			短期		
	圧縮	引張	せん断	圧縮	引張	せん断
24	8.0	—	0.73	16.0	—	1.095

鉄筋の許容応力度

(単位：N/mm²)

記号	鉄筋径	長期		短期	
		引張及び圧縮	せん断補強	引張及び圧縮	せん断補強
SD295	—	195	195	295	295
SD345	D29 未満	215	195	345	345
	D29 以上	195			

構造用鋼材の許容応力度

(単位：N/mm²)

板厚	材料	基準強度 F	許容応力度
T ≤ 40mm	SGLCC	205	JIS G 3321 に従い、左記 F の値 (降伏点又は耐力) より求める
	SS400	235 *	「建設省告示第 2464 号」に従い、左記 F の値より求める *: 終局強度は基準強度 F 値の 1.1 倍とする。
	SM490A, STK490	325 *	
	SN490B, SN490C	325 *	
T > 40mm	SN490B	295 *	
	TMCP325	325	

表 4. 2. 1-2 弾性支承の物性値

弾性支承の物性値

種別	ゴム			鋼材	
	ゴム径 (mm)	鉛直剛性 ($\times 10^3$ kN/m)	水平剛性 ($\times 10^3$ kN/m)	フランジ プレート	内部鋼板
積層ゴム	750	2140	0*	SS400	SS400

* : ローラー支承と仮定

表 4. 2. 1-3 改良地盤・支持地盤の許容応力度

改良地盤の許容応力度

(単位 : kN/m²)

設計基準強度=3000* ¹	長期			短期		
	圧縮	引張	せん断	圧縮	引張	せん断
改良地盤	1000	—	200	2000	—	400
断面欠損を考慮* ²	980	—	150	1960	—	300

*1 : 設計圧縮強度 = 5000kN/m²

*2 : 「JEAC4616-2009」に準拠し、断面欠損を鉛直方向に 2%、せん断方向に 25%考慮した

支持地盤の許容支持力度

(単位 : kN/m²)

種別	長期* ³	短期* ³
泥岩 (岩盤)	1960	3920

*3 : 「福島第一原子力発電所第 4 号機工事計画認可申請書」による

(2) 荷重及び荷重組合せ

設計で考慮する荷重を以下に示す。

1) 鉛直荷重 (VL)

燃料取り出し用構台に作用する鉛直方向の荷重で、固定荷重、機器荷重、配管荷重及び積載荷重とする。

・燃料取扱設備荷重 (CL)

燃料取扱設備による荷重を表 4.2.1-4 に示す。なお、燃料取扱設備位置の選定根拠については、別冊 2 8 P52～P54 参照。

構内用輸送容器揚重時を想定し、構内用輸送容器を含んだ重量とする。

表 4.2.1-4 燃料取扱設備荷重

位 置	合計重量(t)
原子炉建屋内(A)	310
前室内(B)	310

2) 積雪荷重 (SL)

積雪荷重は建築基準法施行令第 86 条及び福島県建築基準法施行規則細則に準拠し以下の条件とする。

なお、国土交通省告示 594 号による多雪区域以外の区域における積雪後の降雨を見込んだ割増係数を乗じた積雪荷重を考慮する。

積雪量：30cm，単位荷重：20N/m²/cm

3) 風圧力 (WL)

風圧力は建築基準法施行令第 87 条および建設省告示第 1454 号に基づき、基準風速を 30m/s，地表面粗度区分Ⅱとして算定する。速度圧の算定結果を表 4.2.1-5 に示す。

表 4.2.1-5 速度圧の算定結果

建物高さ*	平均風速の鉛直分布係数	ガスト影響係数	建物高さと粗度区分による係数	基準風速	速度圧
H(m)	Er	Gf	E	Vo(m/s)	q(N/m ²)
46.81	1.26	2.00	3.16	30	1707

*：建物高さは、安全側に水上鉄骨天端とする

4) 地震荷重 (K)

燃料取り出し用構台に作用させる地震荷重は、G.L.+2.06m（構台基礎上端レベル）を基準面とした構台の水平地震力の算定結果より設定する。水平地震力は下式より算定し、算定結果を表 4.2.1-6 および表 4.2.1-7 に示す。

$$Q_i = n \cdot C_i \cdot W_i$$

$$C_i = Z \cdot R_t \cdot A_i \cdot C_0$$

ここで、

Q_i : 層せん断力 (kN)

n : 施設の重要度に応じた係数

建築基準法で定める地震力の 1.5 倍を考慮する。

C_i : 地震層せん断力係数

W_i : 当該部分が支える重量 (kN)

Z : 地震地域係数 ($Z=1.0$)

R_t : 振動特性係数 ($R_t=0.8$)

A_i : 地震層せん断力係数の高さ方向の分布係数で、燃料取り出し用構台の固有値を用いたモーダル解析法（二乗和平方根法）により求める。

C_0 : 標準せん断力係数 ($C_0=0.2$)

i 層の水平震度 k_i は、下式によって算定する。

$$P_i = Q_i - Q_{i-1}$$

$$k_i = P_i / w_i$$

ここで、

P_i : 当該階とその直下階の水平地震力の差 (kN)

w_i : 各階重量 (kN)

表 4.2.1-6 燃料取り出し用構台の水平震度の算定結果 (NS 方向)

階	標高 G. L. (m)	各階重量 wi (kN)	Wi (kN)	Ai	n · Ci	Qi (kN)	Pi (kN)	水平震度 ki
R	46.81	3523.2	—	—	—	—	1068	0.304
8	46.81~40.42	2275.1	3523.2	1.263	0.303	1068	655	0.288
7	40.42~34.82	1316.1	5798.3	1.238	0.297	1722	354	0.269
6	34.82~29.42	22168.4	7114.4	1.216	0.293	2076	5631	0.254
5	29.42~24.30	2805.8	29282.8	1.097	0.263	7707	638	0.228
4	24.30~19.38	2426.8	32088.5	1.084	0.260	8345	487	0.201
3	19.38~14.46	2957.4	34515.3	1.066	0.257	8832	524	0.178
2	14.46~8.26	3530.4	37472.7	1.040	0.249	9356	484	0.138
1	8.26~2.06	—	41003.1	1.000	0.240	9841	—	—

表 4.2.1-7 燃料取り出し用構台の水平震度の算定結果 (EW 方向)

階	標高 G. L. (m)	各階重量 wi (kN)	Wi (kN)	Ai	n · Ci	Qi (kN)	Pi (kN)	水平震度 ki
R	46.81	3523.2	—	—	—	—	1147	0.326
8	46.81~40.42	2275.1	3523.2	1.357	0.326	1147	719	0.317
7	40.42~34.82	1316.1	5798.3	1.341	0.323	1866	376	0.286
6	34.82~29.42	22168.4	7114.4	1.313	0.315	2242	6033	0.273
5	29.42~24.30	2805.8	29282.8	1.178	0.282	8276	609	0.217
4	24.30~19.38	2426.8	32088.5	1.154	0.278	8884	394	0.163
3	19.38~14.46	2957.4	34515.3	1.120	0.269	9278	339	0.115
2	14.46~8.26	3530.4	37472.7	1.069	0.257	9617	224	0.064
1	8.26~2.06	—	41003.1	1.000	0.240	9841	—	—

5) 荷重組合せ

設計で考慮する燃料取扱設備の位置を図 4.2.1-1 に、荷重組合せを表 4.2.1-8 に示す。

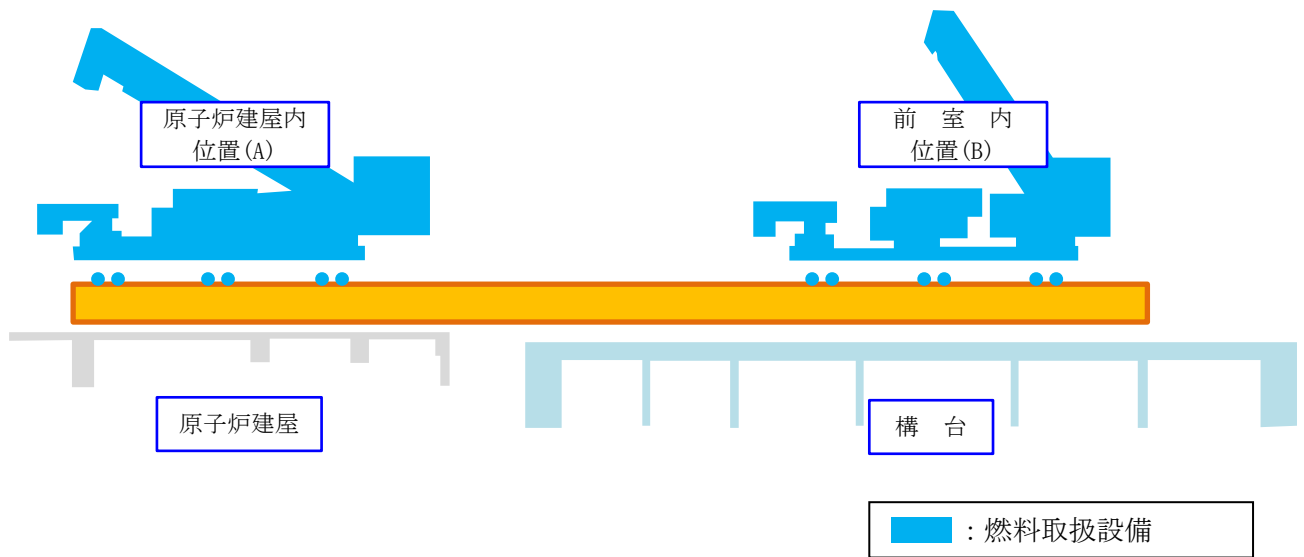


図 4.2.1-1 燃料取扱設備の位置

表 4.2.1-8 荷重組合せ

想定する状態	荷重ケース	荷重組合せ内容	許容応力度
常時	C	VL	長期
積雪時	S	VL+SL	短期
暴風時	W	VL+WL	
地震時	E1	VL+K(+NS)	
	E2	VL+K(-NS)	
	E3	VL+K(+EW)	
	E4	VL+K(-EW)	

注：各荷重ケースにおいて、燃料取扱設備の位置は原子炉建屋内位置(A)と前室内位置(B)の2ケース考慮する。

地震時と暴風時の燃料取り出し用構台の層せん断力について、風荷重の受圧面積が大きい EW 方向で比較した結果を図 4.2.1-2 に示す。図 4.2.1-2 より、地震時の層せん断力は暴風時の層せん断力を包絡しており、支配的な荷重である。

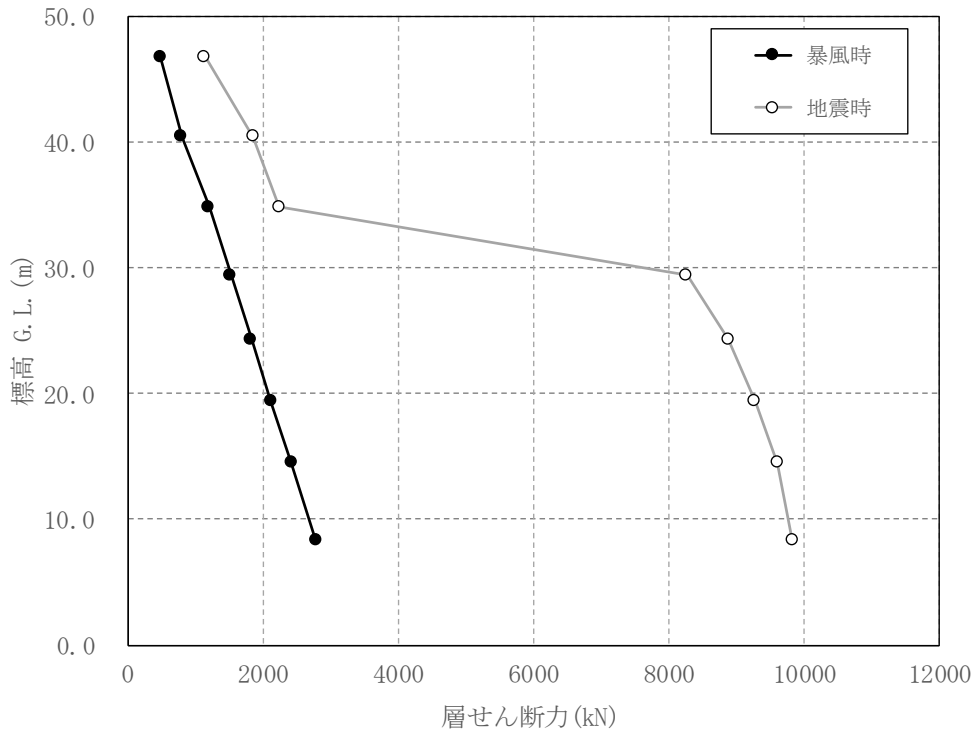


図 4. 2. 1-2 地震時と暴風時の層せん断力の比較 (EW 方向)

4.2.2 構台、前室及びランウェイガーダの構造強度に対する検討

(1) 解析モデル

架構の解析モデルは、構台及び前室とランウェイガーダを構成する主要な鉄骨部材からなる立体架構モデルとする。図4.2.2-1に架構の立体解析モデルを示す。解析モデルの柱脚部は固定とする。

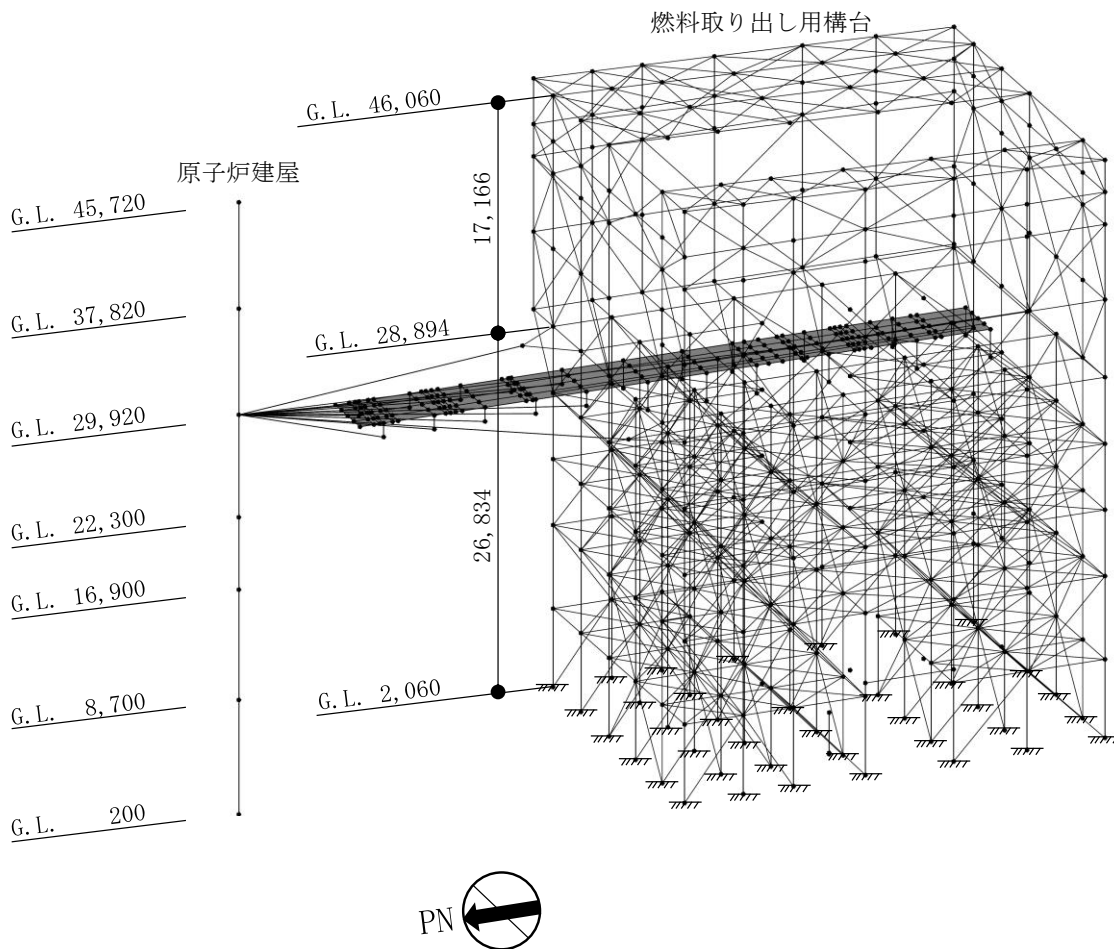


図 4.2.2-1 解析モデル

(2) 断面検討

1) 柱及び梁部材の検討

部材の応力度比は、「鋼構造設計規準」に従い、2方向の曲げ、軸力及びせん断力の各最大応力と各許容応力度との比を組み合わせた値で表される。

$$\cdot \text{軸圧縮の場合} \quad \sqrt{\left(\frac{\sigma_c}{f_c} + \frac{\sigma_{by}}{f_{by}} + \frac{\sigma_{bz}}{f_{bz}}\right)^2 + \left(\frac{\tau}{f_s}\right)^2} \leq 1$$

$$\cdot \text{軸引張の場合} \quad \sqrt{\left(\frac{\sigma_t}{f_t} + \frac{\sigma_{by}}{f_{by}} + \frac{\sigma_{bz}}{f_{bz}}\right)^2 + \left(\frac{\tau}{f_s}\right)^2} \leq 1$$

ここで、 σ_c, σ_t : 圧縮応力度 (N/A) 及び引張応力度 (T/A) (N/mm²)

N : 圧縮力(N), T : 引張力(N), A : 断面積(mm²)

σ_{by}, σ_{bz} : 強軸まわりの曲げ応力度 (M_y/Z_y)

及び弱軸まわりの曲げ応力度 (M_z/Z_z) (N/mm²)

M_y, Z_y : 強軸まわりの曲げモーメント(Nm) 及び断面係数(mm³)

M_z, Z_z : 弱軸まわりの曲げモーメント(Nm) 及び断面係数(mm³)

τ : せん断応力度 (Q/A_s) (N/mm²)

Q : せん断力(N), A_s : せん断断面積(mm²)

f_c : 許容圧縮応力度(N/mm²)

f_t : 許容引張応力度(N/mm²)

f_{by} : 強軸まわりの許容曲げ応力度(N/mm²)

f_{bz} : 弱軸まわりの許容曲げ応力度(N/mm²)

f_s : 許容せん断応力度(N/mm²)

2) トラス梁の斜材, ブレースの検討

応力度比の検討は、軸力に対し下式にて検討を行う。

$$\cdot \text{軸圧縮の場合} \quad \frac{\sigma_c}{f_c} \leq 1$$

$$\cdot \text{軸引張の場合} \quad \frac{\sigma_t}{f_t} \leq 1$$

ここで、 σ_c, σ_t : 圧縮応力度 (N/A) 及び引張応力度 (T/A) (N/mm²)

N : 圧縮力(N), T : 引張力(N), A : 断面積(mm²)

f_c : 許容圧縮応力度(N/mm²)

f_t : 許容引張応力度(N/mm²)

表 4. 2. 2-1 に常時に応力度比が最大となる部位の断面検討結果を、図 4. 2. 2-2 に応力度比が最大となる部材を示した図を示す。同様に、表 4. 2. 2-2 に地震時に応力度比が最大となる部位の断面検討結果を、図 4. 2. 2-3 に応力度比が最大となる部位を示した図を示す。

断面検討の結果、全ての部材に対する応力度比が 1 以下になることを確認した。

表 4. 2. 2-1 断面検討結果（常時）

部 位		部材形状 (mm) <使用材料>	荷重ケース (位置)	作用応力度 (N/mm ²)		許容応力度 (N/mm ²)		応力度比	判定
前 室	㊸柱	H-1500×400 ×16×32 <SM490A>	C (A, B)	σ_c	7.4	f_c	203	0.32	O. K.
				σ_{by}	49.7	f_{by}	211		
				σ_{bz}	9.4	f_{bz}	216		
				τ	4.6	f_s	125		
	㊸梁	H-1500×500 ×19×40 <SM490A>	C (A, B)	σ_t	0.2	f_t	216	0.11	O. K.
				σ_{by}	5.1	f_{by}	193		
				σ_{bz}	16.0	f_{bz}	216		
				τ	1.2	f_s	125		
	㊸鉛直 ブレース	ϕ -355.6×9.5 <STK490>	C (A, B)	σ_c	30.2	f_c	157	0.20	O. K.
	㊸屋根トラ ス上下弦材	H-300×300×16 ×16 <SM490A>	C (A, B)	σ_c	76.4	f_c	174	0.45	O. K.
				σ_{bz}	2.1	f_{bz}	216		
				τ	0.2	f_s	125		
㊸屋根トラ ス斜材	2[s-150×75× 6.5×10 <SS400>	C (A, B)	σ_c	59.9	f_c	136	0.45	O. K.	
㊸ランウエ イガード	\square -1500×900× (80+40)×80 <SN490B>	C (B)	σ_c	0.0	f_c	196	0.25	O. K.	
			σ_b	45.7	f_b	196			
			τ	9.2	f_s	113			
構 台	㊸柱	H-700×300 ×16×32 <SM490A>	C (B)	σ_c	48.7	f_c	144	0.48	O. K.
				σ_{by}	20.5	f_{by}	161		
				σ_{bz}	2.1	f_{bz}	216		
				τ	3.8	f_s	125		
	㊸梁	H-800×350 ×19×36 <SM490A>	C (B)	σ_c	0.0	f_c	200	0.44	O. K.
				σ_{by}	59.0	f_{by}	207		
				σ_{bz}	0.0	f_{bz}	216		
				τ	41.4	f_s	125		
㊸鉛直 ブレース	ϕ -355.6×9.5 <STK490>	C (B)	σ_c	21.4	f_c	142	0.16	O. K.	

*1 : ㊸～㊸の符号は図 4. 2. 2-2 の応力検討箇所を示す

*2 : ()内は、燃料取扱設備の位置を示す。(表 4. 2. 1-4 参照)

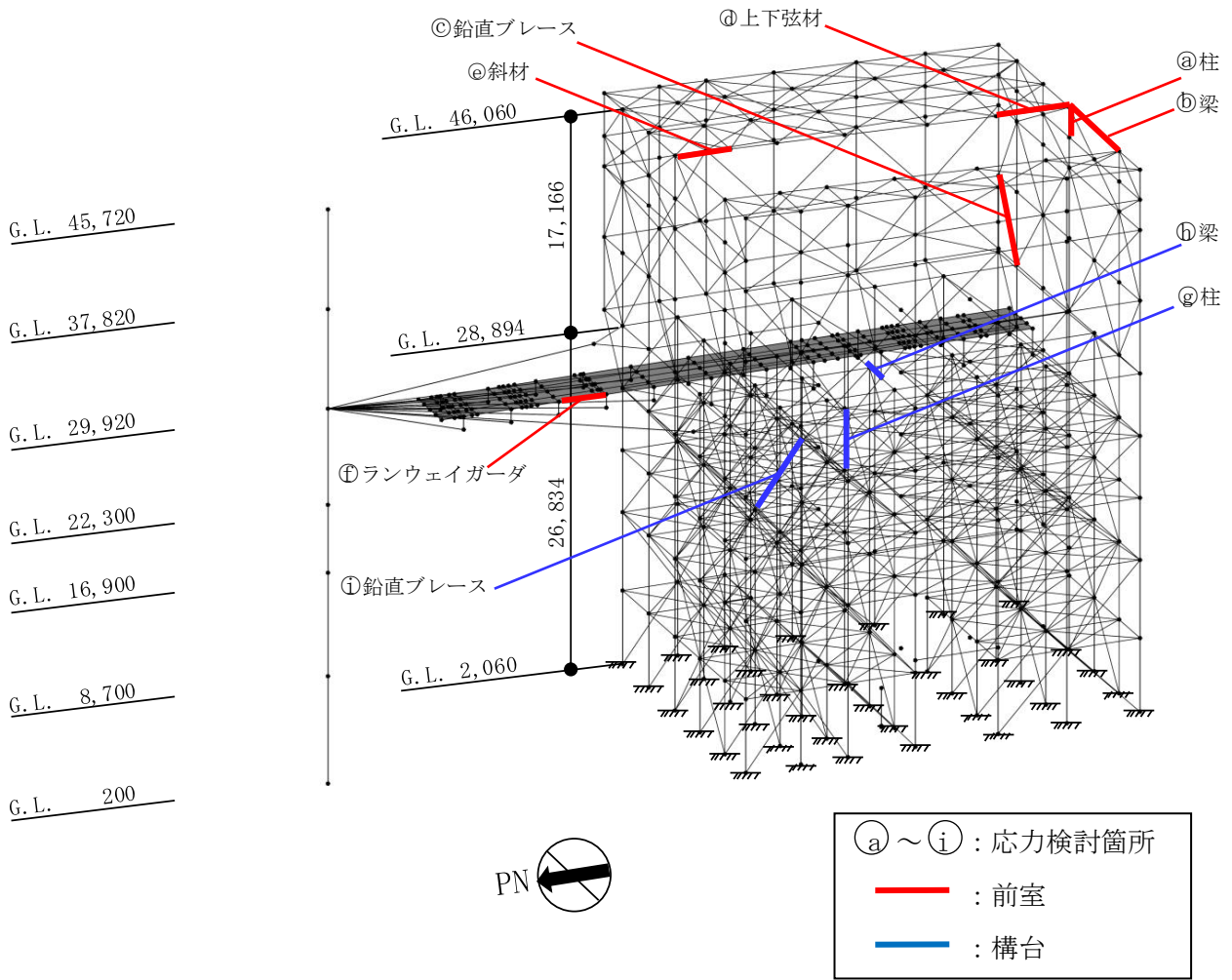


図 4. 2. 2-2 応力度比が最大となる部材 (常時)

表 4. 2. 2-2 断面検討結果 (地震時)

部 位		部材形状 (mm) <使用材料>	荷重ケース (位置)	作用応力度 (N/mm ²)		許容応力度 (N/mm ²)		応力度比	判定
前 室	㊸柱	H-1500×400 ×16×32 <SM490A>	E3 (B)	σ_c	7.8	f_c	304	0.25	O. K.
				σ_{by}	48.5	f_{by}	316		
				σ_{bz}	21.1	f_{bz}	324		
				τ	4.4	f_s	187		
	㊸梁	H-390×300 ×10×16 <SM490A>	E3 (B)	σ_t	9.2	f_t	192	0.17	O. K.
				σ_{by}	0.0	f_{by}	220		
				σ_{bz}	37.5	f_{bz}	324		
				τ	0.6	f_s	187		
	㊸鉛直 ブレース	ϕ -406.4×12.7 <STK490>	E3 (A)	σ_c	76.2	f_c	253	0.31	O. K.
	㊸水平ブ レース	2[s-150×75×9 ×12.5 <SS400>	E3 (A)	σ_t	35.8	f_t	234	0.16	O. K.
㊸屋根トラ ス上下弦材	H-300×300×16 ×16 <SM490A>	E4 (A)	σ_c	80.3	f_c	261	0.35	O. K.	
			σ_{bz}	10.5	f_{bz}	324			
			τ	0.3	f_s	187			
㊸屋根トラ ス斜材	2[s-150×75× 6.5×10 <SS400>	E2 (A, B)	σ_c	61.0	f_c	204	0.30	O. K.	
㊸ランウェ イガーダ	□-1500×900× (80+40)×80 <SN490B>	E3 (B)	σ_c	14.3	f_c	294	0.22	O. K.	
			σ_b	45.7	f_b	294			
			τ	9.2	f_s	169			
構 台	㊸柱	(X)H-700×300 ×40×40 (Y)H-700×350 ×40×40 <SM490A>	E1 (A)	σ_c	42.5	f_c	285	0.67	O. K.
				σ_{by}	11.2	f_{by}	312		
				σ_{bz}	154.4	f_{bz}	324		
				τ	7.3	f_s	187		
	㊸梁	H-700×350 ×19×36 <SM490A>	E3 (A)	σ_c	1.0	f_c	241	0.57	O. K.
				σ_{by}	134.0	f_{by}	261		
				σ_{bz}	2.1	f_{bz}	324		
				τ	38.1	f_s	187		
	㊸鉛直 ブレース	ϕ -406.4×9.5 <STK490>	E2 (A)	σ_t	83.8	f_t	231	0.37	O. K.
	㊸水平 ブレース	[-180×75×7× 10.5 <SS400>	E1 (A)	σ_t	44.5	f_t	234	0.20	O. K.

*1: ㊸~㊸の符号は図 4. 2. 2-3 の応力検討箇所を示す

*2: ()内は、燃料取扱設備の位置を示す。(表 4. 2. 1-4 参照)

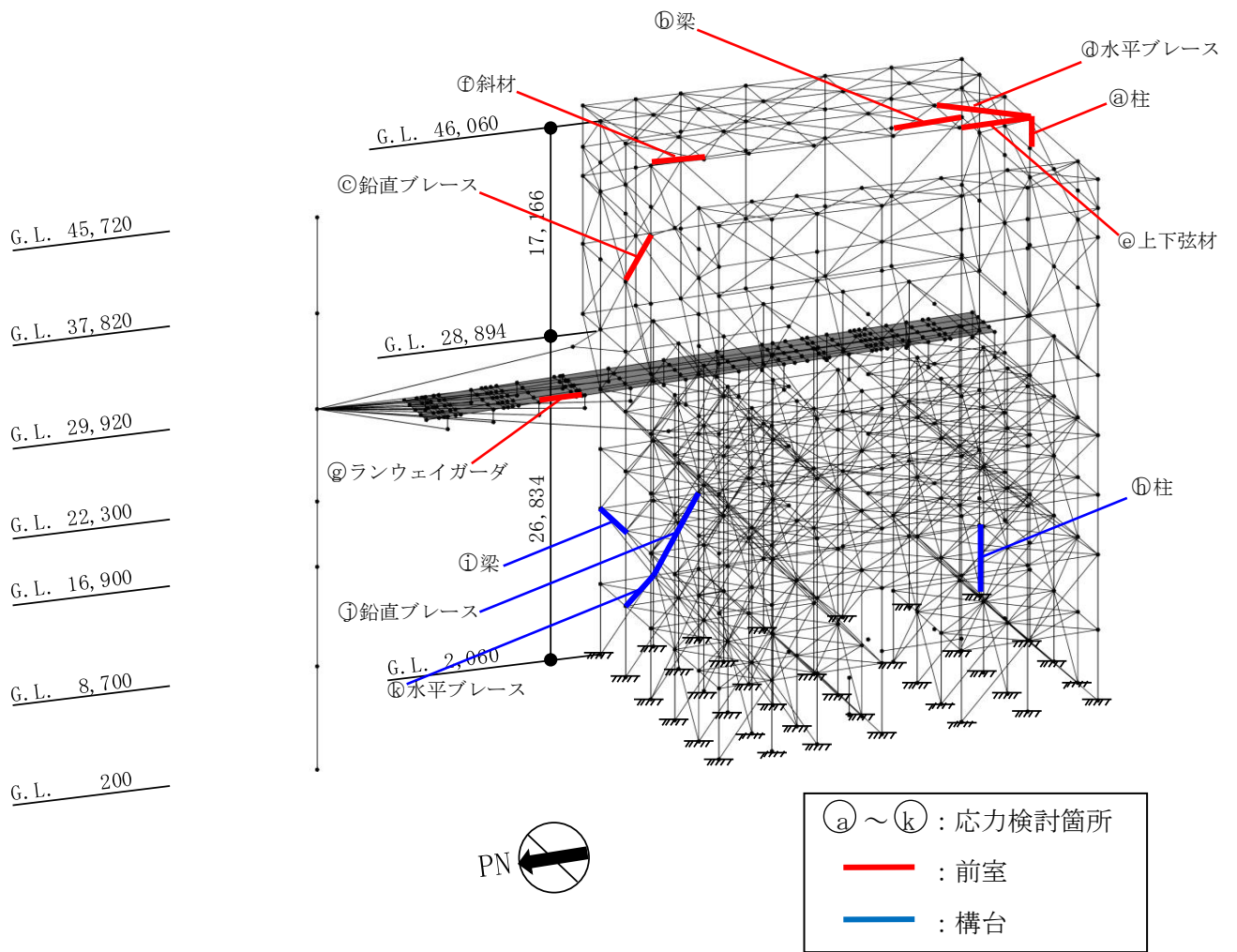


図 4.2.2-3 応力度比が最大となる部材 (地震時)

4.2.3 弾性支承の構造強度に対する検討

弾性支承に作用する圧縮力による面圧が、弾性支承の圧縮限界強度以下となることを確認する。圧縮限界強度はゴム材料の弾性係数に応じて製品が規定する数値である。

検討の結果、最大圧縮面圧が圧縮限界強度以下となることを確認した。

表 4.2.3-1 弾性支承の構造強度に対する検討結果

設置位置	最大面圧発生ケース (位置)*	圧縮限界強度 σ_v (N/mm ²)	最大圧縮面圧 σ_D (N/mm ²)	σ_D / σ_v	判定
西側	E2(A)	43.00	6.37	0.15	O.K.
東側	E2(A)	43.00	6.36	0.15	O.K.

* : ()内は、燃料取扱設備の位置を示す。(表 4.2.1-4 参照)

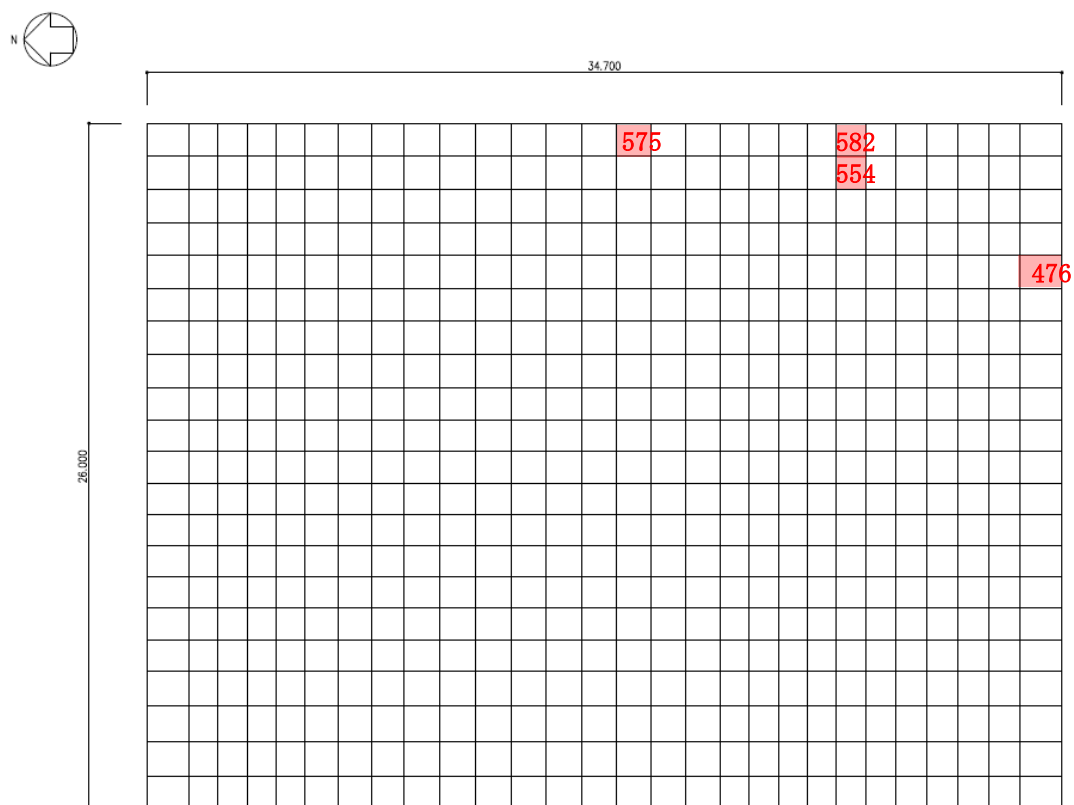
4.2.4 基礎の構造強度に対する検討

(1) 設計方針

基礎の応力解析は、弾性地盤上に支持された版として有限要素法を用いて行い、解析モデルは図 4.2.4-1 に示すように四辺形の均質等方な板要素により構成し、支持地盤は等価な弾性ばねとしてモデル化する。但し、浮き上がった場合は、ばねの剛性が 0 となる。

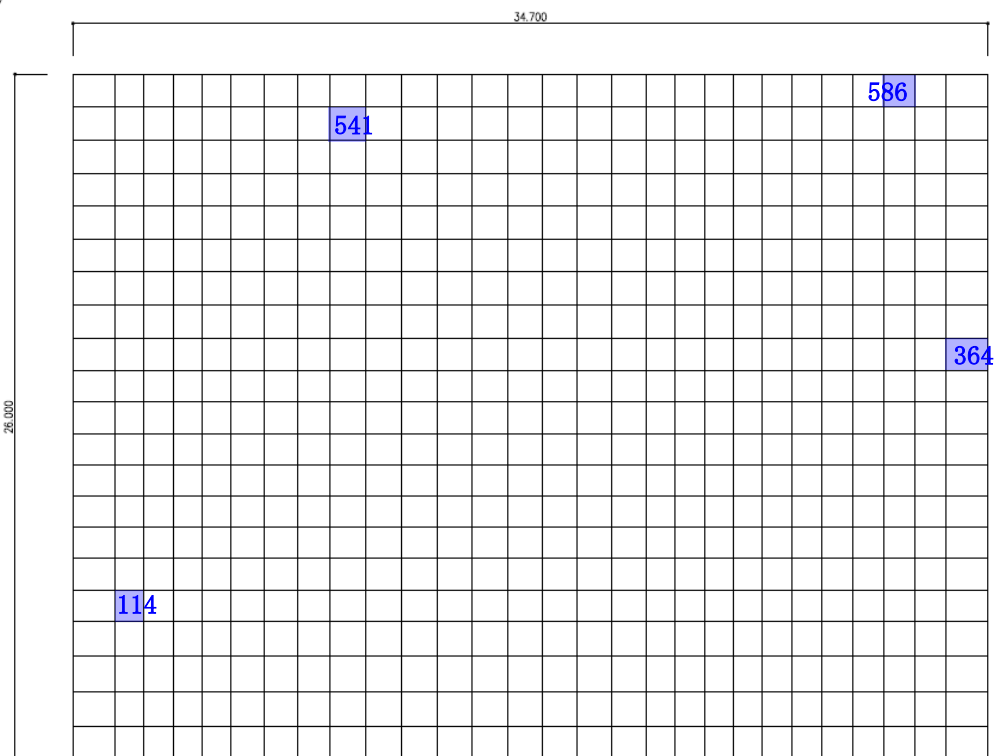
(2) 解析モデル

解析モデルを図 4.2.4-1、図 4.2.4-2 に示す。



凡例 #### : 断面算定要素(常時:C) (数字は要素番号)

図 4.2.4-1 解析モデル図(常時:C) (単位: mm)




凡例  : 断面算定要素(地震時:E1~E4) (数字は要素番号)

図 4. 2. 4-2 解析モデル図 (単位 : mm)

(3) 断面検討

組合せた応力より、各要素の必要鉄筋比を「原子力施設鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説」より求め、設計配筋が必要鉄筋比を上回ること及び面外せん断力が許容せん断力以下であることを確認する。必要鉄筋比が最大となる要素と設計面外せん断力と許容せん断力との比が最大になる要素の断面検討結果を表 4.2.4-1, 表 4.2.4-2 に示し、配筋図を図 4.2.4-3 に示す。

断面検討の結果、設計配筋は必要鉄筋比を上回り、面外せん断力は許容せん断力以下であることを確認した。

表 4. 2. 4-1 断面検討結果 (常時:C)

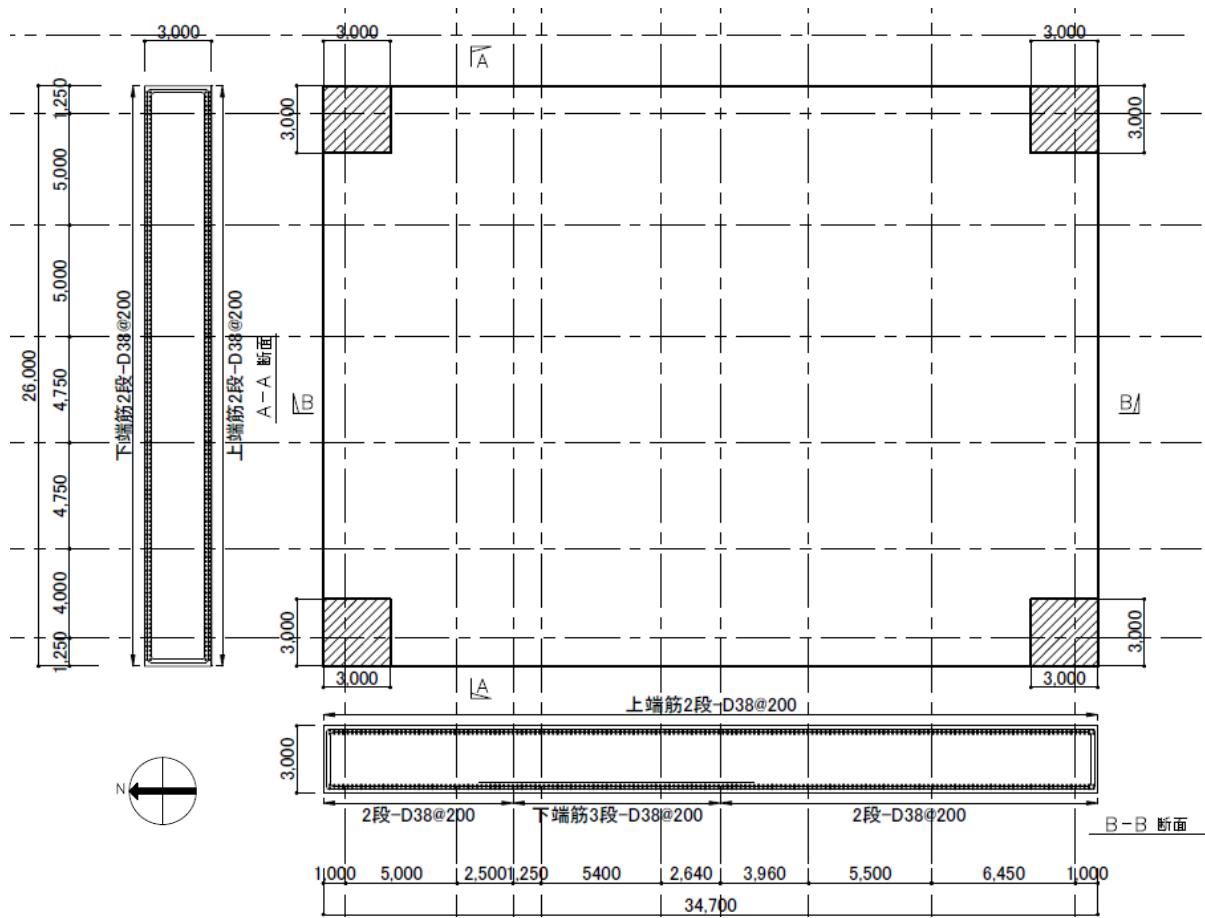
要素番号	方向	荷重ケース (位置)*1	設計応力		N/(b・D) ^{*2} (×10 ⁻² N/mm ²)	M/(b・D ²) (×10 ⁻² N/mm ²)	Pt (%)	設計配筋 上段：上端筋 下段：下端筋 (pt:%)	設計面外 せん断力 Q (kN/m)	許容せん断力 f _s ・b・j (kN/m)	判定
			N*2 (kN/m)	M (kN・m/m)							
575	NS	C(B)	-0.5	408.2	0.000	0.045	0.026	2-D38@200 2-D38@200 (0.38) (0.38)	75.5	1775	O.K.
476	EW	C(B)	-0.8	798.1	0.000	0.089	0.051	2-D38@200 2-D38@200 (0.38) (0.38)	101.1	1775	O.K.
582	NS	C(B)	1.6	75.3	0.001	0.008	0.005	2-D38@200 2-D38@200 (0.38) (0.38)	466.3	1775	O.K.
554	EW	C(B)	-0.7	22.0	0.000	0.002	0.001	2-D38@200 2-D38@200 (0.38) (0.38)	488.7	1775	O.K.

表 4. 2. 4-2 断面検討結果 (地震時:E1~E4)

要素番号	方向	荷重ケース (位置)*1	設計応力		N/(b・D) ^{*2} (×10 ⁻² N/mm ²)	M/(b・D ²) (×10 ⁻² N/mm ²)	Pt (%)	設計配筋 上段：上端筋 下段：下端筋 (pt:%)	設計面外 せん断力 Q (kN/m)	許容せん断力 f _s ・b・j (kN/m)	判定
			N*2 (kN/m)	M (kN・m/m)							
541	NS	E2(B)	-119.5	969.9	0.040	0.108	0.061	2-D38@200 3-D38@200 (0.38) (0.57)	50.8	2616	O.K.
114	EW	E4(A)	-104.7	1140.3	0.035	0.127	0.046	2-D38@200 2-D38@200 (0.38) (0.38)	14.4	2663	O.K.
586	NS	E3(A)	29.4	316.8	0.010	0.035	0.010	2-D38@200 2-D38@200 (0.38) (0.38)	748.8	2663	O.K.
364	EW	E1(B)	26.5	109.7	0.009	0.012	0.003	2-D38@200 2-D38@200 (0.38) (0.38)	677.2	2663	O.K.

*1：()内は、燃料取扱設備の位置を示す。(表 4. 2. 1-4 参照)

*2：圧縮を正とする。



▨部は面外せん断補強を実施
D19@400×200

図 4. 2. 4-3 基礎の配筋図 (単位 : mm)

4.2.5 改良地盤の構造強度に対する検討

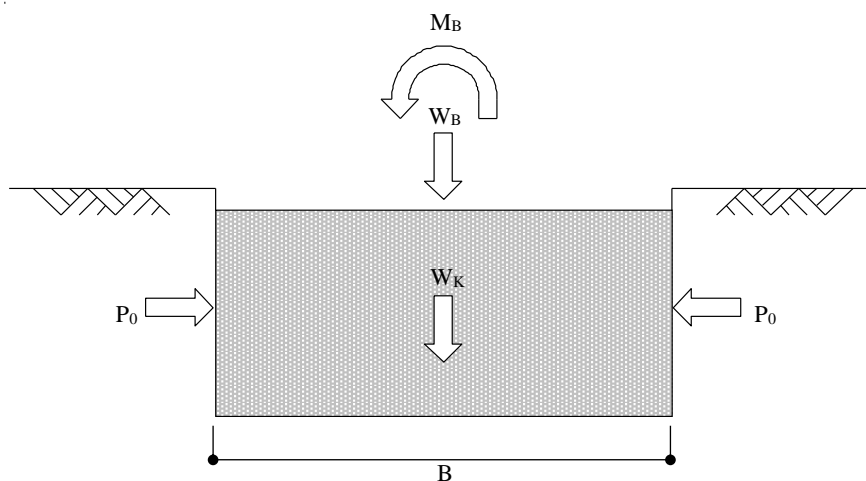
(1) 設計方針

燃料取り出し用構台を支持する改良地盤は、基礎直下の地盤を南北方向に 34.7m、東西方向に 26.0m、改良厚さ 7.16m とし、G.L. -8.1m の泥岩に支持する。検討は「JEAC4616-2009」に準拠し、常時及び地震時の改良地盤に生じる最大応力が許容応力度以下であることを確認する。さらに、改良地盤直下の支持地盤の支持力に対して、常時及び地震時の改良地盤に生じる最大接地圧が許容支持力度以下であることを確認する。

(2) 常時に対する検討

1) 改良地盤の検討

常時において、改良地盤底面に生じる最大接地圧が改良地盤の長期許容圧縮応力度以下であることを確認する。図 4.2.5-1 に作用荷重を示す。



W_B : 燃料取り出し用構台荷重

W_K : 改良地盤の自重

M_B : 燃料取り出し用構台の偏心による転倒モーメント

P_0 : 長期設計用土圧

B : 改良幅

図 4.2.5-1 作用荷重 (常時:C)

改良地盤の荷重負担範囲は、基礎底盤における矩形断面部分を対象とした面積 $A=902.2\text{m}^2$ 、断面係数 $Z_x=3909\text{m}^3$ 、 $Z_y=5217\text{m}^3$ として算定する。改良地盤底面に生じる最大接地圧は下式にて求める。

$$\begin{aligned} \text{鉛直力の合計} & \quad \Sigma W = WB+WK = 233360 \text{ kN} \\ \text{転倒モーメントの合計} & \quad \Sigma M_{BX} = 32707 \text{ kNm (X軸回り:EW方向加力)} \\ & \quad \Sigma M_{BY} = 58936 \text{ kNm (Y軸回り:NS方向加力)} \\ \text{改良地盤の最大接地圧} & \quad q_r = \Sigma W/A + \Sigma M_{BX}/Z_x + \Sigma M_{BY}/Z_y = 279 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

改良地盤に生じる最大接地圧 (q_r) は、改良地盤の長期許容圧縮応力度 (ι_{fsc}) 以下であることを確認した。

$$q_r = 279 \text{ kN/m}^2 \leq \iota_{fsc} = 980 \text{ kN/m}^2$$

2) 支持力の検討

改良地盤底面に生じる最大接地圧 (q_r) が、改良地盤直下の支持地盤の長期許容支持力度 (ι_{qa}) 以下であることを確認した。

$$\begin{aligned} \text{改良地盤の最大接地圧} & \quad q_r = 279 \text{ kN/m}^2 \\ \text{支持地盤の長期許容支持力度} & \quad \iota_{qa} = 1960 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

$$q_r = 279 \text{ kN/m}^2 \leq \iota_{qa} = 1960 \text{ kN/m}^2$$

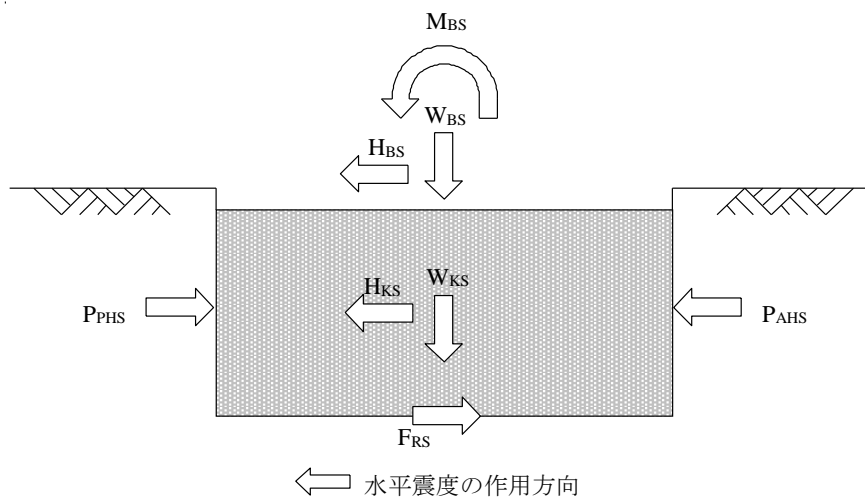
3) 沈下の検討

支持地盤は泥岩（岩盤）であるため、沈下の検討は不要である。

(3) 地震時に対する検討

1) 改良地盤の検討

地震時において、改良地盤底面の最大接地圧及びせん断応力が、改良地盤の短期許容応力度以下であることを確認する。図 4.2.5-2 に作用荷重を示す。



W_{BS} : 燃料取り出し用構台荷重

W_{KS} : 改良地盤の自重

H_{BS} : 燃料取り出し用構台による水平力

M_{BS} : 燃料取り出し用構台による改良地盤底面における
転倒モーメント

H_{KS} : 改良地盤の慣性力 (地中震度 0.15)

P_{AHS} : 地震時主働土圧による水平力

P_{PHS} : 地震時受働土圧による水平力

F_{RS} : 支持地盤のせん断抵抗力

図 4.2.5-2 作用荷重 (地震時:E1~E4)

改良地盤の荷重負担範囲は、基礎底盤における矩形断面部分を対象とした面積 $A=902.2\text{m}^2$ 、断面係数 $Z_X=3909\text{m}^3$ 、 $Z_Y=5217\text{m}^3$ として算定する。改良地盤底面の最大接地圧 (q_{1S}) 及び最大せん断応力 (τ_{\max}) は下式にて求める。

$$\begin{aligned} \text{鉛直力の合計} & \quad \Sigma W = W_{BS}+W_{KS} = 233360 \text{ kN} \\ \text{水平力の合計} & \quad \Sigma H_X = H_{BS}+H_{KS}+P_{AHS}+P_{PHS} = 37007 \text{ kN (NS 方向)} \\ & \quad \Sigma H_Y = H_{BS}+H_{KS}+P_{AHS}+P_{PHS} = 37391 \text{ kN (EW 方向)} \\ \text{転倒モーメントの合計} & \quad \Sigma M_X = M_{BS}+M_{KS}+M_{AHS}+M_{PHS} = 629283 \text{ kNm (X 軸回り:EW 方向加力)} \\ & \quad \Sigma M_Y = M_{BS}+M_{KS}+M_{AHS}+M_{PHS} = 611209 \text{ kNm (Y 軸回り:NS 方向加力)} \end{aligned}$$

ここに、 M_{KS} : 改良地盤の転倒モーメント
 M_{AHS} : 地震時主働土圧による転倒モーメント
 M_{PHS} : 地震時受働土圧による転倒モーメント

$$\begin{aligned} \text{改良地盤底面の最大接地圧} & \quad q_{1SX} = \Sigma W/A + \Sigma M_Y/Z_Y = 396 \text{ kN/m}^2 \\ & \quad q_{1SY} = \Sigma W/A + \Sigma M_X/Z_X = 440 \text{ kN/m}^2 \\ \text{改良地盤底面の最大せん断応力} & \quad \tau_{X\max} = 1.2 \times \Sigma H_X/A = 50 \text{ kN/m}^2 \\ & \quad \tau_{Y\max} = 1.2 \times \Sigma H_Y/A = 50 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

改良地盤底面の最大接地圧 (q_{1S}) 及び最大せん断応力 (τ_{\max}) は短期許容応力度 (${}_s f_{sc}$ 及び ${}_s f_{ss}$) 以下であることを確認した。

$$\begin{aligned} q_{1S} = 440 \text{ kN/m}^2 & \leq {}_s f_{sc} = 1960 \text{ kN/m}^2 \\ \tau_{\max} = 50 \text{ kN/m}^2 & \leq {}_s f_{ss} = 300 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

2) 支持力の検討

改良地盤底面に生じる最大接地圧 (q_{1S}) が、改良地盤直下の支持地盤の短期許容支持力度 (${}_s q_a$) 以下であることを確認した。

$$\begin{aligned} \text{改良地盤の最大接地圧} & \quad q_{1S} = 440 \text{ kN/m}^2 \\ \text{支持地盤の短期許容支持力度} & \quad {}_s q_a = 3920 \text{ kN/m}^2 \\ q_{1S} = 440 \text{ kN/m}^2 & \leq {}_s q_a = 3920 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

4.2.6 原子炉建屋接触部の構造強度に対する検討

(1) 弾性支承反力に対する検討

弾性支承からの反力によって原子炉建屋 RC 梁に生じるせん断力が、梁の許容せん断耐力以下となることを確認する。

弾性支承の反力は基本的に、プール壁及び下階柱に直接かかるように配置するが、一部梁端に作用するため、それを考慮する。

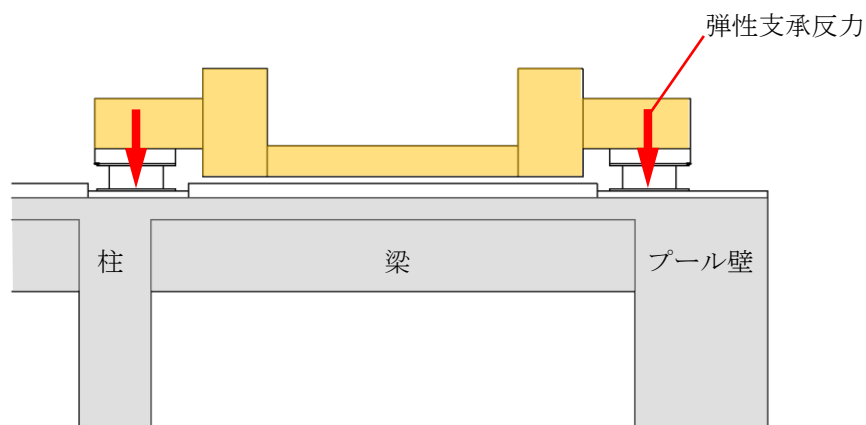


図 4.2.6-1 弾性支承からの反力

検討の結果、梁の発生せん断力が長期許容せん断力以下になることを確認した。

表 4.2.6-1 弾性支承反力に対する検討結果

部位	荷重ケース (位置)*	梁端せん断力 Q (kN)	長期許容せん断力 Qa (kN)	耐力比 Q/Qa	判定
弾性支承受梁	C (A)	760	1486	0.52	O.K.

* : ()内は、燃料取扱設備の位置を示す。(表 4.2.1-4 参照)

4.2.7 外装材の構造強度に対する検討

(1) 設置目的

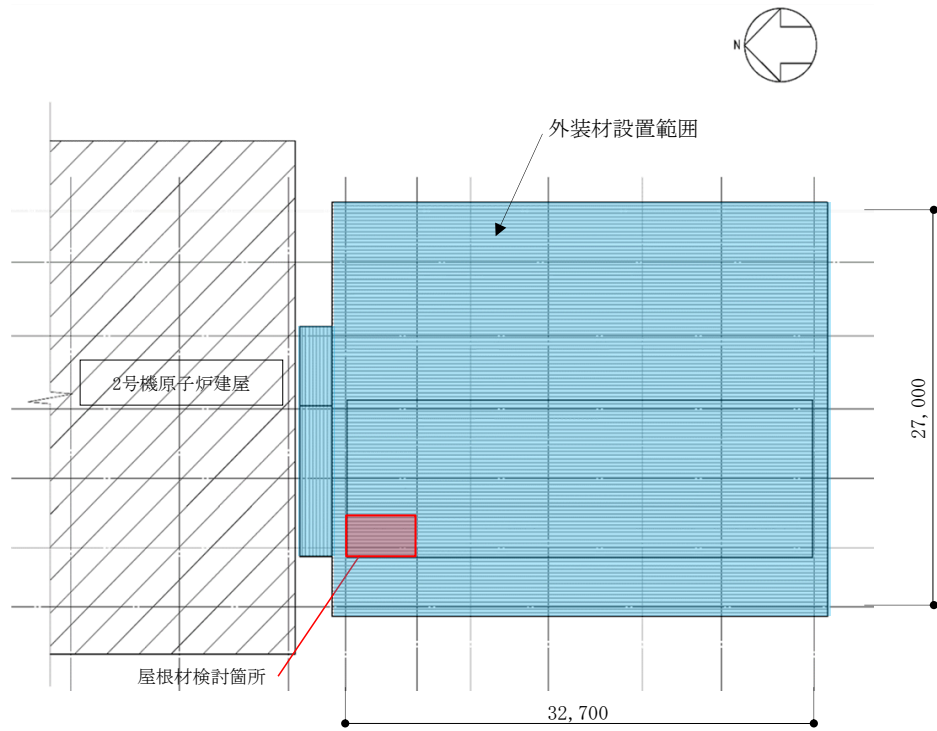
燃料取り出し用構台前室周囲には、燃料取り出し作業環境の整備並びに放射性物質の飛散・拡散防止のため、外装材を設置する。

(2) 評価方針

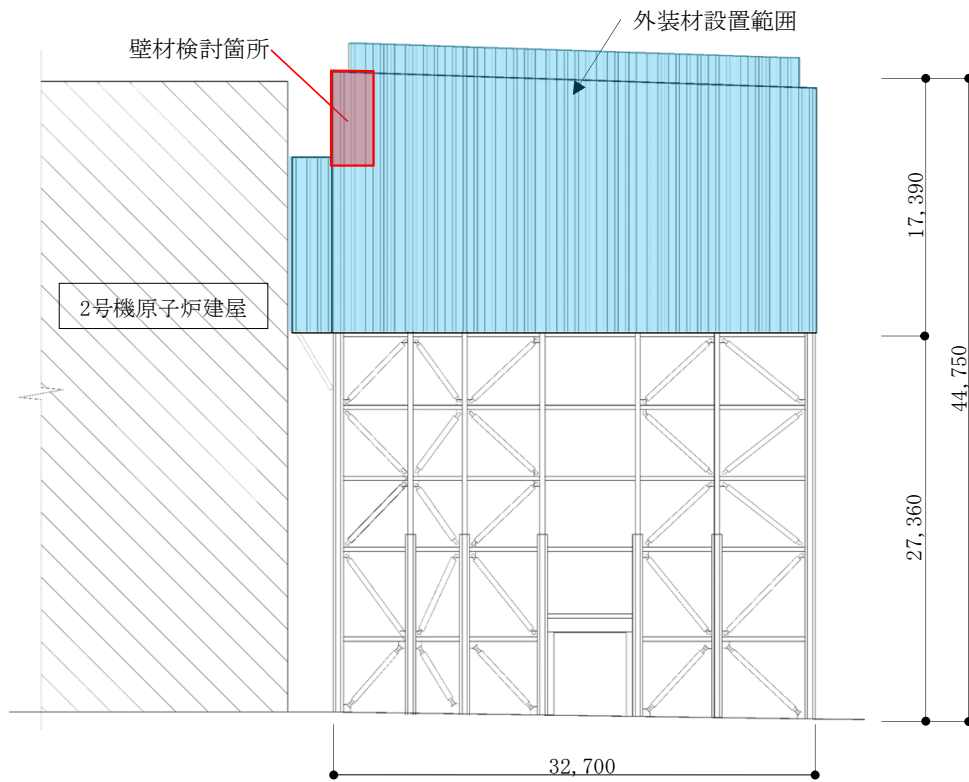
架構の屋根材、壁材には金属製外装材を用いる。断面検討は、屋根材、壁材それぞれに風圧力によって生じる応力度が短期許容応力度以下であることを確認する。

(3) 検討箇所

短期事象においては、暴風時の影響が支配的であることから、積雪時及び地震時の検討は省略する。検討箇所を図 4.2.7-1 に示す。



a. 屋根伏図



b. 西側立面

図 4.2.7-1 外装材検討箇所 (単位: mm)

(3) 設計用荷重の算定

設計用風圧力は、建築基準法施行令第 82 条の 4 及び建設省告示第 1458 号に基づき、基準風速 30m/s、地表面粗度区分Ⅱとして算定する。

表 4.2.7-1 速度圧の算定結果

建物高さ* H (m)	平均風速の高さ方向 の分布を表す係数 Er	基準風速 V ₀ (m/s)	平均速度圧 q (N/m ²)
47	1.258	30	855

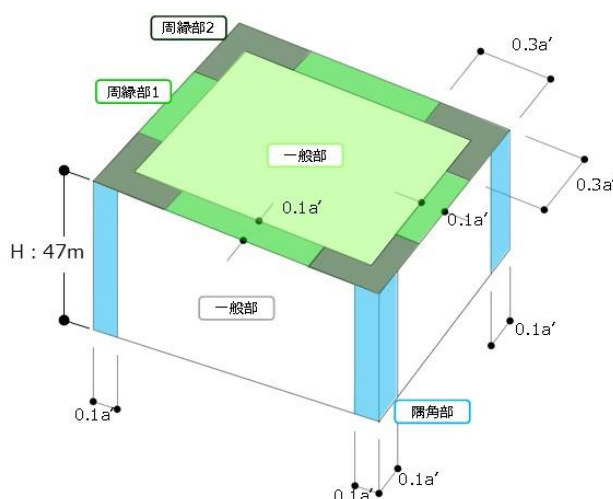
表 4.2.7-2 ピーク風力係数（屋根）

建物高さ* H (m)	正圧	負圧		
		一般部	周縁部 1	周縁部 2
47	0.50	-2.50	-3.20	-4.30

表 4.2.7-3 ピーク風力係数（壁）

建物高さ* H (m)	正圧	負圧	
		一般部	隅角部
47	2.60	-1.88	-2.31

*：建物高さは、安全側に建築物の高さと軒の高さ（水上側鉄骨天端）との平均値以上とした



a' は平面の短辺の長さ \times H の 2 倍の数値のうちいずれか
小さな数値 (30 を超えるときは、30 とする) (単位：m)

図 4.2.7-2 風力係数の算定箇所

(4) 外装材の断面検討

検討は、応力が厳しくなる部位について行う。ここでは、外装材の自重は考慮しないものとする。外装材の支持間隔は、保守的な評価となるように最長スパンを用いて評価するものとし、屋根材の間隔は、3.3m で連続支持、壁材は0.75m で連続支持されているものと仮定する。

屋根材及び壁材の材料諸元を表 4.2.7-4 及び表 4.2.7-5 に示す。また、検討結果を表 4.2.7-6 に示す。

断面検討の結果、全ての外装材に対する応力度比が1以下になることを確認した。

表 4.2.7-4 屋根材の材料諸元

板厚	自重	正曲げ方向		負曲げ方向	
		断面 2 次 モーメント	断面係数	断面 2 次 モーメント	断面係数
t (mm)	G (N/m ²)	I _x (cm ⁴ /m)	Z _x (cm ³ /m)	I _x (cm ⁴ /m)	Z _x (cm ³ /m)
0.8	118	360	43.6	347	40.6

表 4.2.7-5 壁材の材料諸元

板厚	自重	正曲げ方向		負曲げ方向	
		断面 2 次 モーメント	断面係数	断面 2 次 モーメント	断面係数
t (mm)	G (N/m ²)	I _x (cm ⁴ /m)	Z _x (cm ³ /m)	I _x (cm ⁴ /m)	Z _x (cm ³ /m)
0.6	59	2.31	1.67	2.31	1.67

表 4.2.7-6 応力度に対する検討結果

部位	材料	作用応力度 (N/mm ²)	許容応力度 (N/mm ²)	応力度比	判定
屋根材	SGLCC ^{*1}	124	205 ^{*2}	0.61	O.K.
壁材	SGLCC ^{*1}	96	205 ^{*2}	0.47	O.K.

*1：溶融 55%アルミニウム-亜鉛合金めっき鋼板

*2：「JIS G 3321」の「降伏点又は耐力」とする

4.3 耐震性

4.3.1 検討方針

耐震性の検討は、構台、前室及びランウェイガーダ、弾性支承、オイルダンパ、基礎、改良地盤、原子炉建屋接触部及び原子炉建屋の健全性について行い、1/2Ss450 に対して、これらの応答性状を適切に表現できる地震応答解析を用いて評価する。1/2Ss450 を用いた地震応答解析は水平 2 方向及び鉛直方向を同時に入力する。また、前述の通り 2 号機燃料取り出し用構台については、実施計画変更認可申請の審査期間中に適用地震動見直しが行われたことから、一部の評価については、Ss600 に対する地震応答解析結果との比較から耐震性を確認する。Ss600 を用いた地震応答解析は水平 1 方向及び鉛直方向を同時に入力する。

4.3.2 構台、前室及びランウェイガーダの耐震性に対する検討

(1) 解析に用いる入力地震動

解析に用いる地震動は、2 波ある 1/2Ss450 のうち振幅の大きな検討用地震動①の 1/2 の地震動および Ss600 を用いる。

1/2Ss450 を用いた地震応答解析は水平 2 方向及び鉛直方向を同時に入力するが、全く同じ地震動が同時に水平 2 方向に入力されることは現実的に考えにくいことから、応答スペクトルに基づく検討用地震動①を作成した方法と同一の方法で、目標とする応答スペクトルに適合する位相の異なる模擬地震波（別冊 2 8 P98, P99 参照）を利用する。

地震応答解析に用いる入力地震動の概念図を図 4.3.2-1 に示す。なお、入力地震動策定の詳細については、別冊 2 8 P25, 上下動の解析モデルへの入力方法の妥当性については、別冊 2 8 P26, P27 参照。

解放基盤表面位置 (G. L. -206. 0m) (震災前 O. P. -196. 0m)における 1/2Ss450 と、Ss600 の 3 波の加速度時刻歴波形を図 4.3.2-2, 図 4.3.2-3 及び図 4.3.2-4 に示す。

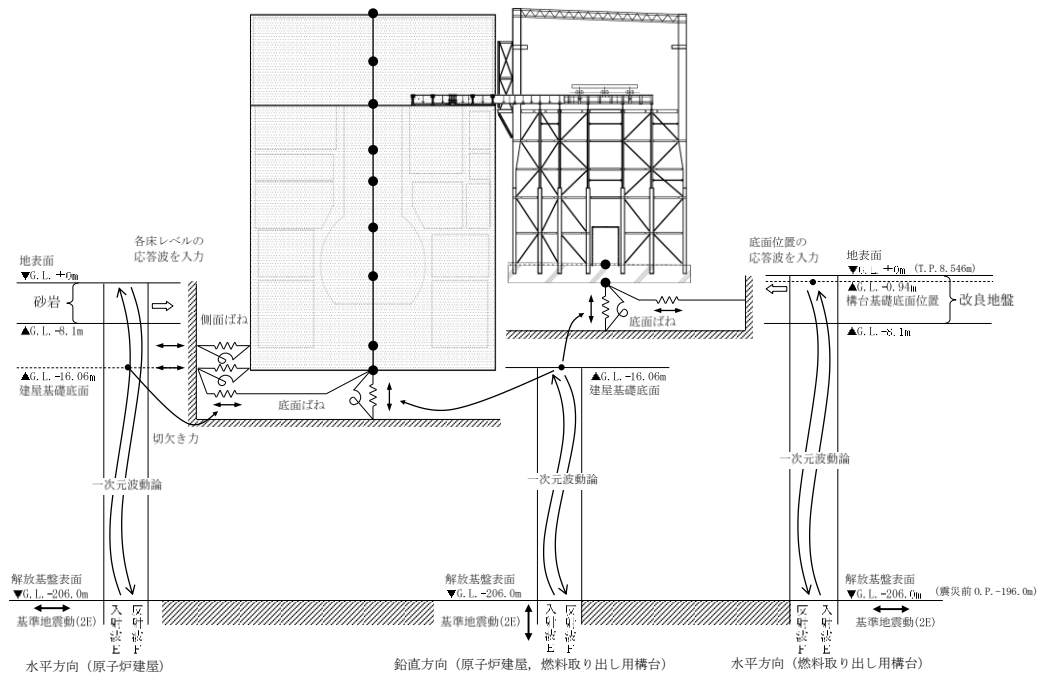
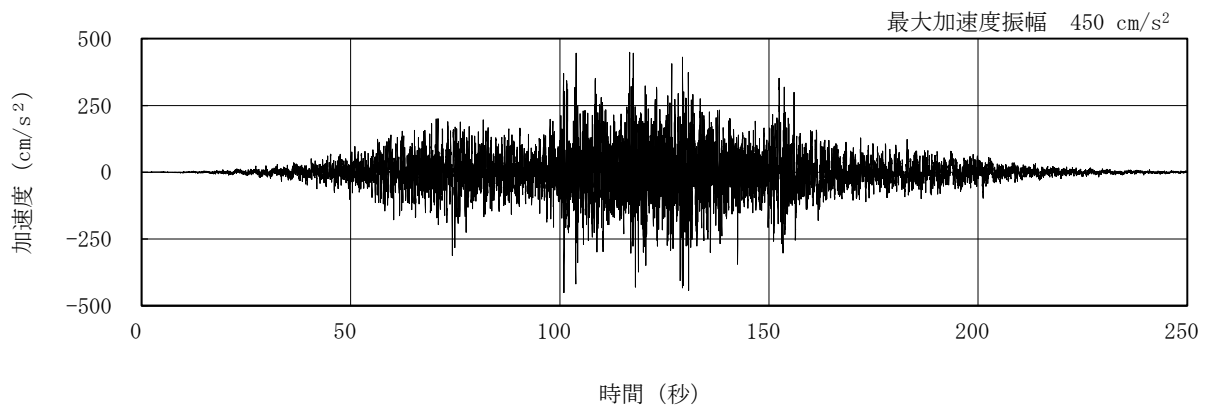
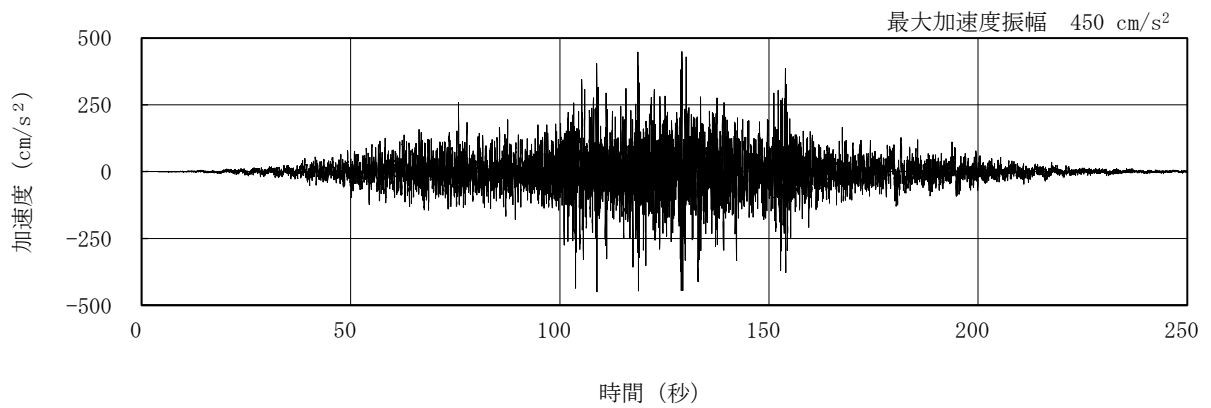


図 4.3.2-1 地震応答解析に用いる入力地震動の概念図

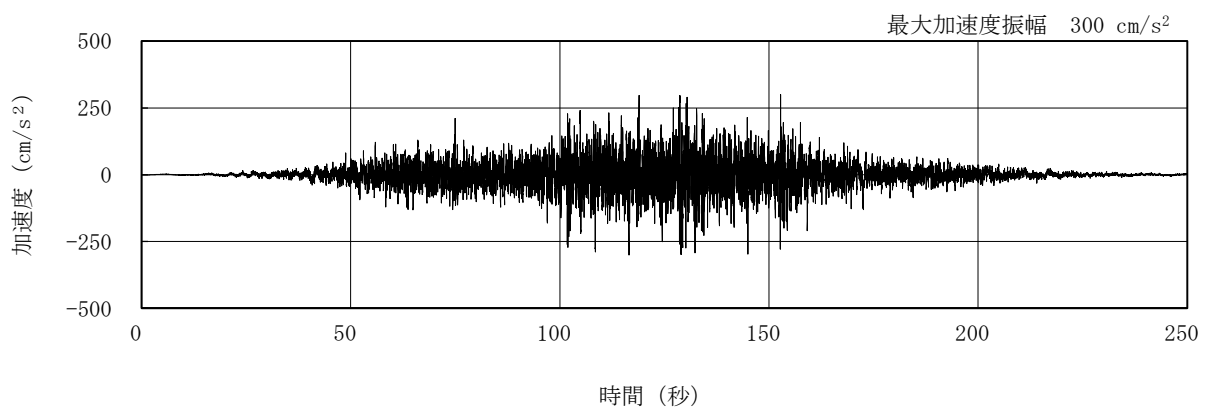
本章に記載の標高は、震災後の地盤沈下量(-709mm)とO.P.からT.P.への読替値(-727mm)を用いて、下式に基づき換算している。
 <換算式> T.P. = 旧 O.P. - 1,436mm



(水平)

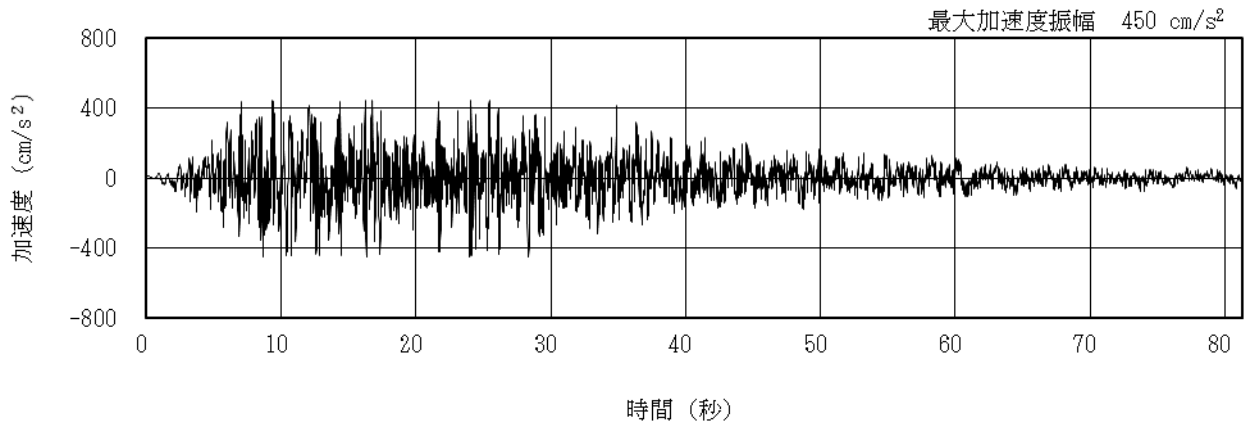


(水平, 位相の異なる模擬地震波)

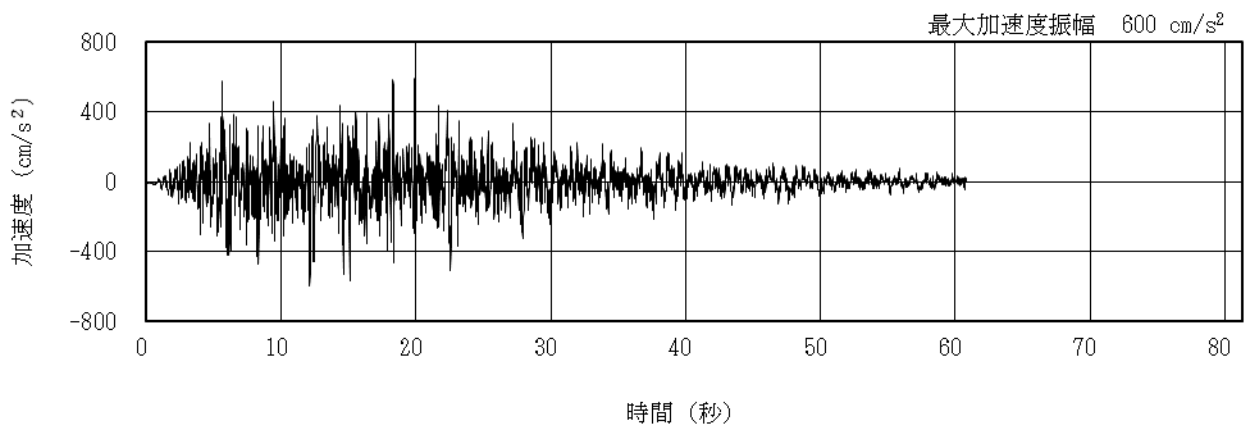


(鉛直)

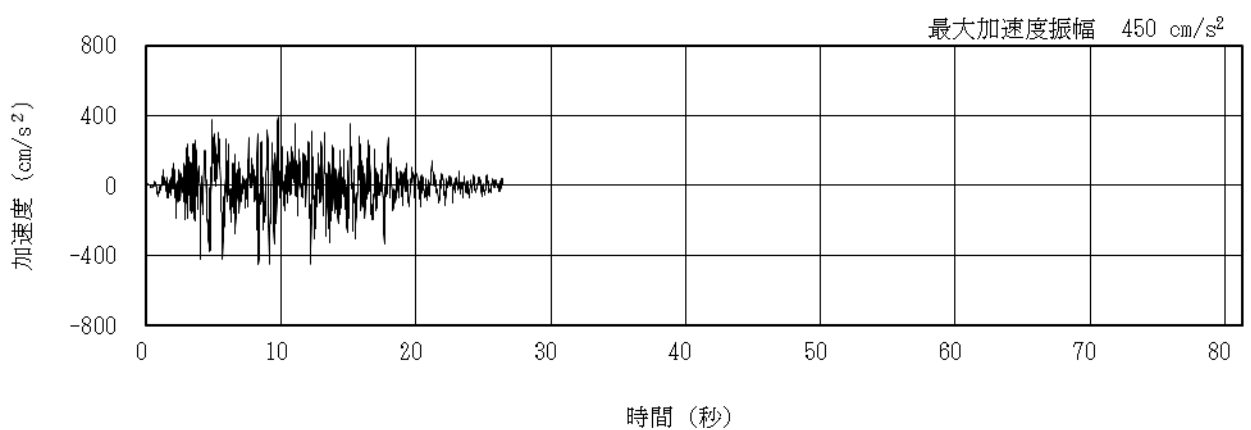
図 4.3.2-2 解放基盤表面における地震動の加速度時刻歴波形
(1/2Ss450)



(従来の Ss-1H)

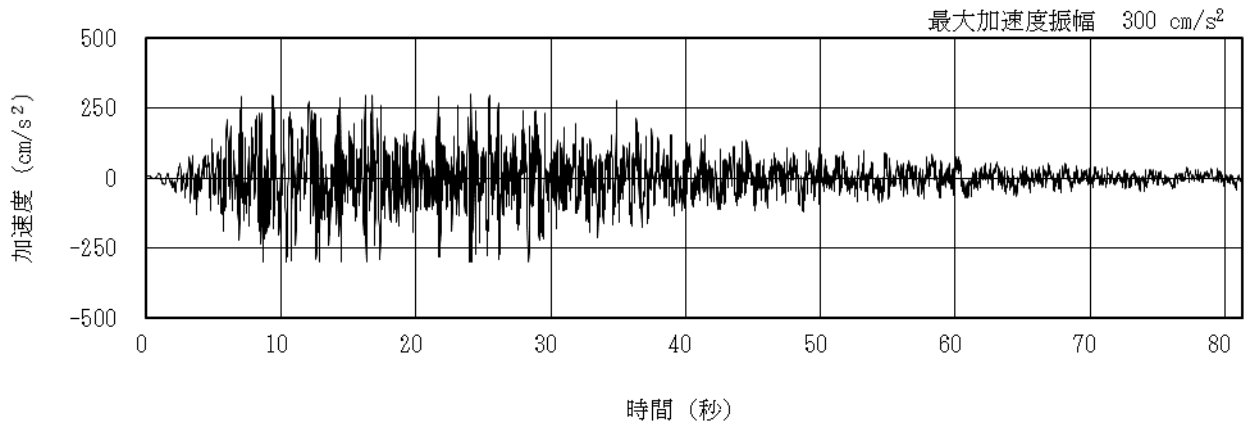


(従来の Ss-2H)

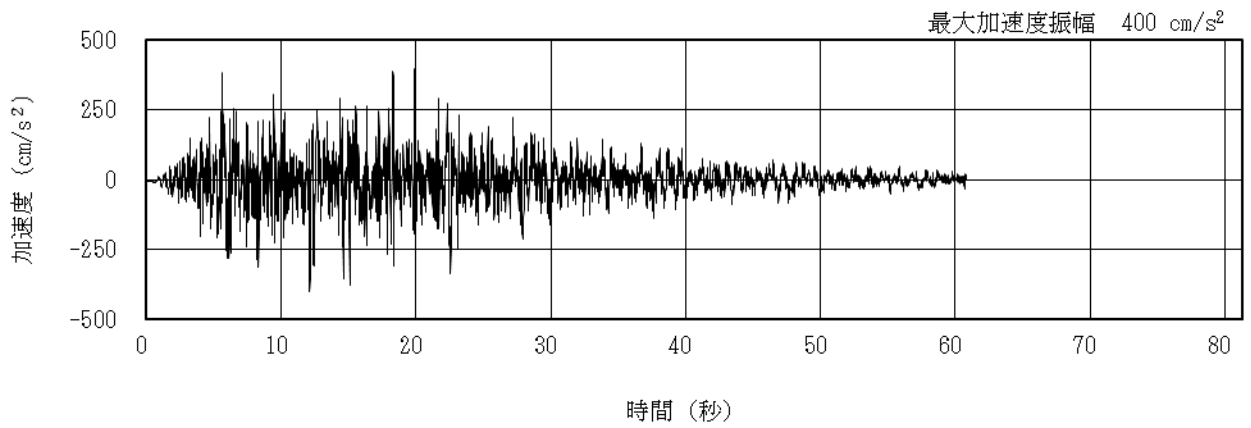


(従来の Ss-3H)

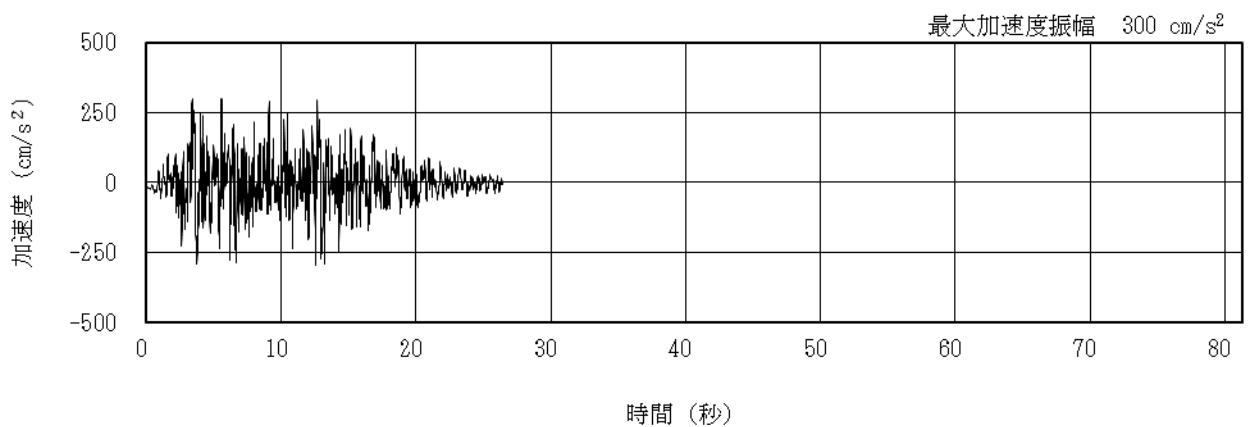
図 4.3.2-3 解放基盤表面における地震動の加速度時刻歴波形
(Ss600, 水平方向)



(従来の Ss-1V)



(従来の Ss-2V)



(従来の Ss-3V)

図 4.3.2-4 解放基盤表面における地震動の加速度時刻歴波形
(Ss600, 鉛直方向)

(2) 地震応答解析モデル

地震応答解析モデルは、曲げ、せん断剛性及び軸剛性を考慮した原子炉建屋の質点系モデルの質点に、三次元立体骨組でモデル化した燃料取り出し用構台を接続し、地盤との相互作用を考慮した建屋-地盤連成系モデルとする。原子炉建屋のモデルは「Ⅱ章 2.11 添付資料-9 別添-1 第2号機原子炉建屋西側外壁開口設置後の原子炉建屋の耐震安全性」で用いた解析モデルを基本に、南側外壁開口や遮蔽コンクリート等の設置（別冊28 P13 参照）を考慮して、重量や剛性を増減させたモデル（別冊28 P34, P35 参照）とする。なお、原子炉建屋の質点は炉心位置にモデル化する。解析モデルを図4.3.2-5及び図4.3.2-6に示す。

地震応答解析に用いる鉄骨およびオイルダンパの物性値を表4.3.2-1、表4.3.2-2に示す。燃料取り出し用構台の部材接合部の節点は機器荷重・仕上げ材等を考慮した重量とし、原子炉建屋の質点は表4.3.2-3に示す重量とする。燃料取り出し用構台の柱、梁は弾性部材の梁要素、鉛直ブレースは弾性部材のトラス要素とする。

構台と原子炉建屋南側壁間、構台鉛直面、およびランウェイガーダと原子炉建屋床間に設置するオイルダンパは、減衰要素とばね要素を直列に結合したモデルとする。ランウェイガーダと原子炉建屋床間に設置する弾性支承の鉛直方向は軸ばねとし、水平方向はローラーとする。なお、床上のオイルダンパ・弾性支承とも、圧縮専用ばねを原子炉建屋質点との間に設けることにより浮き上りを許容したモデルとする。なお、弾性支承及びバネ付きオイルダンパを含めた原子炉建屋～構台間の接続条件については、別冊28 P29, P30, 弾性支承及びバネ付きオイルダンパの設置条件および境界条件設定の妥当性については、それぞれ、別冊28 P48, 別冊28 P50, P51, 弾性支承及びバネ付きオイルダンパ下部に設置するすべり材の耐放射線性については、それぞれ別冊28 P49, 別冊28 P51 参照。また、原子炉建屋の質点系モデルは、軸方向は弾性とし、曲げとせん断に非線形特性を考慮する。

燃料取り出し用構台の地盤定数は、「福島第一原子力発電所『発電用原子炉施設に関する耐震設計審査指針』の改訂に伴う耐震安全性評価結果中間報告書」（東京電力株式会社、平成20年3月31日）を参考に、水平成層地盤と仮定し地震時のせん断ひずみレベルを考慮して定めた。改良地盤の諸元を表4.3.2-4に、非線形特性を図4.3.2-7に、地盤定数の設定結果を表4.3.2-5に示す。また、原子炉建屋の地盤定数は、1/2Ss450 に対しては上記報告書を参考に水平成層地盤と仮定し地震時のせん断ひずみレベルを考慮して定め、Ss600 に対しては上記報告書と同様として定めた。原子炉建屋の地盤定数を表4.3.2-6に示す。なお、改良地盤物性の設定及び改良地盤部の地中構築物の影響については、別冊28 P40～P42 参照。

地盤ばねは、「JEAG 4601-1991 追補版」に示されている手法を参考にして、底面地盤を成層補正し振動アドミッタンス理論によりスウェイ及びロッキングばねを、側面地盤を Novak の方法により建屋側面ばねとして評価する。なお、燃料取り出し用構台は改良地盤への埋込がほとんどないため、底面地盤ばねのみ考慮する。

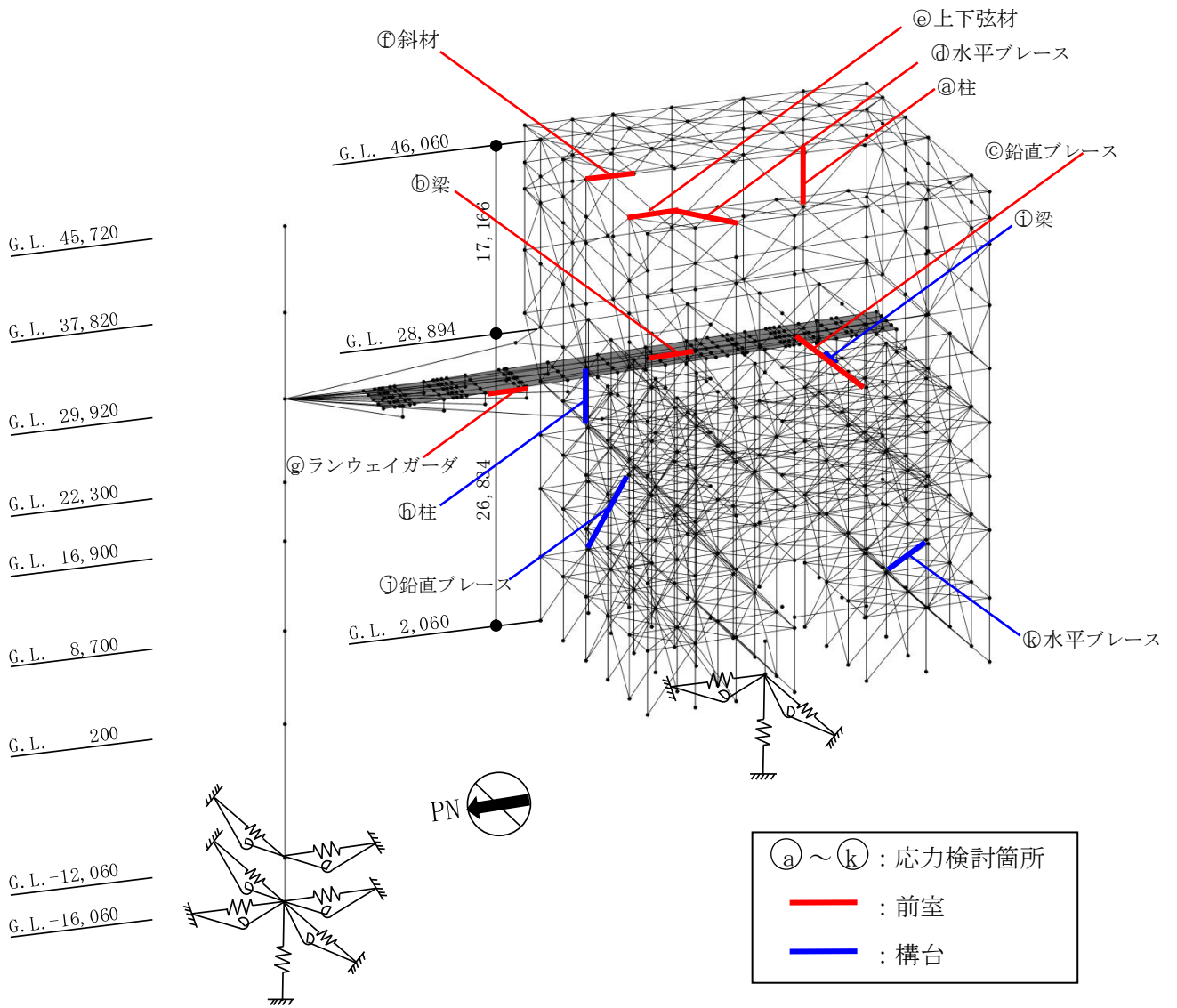


図 4.3.2-5 地震応答解析モデル (単位: mm) (1/2Ss450 応力検討箇所記載)

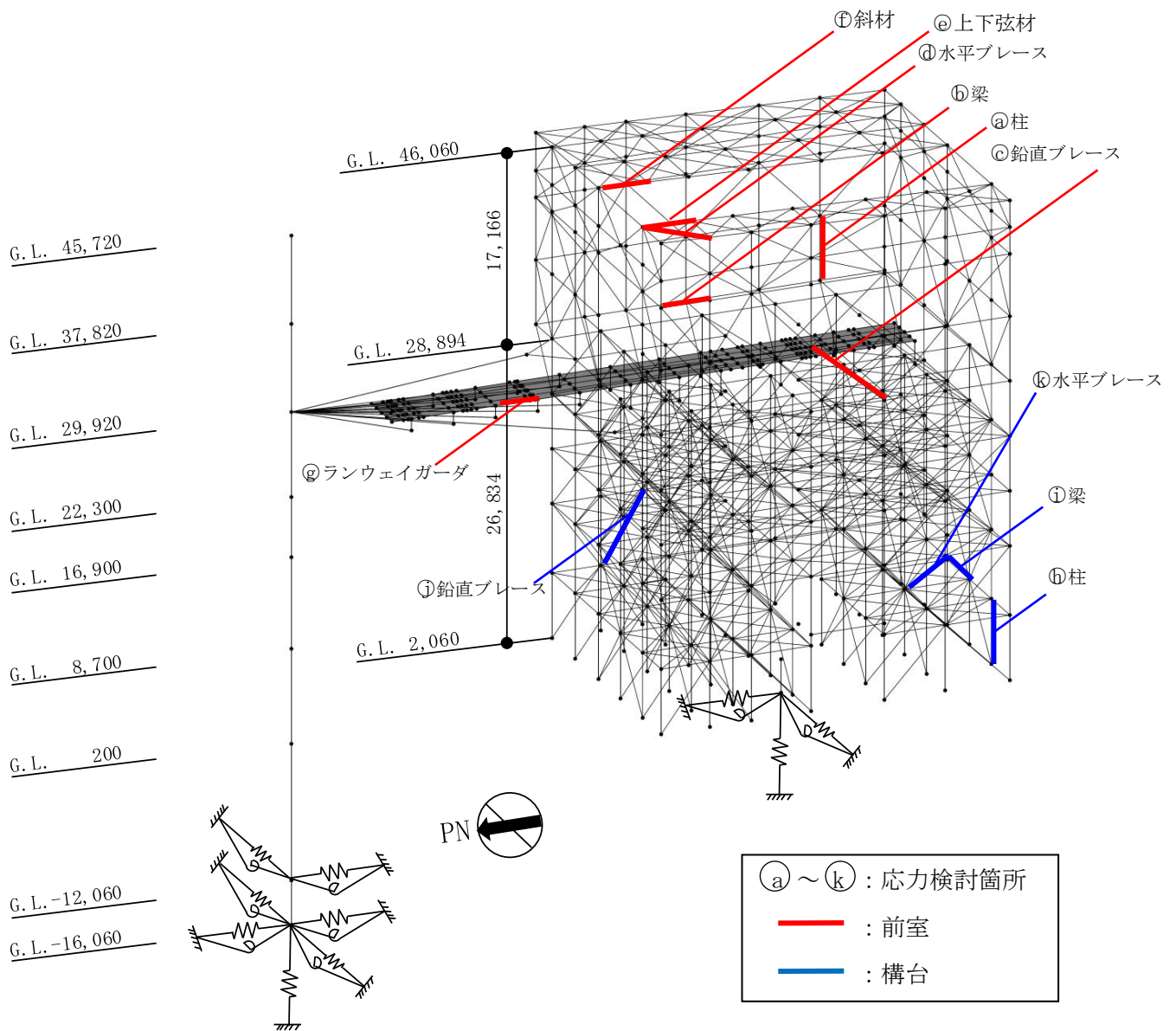


図 4.3.2-6 地震応答解析モデル (単位: mm) (Ss600 応力検討箇所記載)

表 4.3.2-1 地震応答解析に用いる物性値

部位	材料	ヤング係数 E (N/mm ²)	ポアソン比 ν	単位体積重量 γ (kN/m ³)	減衰定数 h (%)	備考
燃料取り出し用構台	鉄骨	2.05×10^5	0.3	77.0	2	SS400, SM490A, SN490B, SN490C, STK490, TMCP325

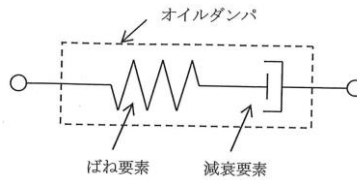
表 4.3.2-2 オイルダンパの物性値及び許容値

オイルダンパ (水平棟間)

オイルダンパ	最大減衰力 (kN)	リリーフ荷重 (kN)	最大速度 (m/s)	第一減衰係数 (kN・s/m)	第二減衰係数 (kN・s/m)	ストローク (mm)
	1970	1700	0.7	12000	490	±100

オイルダンパ (鉛直)

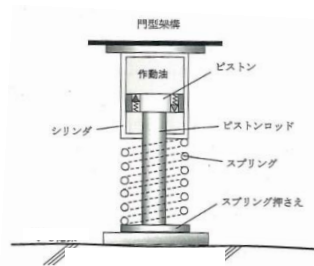
オイルダンパ	最大減衰力 (kN)	リリーフ荷重 (kN)	最大速度 (m/s)	第一減衰係数 (kN・s/m)	第二減衰係数 (kN・s/m)	ストローク (mm)
	2060	1600	0.5	40000	1000	±60



オイルダンパのモデル化

ばね付きオイルダンパ

ばね付き オイルダンパ	最大減衰力 (kN)	リリーフ荷重 (kN)	最大速度 (m/s)	第一減衰係数 (kN・s/m)	第二減衰係数 (kN・s/m)	ストローク (mm)
	1500	1200	1.0	5000	395	±100



ばね付きオイルダンパ概念図

表 4. 3. 2-3(1) 地震応答解析モデルのうち原子炉建屋の地震応答解析モデルの諸元

(a)水平 (NS) 方向

標高 G.L. (m)	質点重量 W (kN)	回転慣性重量 $I_G (\times 10^5 \text{ kN}\cdot\text{m}^2)$	せん断断面積 $A_S (\text{m}^2)$	断面二次モーメント I (m^4)
45.72	12880	23.28		
			18.6	10154
37.82	10220	18.53		
			16.1	10626
29.92	74470	134.76		
			184.3	22551
22.3	79440	143.78		
			166.8	24629
16.9	107720	194.96		
			249.3	44401
8.7	116670	211.14		
			157.1	40661
0.2	201190	364.11		
			456.8	110444
-12.06	341290	617.55		
			2656.2	480675
-16.06	125030	226.24		
合計	1068910			
		ヤング係数 E_c	$2.57 \times 10^7 (\text{kN}/\text{m}^2)$	
		せん断弾性係数 G	$1.07 \times 10^7 (\text{kN}/\text{m}^2)$	
		ポアソン比 ν	0.20	
		減衰 h	5%	

表 4. 3. 2-3(2) 地震応答解析モデルのうち原子炉建屋の地震応答解析モデルの諸元

(b)水平 (EW) 方向

標高 G.L. (m)	質点重量 W (kN)	回転慣性重量 $I_G (\times 10^5 \text{ kN}\cdot\text{m}^2)$	せん断断面積 $A_S (\text{m}^2)$	断面二次モーメント I (m^4)
45.72	12880	13.18		
			13.6	5926
37.82	10220	10.40		
			12.6	6255
29.92	74470	76.06		
			108.2	11927
22.3	79440	81.06		
			117.3	14199
16.9	107720	194.96		
			185.7	33796
8.7	116670	211.14		
			173.1	41960
0.2	201190	544.79		
			418.1	132121
-12.06	341290	923.98		
			2656.2	719166
-16.06	125030	338.53		
合計	1068910			
		ヤング係数 E_c	$2.57 \times 10^7 (\text{kN}/\text{m}^2)$	
		せん断弾性係数 G	$1.07 \times 10^7 (\text{kN}/\text{m}^2)$	
		ポアソン比 ν	0.20	
		減衰 h	5%	

表 4. 3. 2-3(3) 地震応答解析モデルのうち原子炉建屋の地震応答解析モデルの諸元

(c) 鉛直方向

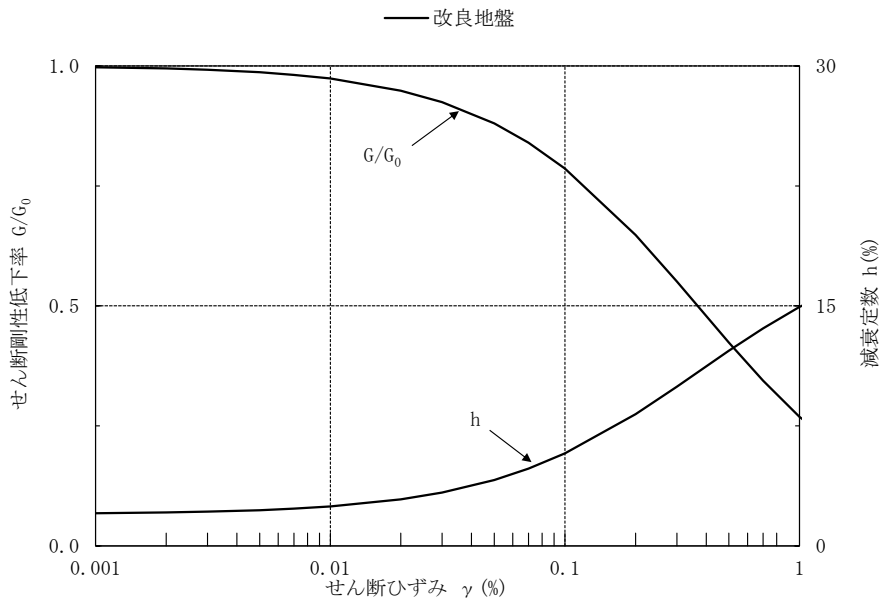
標高 G. L. (m)	質点重量 W (kN)	軸断面積 A_N (m ²)	軸ばね剛性 K_A ($\times 10^8$ kN/m)
45.72	12880		
		43.0	1.40
37.82	10220		
		42.5	1.38
29.92	74470		
		291.9	9.84
22.3	79440		
		295.1	14.04
16.9	107720		
		437.5	13.71
8.7	116670		
		359.4	10.87
0.2	201190		
		627.4	13.15
-12.06	341290		
		2656.2	170.66
-16.06	125030		
合計	1068910		

ヤング係数 E_c 2.57×10^7 (kN/m²)
 せん断弾性係数 G 1.07×10^7 (kN/m²)
 ポアソン比 ν 0.20
 減衰 h 5%

表 4.3.2-4 改良地盤の諸元

せん断波速度*	単位体積重量	ポアソン比*	初期せん断弾性係数
V_s (m/s)	γ (kN/m ³)	ν	G_0 ($\times 10^5$ kN/m ²)
800	17.7	0.31	11.52

*: 『柏崎刈羽原子力発電所 1 号機 建物・構築物の耐震安全性評価について (指摘事項に関する回答)』 (東京電力株式会社, 平成 22 年 2 月 19 日, 総合資源エネルギー調査会原子力安全・保安部会耐震・構造設計小委員会構造 WG (第 46 回) 会合資料)



*: 『柏崎刈羽原子力発電所 1 号機 建物・構築物の耐震安全性評価について (指摘事項に関する回答)』 (東京電力株式会社, 平成 22 年 2 月 19 日, 総合資源エネルギー調査会原子力安全・保安部会耐震・構造設計小委員会構造 WG (第 46 回) 会合資料)

図 4.3.2-7 改良地盤の非線形特性

表 4.3.2-5(1) 地盤定数の設定結果 (燃料取り出し用構台)

(a) 1/2Ss450

標高 G.L. (m)	地質	せん断波 速度 Vs (m/s)	単位体積 重量 γ (kN/m ³)	ポアソン 比 ν	せん断 弾性係数 G ($\times 10^5$ kN/m ²)	初期せん断 弾性係数 G ₀ ($\times 10^5$ kN/m ²)	剛性 低下率 G/G ₀	ヤング 係数 E ($\times 10^5$ kN/m ²)	減衰 定数 h (%)	層厚 H (m)
0.0	改良地盤									
-8.1		800	17.7	0.310	11.40	11.52	0.99	29.87	2	8.1
-20.0	泥岩	450	16.5	0.464	2.73	3.41	0.80	7.99	3	11.9
-90.0		500	17.1	0.455	3.49	4.36	0.80	10.16	3	70.0
-118.0		560	17.6	0.446	4.50	5.63	0.80	13.01	3	28.0
-206.0		600	17.8	0.442	5.22	6.53	0.80	15.05	3	88.0
-206.0	(解放基盤)	700	18.5	0.421	9.24	9.24	-	-	-	-

表 4. 3. 2-5(2) 地盤定数の設定結果 (燃料取り出し用構台)

(b) 従来の Ss-1

標高 G. L. (m)	地質	せん断波 速度 Vs (m/s)	単位体積 重量 γ (kN/m ³)	ポアソン 比 ν	せん断 弾性係数 G (×10 ⁵ kN/m ²)	初期せん断 弾性係数 G ₀ (×10 ⁵ kN/m ²)	剛性 低下率 G/G ₀	ヤング 係数 E (×10 ⁵ kN/m ²)	減衰 定数 h (%)	層厚 H (m)
0.0	改良地盤									
-8.1		800	17.7	0.310	11.40	11.52	0.99	29.87	2	8.1
-20.0	泥岩	450	16.5	0.464	2.66	3.41	0.78	7.79	3	11.9
-90.0		500	17.1	0.455	3.40	4.36	0.78	9.89	3	70.0
-118.0		560	17.6	0.446	4.39	5.63	0.78	12.70	3	28.0
-206.0		600	17.8	0.442	5.09	6.53	0.78	14.68	3	88.0
	(解放基盤)	700	18.5	0.421	9.24	9.24	1.00	26.26	-	-

(c) 従来の Ss-2

標高 G. L. (m)	地質	せん断波 速度 Vs (m/s)	単位体積 重量 γ (kN/m ³)	ポアソン 比 ν	せん断 弾性係数 G (×10 ⁵ kN/m ²)	初期せん断 弾性係数 G ₀ (×10 ⁵ kN/m ²)	剛性 低下率 G/G ₀	ヤング 係数 E (×10 ⁵ kN/m ²)	減衰 定数 h (%)	層厚 H (m)
0.0	改良地盤									
-8.1		800	17.7	0.310	11.40	11.52	0.99	29.87	2	8.1
-20.0	泥岩	450	16.5	0.464	2.73	3.41	0.80	7.99	3	11.9
-90.0		500	17.1	0.455	3.49	4.36	0.80	10.16	3	70.0
-118.0		560	17.6	0.446	4.50	5.63	0.80	13.01	3	28.0
-206.0		600	17.8	0.442	5.22	6.53	0.80	15.05	3	88.0
	(解放基盤)	700	18.5	0.421	9.24	9.24	1.00	26.26	-	-

(d) 従来の Ss-3

標高 G. L. (m)	地質	せん断波 速度 Vs (m/s)	単位体積 重量 γ (kN/m ³)	ポアソン 比 ν	せん断 弾性係数 G (×10 ⁵ kN/m ²)	初期せん断 弾性係数 G ₀ (×10 ⁵ kN/m ²)	剛性 低下率 G/G ₀	ヤング 係数 E (×10 ⁵ kN/m ²)	減衰 定数 h (%)	層厚 H (m)
0.0	改良地盤									
-8.1		800	17.7	0.310	11.40	11.52	0.99	29.87	2	8.1
-20.0	泥岩	450	16.5	0.464	2.63	3.41	0.77	7.70	3	11.9
-90.0		500	17.1	0.455	3.36	4.36	0.77	9.78	3	70.0
-118.0		560	17.6	0.446	4.34	5.63	0.77	12.55	3	28.0
-206.0		600	17.8	0.442	5.03	6.53	0.77	14.51	3	88.0
	(解放基盤)	700	18.5	0.421	9.24	9.24	1.00	26.26	-	-

表 4.3.2-6(1) 地盤定数の設定結果 (原子炉建屋)

(a) 1/2Ss450

標高 G.L. (m)	地質	せん断波 速度 Vs (m/s)	単位体積 重量 γ (kN/m ³)	ポアソン 比 ν	せん断 弾性係数 G ($\times 10^5$ kN/m ²)	初期せん断 弾性係数 G ₀ ($\times 10^5$ kN/m ²)	剛性 低下率 G/G ₀	ヤング 係数 E ($\times 10^5$ kN/m ²)	減衰 定数 h (%)	層厚 H (m)
0.0	砂岩	380	17.8	0.473	2.23	2.62	0.85	6.57	3	8.1
-8.1		450	16.5	0.464	2.73	3.41	0.80	7.99	3	11.9
-20.0	泥岩	500	17.1	0.455	3.49	4.36	0.80	10.16	3	70.0
-90.0		560	17.6	0.446	4.50	5.63	0.80	13.01	3	28.0
-118.0		600	17.8	0.442	5.22	6.53	0.80	15.05	3	88.0
-206.0		(解放基盤)	700	18.5	0.421	9.24	9.24	-	-	-

表 4. 3. 2-6(2) 地盤定数の設定結果 (原子炉建屋)

(b) 従来の Ss-1

標高 G. L. (m)	地質	せん断波 速度 Vs (m/s)	単位体積 重量 γ (kN/m ³)	ポアソン 比 ν	せん断 弾性係数 G (×10 ⁵ kN/m ²)	初期せん断 弾性係数 G ₀ (×10 ⁵ kN/m ²)	剛性 低下率 G/G ₀	ヤング 係数 E (×10 ⁵ kN/m ²)	減衰 定数 h (%)	層厚 H (m)
0.0	砂岩	380	17.8	0.473	2.23	2.62	0.85	6.57	3	8.1
-8.1		450	16.5	0.464	2.66	3.41	0.78	7.79	3	11.9
-20.0	泥岩	500	17.1	0.455	3.40	4.36	0.78	9.89	3	70.0
-90.0		560	17.6	0.446	4.39	5.63	0.78	12.70	3	28.0
-118.0		600	17.8	0.442	5.09	6.53	0.78	14.68	3	88.0
-206.0		(解放基盤)	700	18.5	0.421	9.24	9.24	1.00	26.26	-

(c) 従来の Ss-2

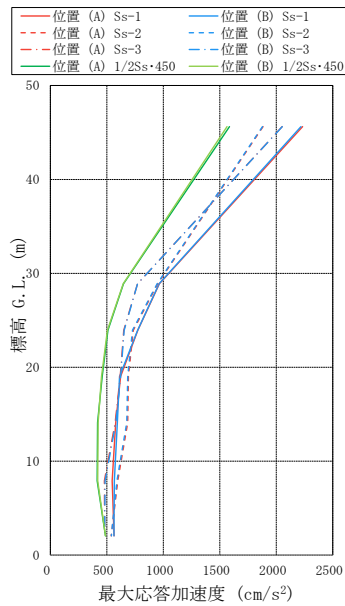
標高 G. L. (m)	地質	せん断波 速度 Vs (m/s)	単位体積 重量 γ (kN/m ³)	ポアソン 比 ν	せん断 弾性係数 G (×10 ⁵ kN/m ²)	初期せん断 弾性係数 G ₀ (×10 ⁵ kN/m ²)	剛性 低下率 G/G ₀	ヤング 係数 E (×10 ⁵ kN/m ²)	減衰 定数 h (%)	層厚 H (m)
0.0	砂岩	380	17.8	0.473	2.23	2.62	0.85	6.57	3	8.1
-8.1		450	16.5	0.464	2.76	3.41	0.81	8.08	3	11.9
-20.0	泥岩	500	17.1	0.455	3.53	4.36	0.81	10.27	3	70.0
-90.0		560	17.6	0.446	4.56	5.63	0.81	13.19	3	28.0
-118.0		600	17.8	0.442	5.29	6.53	0.81	15.26	3	88.0
-206.0		(解放基盤)	700	18.5	0.421	9.24	9.24	1.00	26.26	-

(d) 従来の Ss-3

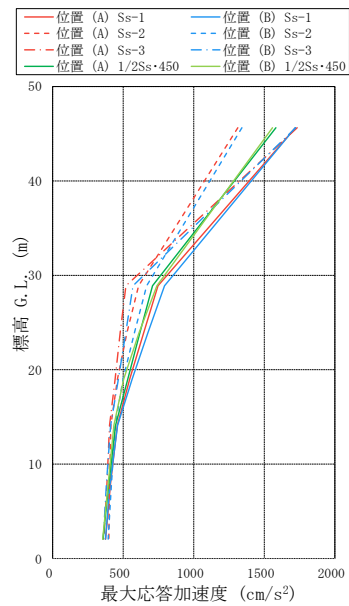
標高 G. L. (m)	地質	せん断波 速度 Vs (m/s)	単位体積 重量 γ (kN/m ³)	ポアソン 比 ν	せん断 弾性係数 G (×10 ⁵ kN/m ²)	初期せん断 弾性係数 G ₀ (×10 ⁵ kN/m ²)	剛性 低下率 G/G ₀	ヤング 係数 E (×10 ⁵ kN/m ²)	減衰 定数 h (%)	層厚 H (m)
0.0	砂岩	380	17.8	0.473	2.25	2.62	0.86	6.63	3	8.1
-8.1		450	16.5	0.464	2.66	3.41	0.78	7.79	3	11.9
-20.0	泥岩	500	17.1	0.455	3.40	4.36	0.78	9.89	3	70.0
-90.0		560	17.6	0.446	4.39	5.63	0.78	12.70	3	28.0
-118.0		600	17.8	0.442	5.09	6.53	0.78	14.68	3	88.0
-206.0		(解放基盤)	700	18.5	0.421	9.24	9.24	1.00	26.26	-

(3) 地震応答解析結果

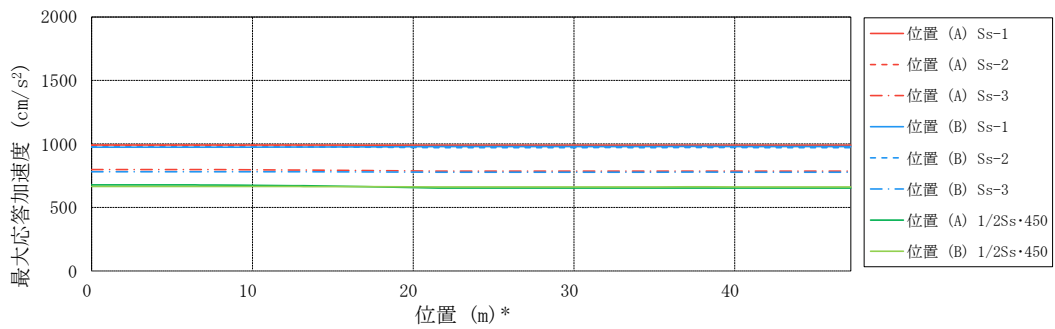
最大応答加速度分布を図 4.3.2-8(1) 及び図 4.3.2-8(2) に示す。



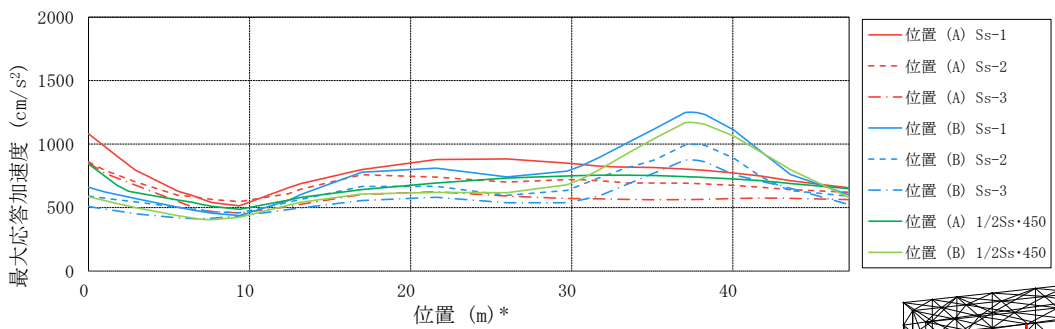
(a) 水平(NS)成分 (構台+前室)



(b) 鉛直成分 (構台+前室)



(c) 水平(NS)成分 (ランウェイガーダ)



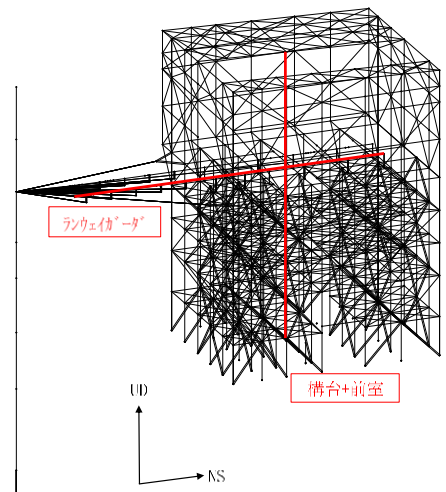
(d) 鉛直成分 (ランウェイガーダ)

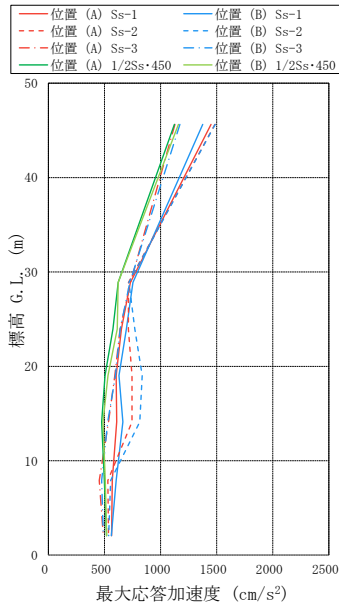
注：凡例位置の条件は表 4.2.1-4 に示す

*：位置は原子炉建屋側の先端からの距離を示す

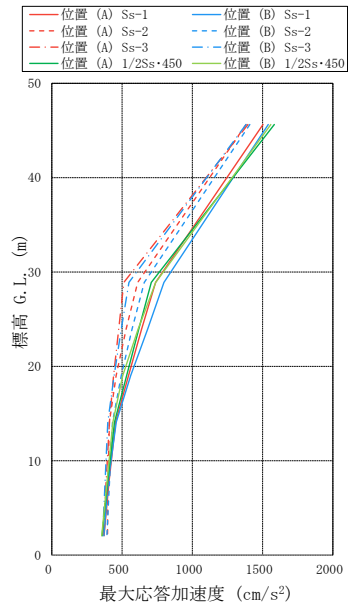
図 4.3.2-8(1) 最大応答加速度分布

(Ss600 : NS 及び UD 方向加力時, 1/2Ss450 : 3 方向加力時)

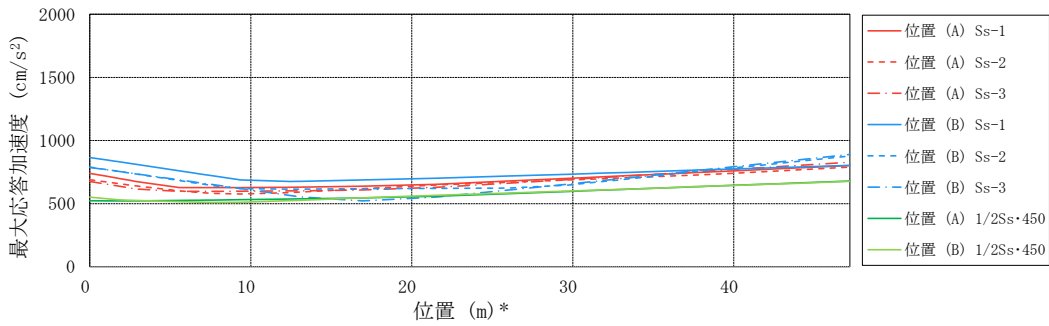




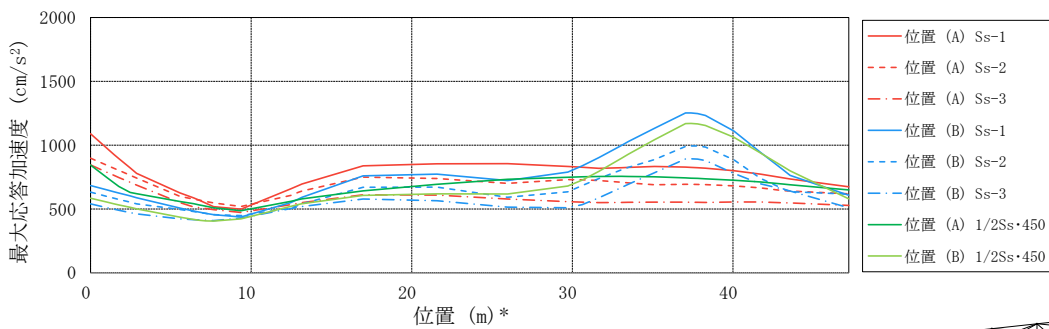
(a) 水平(EW)成分 (構台+前室)



(b) 鉛直成分 (構台+前室)



(c) 水平(EW)成分 (ランウェイガーダ)

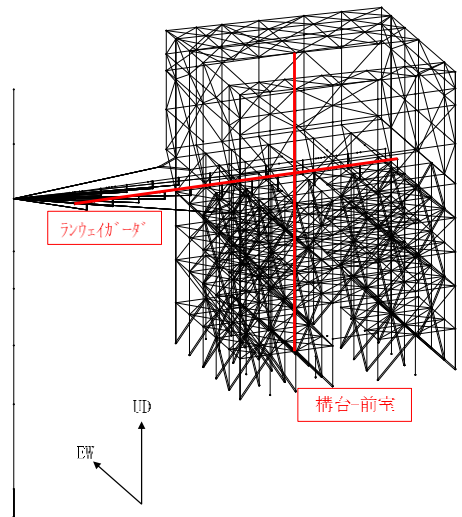


(d) 鉛直成分 (ランウェイガーダ)

注：凡例位置の条件は表 4.2.1-4 に示す

*：位置は原子炉建屋側の先端からの距離を示す

図 4.3.2-8(2) 最大応答加速度分布
(Ss600 : EW 及び UD 方向加力時, 1/2Ss450 : 3 方向加力時)



(4) 波及的影響の評価

地震応答解析結果が、JSCA 性能メニュー（社団法人日本建築構造技術者協会，2018 年）を参考に定めたクライテリア（「層間変形角は 1/75 以下，層の塑性率は 4 以下，部材の塑性率は 5 以下」* 及びせん断力はせん断耐力以下）を満足することを確認する。

なお，解析結果が「時刻歴応答解析建築物性能評価業務方法書」（財団法人日本建築センター，平成 19 年 7 月 20 日）に示されるクライテリア（層間変形角は 1/100 以下，層の塑性率は 2 以下，部材の塑性率は 4 以下）を超える場合には水平変形に伴う鉛直荷重の付加的影響を考慮した解析を実施し，安全性を確認する。

*：北村春幸，宮内洋二，浦本弥樹「性能設計における耐震性能判断基準値に関する研究」，日本建築学会構造系論文集，第 604 号，2006 年 6 月

1) 層間変形角の検討

最大応答層間変形角を表 4.3.2-7 に示す。

検討の結果，最大応答層間変形角は 1/75 以下となりクライテリアを満足することを確認した。

表 4.3.2-7(1) 最大応答層間変形角の検討結果 (1/2Ss450)

検討箇所	地震波	入力方向 (位置)*	最大応答値	クライテリア	判定
前室	1/2Ss450	NS (A)	1/604	1/75	O. K.
		EW (B)	1/624	1/75	O. K.
構台		NS (B)	1/741	1/75	O. K.
		EW (B)	1/386	1/75	O. K.

*：()内は，燃料取扱設備の位置を示す。(表 4.2.1-4 参照)

表 4.3.2-7(2) 最大応答層間変形角の検討結果 (Ss600)

検討箇所	地震波	入力方向 (位置)*	最大応答値	クライテリア	判定
前室	従来の Ss-1	NS (A)	1/431	1/75	O. K.
		EW (A)	1/484	1/75	O. K.
	従来の Ss-2	NS (A)	1/433	1/75	O. K.
		EW (A)	1/472	1/75	O. K.
	従来の Ss-3	NS (B)	1/442	1/75	O. K.
		EW (A)	1/551	1/75	O. K.
構台	従来の Ss-1	NS (B)	1/443	1/75	O. K.
		EW (B)	1/320	1/75	O. K.
	従来の Ss-2	NS (B)	1/461	1/75	O. K.
		EW (B)	1/280	1/75	O. K.
	従来の Ss-3	NS (A)	1/591	1/75	O. K.
		EW (B)	1/262	1/75	O. K.

*：()内は，燃料取扱設備の位置を示す。(表 4.2.1-4 参照)

2) 断面検討

部材の応答結果が塑性していないため、断面検討結果を応力度比で示す。部材の応力度比は、2方向の曲げ、軸力及びせん断力の各最大応力と各許容応力度との比を組み合わせた値で表される。表 4.3.2-8 に断面検討結果を示す。なお、各許容応力度、引張耐力及び座屈耐力算定時の材料強度は「平成 12 年建設省告示第 2464 号」に定められた基準強度 F 値の 1.1 倍を用いる。

表 4.3.2-8 より全てのケースで応力度比が 1 以下になり、クライテリアを満足することを確認した。

表 4.3.2-8(1) 断面検討結果 (前室) (1/2Ss450)

部 位 ^{*1}	部材形状 (mm) 〈使用材料〉	燃料取扱 設備位置 ^{*2}	作用応力度 (N/mm ²)		許容応力度 (N/mm ²)		応力度比	判定	
			σ_c		f_c				
前 室	㊸柱 H-700×300 ×14×28 〈SM490A〉	A	σ_c	24.2	f_c	310	0.71	O. K.	
			σ_{by}	180.8	f_{by}	313			
			σ_{bz}	17.9	f_{bz}	357			
			τ	3.0	f_s	205			
	㊹梁 H-390×300 ×10×16 〈SM490A〉	B	σ_t	3.8	f_t	357	0.70	O. K.	
			σ_{by}	0.0	f_{by}	273			
			σ_{bz}	243.8	f_{bz}	357			
			τ	4.2	f_s	205			
	㊺鉛直 ブレース	ϕ -355.6×9.5 〈STK490〉	B	σ_c	128.8	f_c	279	0.47	O. K.
	㊻水平 ブレース	2[s-150×75×9 ×12.5 〈SS400〉	B	σ_t	129.7	f_t	258	0.51	O. K.
	㊼屋根トラ ス上下弦材	H-300×300×16 ×16 〈SM490A〉	B	σ_c	169.2	f_c	316	0.66	O. K.
				σ_{bz}	43.7	f_{bz}	357		
				τ	0.7	f_s	205		
	㊽屋根トラ ス斜材	2[s-150×75× 6.5×10 〈SS400〉	A	σ_c	117.1	f_c	239	0.49	O. K.
㊾ランウェ イガーダ	□-1500×900× (80+40)×80 〈SN490B〉	A	σ_c	20.4	f_c	323	0.29	O. K.	
			σ_b	69.8	f_b	323			
			τ	12.5	f_s	186			

*1 : ㊸～㊾の符号は図 4.3.2-5 の応力検討箇所を示す

*2 : 表 4.2.1-4 参照

表 4. 3. 2-8(2) 断面検討結果 (構台) (1/2Ss450)

部 位*1		部材形状 (mm) 〈使用材料〉	燃料取扱 設備位置*2	作用応力度 (N/mm ²)		許容応力度 (N/mm ²)		応力度比	判定
構 台	㊦柱	(X)H-1500×400 ×16×32 (Y)H- 700×350 ×16×32 〈SM490A〉	B	σ_c	41.6	f_c	348	0.83	O. K.
				σ_{by}	120.5	f_{by}	303		
				σ_{bz}	108.5	f_{bz}	357		
				τ	12.8	f_s	205		
	㊦梁	H-800×350 ×19×36 〈SM490A〉	B	σ_c	0.1	f_c	342	0.69	O. K.
				σ_{by}	152.4	f_{by}	339		
				σ_{bz}	0.7	f_{bz}	357		
				τ	106.1	f_s	205		
	㊦鉛直 ブレース	ϕ -406.4×9.5 〈STK490〉	B	σ_c	137.7	f_c	294	0.47	O. K.
	㊦水平 ブレース	[-180×75×7× 10.5 〈SS400〉	B	σ_t	36.1	f_t	258	0.14	O. K.

*1 : ㊦～㊦の符号は図 4. 3. 2-5 の応力検討箇所を示す

*2 : 表 4. 2. 1-4 参照

表 4.3.2-8(3) 断面検討結果 (前室) (Ss600)

部 位*1		部材形状 (mm) 〈使用材料〉	荷重ケース (位置)*2	作用応力度 (N/mm ²)		許容応力度 (N/mm ²)		応力度比	判定
前 室	㊸柱	H-700×300 ×14×28 〈SM490A〉	従来の Ss-1 -EW+UD (A)	σ_c	13.7	f_c	310	0.82	O. K.
				σ_{by}	223.5	f_{by}	298		
				σ_{bz}	3.6	f_{bz}	357		
				τ	27.6	f_s	205		
	㊹梁	H-390×300 ×10×16 〈SM490A〉	従来の Ss-1 +EW-UD (B)	σ_t	6.8	f_t	357	0.91	O. K.
				σ_{by}	0.0	f_{by}	273		
				σ_{bz}	314.6	f_{bz}	357		
				τ	5.5	f_s	205		
	㊺鉛直 ブレース	ϕ -355.6×9.5 〈STK490〉	従来の Ss-2 +NS+UD (A)	σ_c	199.6	f_c	279	0.72	O. K.
	㊻水平 ブレース	2[s-200×90×8 ×13.5 〈SS400〉	従来の Ss-1 +EW-UD (B)	σ_t	178.7	f_t	258	0.70	O. K.
	㊼屋根トラ ス上下弦材	H-300×300×16 ×16 〈SM490A〉	従来の Ss-1 +NS-UD (B)	σ_c	221.0	f_c	316	0.80	O. K.
				σ_{bz}	33.3	f_{bz}	357		
τ				0.5	f_s	205			
㊽屋根トラ ス斜材	2[s-150×75× 6.5×10 〈SS400〉	従来の Ss-1 -NS+UD (B)	σ_c	148.7	f_c	239	0.63	O. K.	
㊾ランウェ イガード	□-1500×900× (80+40)×80 〈SN490B〉	従来の Ss-1 +NS-UD と +EW-UD と の包絡 (A)	σ_c	24.2	f_c	323	0.35	O. K.	
			σ_b	85.4	f_b	323			
			τ	14.9	f_s	186			

*1 : ㊸~㊾の符号は図 4.3.2-6 の応力検討箇所を示す

*2 : ()内は、燃料取扱設備の位置を示す。(表 4.2.1-4 参照)

表 4. 3. 2-8(4) 断面検討結果 (構台) (Ss600)

部 位 ^{*1}		部材形状 (mm) 〈使用材料〉	荷重ケース (位置) ^{*2}	作用応力度 (N/mm ²)		許容応力度 (N/mm ²)		応力度比	判定
構 台	㊦柱	(X)H-700×300 ×36×36 (Y)H-700×350 ×36×40 〈SM490A〉	従来の Ss-3 +EW-UD (B)	σ_c	43.4	f_c	343	0.91	O. K.
				σ_{by}	246.2	f_{by}	337		
				σ_{bz}	17.1	f_{bz}	357		
				τ	18.8	f_s	205		
	㊦梁	H-750×350 ×40×40 〈SM490A〉	従来の Ss-3 +EW-UD (B)	σ_c	24.1	f_c	350	0.87	O. K.
				σ_{by}	265.9	f_{by}	352		
				σ_{bz}	5.0	f_{bz}	357		
				τ	41.5	f_s	205		
	㊦鉛直 ブレース	ϕ -406.4×9.5 〈STK490〉	従来の Ss-1 +NS-UD (B)	σ_c	214.2	f_c	294	0.73	O. K.
	㊦水平 ブレース	[-180×75×7× 10.5 〈SS400〉	従来の Ss-3 -EW+UD (B)	σ_t	63.3	f_t	258	0.25	O. K.

*1 : ㊦～㊦の符号は図 4. 3. 2-6 の応力検討箇所を示す

*2 : ()内は、燃料取扱設備の位置を示す。(表 4. 2. 1-4 参照)

4.3.3 弾性支承の耐震性に対する検討

弾性支承に作用する圧縮力による面圧が、圧縮限界強度以下となることを確認する。圧縮限界強度はゴム材料の弾性係数に応じて製品が規定する数値である。

検討の結果、最大圧縮面圧が圧縮限界強度以下となることを確認した。

表 4.3.3-1(1) 弾性支承の耐震性に対する検討結果 (1/2Ss450)

設置位置	燃料取扱設備位置*	圧縮限界強度 σ_v (N/mm ²)	最大圧縮面圧 σ_D (N/mm ²)	σ_D / σ_v	判定
西側	A	43.00	8.80	0.21	O. K.
東側	A	43.00	8.86	0.21	O. K.

* : 表 4.2.1-4 参照

表 4.3.3-1(2) 弾性支承の耐震性に対する検討結果 (Ss600)

設置位置	荷重ケース (位置)*	圧縮限界強度 σ_v (N/mm ²)	最大圧縮面圧 σ_D (N/mm ²)	σ_D / σ_v	判定
西側	従来の Ss-1 +NS-UD (A)	43.00	10.83	0.26	O. K.
東側	従来の Ss-1 +NS-UD (A)	43.00	10.83	0.26	O. K.

* : ()内は、燃料取扱設備の位置を示す。(表 4.2.1-4 参照)

4.3.4 オイルダンパの耐震性に対する検討

各部位で用いられるオイルダンパの耐震性に対する検討は、地震応答解析における最大応答値が許容値以下であることを確認する。

表 4.3.4-1 に最大応答値と許容値を比較した結果を示す。

検討の結果、全てのオイルダンパで最大応答値が許容値以下になることを確認した。

表 4.3.4-1(1) オイルダンパの検討結果 (1/2Ss450)

種類	検討項目	燃料取扱設備位置*	最大応答値	許容値	判定
オイルダンパ (水平棟間)	変位 (mm)	A	40	±100	O. K.
	速度 (m/s)	A	0.42	0.70	O. K.
オイルダンパ (鉛直)	変位 (mm)	B	13	±60	O. K.
	速度 (m/s)	B	0.07	0.50	O. K.
ばね付き オイルダンパ	変位 (mm)	A	14	±100	O. K.
	速度 (m/s)	A	0.10	1.00	O. K.

* : 表 4.2.1-4 参照

表 4.3.4-1(2) オイルダンパの検討結果 (Ss600)

種類	検討項目	荷重ケース (位置)*	最大応答値	許容値	判定
オイルダンパ (水平棟間)	変位 (mm)	従来の Ss-1 NS (B)	50	±100	O. K.
	速度 (m/s)	従来の Ss-2 NS (B)	0.54	0.70	O. K.
オイルダンパ (鉛直)	変位 (mm)	従来の Ss-3 EW (B)	18	±60	O. K.
	速度 (m/s)	従来の Ss-1 NS (B)	0.16	0.50	O. K.
ばね付き オイルダンパ	変位 (mm)	従来の Ss-1 NS (A)	18	±100	O. K.
	速度 (m/s)	従来の Ss-1 NS (A)	0.14	1.00	O. K.

* : ()内は、燃料取扱設備の位置を示す。(表 4.2.1-4 参照)

4.3.5 1/2Ss450 と Ss600 の応答結果の比較検討

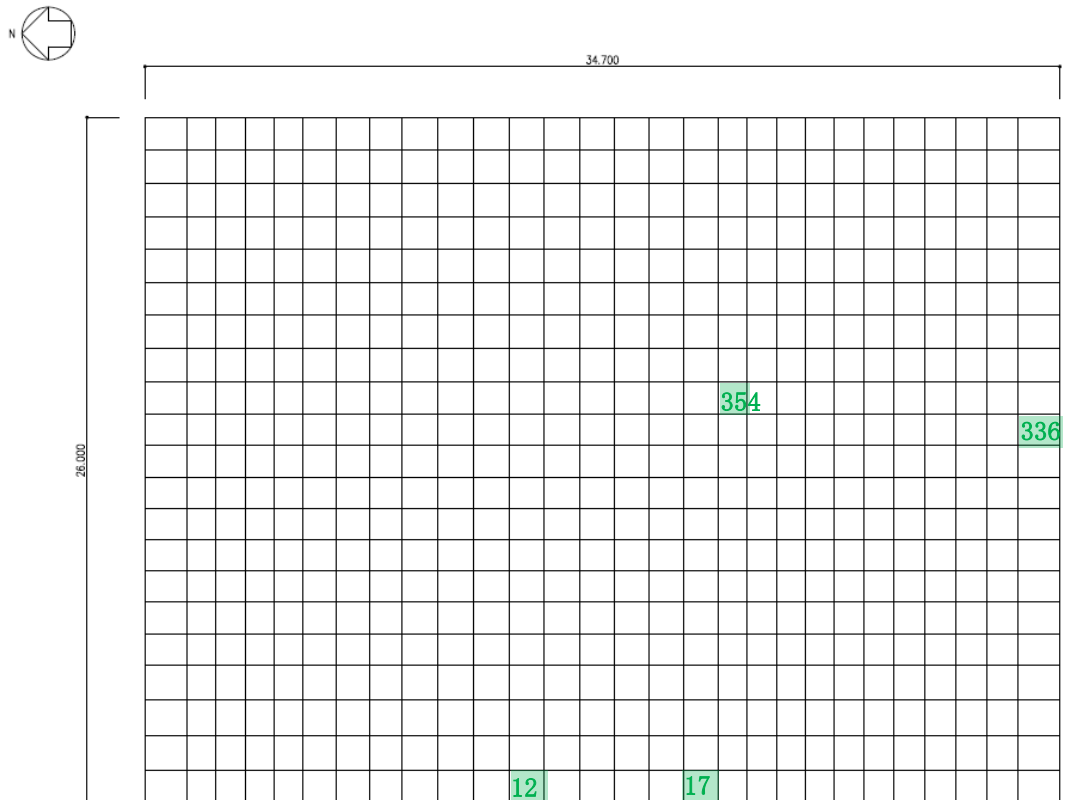
前述の通り，最大応答層間変形角，部材の断面検討結果，弾性支承の最大圧縮面圧およびオイルダンパの最大応答の全てにおいて，1/2Ss450 評価結果が Ss600 評価結果を下回り，1/2Ss450 を適用した場合の影響が十分小さいことを確認した。（別冊 2 8 P97～P103 参照）

4.3.6 基礎の耐震性に対する検討

(1) 解析モデル

基礎の応力解析は、弾性地盤上に支持された版として有限要素法を用いて行う。解析モデルは、図 4.3.6-1 に示すように四辺形の均質等方な板要素により構成し、支持地盤は等価な弾性ばねとしてモデル化する。但し、浮き上がった場合は、ばねの剛性が 0 となる。

なお、前述の通り 1/2Ss450 を適用した場合の影響が十分小さいことを確認したことから、Ss600 での検討結果を記載する。



凡例 ■■■■ : Ss600 時断面算定要素 (数字は要素番号)

図 4.3.6-1 基礎モデル(Ss600 時)

(2) 断面検討

組合せた応力より、各要素の必要鉄筋比を「原子力施設鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説」より求め、設計配筋が必要鉄筋比を上回ること及び面外せん断力が許容せん断力以下であることを確認する。必要鉄筋比が最大となる要素と設計面外せん断力と許容せん断力との比が最大になる要素の断面検討結果を表 4.3.6-1 に示す。なお、各許容応力度、引張耐力及び座屈耐力算定時の材料強度は「平成 12 年建設省告示第 2464 号」に定められた基準強度 F 値の 1.1 倍を用いる。

断面検討の結果、設計配筋は必要鉄筋比を上回り、面外せん断力は許容せん断力以下であることを確認した。

表 4.3.6-1 断面検討結果

要素番号	方向	荷重ケース (位置)*1	設計応力		N/(b・D) ^{*2} (×10 ⁻² N/mm ²)	M/(b・D ²) (×10 ⁻² N/mm ²)	Pt (%)	設計配筋 上段：上端筋 下段：下端筋 (pt:%)	設計面外 せん断力 Q (kN/m)	許容せん断力 f _s ・b・j (kN/m)	判定
			N ^{*2} (kN/m)	M (kN・m/m)							
12	NS	従来のSs-1 +NS-UD (A)	382.3	11137.8	0.127	1.238	0.378	2-D38@200 3-D38@200	542.8	2616	O. K.
336	EW	従来のSs-3 +EW-UD (B)	702.3	8453.6	0.234	0.939	0.261	2-D38@200 2-D38@200	513.9	2663	O. K.
17	NS	従来のSs-1 +NS-UD (A)	485.8	3585.9	0.162	0.398	0.099	2-D38@200 2-D38@200	2048.4	2663	O. K.
354	EW	従来のSs-2 -EW+UD (B)	700.2	4994.3	0.233	0.555	0.139	2-D38@200 2-D38@200	1806.0	2663	O. K.

*1：()内は、燃料取扱設備の位置を示す。(表 4.2.1-4 参照)

*2：圧縮を正とする。

4.3.7 改良地盤の耐震性に対する検討

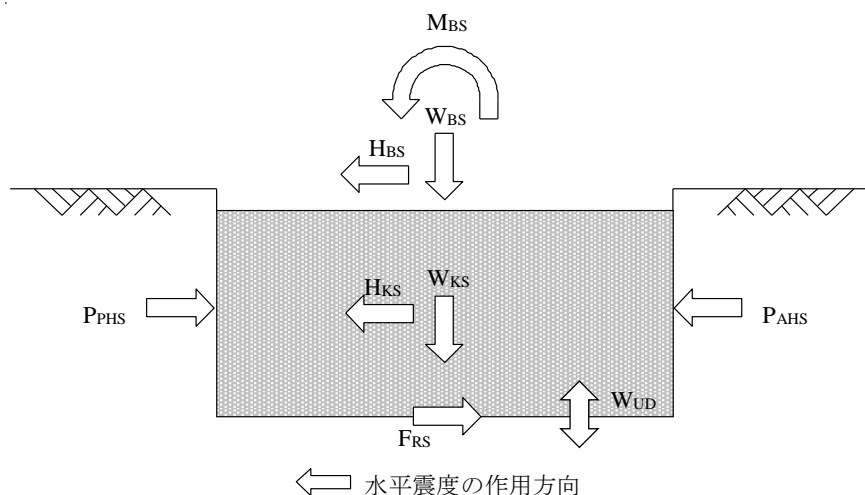
(1) 検討方針

検討は「JEAC 4616-2009」に準拠し、地震により発生する荷重に対して許容限界を満足することを確認する。改良地盤の許容限界は、改良地盤の設計圧縮強度、せん断抵抗に対する安全率に基づき設定する。支持地盤の許容限界は、支持地盤の極限支持力に対する安全率に基づき設定する。

なお、前述の通り 1/2Ss450 を適用した場合の影響が十分小さいことを確認したことから、Ss600 での検討結果を記載する。

(2) 地震時に対する検討

地震時において、改良地盤底面の最大接地圧及びせん断応力が、改良地盤の短期許容応力以下であることを確認する。図 4.3.7-1 に作用荷重を示す。



W_{BS} : 燃料取り出し用構台荷重

W_{KS} : 改良地盤の自重

H_{BS} : 燃料取り出し用構台による水平力

M_{BS} : 燃料取り出し用構台による改良地盤底面における
転倒モーメント

H_{KS} : 改良地盤の慣性力

P_{AHS} : 地震時主働土圧による水平力

P_{PHS} : 地震時受働土圧による水平力

F_{RS} : 支持地盤のせん断抵抗力

W_{UD} : 上下動による鉛直応力

図 4.3.7-1 作用荷重 (Ss600 時)

改良地盤の荷重負担範囲は、基礎底盤における矩形断面部分を対象とした面積 $A=902.2\text{m}^2$ 、断面係数 $Z_x=3909\text{m}^3$ 、 $Z_y=5217\text{m}^3$ として算定する。改良地盤底面の最大接地圧 (q_{1s}) 及び最大せん断応力 (τ_{\max}) は下式にて求める。

$$\begin{aligned} \text{鉛直力の合計} & \quad \Sigma W = W_{BS} + W_{KS} \\ \text{水平力の合計} & \quad \Sigma H_x = H_{BS} + H_{KS} + P_{AHS} + P_{PHS} \quad (\text{NS 方向}) \\ & \quad \Sigma H_y = H_{BS} + H_{KS} + P_{AHS} + P_{PHS} \quad (\text{EW 方向}) \\ \text{転倒モーメントの合計} & \quad \Sigma M_x = M_{BS} + M_{KS} + M_{AHS} + M_{PHS} \quad (\text{X 軸回り:EW 方向加力}) \\ & \quad \Sigma M_y = M_{BS} + M_{KS} + M_{AHS} + M_{PHS} \quad (\text{Y 軸回り:NS 方向加力}) \end{aligned}$$

ここに、 M_{KS} : 改良地盤の転倒モーメント
 M_{AHS} : 地震時主働土圧による転倒モーメント
 M_{PHS} : 地震時受働土圧による転倒モーメント

$$\begin{aligned} \text{改良地盤底面の最大接地圧} & \quad q_{2SX+} = \Sigma W/A + \Sigma M_y/Z_y + W_{UD}/A \\ & \quad q_{2SX-} = \Sigma W/A + \Sigma M_y/Z_y - W_{UD}/A \\ & \quad q_{2SY+} = \Sigma W/A + \Sigma M_x/Z_x + W_{UD}/A \\ & \quad q_{2SY-} = \Sigma W/A + \Sigma M_x/Z_x - W_{UD}/A \end{aligned}$$

ここに、 W_{UD} : 上下動による鉛直応力

(3) 波及的影響の評価

改良地盤の評価は、「JEAC 4616-2009」に準じ、改良地盤に発生する最大応力が許容値に対して 1.5以上の安全率を有していることを確認する。

1) 改良地盤に生じる鉛直応力に対する検討結果

改良地盤に作用する鉛直応力に対し改良地盤の圧縮強度の安全率が 1.5 以上であることを確認する。

$$\frac{ssf_{sc}}{\sigma_{y\max}} \geq 1.5$$

ここで、 ssf_{sc} : 改良地盤の圧縮強度
 $\sigma_{y\max}$: 有限要素解析による各要素の鉛直応力の最大値

改良地盤の圧縮強度 (ssf_{sc}) は、「JEAC 4616-2009」により改良地盤の圧縮強度の平均値である設計圧縮強度 5000 kN/m^2 とし、断面欠損を考慮した場合 4900 kN/m^2 とする。

安全率の検討結果を表 4.3.7-1 に示す。検討結果より改良地盤の圧縮強度は改良地盤の基礎スラブ直下における最大鉛直応力の 1.5 以上の安全率を有していることを確認した。

表 4.3.7-1 改良地盤の鉛直応力に対する検討結果

方向	最大鉛直応力 $\sigma_{y\max}$ (kN/m ²)	最大鉛直応力 発生地震波	圧縮強度 ssf_{sc} (kN/m ²)	安全率	クライテリア	判定
NS	761	従来の Ss-1	4900	6.43	1.50	OK
EW	793	従来の Ss-2	4900	6.17	1.50	OK

2) 改良地盤に作用するせん断力に対する検討

検討は、改良地盤の基礎直下及び改良地盤下端のせん断力について行う。改良地盤上端及び下端にせん断面を想定し、せん断に対する安全率 $F_s(t)$ が 1.5 以上であることを確認する。

$$F_s(t) = \frac{F_R(t)}{F_H(t)} \geq 1.5$$

ここで、
 $F_s(t)$: せん断に対する安全率
 $F_R(t)$: せん断面上の地盤の水平抵抗力 (kN)
 $F_H(t)$: せん断面上の地盤のせん断力 (kN)
 ssf_{ss} : 改良地盤のせん断強度 (kN/m²)

改良地盤のせん断強度 (ssf_{ss}) は下式より設定する。

$$ssf_{ss} = \frac{1}{5} ssf_{sc}$$

ここで、 ssf_{ss} : 1000 kN/m²

断面欠損を考慮し

$$ssf_{ss} : 750 \text{ kN/m}^2$$

安全率の検討結果を表 4.3.7-2, 表 4.3.7-3 に示す。

検討結果より改良地盤の水平抵抗力は、改良地盤の基礎直下及び改良地盤下端の最大せん断力の 1.5 以上の安全率を有していることを確認した。

表 4.3.7-2 改良地盤のせん断力に対する検討結果 (基礎下端)

方向	最大せん断力 発生地震波	最大せん断力 F _H (kN)	水平抵抗力 F _R (kN)	安全率 F _S	クライテリア	判定
NS	従来の Ss-2	56816	676650	11.90	1.50	OK
EW	従来の Ss-1	55076	676650	12.28	1.50	OK

表 4.3.7-3 改良地盤のせん断力に対する検討結果 (改良地盤下端)

方向	最大せん断力 発生地震波	最大せん断力 F _H (kN)	水平抵抗力 F _R (kN)	安全率 F _S	クライテリア	判定
NS	従来の Ss-2	105335	676650	6.42	1.50	OK
EW	従来の Ss-1	106956	676650	6.32	1.50	OK

3) 支持力の検討

支持力の評価は、改良地盤下端における最大鉛直応力が支持地盤の極限支持力度に対して 1.5 以上の安全率を有していることを確認する。

$$\frac{R_u}{V} \geq 1.5$$

ここで、

R_u: 極限鉛直支持力度

V: 地震応答解析から得られる最大鉛直応力

検討の結果、支持地盤の極限支持力度 (6860 kN/m²) *は改良地盤底部における最大鉛直応力の 1.5 以上の安全率を有していることを確認した。

* : 「福島第一原子力発電所 原子炉設置変更許可申請書 (4号炉増設)」による

$$\text{NS 方向} : 6860 \text{ kN/m}^2 / 761 \text{ kN/m}^2 = 9.01 \geq 1.50 \dots \text{OK}$$

$$\text{EW 方向} : 6860 \text{ kN/m}^2 / 793 \text{ kN/m}^2 = 8.65 \geq 1.50 \dots \text{OK}$$

4.3.8 原子炉建屋接触部の耐震性に対する検討

(1) 弾性支承反力に対する検討

地震応答解析で得られる弾性支承に生ずる最大圧縮軸力の反力として原子炉建屋の RC 梁に生じるせん断力が、梁の許容せん断耐力以下となることを確認する。なお、原子炉建屋接触部の状況については、別冊 2 8 P64 参照。

弾性支承の反力は基本的に、プール壁及び下階柱に直接かかるように配置するが、一部梁端に作用するため、それを考慮する。この時、地震時の鉛直方向震度を下向きに考慮する。鉛直震度は、時刻歴解析時のオペフロ床質点の鉛直方向最大加速度を震度換算して算定する。

なお、前述の通り 1/2Ss450 を適用した場合の影響が十分小さいことを確認したことから、Ss600 での検討結果を記載する。

検討の結果、梁のせん断力が許容せん断耐力以下となることを確認した。

表 4.3.8-1 弾性支承反力に対する検討結果

部位	荷重ケース (位置)*	梁端せん断力 Q (kN)	許容せん断耐力 Qa (kN)	耐力比	判定
弾性支承受梁	従来の Ss-1 NS (A)	1203	2313	0.52	O. K.

* : ()内は、燃料取扱設備の位置を示す。(表 4.2.1-4 参照)

(2) ばね付きオイルダンパの反力に対する検討

ばね付きオイルダンパの反力を受ける原子炉建屋床架構を有限要素法を用いてモデル化し弾性解析を行う。床スラブは板要素で、大梁は線材でモデル化する。

ばね付きオイルダンパの反力は、地震応答解析における各支点での最大鉛直方向反力値を取り出し静的に作用させる。

なお、前述の通り 1/2Ss450 を適用した場合の影響が十分小さいことを確認したことから、Ss600 での検討結果を記載する。

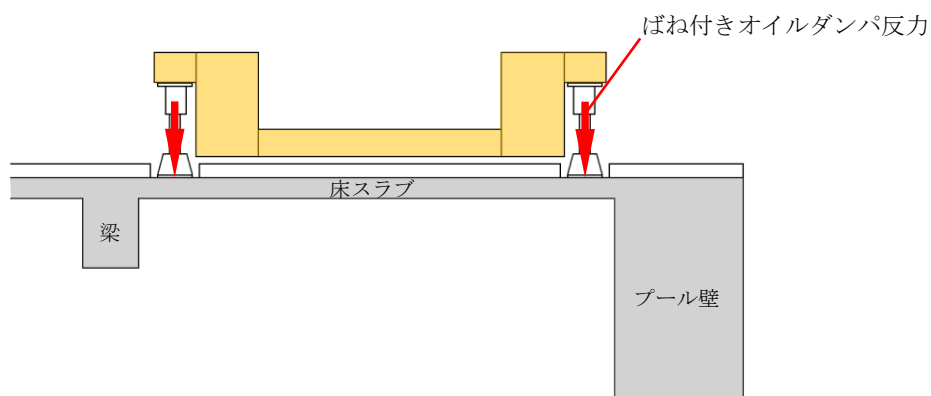


図 4.3.8-1 ばね付きオイルダンパ反力概要図

検討の結果、床スラブの発生応力が許容耐力以下となることを確認した。

表 4.3.8-2 ばね付きオイルダンパの反力に対する検討結果

部位	荷重ケース (位置) *	応力	発生応力	許容耐力	耐力比	判定
ばね付きオイルダンパ 受け床スラブ	従来の Ss-1 NS (A)	曲げ M (kN・m)	79	216	0.37	0. K.
		せん断 Q (kN)	321	420	0.77	0. K.

* : ()内は、燃料取扱設備の位置を示す。(表 4.2.1-4 参照)

(3) オイルダンパ（水平棟間）反力に対する検討

オイルダンパ（水平棟間）の反力を受ける原子炉建屋南側外壁（壁・大梁及び柱）を有限要素法を用いてモデル化し、弾性解析を行う。

床スラブ・壁付梁は板要素で、柱は線材でモデル化する。

オイルダンパ（水平棟間）の反力を受ける箇所は2箇所あるが、面外方向の反力値が大きく、躯体断面の小さい西側での検定比が支配的となるため西側での検討を代表として行う。

オイルダンパ（水平棟間）の反力は、地震応答解析において発生した最大反力を取り出し静的に作用させる。

この時、地震時の水平方向震度を考慮する。水平震度は、時刻歴解析の原子炉建屋床質点の水平方向最大加速度を震度換算して算定し、慣性力として架構面外に作用させる。

なお、前述の通り 1/2Ss450 を適用した場合の影響が十分小さいことを確認したことから、Ss600 での検討結果を記載する。

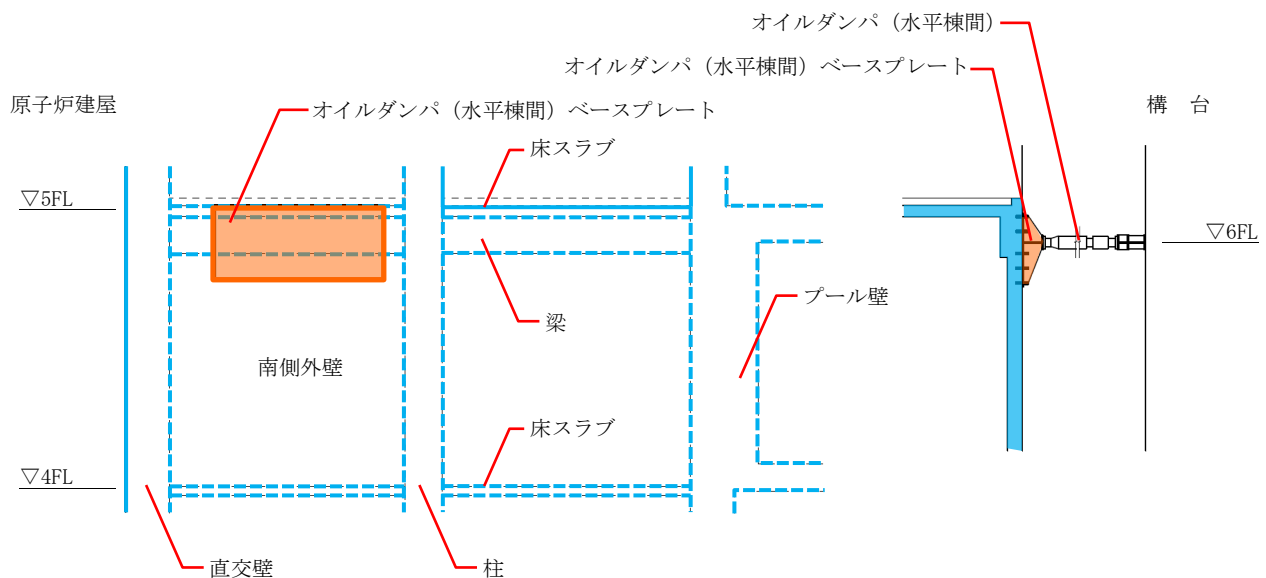


図 4.3.8-2 オイルダンパ（水平棟間）ベースプレート概要図

検討の結果、原子炉建屋南側外壁の発生応力が許容耐力以下となることを確認した。

表 4.3.8-3 オイルダンパ（水平棟間）反力に対する検討結果

部位	荷重ケース (位置) *	応力	発生応力	許容耐力	耐力比	判定
オイルダンパ (水平棟間) 受け外壁	従来の Ss-2 NS (B)	曲げ M (kN・m)	206	422	0.49	O. K.
		せん断 Q (kN/m)	273	589	0.47	O. K.

* : ()内は、燃料取扱設備の位置を示す。(表 4.2.1-4 参照)

(4) オイルダンパ（水平棟間）反力に対するあと施工アンカーの検討

オイルダンパ（水平棟間）は、原子炉建屋南側外壁のオペフロ床より少し下がった位置で、あと施工アンカー（M30及びM60の2種類）を用いて壁面に固定されたベースプレートと接続している。取り合い部の詳細を図4.3.8-3に示す。なお、あと施工アンカーの適用性については、別冊28 P63参照。

なお、前述の通り1/2Ss450を適用した場合の影響が十分小さいことを確認したことから、Ss600での検討結果を記載する。

あと施工アンカーは、地震応答解析で得られたオイルダンパ（水平棟間）の反力（引張及びせん断方向）の最大値に対して短期許容強度以下となることを確認した。

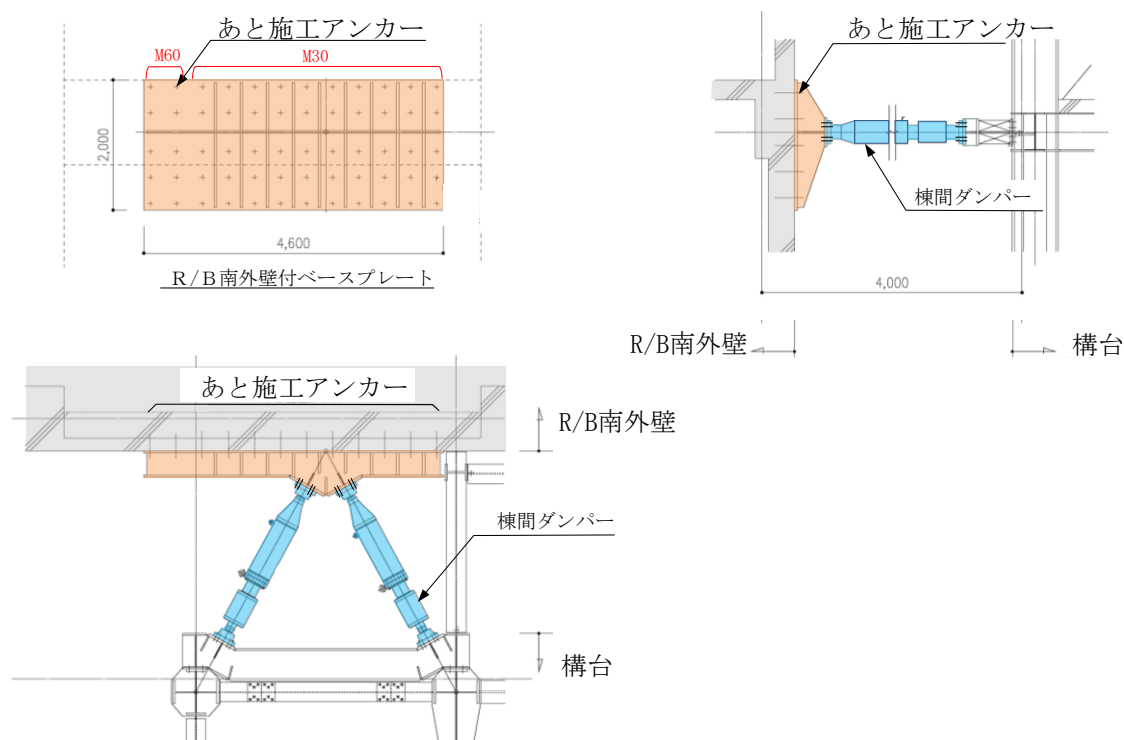


図4.3.8-3 取り合い部の詳細

表4.3.8-4 オイルダンパ（水平棟間）反力に対するあと施工アンカーの検討結果
一般あと施工アンカー及びFMボルトの許容耐力

種類	径	有効埋込長	短期許容強度	
一般あと施工アンカー	M30	300 mm	107 kN/本	引張
FMボルト	M60	265 mm	329 kN/本	せん断
検討結果				
種類	作用応力(kN)	許容耐力(kN)	耐力比	判定
引張	3203	5350	0.60	O. K.
せん断	2219	3290	0.68	O. K.

4.3.9 原子炉建屋の耐震性に対する検討

(1) 検討方針

燃料取り出し用構台を支持する原子炉建屋の耐震性の検討は、耐震安全上重要な設備への波及的影響防止の観点から、原子炉建屋の耐震壁及び屋根トラス（以下、原子炉建屋上部架構）の健全性について行い、Ss600 に対して原子炉建屋上部架構の応答性状を適切に表現できる地震応答解析を用いて評価する。

なお、前述の通り $1/2Ss450$ を適用した場合の影響が十分小さいことを確認したことから、Ss600 での検討結果を記載する。

(2) 原子炉建屋上部架構の地震応答解析

1) 解析に用いる入力地震動

原子炉建屋上部架構の地震応答解析に用いる入力地震動は、Ss600 を入力したときの原子炉建屋 G. L. 29.92m の時刻歴応答加速度とし、水平方向、回転方向及び鉛直方向の同時入力とする。入力地震動の概念図を図 4.3.9-1 に示す。

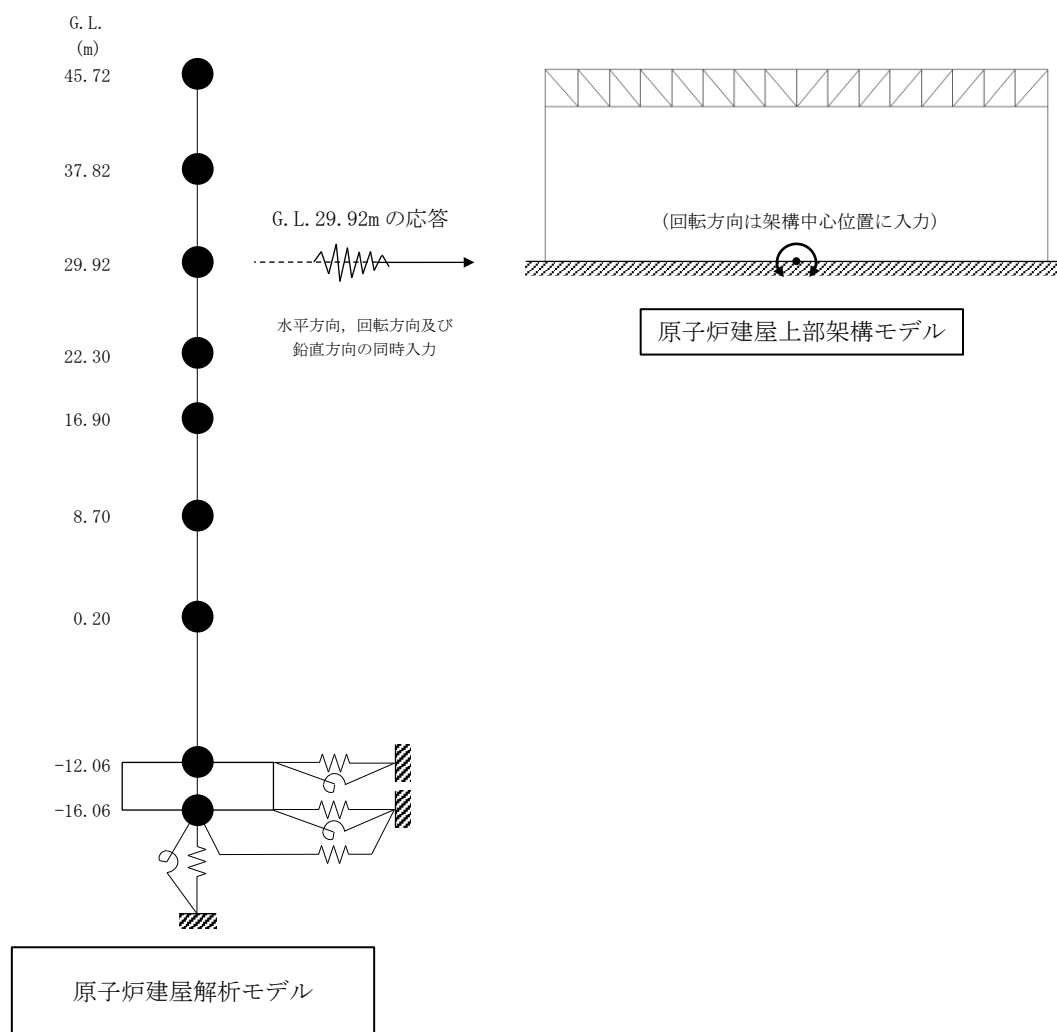


図 4.3.9-1 入力地震動の概念図

2) 地震応答解析モデル

原子炉建屋上部架構の地震応答解析モデルは、G. L. 29.92m より上部の鉄骨造の屋根と鉄筋コンクリート造の柱、梁及び耐震壁を組み込んだ立体架構モデルとし、境界条件は柱及び耐震壁脚を固定とする。解析モデルを図 4.3.9-2 に、物性値を表 4.3.9-1 に示す。

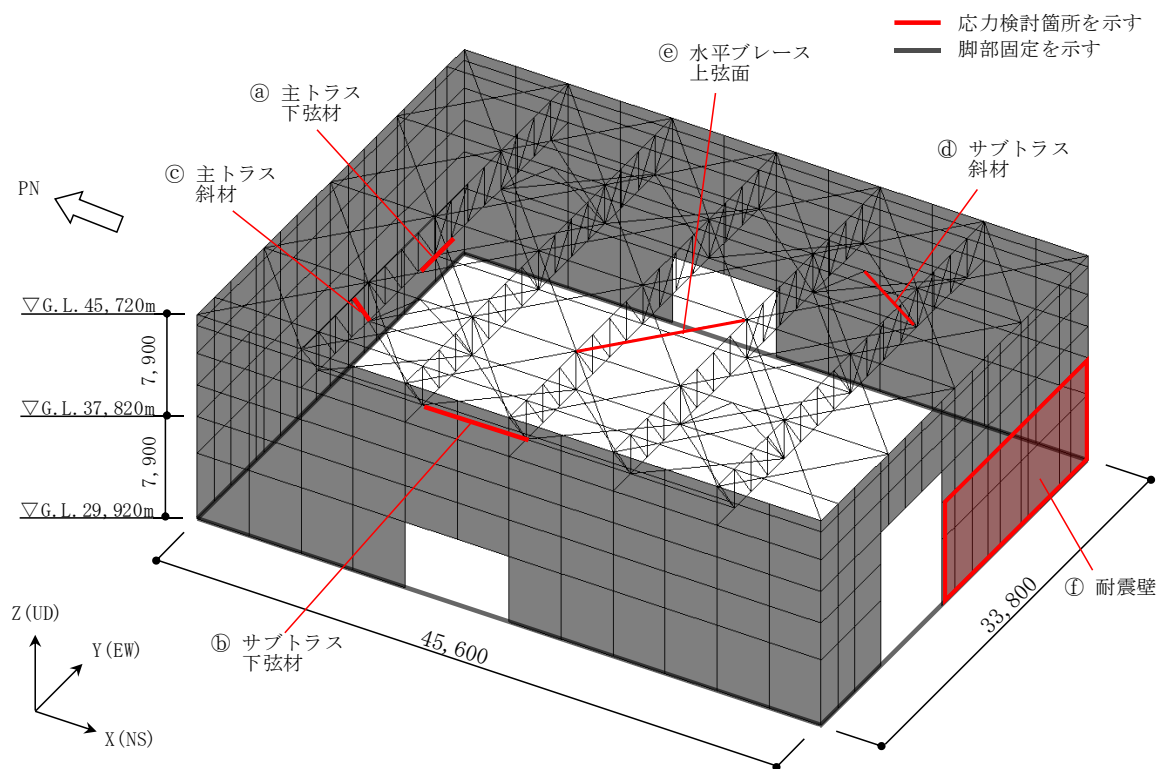


図 4.3.9-2 原子炉建屋上部架構の地震応答解析モデル

表 4.3.9-1 地震応答解析に用いる物性値

部 位	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 (%)
屋根	鉄骨	2.05×10^5	7.90×10^4	2
外周部	コンクリート*	2.57×10^4	1.07×10^4	5

* : 実強度 (Fc35) に基づく物性値を示す。

(3) 波及的影響の評価

原子炉建屋上部架構の変形は、JSCA 性能メニュー（社団法人日本建築構造技術者協会，2018 年）を参考に定めたクライテリアとして、鉄骨造部材は、塑性率が 5 以下を満足することを確認する。

耐震壁のせん断ひずみは、鉄筋コンクリート造耐震壁の終局限界に対応した評価基準値 (4.0×10^{-3}) 以下になることを確認する。

1) 応力度比及び塑性率の検討

部材の応力度比は、2 方向の曲げ、軸力及びせん断力の各最大応力と各許容応力度との比を組み合わせた値で表され、部材の塑性率は、引張及び圧縮に対して最大軸力時のひずみを引張耐力または座屈耐力時のひずみで除した値で表される。表 4.3.9-2 及び表 4.3.9-3 に応力度比及び塑性率が最大となる部位の検討結果を示す。なお、各許容応力度、引張耐力及び座屈耐力算定時の材料強度は「平成 12 年建設省告示第 2464 号」に定められた基準強度 F 値の 1.1 倍を用いる。

表 4.3.9-2 より応力度比は 1 以下、表 4.3.9-3 より塑性率は 5 以下となり、クライテリアを満足することを確認した。

表 4.3.9-2 応力度比の検討結果

部 位*1			部材形状 (mm) <使用材料>	荷重ケース (位置)*2	作用 応力度 (N/mm ²)		許容 応力度 (N/mm ²)	応力度比	判定
主トラス	㉔	下弦材	H-400×400 ×13×21 <SS400>	従来の Ss-1 +NS+UD (A)	σ_t	108.4	258	0.72	O.K.
					σ_{by}	49.7	190		
					σ_{bz}	7.4	258		
					τ	5.0	148		
サブ トラス	㉕	下弦材	H-248×249 ×8×13 <SS400>	従来の Ss-1 +EW-UD (A)	σ_c	53.1	142	0.38	O.K.
					σ_{by}	0.0	157		
					σ_{bz}	0.0	258		
					τ	0.0	148		

*1：㉔、㉕の符号は図 4.3.9-2 の応力検討箇所を示す

*2：()内は、燃料取扱設備の位置を示す。(表 4.2.1-4 参照)

σ_t : 引張応力度の最大値

σ_c : 圧縮応力度の最大値

σ_{by} : 強軸まわりの曲げ応力度の最大値 b

σ_{bz} : 弱軸まわりの曲げ応力度の最大値

τ : せん断応力度の最大値

表 4.3.9-3 塑性率の検討結果

部 位 ^{*1}			部材形状 (mm) 〈使用材料〉	荷重ケース (位置) ^{*2}	塑性率		判定
主トラス	㊸	斜材	2Ls-100×100×13 〈SS400〉	従来の Ss-1 +NS+UD (A)	T/Tu	0.82	0. K.
サブ トラス	㊹	斜材	2Ls-100×100×7 〈SS400〉	従来の Ss-1 +NS+UD (A)	C/Cu	0.58	0. K.
水平 ブレース	㊺	上弦面	CT-125×250×9× 14 〈SS400〉	従来の Ss-2 +EW+UD (A)	C/Cu	1.68	0. K.

*1 : ㊸~㊺の符号は図 4.3.9-2 の応力検討箇所を示す

*2 : ()内は、燃料取扱設備の位置を示す。(表 4.2.1-4 参照)

C : 部材軸方向の圧縮力の最大値

Cu : 座屈耐力

T : 部材軸方向の引張力の最大値

Tu : 引張耐力

2) 耐震壁のせん断ひずみの検討

原子炉建屋上部架構の耐震壁の最大せん断ひずみを表 4.3.9-4 に示す。

検討の結果、耐震壁の最大せん断ひずみは 4.0×10^{-3} 以下となり、クライテリアを満足することを確認した。

また、「4.3.2 構台、前室及びランウェイガーダの耐震性に対する検討」で実施した地震応答解析による原子炉建屋の最大せん断ひずみを、「JEAG 4601-1991 追補版」に基づき設定した耐震壁のせん断スケルトン曲線上にプロットした結果を図 4.3.9-3 に示す。

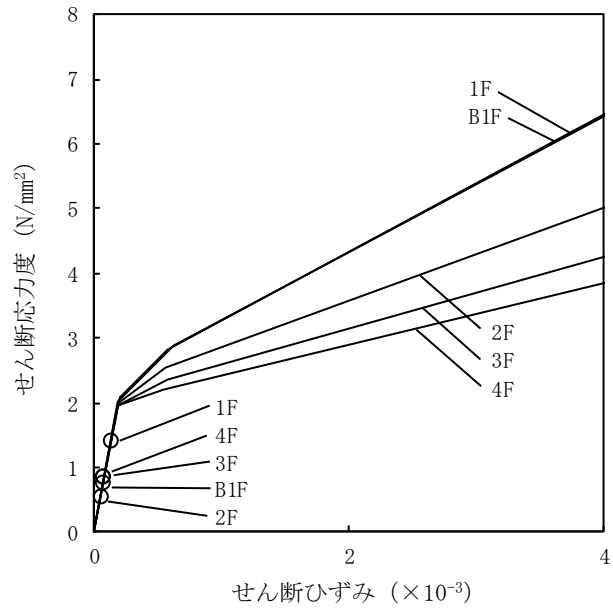
検討の結果、耐震壁の最大せん断ひずみは 4.0×10^{-3} 以下となり、クライテリアを満足することを確認した。

表 4.3.9-4 耐震壁の最大せん断ひずみの検討結果

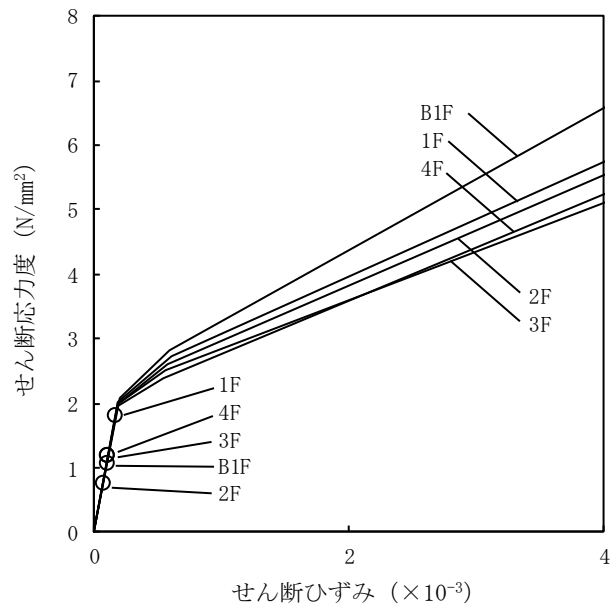
部 位 ^{*1}			部材形状 (mm) 〈使用材料〉	荷重ケース (位置) ^{*2}	せん断ひずみ ($\times 10^{-3}$)	判定
耐震壁	㊻	建屋南側 5F	t=200 〈Fc22.1〉	従来の Ss-1 +EW+UD (A)	0.24	0. K.

*1 : ㊻の符号は図 4.3.9-2 の応力検討箇所を示す

*2 : ()内は、燃料取扱設備の位置を示す。(表 4.2.1-4 参照)



(a) NS 方向



(b) EW 方向

図 4.3.9-3 せん断スケルトン曲線上の最大応答値

5. 別添

- 別添－1 福島第一原子力発電所 3号機燃料取り出し用カバーの構造強度及び耐震性について
(東京電力株式会社, 平成25年2月21日, 特定原子力施設監視・評価検討会(第4回)資料4)
- 別添－2 福島第一原子力発電所 3号機燃料取り出し用カバーの構造強度及び耐震性について
(コメント回答)(東京電力株式会社, 平成25年3月8日, 特定原子力施設監視・評価検討会(第6回)資料5)
- 別添－3 4号機燃料取り出し用カバーに係る確認事項
- 別添－4 3号機燃料取り出し用カバーに係る確認事項
- 別添－5 3号機原子炉建屋の躯体状況調査結果を反映した使用済燃料プール等の耐震安全性評価結果
- 別添－6 3号機原子炉建屋 遮へい体設置における滑動対策について
- 別添－7 2号機燃料取り出し用構台に係る確認事項
- 別添－8 2号機原子炉建屋 オペレーティングフロア床面に設置する遮蔽体の落下防止について

特定原子力施設監視・
評価検討会(第4回)
資料4
(第3回資料4を一部改定)

福島第一原子力発電所 3号機燃料取り出し用カバーの 構造強度及び耐震性について

平成25年2月21日
東京電力株式会社



無断複製・転載禁止 東京電力株式会社

1. 施設概要と要求機能
2. 構造概要
3. 設計概要
4. 解析モデル
5. 耐震性に対する検討結果
6. 建屋損傷の反映状況と今後の対応
 - ・ コメント回答
 - ・ 参考資料



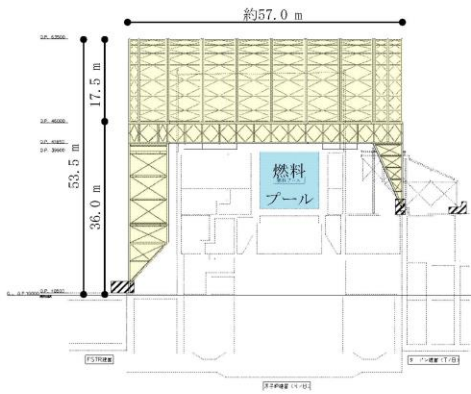
無断複製・転載禁止 東京電力株式会社

※O.P.表記は震災前の「旧 O.P.表記」を指す。
 T.P.表記に換算する際は、震災後の地盤沈下量(-709mm)と O.P.から T.P.への読替値(-727mm)を用いて、下式に基づき換算する。
 <換算式> T.P.=旧 O.P.-1.436mm

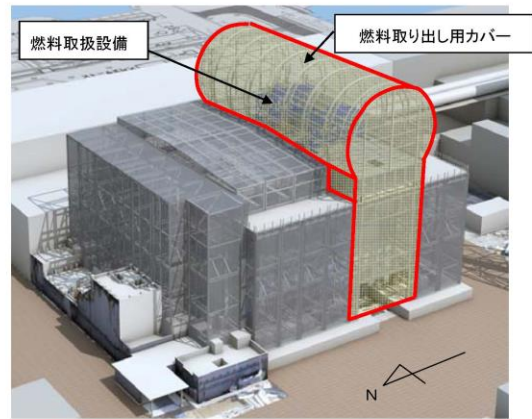
1. 施設概要と要求機能

(1) 施設概要

- 燃料取り出し用カバーは、プール内燃料の取り出しと燃料取り出し中の作業環境保持のために設置する。
- 東西約57.0m、南北約22.8m、高さ53.5mの鉄骨構造物で、周囲を鋼製の折板で覆う。

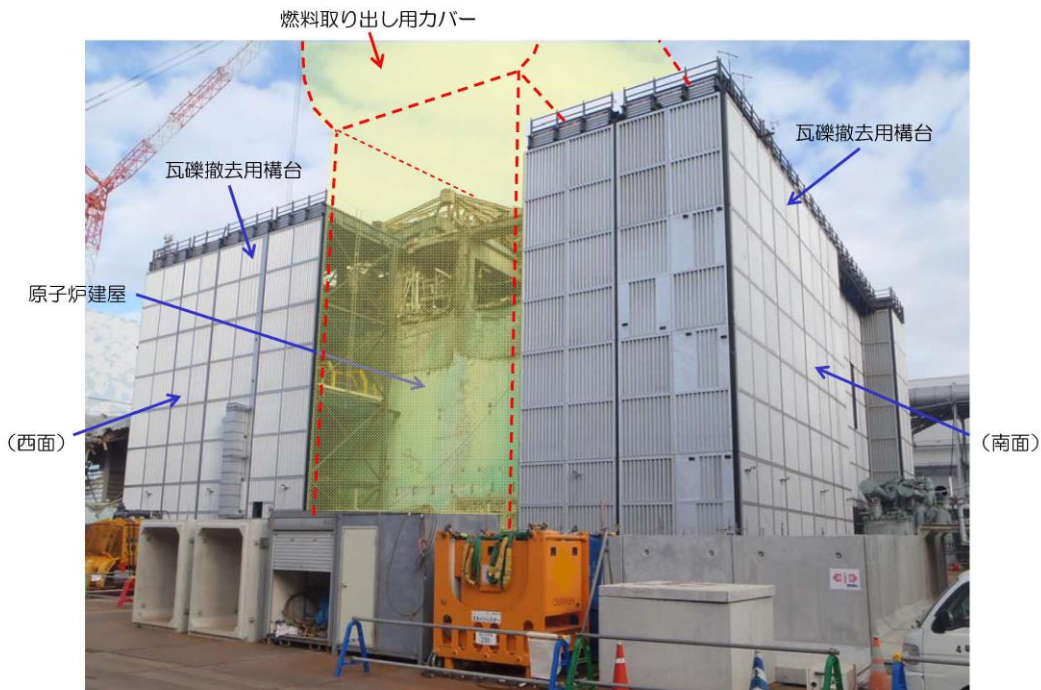


東西断面図



完成イメージ図 (北西側外観)

1. 施設概要と要求機能



3号機原子炉建屋の現況写真
 (南西面、2013年1月8日撮影)

※O.P.表記は震災前の「旧 O.P.表記」を指す。
T.P.表記に換算する際は、震災後の地盤沈下量(-709mm)と O.P.から T.P.への読替値(-727mm)を用いて、下式に基づき換算する。
<換算式> T.P.=旧 O.P.-1,436mm

1. 施設概要と要求機能

(2) 要求機能

1. 作業環境保持

燃料取り出し作業に支障が生じることのないよう、風雨を遮る構造とする。

2. 飛散・拡散抑制

外周覆いの隙間を低減し、排気設備によりカバー内の放射性物質の大気への放出を抑制できる構造とする。

3. 燃料取扱設備の支持

燃料取扱設備を支持できる構造とする。

(3) 使用期間

ロードマップに示した燃料取り出し作業に支障がない期間とする。

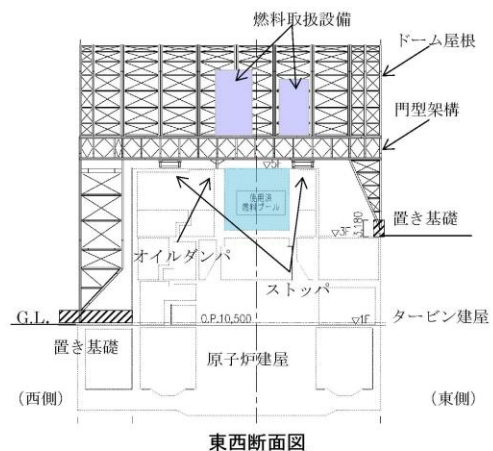
ロードマップ (2012年7月)



2. 構造概要

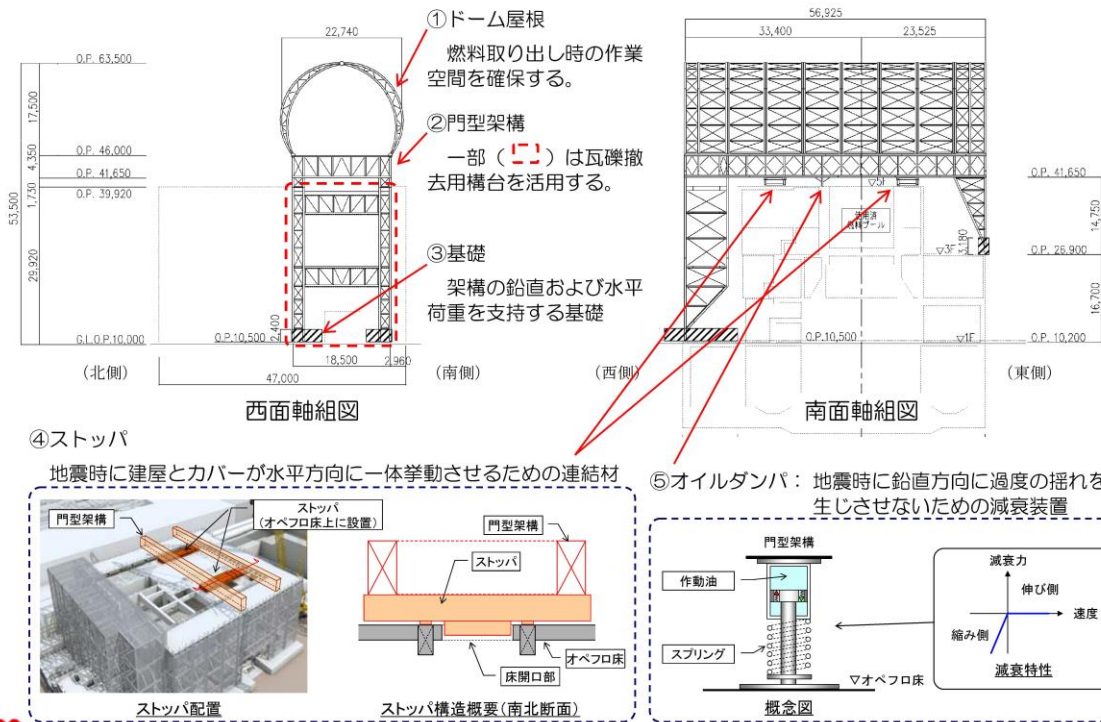
(1) 構造概要

- ① 高線量下での建設となるため、作業員の被ばくを最小限とする構造とする。
 - ・ 軽量の鉄骨トラス構造を採用し、建屋上部に予め大組みした鉄骨ブロックをクレーンで吊り込むことで、現地作業の低減をはかる。
 - ・ 建屋との取り合い部は、アンカー等による固縛が不要な構造とし、現地作業の低減をはかる。
- ② 建屋1、3階部にコンクリート造の置き基礎を設け、燃料取扱設備を支持する門型架構を構築する。
- ③ 門型架構の中央部にはストッパおよびオイルダンパを配置し、地震時の建屋との一体挙動を確保する。
- ④ 門型架構の上部に、軽量のドーム屋根を取り付けて、燃料取り出し時の作業空間を確保する。



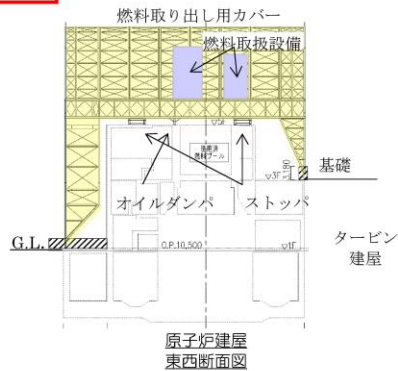
※O.P表記は震災前の「旧 O.P.表記」を指す。
 T.P.表記に換算する際は、震災後の地盤沈下量(-709mm)と O.P.から T.P.への読替値(-727mm)を用いて、下式に基づき換算する。
 <換算式> T.P.=旧 O.P.-1.436mm

2. 構造概要

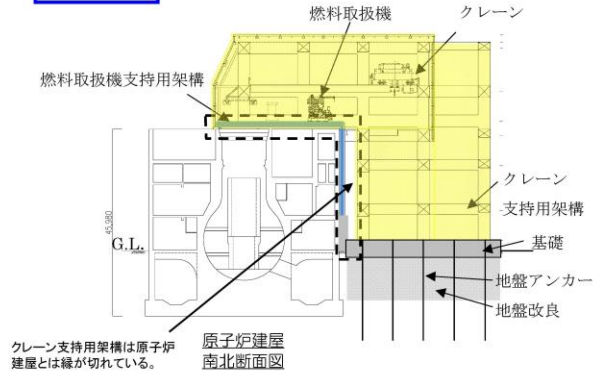


2. 構造概要 (2) 4号機との比較

3号機



4号機



放射線量の高い作業環境(数m~数百mSv/h)

放射線量の比較的低い作業環境(1.0mSv/h程度)

軽量の鉄骨トラス構造物とし、建屋上部に設置

大型の鉄骨柱・梁構造物とし、建屋と分離設置

小型の基礎、ストッパ等を介し建屋と一体化

地盤改良等による独立基礎で支持

建屋と一体の燃料取扱機支持用架構を別途設置

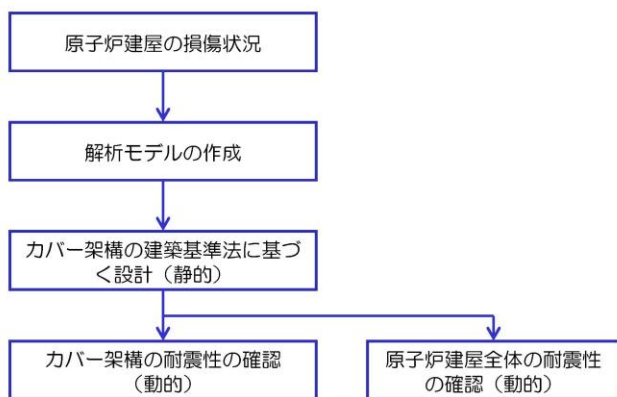
現地作業を低減し作業員の被ばくを最小限とする

※O.P.表記は震災前の「旧 O.P.表記」を指す。
 T.P.表記に換算する際は、震災後の地盤沈下量(-709mm)と O.P.から T.P.への読替値(-727mm)を用いて、下式に基づき換算する。
 <換算式> T.P.=旧 O.P.-1,436mm

3. 設計概要

設計方針

- 耐震クラスは、燃料取り出し用カバーは安全機能を有しないため定めない。
- 設計は、建築基準法（地震*1、風圧力*2、積雪）に基づく。
- 基準地震動Ssに対して耐震性*3を確認する。

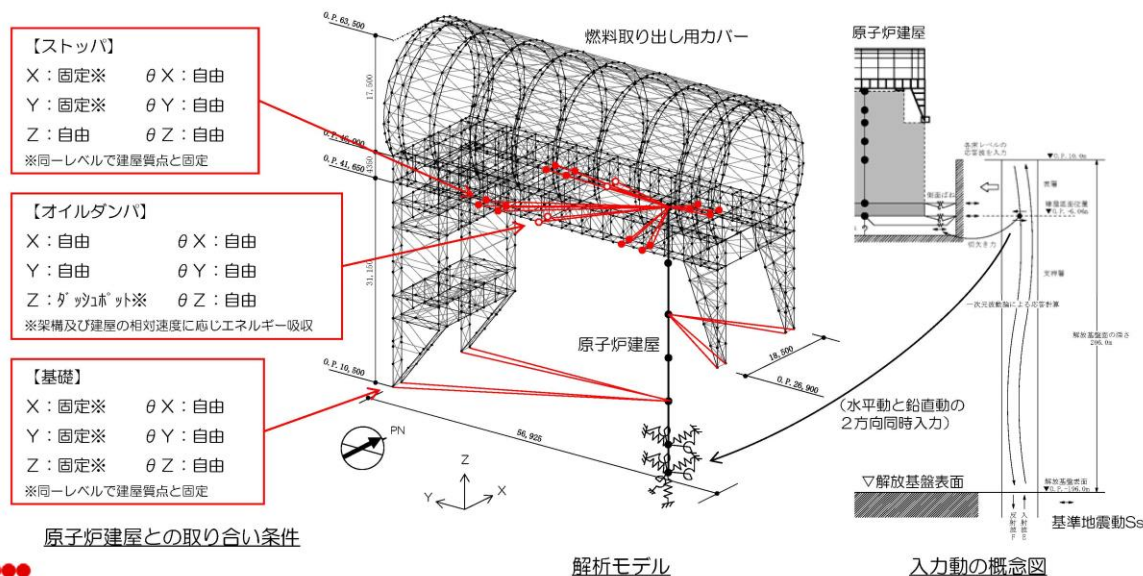


*1：建築基準法で定める地震力の1.5倍を考慮する。
 *2：基準風速30m/s（10分間平均風速、最大瞬間風速50m/s相当）
 *3：原子炉建屋、使用済み燃料プールおよび使用済み燃料貯蔵ラックに波及的影響を与えないこと。
 (注記) その他の荷重に対する考え方
 津波：燃料取り出し用カバーは鉄骨トラスと鋼製の外装材により構成されているが、閉空間になっておらず、津波襲来時には、水は燃料取り出し用カバーの裏側に回り込む。そのため、津波による波圧は生じにくい。
 暴風：外装材は、設計風圧力の約4倍の耐力を有することを確認している。

4. 解析モデル

基準地震動Ssに対する耐震性評価モデル

- 立体架構を原子炉建屋の質点系モデルに接続したモデルとし、地盤を等価なばねで評価した建屋-地盤連成系モデルとする。



※O.P.表記は震災前の「旧 O.P.表記」を指す。
 T.P.表記に換算する際は、震災後の地盤沈下量(-709mm)と O.P.から T.P.への読替値(-727mm)を用いて、下式に基づき換算する。
 <換算式> T.P.=旧 O.P.-1,436mm

5. 耐震性に対する検討結果

いずれも評価クライテリア以下であることを確認した。

(1) 架構の耐震性

部位	評価項目	検定比、最大応答値	評価クライテリア	判定
門型架構	層間変形角	1/720	1/75以下	OK
門型架構	塑性率	0.75	5以下	OK
ドーム屋根	塑性率	0.90	5以下	OK
オイルダンパ	相対変位	72 mm	100 mm以下	OK
	相対速度	0.48 m/s	1.0 m/s以下	OK
ストッパ	せん断耐力比	0.42	1.0以下	OK
基礎	浮き上がりの有無	生じない	生じないこと	OK
	すべり摩擦抵抗比	0.59	1.0以下	OK

(2) 原子炉建屋の耐震性

部位	評価項目	検定比、最大応答値	評価クライテリア	判定
ストッパ接触部	支圧耐力比	0.54	1.0以下	OK
オイルダンパ接触部	支圧耐力比	0.19	1.0以下	OK
基礎設置部	圧縮耐力比	0.29	1.0以下	OK
原子炉建屋	せん断ひずみ	0.14×10^{-3}	4.0×10^{-3} 以下	OK



東京電力

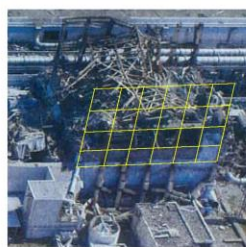
無断複製・転載禁止 東京電力株式会社

10

6. 建屋損傷の反映状況と今後の予定

(1) 建屋損傷の反映状況

- ・外壁 : 損傷状況を解析モデルに反映
- ・基礎設置部 : 目視調査により損傷が無いことを確認



①西面



②東面

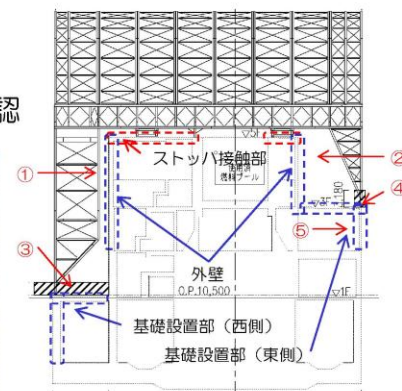
外壁



③基礎設置部 (西側)



④基礎設置部 (東側、外部)



東側の基礎を支持する建屋外壁



⑤基礎設置部 (東側、内部)



東京電力

無断複製・転載禁止 東京電力株式会社

11

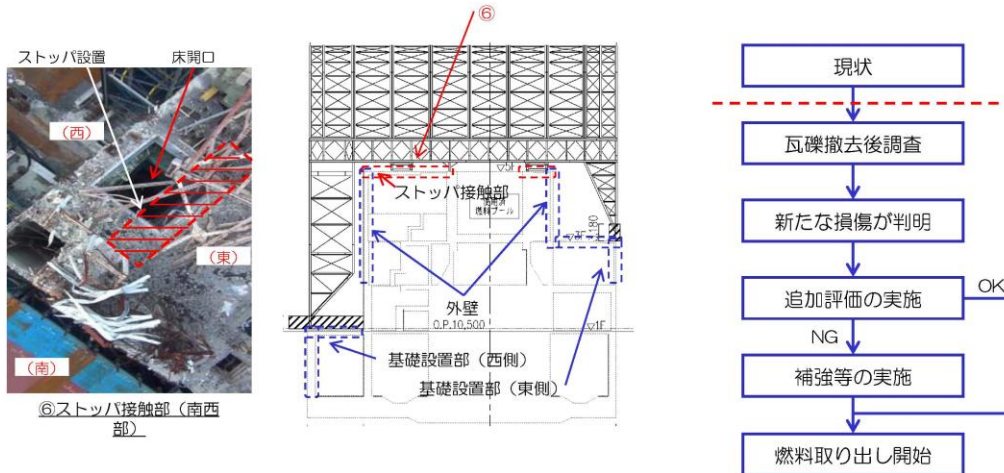
※O.P.表記は震災前の「旧 O.P.表記」を指す。
 T.P.表記に換算する際は、震災後の地盤沈下量(-709mm)と O.P.から T.P.への読替値(-727mm)を用いて、下式に基づき換算する。
 <換算式> T.P.=旧 O.P.-1.436mm

6. 建屋損傷の反映状況と今後の予定

(2) 今後の予定

- ・ストッパ接触部：瓦礫撤去後にカメラ等による無人調査を予定

今後、燃料取り出し開始前に、瓦礫撤去後予定する建屋オペフロ床の調査結果を基に、安全性の再確認を実施する。



コメント回答①

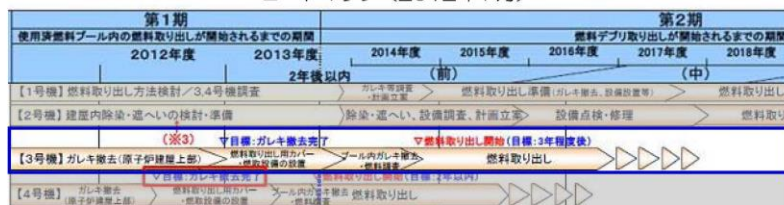
①使用期間と設計のクライテリアは密接に関係することから、3号機燃料取り出し用カバーの使用期間を明確に記載すること。仮に、燃料取り出し後も継続使用するのであれば、竜巻、あるいは地震・津波に関わる新安全設計基準にどのように対応するつもりなのかを明確にすること。

使用期間

3号機燃料取り出し用カバーの使用期間は、ロードマップに示した「使用済み燃料」取り出し作業に支障がない期間（2017年度頃まで）としている。

その後に計画している「デブリ燃料」取り出し作業に関しては、別の構造体を構築することを想定している。当該構造体については、別途申請する予定である。

ロードマップ（2012年7月）



コメント回答②

②JSCAのクライテリア（層間変形角 $1/75$ 、層の塑性率4以下、部材の塑性率5以下を満足すること）については、一般の建築物に採用するクライテリアであるため、使用期間及び耐震安全性の観点から、リスク評価の観点から検討し、燃料取り出し用カバーの設計に適用して支障ないことを説明すること。特に、①とも関係し、ドーム屋根の塑性率に対する検定比が0.90となっていることは、仮に損傷を受けた場合に、補修方法も含めて問題がないか説明すること。

1. 評価には、JSCA及び日本建築センター両者のクライテリアを用いている。

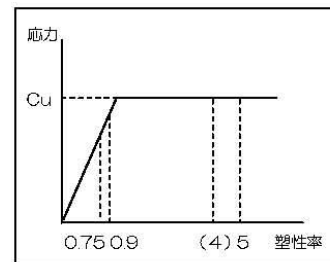
日本建築センターのクライテリアは、層間変形角 $1/100$ 以下、層の塑性率2以下、部材の塑性率4以下とされており、これを越える場合には、水平変形に伴う鉛直荷重の付加的影響を考慮した解析を実施し、安全性を確認するものとされている。

コメント回答②

2. 評価結果は、JSCA及び日本建築センター両者のクライテリアに対し十分余裕がある結果となっており、十分な耐震安全性を確保している。

部位	評価項目	最大応答値	評価クライテリア	耐震余裕
門型架構	層間変形角	1/720	1/75以下 (1/100以下)	9.6倍 (7.2倍)
門型架構	塑性率	0.75	5以下 (4以下)	6.6倍 (5.3倍)
ドーム屋根	塑性率	0.90	5以下 (4以下)	5.5倍 (4.4倍)

(注) () は、日本建築センター「時刻歴応答解析建築物性能評価業務方法書」の判定基準に基づく値を示す。



門型架構、ドーム屋根の最大塑性率

(注) C_u は、建築学会鋼構造設計規準、建築基準法告示を基に算定した座屈荷重

3. 本構造物の使用期間は、前述の通り一般の建築物に比べ短い。

⇒ 2つのクライテリアを用いること、両者のクライテリアに対し十分余裕があること、使用期間が一般の建築物に比べ短いことから、3号機燃料取り出し用カバーの耐震性評価に適用して支障がないと考えている。

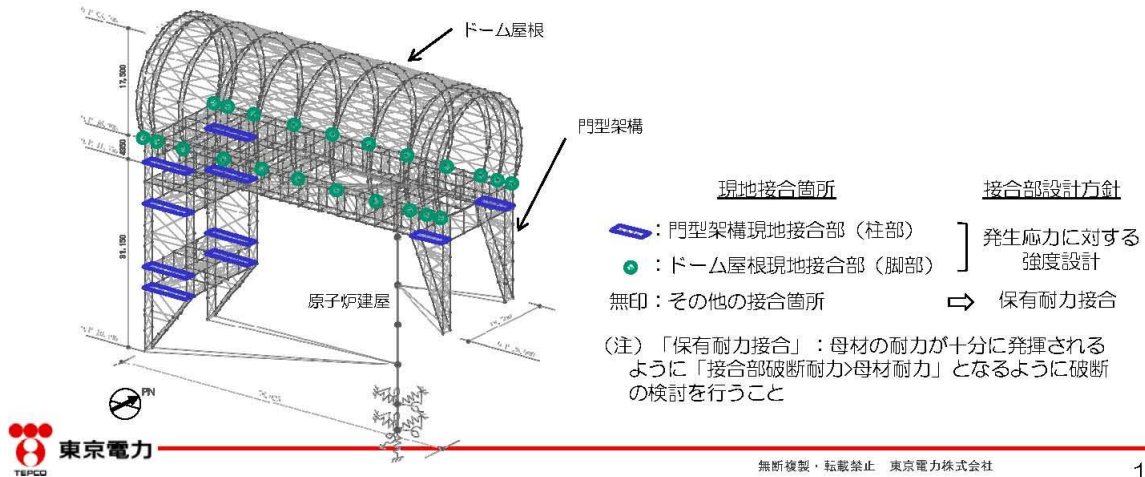
※O.P.表記は震災前の「旧 O.P.表記」を指す。
 T.P.表記に換算する際は、震災後の地盤沈下量(-709mm)と O.P.から T.P.への読替値(-727mm)を用いて、下式に基づき換算する。
 <換算式> T.P.=旧 O.P.-1,436mm

コメント回答③

③鋼構造において接合部等の詳細設計は耐震安全性を判断する上で重要な審査項目であるので、接合部等の詳細設計結果を追加報告すること。

1. 接合部の設計方針

- ・原則として、保有耐力接合（接合部で破断させない設計）とする。
- ・高線量下での作業となる一部の現地接合部については、発生応力に対する強度設計を行う。（強度余裕確保）



16

コメント回答③

2. 基準地震動Ssに対する接合部の検討結果

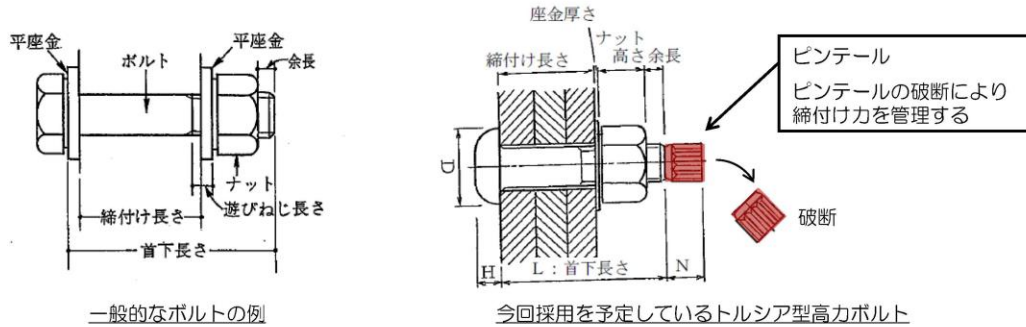
架構	検討部位	設計	検定比 (最大箇所)	耐震余裕
門型架構	現地接合部 (柱部)	発生応力に対する強度設計	0.60≤1.0 (フランジプレート)	1.6倍
ドーム屋根	現地接合部 (脚部)	発生応力に対する強度設計	0.36≤1.0 (スプラインプレート)	2.7倍
門型架構 ドーム屋根	その他の接合部	保有耐力接合	接合部では破断しない	

（注）検定比＝発生応力／接合部破断耐力

コメント回答④

④立ち入りが難しい場所で施工管理（特に接合部）の計画について説明すること。

1. 有人にて現地作業が行えるよう、除染、遮へいにより作業環境を確保する。
2. ボルト接合部については、短時間の現地作業によって安定した品質確保及び品質管理が可能なトルシア型の高力ボルト接合法を採用する。

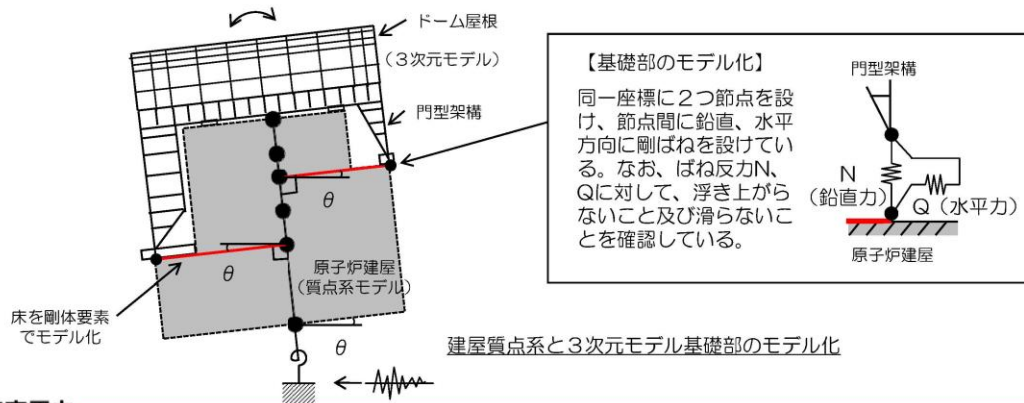


3. 施工品質の管理は、作業完了後に、施工会社（協力会社）が現場環境を考慮し、全数確認（遠隔操作室からのカメラまたはその他のカメラ、あるいは目視）を実施し、東京電力は抜き取りで確認を実施する。

コメント回答⑤

⑤燃料取り出し用カバーの3次元モデルと原子炉建屋の質点系モデルを連成した地震応答解析モデルにおいて、原子炉建屋の剛体的なロッキング運動による燃料取り出し用カバーへの影響（架構基礎部からの鉛直動入力及び柱脚基礎部の相対変位）を反映されていることについて説明すること。

- ・ 建屋のロッキング運動による影響を模擬するため、距離効果を表現できる剛体要素で建屋質点系モデルと3次元モデルの基礎部を連結する。
- ・ さらに、基礎との連結部には鉛直と水平方向に剛ばねを設け、建屋から架構基礎への入力伝達が表現できる境界条件となっている。



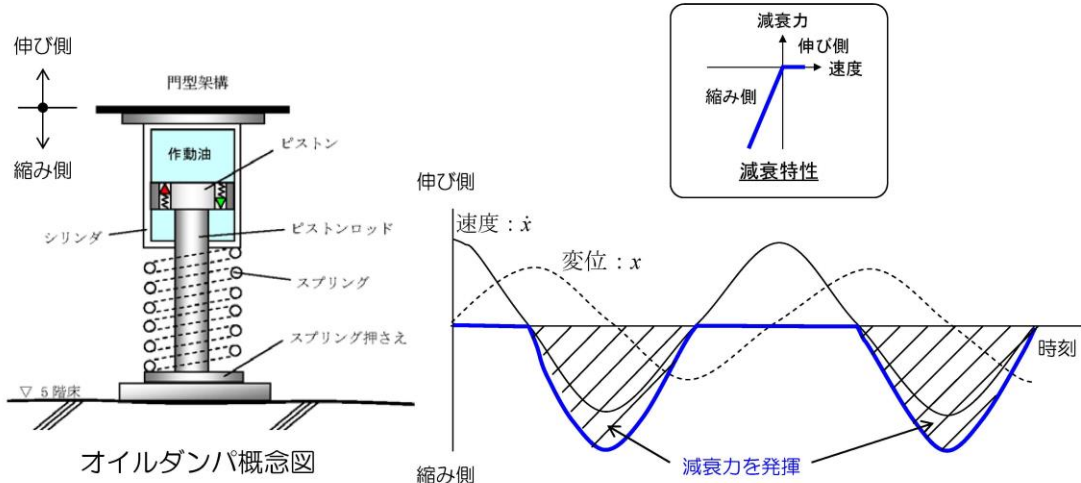
※O.P.表記は震災前の「旧 O.P.表記」を指す。
 T.P.表記に換算する際は、震災後の地盤沈下量(-709mm)と O.P.から T.P.への読替値(-727mm)を用いて、下式に基づき換算する。
 <換算式> T.P.=旧 O.P.-1,436mm

コメント回答⑥

⑥オイルダンパーの機構が分かりにくいので確認したい。資料に示された復元力特性は、横軸が速度で良いかについて確認したい。

オイルダンパーの減衰特性の横軸は速度を示している。

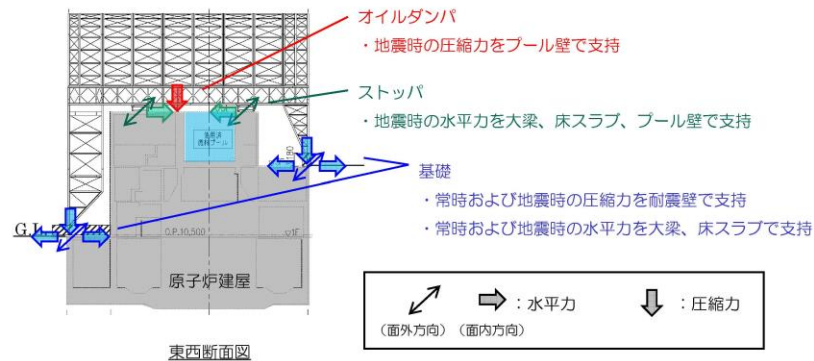
オイルダンパーは、地震時に上下方向の縮み側に変形する場合に減衰力が発生し、伸び側に変形する場合にフリーとなる機構を有している。



コメント回答⑦

⑦今回設置する構造物の荷重が原子炉建屋にどのようにかかるのか。建屋カバー（燃料取り出し用カバー）を考慮した場合と考慮しない場合の建屋の耐震上の余裕の変化を主要な部分についてまとめて示して欲しい。

- ・燃料取り出し用カバーからの荷重は、ストッパ接触部、オイルダンパ接触部、基礎設置部から原子炉建屋に作用する。
- ・接触部の原子炉建屋躯体については、耐震安全性を確認している。（構造強度 p.43、耐震性 p.67）



※O.P.表記は震災前の「旧 O.P.表記」を指す。
T.P.表記に換算する際は、震災後の地盤沈下量(-709mm)と O.P.から T.P.への読替値(-727mm)を用いて、下式に基づき換算する。
<換算式> T.P.=旧 O.P.-1.436mm

コメント回答⑦

- ・カバー設置前後の、原子炉建屋重量および、建屋の主要な耐震安全指標として、基準地震動Ssによる耐震壁の評価結果を以下に示す。
- ・原子炉建屋に対して、カバー設置による影響はほとんど見られない。



コメント回答⑧

⑧燃料取り出し用カバー東側の2つの支点を支える置き基礎の直下、あるいはダンパの直下の既存コンクリート接触部の鉛直耐力は局所的な損傷等を考慮し十分な余裕を見ているか。あるいは補強などは行わないのか。

- ・燃料取り出し用カバーの基礎およびオイルダンパの支点は、直下に強固な耐震壁(オイルダンパ部はプール壁)のある部分に設定している。
- ・Ss地震時の評価結果は、以下に示す通り3倍以上の余裕のある結果となっている。

原子炉建屋接触部の耐震安全性評価結果

部位	検討用応力 (kN)	耐力 (kN)	耐力比	裕度
東側基礎	7430	25900	0.29	3.4
オイルダンパ	1250	6620	0.19	5.2

コメント回答⑨

⑨東側置き基礎の滑り摩擦抵抗は直下に接する既存コンクリート部の損傷、凹凸など考慮したものになっているか。

- ・基礎は現地で既存コンクリート上部にコンクリートを流し込む方法で構築している。従って、凹凸などに対し密着性を確保している。
- ・日本建築学会「現場打ち同等型プレキャストコンクリート構造設計指針(案)・同解説(2002)」に様々な条件下での摩擦係数が規定されている。今回の基礎底面の摩擦抵抗は凹凸などは考慮せず、コンクリートーコンクリート間に相当すると考え、摩擦係数として0.6を採用している。

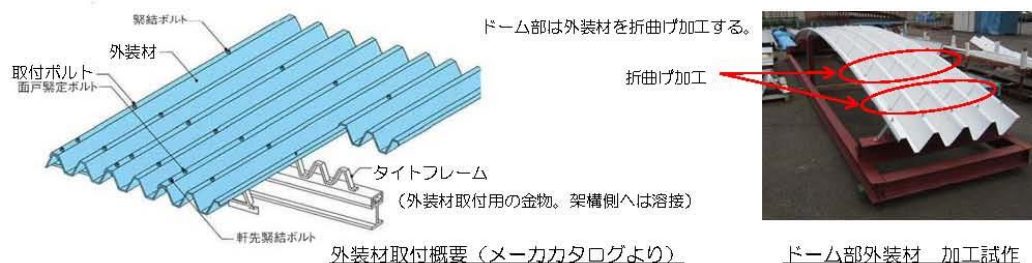
境界面の状態	摩擦係数
コンクリートーコンクリート間	0.6
目荒ししたコンクリートーコンクリート間	1.0
一体で打設したコンクリートーコンクリート間	1.4

- ・なお、米国規準 (AC I 318) でも、日本建築学会と同様、0.6の摩擦係数が規定されている。

コメント回答⑩

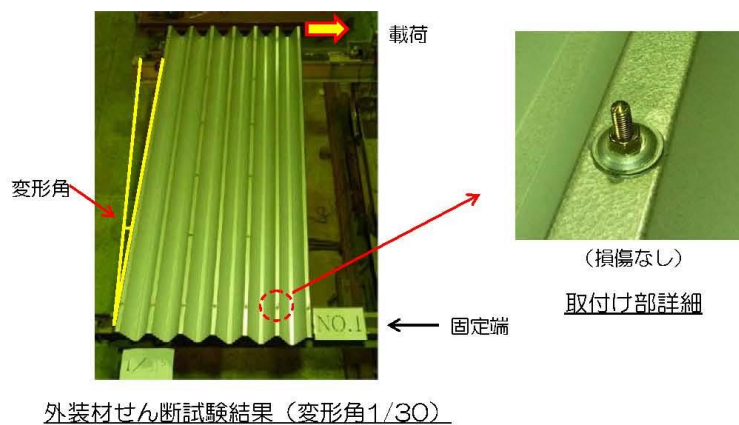
⑩燃料取り出し用カバーの外装材の耐震性は大丈夫か（地震時の層間変形に対して安全な構法か、特に東西面の円形部分）。

- ・外装材は下図に示す通り、ボルトを用いてタイトフレームを介して直接架構に取付ける納まりとなっている。



コメント回答⑩

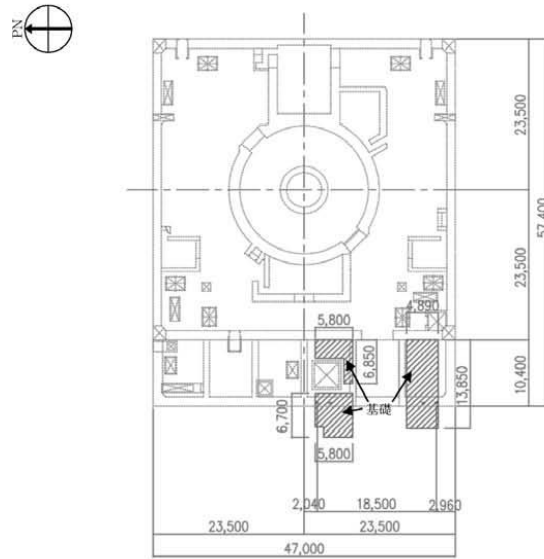
- ・変形に対する外装材の追従性の確認試験を行い、外装材の変形角1/30でも外装材は外れず、地震時の変形に対して追従性があることを確認している。



【参考資料】

※O.P.表記は震災前の「旧 O.P.表記」を指す。
 T.P.表記に換算する際は、震災後の地盤沈下量(-709mm)と O.P.から T.P.への読替値(-727mm)を用いて、下式に基づき換算する。
 <換算式> T.P.=旧 O.P.-1.436mm

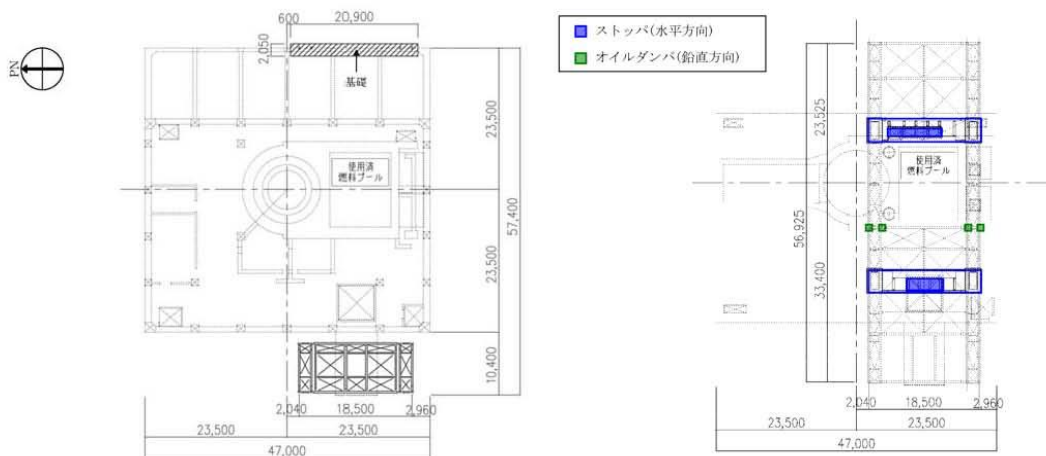
参考1 構造概要



(a) 基礎伏図 (O.P.10,500 原子炉建屋1階レベル+300mm)

燃料取り出し用カバーの概要 (単位: mm)

参考1 構造概要



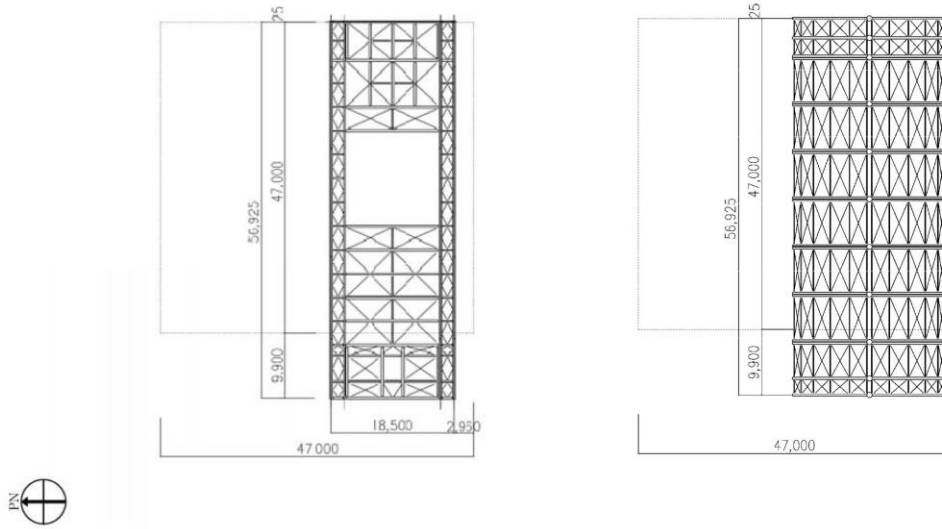
(a) 基礎伏図 (O.P.26,900 原子炉建屋3階)

(b) 梁伏図 (O.P.26,900 原子炉建屋5階)

燃料取り出し用カバーの概要 (単位: mm)

※O.P.表記は震災前の「旧 O.P.表記」を指す。
 T.P.表記に換算する際は、震災後の地盤沈下量(-709mm)と O.P.から T.P.への読替値(-727mm)を用いて、下式に基づき換算する。
 <換算式> T.P.=旧 O.P.-1.436mm

参考1 構造概要



(a) 架構カーダー部平面図 (O.P.46,000)

(b) 屋根伏図

燃料取り出し用カバーの概要 (単位：mm)

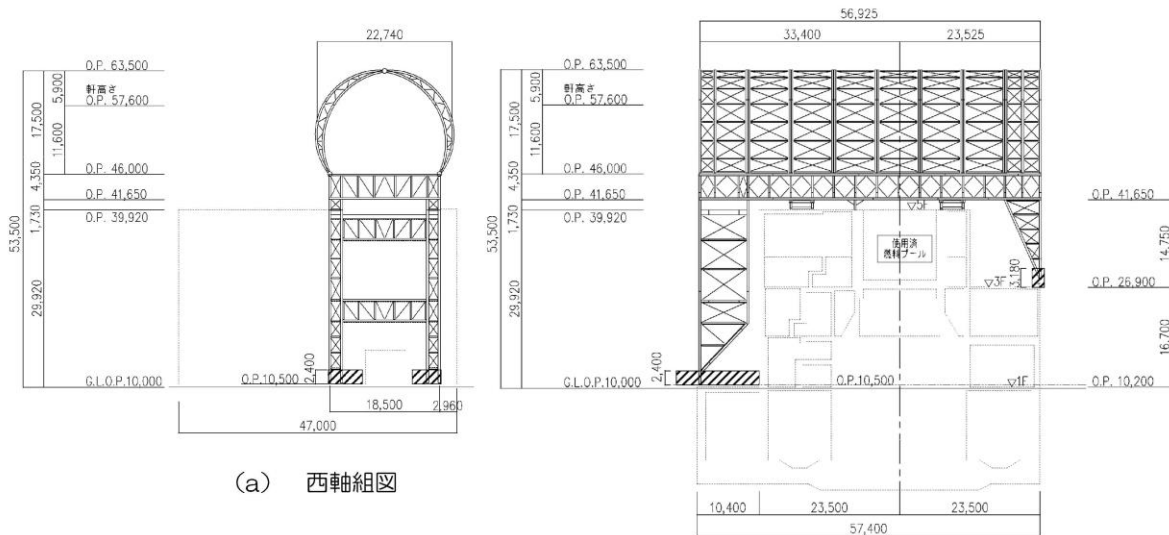


東京電力

無断複製・転載禁止 東京電力株式会社

30

参考1 構造概要



(a) 西軸組図

(b) 南軸組図

燃料取り出し用カバーの概要 (単位：mm)

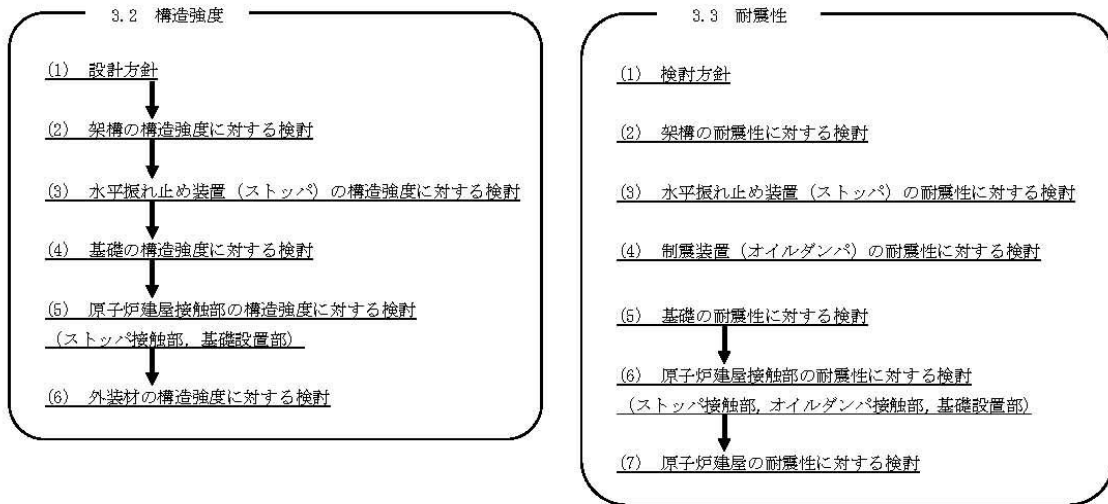


東京電力

無断複製・転載禁止 東京電力株式会社

31

参考2 検討フロー



参考3 構造強度

(1) 設計方針

1) 使用材料及び許容応力度

材料定数

部位	材料	ヤング係数 E (N/mm ²)	ポアソン比 ν	単位体積重量 γ (kN/m ³)
架 構	鉄骨	2.05×10^5	0.3	77.0
基 礎	コンクリート	2.27×10^4	0.2	24.0

コンクリートの許容応力度

(単位: N/mm²)

設計基準強度=24	長期			短期		
	圧縮	引張	せん断	圧縮	引張	せん断
	8.0	—	0.73	16.0	—	1.095

鉄筋の許容応力度

(単位: N/mm²)

記号	鉄筋径	長期		短期	
		引張及び圧縮	せん断補強	引張及び圧縮	せん断補強
SD345	D29未満	215	195	345	345
	D29以上	195			

構造用鋼材の許容応力度

(単位: N/mm²)

板厚	材料	基準強度F	許容応力度
T ≤ 40mm	SS400, SN400B	235	「鋼構造設計規準」に従い、左記Fの値より求める
T > 40mm	SN400B	215	
T ≤ 40mm	SM490A, SN490B, STK490	325	
—	STKT590	440*	

*「JIS G 3474-2008」による

※O.P.表記は震災前の「旧 O.P.表記」を指す。
 T.P.表記に換算する際は、震災後の地盤沈下量(-709mm)と O.P.から T.P.への読替値(-727mm)を用いて、下式に基づき換算する。
 <換算式> T.P.=旧 O.P.-1,436mm

参考3 構造強度

(1) 設計方針

2) 荷重及び荷重組合せ

・鉛直荷重 (VL)

燃料取り出し用カバーに作用する鉛直方向の荷重で、固定荷重、機器荷重、配管荷重及び積載荷重とする。

・燃料取扱設備荷重 (CL)

燃料取扱機	788 kN
クレーン	755 kN
吊荷	461 kN

・積雪荷重 (SL)

積雪荷重は建築基準法施行令及び福島県建築基準法施行規則細則に準拠し以下の条件とする。

積雪量：30cm、単位荷重：20N/m²/cm

・風圧力 (WL)

建築基準法施行令第87条に基づき、基準風速を30m/s、地表面粗度区分Ⅱとして算定する。

建物高さ*	平均風速の鉛直分布係数	ガスト影響係数	建物高さと粗度区分による係数	基準風速	速度圧
H (m)	Er	Gf	E	Vo (m/s)	q (N/m ²)
50.55	1.27	2.00	3.23	30	1750



東京電力

※：建物高さは、軒高さ (47.60m) と最高高さ (53.50m) の平均値とした

無断複製・転載禁止 東京電力株式会社

34

参考3 構造強度

(1) 設計方針

2) 荷重及び荷重組合せ

・地震荷重 (K)

燃料取り出し用カバーに作用させる地震荷重は、O.P.-2.06m (原子炉建屋基礎スラブ上端レベル) を基準面とした原子炉建屋の水平地震力の算定結果より設定する。原子炉建屋の水平地震力は下式より算定する。

$$Q_i = n \cdot C_i \cdot W_i$$

$$C_i = Z \cdot R_t \cdot A_i \cdot C_o$$

Q_i : 水平地震力 (kN)

n : 施設の重要度に応じた係数 (n=1.5)
 建築基準法で定める地震力の1.5倍を考慮する。

C_i : 地震層せん断力係数

Z : 地震地域係数 (Z=1.0)

R_t : 振動特性係数 (R_t=1.0)

A_i : 地震層せん断力係数の高さ方向の分布係数で、
 原子炉建屋の固有値を用いたモーダル解析法 (二乗和平方根法) より求める。

C_o : 標準せん断力係数 (C_o=0.2)



東京電力

無断複製・転載禁止 東京電力株式会社

35

※O.P.表記は震災前の「旧 O.P.表記」を指す。
 T.P.表記に換算する際は、震災後の地盤沈下量(-709mm)と O.P.から T.P.への読替値(-727mm)を用いて、下式に基づき換算する。
 <換算式> T.P.=旧 O.P.-1.436mm

参考3 構造強度

(1) 設計方針

2) 荷重及び荷重組合せ

・地震荷重 (K)

i層の水平震度は下式より算定する。

$$P_i = Q_i - Q_{i-1}$$

$$k_i = P_i / w_i$$

P_i : 当該階とその直下の水平地震力の差 (kN)

w_i : 各階重量 (kN)

架構に作用させる水平震度は、原子炉建屋1階、3階及び5階の水平震度を用いるものとし、水平地震力を設定する。ドーム屋根部分の水平震度は、建設省告示第1389号に基づく1.0に1.5を乗じて用いる。表3.2-7に燃料取り出し用カバーに作用させる水平地震力の算定結果を示す。

水平地震力の算定結果

標高 O.P.(m)	各階重量 w_i (kN)	NS方向		EW方向	
		水平震度 k_i	水平地震力 P_i (kN)	水平震度 k_i	水平地震力 P_i (kN)
63.50	3200	1.500	4800	1.500	4800
46.00	11400	0.492	5609	0.555	6327
26.90	200	0.286	57	0.272	54
10.20	1200	0.099	119	0.103	124



無断複製・転載禁止 東京電力株式会社

36

参考3 構造強度

(1) 設計方針

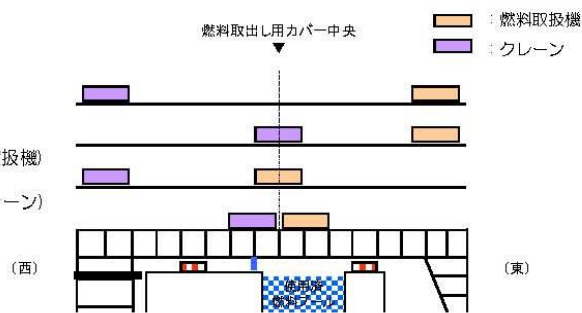
2) 荷重及び荷重組合せ

位置A：両端

位置B：中央(クレーン)+東端(燃料取扱機)

位置C：中央(燃料取扱機)+西端(クレーン)

位置D：中央



燃料取り出し用カバーの荷重組合せ

想定する状態	荷重ケース	荷重組合せ内容	許容応力度
常時	C	VL+CL *1	長期
積雪時*3	S	VL+CL *1+SL	
暴風時*3	W	VL+CL *1+WL	
地震時	E1	VL+CL *1+K(+NS) *2	短期
	E2	VL+CL *1+K(-NS) *2	
	E3	VL+CL *1+K(+EW) *2	
	E4	VL+CL *1+K(-EW) *2	

*1：吊荷荷重は、常時、積雪時及び暴風時は上図に示すクレーンの位置、地震時は使用済燃料プール直上の架構にて考慮する。

*2：地震荷重はNS方向及びEW方向を考慮する。

*3：短期事象では地震時が支配的であることから、積雪時及び暴風時の検討は省略する。

ただし、外装材の検討は暴風時が支配的であることから暴風時に対し検討を行う。



無断複製・転載禁止 東京電力株式会社

37

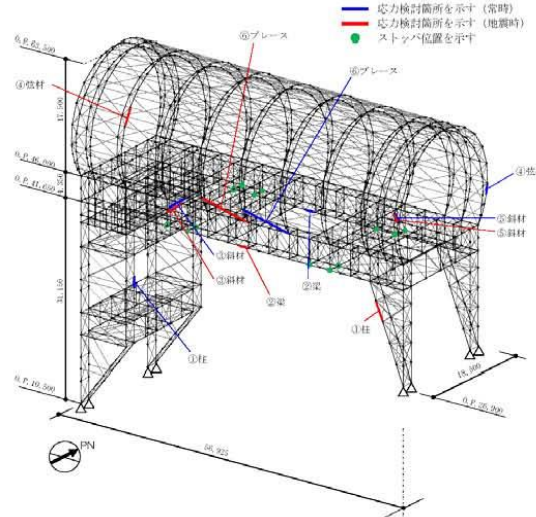
※O.P.表記は震災前の「旧 O.P.表記」を指す。
 T.P.表記に換算する際は、震災後の地盤沈下量(-709mm)と O.P.から T.P.への読替値(-727mm)を用いて、下式に基づき換算する。
 <換算式> T.P.=旧 O.P.-1,436mm

参考3 構造強度

(2) 架構の強度設計構造強度に対する検討

1) 解析モデル

架構の解析モデルは、門型架構及びドーム屋根を構成する主要な鉄骨部材からなる立体架構モデルとする。下図に架構の立体解析モデルを示す。解析モデルの柱脚部はピン支持、ストッパ取り付け部は水平方向のみピン支持とする。



解析モデル図 (単位: mm)

参考3 構造強度

(2) 架構の強度設計構造強度に対する検討

2) 断面検討

応力度比の検討は「鋼構造設計規準」に従い、検討を行う。
 全ての部材に対する応力度比が1以下になることを確認した。

断面検討結果 (常時)

部位*1		部材形状 (mm) <使用材料>	荷重ケース (位置) *2	作用 応力度 (N/mm ²)	許容 応力度 (N/mm ²)	応力度比	判定
門型 架構	①	柱 H-350×350 ×12×19 <SM490>	C (D)	圧縮 77.4	164	0.48	O.K.
	②	梁 H-350×350 ×12×19 <SM490>	C (D)	引張 91.4	216	0.43	O.K.
	③	斜材 2ls-150×75 ×6.5×10 <SM490>	C (D)	圧縮 103.0	120	0.86	O.K.
ドーム 屋根	④	弦材 φ-318.5×6.9 <STK490>	C (B)	引張 33.5	293	0.12	O.K.
	⑤	斜材 φ-139.8×4.5 <STK490>	C (B)	圧縮 4.34	203	0.22	O.K.
	⑥	ブレース φ-114.3×4.5 <STK490>	C (D)	圧縮 1.94	92	0.22	O.K.

*1: ①~⑥の符号はP24の応力検討箇所を示す

*2: P23に示す燃料取扱設備の位置を示す

参考3 構造強度

(2) 架構の強度設計構造強度に対する検討

2) 断面検討

断面検討結果（地震時）

部 位*1		部材形状 (mm) 〈使用材料〉	荷重ケース (位置)*2	作用 応力度 (N/mm ²)	許容 応力度 (N/mm ²)	応力度比	判定
門型 架構	①	柱 H-350×350 ×12×19 〈SM490〉	E1 (D)	圧縮 138.9	289	0.49	O.K.
	②	梁 H-350×350 ×12×19 〈SM490〉	E1 (D)	引張 108.3	324	0.34	O.K.
	③	斜材 2[s-150×75 ×6.5×10 〈SM490〉	E1 (D)	圧縮 164.5	180	0.92	O.K.
ドーム 屋根	④	弦材 φ-267.4×6.6 〈STKT590〉	E1 (D)	圧縮 155.2	396	0.40	O.K.
	⑤	斜材 φ-139.8×4.5 〈STK490〉	E3 (A)	圧縮 165.8	304	0.55	O.K.
	⑥	ブレース φ-114.3×4.5 〈STK490〉	E3 (D)	圧縮 80.6	138	0.59	O.K.

*1：①～⑥の符号はP24の応力検討箇所を示す

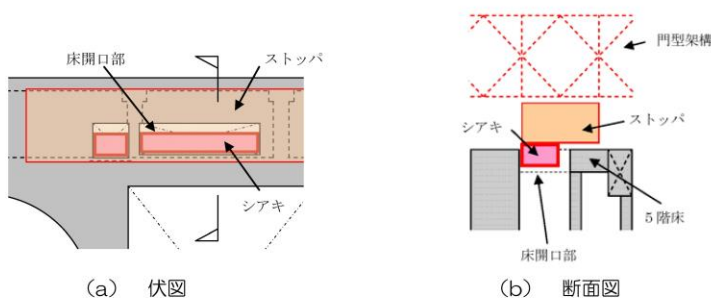
*2：P23に示す燃料取扱設備の位置を示す

参考3 構造強度

(3) 水平振れ止め装置（ストップ）の構造強度に対する検討

架構と原子炉建屋を結んだバネ材に発生する水平力の最大値が、床開口に差し込むシアキの短期許容せん断力以下であることを確認する。全ての部材に対する応力度比が1以下になることを確認した。

なお、原子炉建屋と水平振れ止め装置（ストップ）の接触部については、設置前において、本説明書で想定しているように、施工に十分な状況かどうか、雰囲気線量等の作業安全性を鑑みながら、可能な範囲で確認した点検結果を別途報告するとともに、不具合が見つかった場合には適切に補修等を実施する。



ストップ概要図

全てのストップに対する応力比が1以下になることを確認した。

断面検討結果（常時）

部位	荷重ケース (位置)*	ストップ反力 Q(kN)	短期許容せん断力 Qa(kN)	応力比 Q/Qa	判定
東側ストップ	E4 (A)	2560	8620	0.30	O.K.

*：P23に示す燃料取扱設備の位置を示す

参考3 構造強度

(4) 基礎の構造強度に対する検討

基礎の浮き上がりに対しては基礎反力（圧縮力を正）の最小値が0以上であることを確認し、基礎のすべりに対しては基礎反力の水平力が許容摩擦力以下であることを確認する。

なお、基礎底面の摩擦係数は「現場打ち同等型プレキャスト鉄筋コンクリート構造設計指針(案)・同解説(2002)」に準じて、0.6とする。

基礎浮き上がりの検討の結果、全ての基礎の最小圧縮力が0以上であることを確認した。

基礎浮き上がりの検討結果

部位	荷重ケース (位置)*	最小圧縮力 N(kN)	判定
東側柱脚 (北側)	E1 (C)	1990	OK

*: P23に示す燃料取扱設備の位置を示す

基礎すべりの検討の結果、全ての基礎に対する応力比が1以下であることを確認した。

基礎すべりの検討結果

部位	荷重ケース (位置)*	水平力 Q(kN)	許容摩擦力 Va(kN)	応力比 Q/Va	判定
東側柱脚	C (D)	2410	5270	0.46	OK
	E4 (D)	2430	4580	0.54	OK

*: P23に示す燃料取扱設備の位置を示す

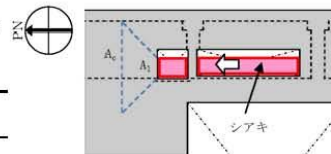
参考3 構造強度

(5) 原子炉建屋接触部の構造強度に対する検討

1) ストッパ接触部

ストッパ接触部の構造強度の検討では、ストッパ水平反力が、既存躯体の短期許容支圧力以下になることを確認する。なお、許容支圧応力度は、原子炉建屋の設計基準強度(22.1N/mm²)を用いて「プレストレストコンクリート設計施工規程・同解説」に基づき算出する。

全てのストッパ接触部に対する応力比が1以下であることを確認した。



ストッパ接触部の検討結果

部位	荷重ケース (位置)*	ストッパ水平反力 N(kN)	短期許容支圧力 Na(kN)	応力比 N/Na	判定
東側ストッパ	E2 (B)	3980	10300	0.39	OK

*: P23に示す燃料取扱設備の位置を示す

2) 基礎設置部

柱脚の鉛直反力により生じる直下壁の軸力が壁の許容軸力以下であることを確認する。

全ての基礎設置部に対する応力比が1以下であることを確認した。

壁の圧縮力の検討結果

部位	荷重ケース (位置)*	軸力 N(kN)	許容軸力 Na(kN)	応力比 N/Na	判定
東側柱脚 (南側)	C (B)	4280	12900	0.34	OK
	E1 (B)	6540	25900	0.26	OK

*: P23に示す燃料取扱設備の位置を示す

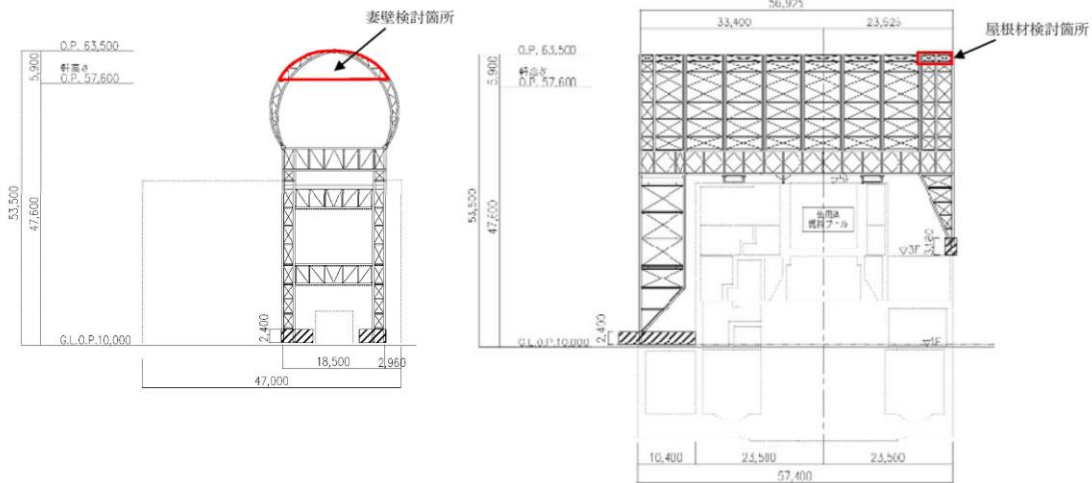
※O.P.表記は震災前の「旧 O.P.表記」を指す。
 T.P.表記に換算する際は、震災後の地盤沈下量(-709mm)と O.P.から T.P.への読替値(-727mm)を用いて、下式に基づき換算する。
 <換算式> T.P.=旧 O.P.-1,436mm

参考3 構造強度

(6) 外装材の構造強度に対する検討

1) 検討箇所

架構の屋根面及び側面を覆う外装材は、折板を用いる。強度検討は、壁材、屋根材それぞれに風圧力により生じる応力度が短期許容応力度以下であることを確認する。



外装材検討箇所 (単位: mm)

参考3 構造強度

(6) 外装材の構造強度に対する検討

3) 外装材の強度検討

全ての外装材に対する応力度比が1以下になることを確認した。

屋根材及び壁材の材料諸元

板厚	自重	正曲げ方向		負曲げ方向	
		断面2次モーメント	断面係数	断面2次モーメント	断面係数
t (mm)	G (N/m ²)	I _x (cm ⁴ /m)	Z _x (cm ³ /m)	I _x (cm ⁴ /m)	Z _x (cm ³ /m)
0.8	118	360	43.6 (13.1*)	347	40.6 (12.2*)

*: 括弧内の数値は折曲加工部を示す

応力度に対する検討結果

部位	作用応力度 (N/mm ²)	許容応力度 (N/mm ²)	応力度比	判定
ドーム屋根	189	205*	0.93	O.K.
妻壁	109	205*	0.54	O.K.

*: 「JIS G 3321-2010」による

(注) ドーム屋根外装材については、設計風圧力の約4倍の耐力を有することを試験により確認している。

※O.P.表記は震災前の「旧 O.P.表記」を指す。
 T.P.表記に換算する際は、震災後の地盤沈下量(-709mm)と O.P.から T.P.への読替値(-727mm)を用いて、下式に基づき換算する。
 <換算式> T.P.=旧 O.P.-1,436mm

参考4 耐震性

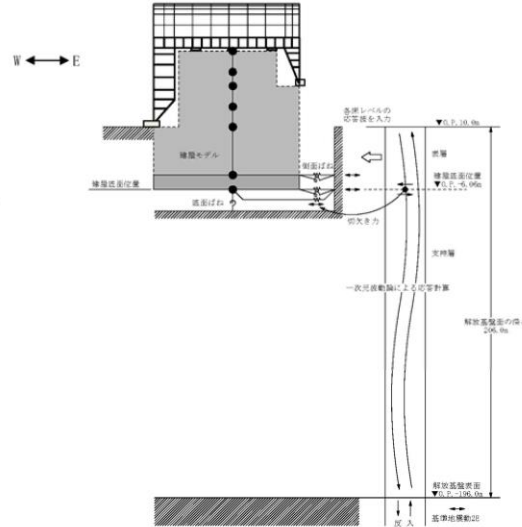
(1) 検討方針

耐震性の検討は、架構、水平振れ止め装置（ストッパ）、制震装置（オイルダンパ）、基礎、原子炉建屋接触部及び原子炉建屋の健全性について行い、基準地震動Ssに対して、これらの応答性状を適切に表現できる地震応答解析を用いて評価する。なお、地震応答解析は水平方向及び鉛直方向を同時に入力する。

(2) 架構の耐震性に対する検討

1) 解析に用いる入力地震動

検討用地震動は、「福島第一原子力発電所『発電用原子炉施設に関する耐震設計審査指針』の改訂に伴う耐震安全性評価結果 中間報告書」（東京電力株式会社，平成20年3月31日）にて作成した解放基盤表面で定義される基準地震動Ssを用いる。



地震応答解析に用いる入力地震動の概念図

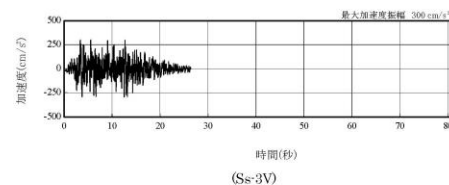
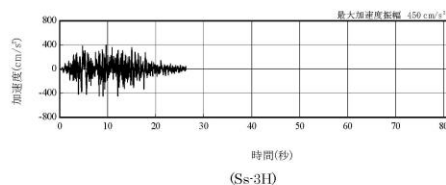
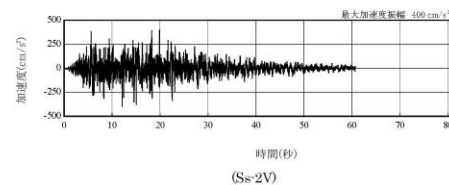
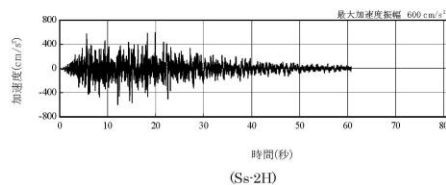
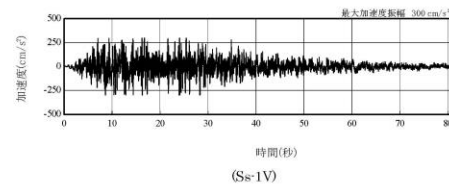
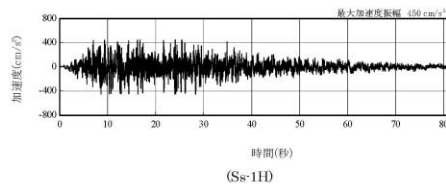


無断複製・転載禁止 東京電力株式会社

参考4 耐震性

(2) 架構の耐震性に対する検討

1) 解析に用いる入力地震動



解放基盤表面位置における地震動の
 加速度時刻歴波形(水平方向)

解放基盤表面位置における地震動の
 加速度時刻歴波形(鉛直方向)



無断複製・転載禁止 東京電力株式会社

※O.P.表記は震災前の「旧 O.P.表記」を指す。
 T.P.表記に換算する際は、震災後の地盤沈下量(-709mm)と O.P.から T.P.への読替値(-727mm)を用いて、下式に基づき換算する。
 <換算式> T.P.=旧 O.P.-1.436mm

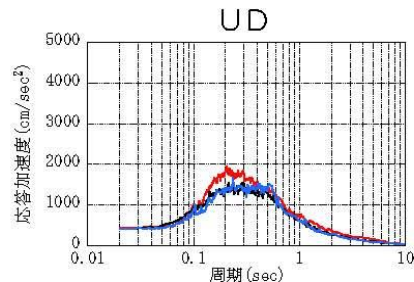
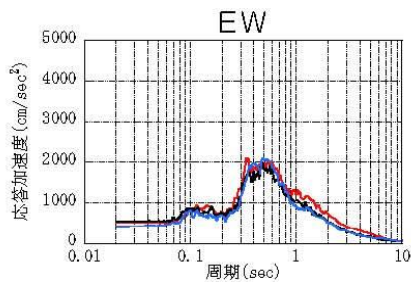
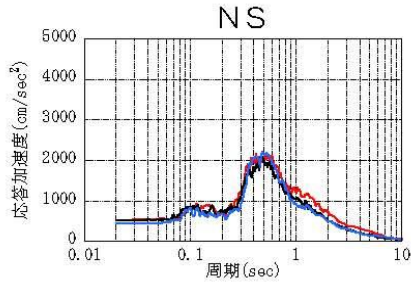
参考4 耐震性

(2) 架構の耐震性に対する検討

1) 解析に用いる入力地震動

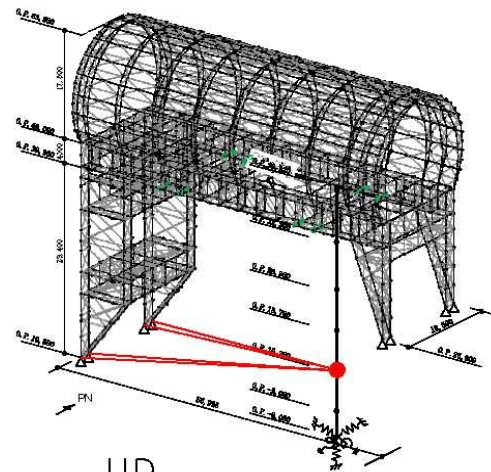
建屋質点の応答解析結果（カバー架構の入力地震動に相当）

1F



(h=2%)

— Ss-1
 — Ss-2
 — Ss-3



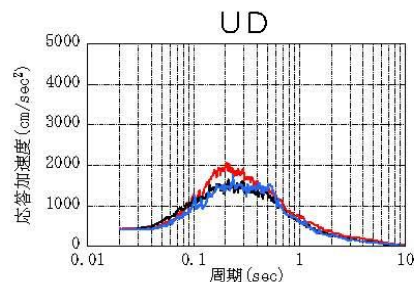
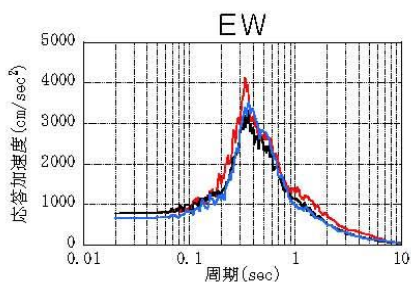
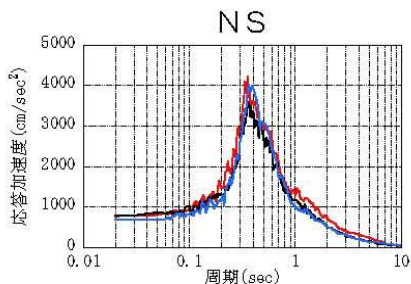
参考4 耐震性

(2) 架構の耐震性に対する検討

1) 解析に用いる入力地震動

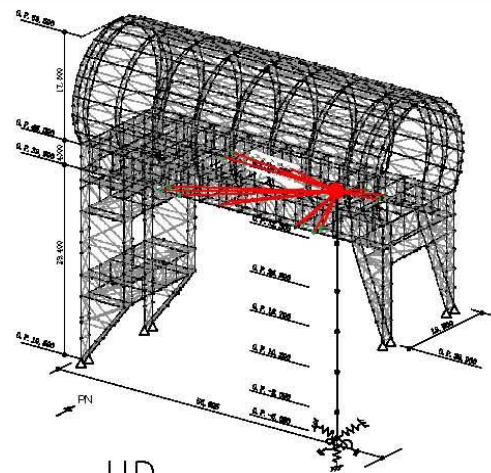
建屋質点の応答解析結果（カバー架構の入力地震動に相当）

5F



(h=2%)

— Ss-1
 — Ss-2
 — Ss-3



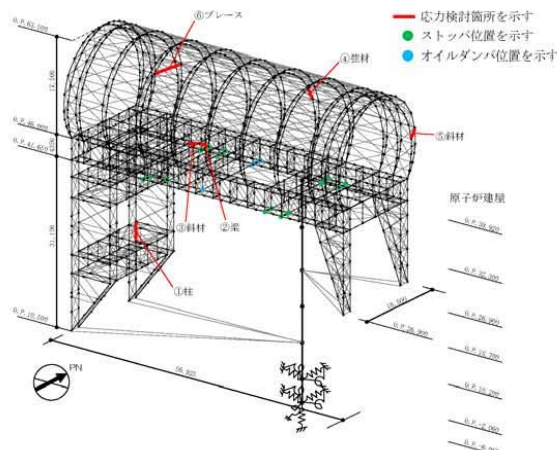
※O.P.表記は震災前の「旧 O.P.表記」を指す。
T.P.表記に換算する際は、震災後の地盤沈下量(-709mm)と O.P.から T.P.への読替値(-727mm)を用いて、下式に基づき換算する。
<換算式> T.P.=旧 O.P.-1.436mm

参考4 耐震性

(2) 架構の耐震性に対する検討

2) 地震応答解析モデル

地震応答解析モデルは、門型架構及びドーム屋根を構成する主要な鉄骨部材からなる立体架構を原子炉建屋の質点系モデルに接続した下図に示すモデルとし、地盤を等価ばねで評価した建屋-地盤連成系モデルとする。ストップ取り付け部は原子炉建屋5階質点（O.P.39.92 m）と水平方向同一変位条件とし、鉛直方向の制震装置（オイルダンパ）は原子炉建屋の5階床上面4箇所に門型架構と5階床の鉛直方向相対変位が減少する場合に減衰力を発揮するばねに置換して立体架構モデルに組み込んでいる。



地震応答解析モデル（単位：mm）

参考4 耐震性

(2) 架構の耐震性に対する検討

2) 地震応答解析モデル

地震応答解析に用いる物性値を下表に示す。門型架構及びドーム屋根の部材接合部の質点は仕上げ材等を考慮した重量とし、原子炉建屋の質点は瓦礫撤去の重量等を反映したP38に示す重量とする。門型架構の柱・梁及びドーム屋根の弦材は弾性部材とし、その他ブレース等は「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37B号 1991年3月）に示されている修正若林モデルによる。また、原子炉建屋は、曲げとせん断に「JEAG 4601-1991」に示されている非線形特性を考慮する。

地震応答解析に用いる物性値

部位	材料	ヤング係数 E(N/mm ²)	ポアソン比 ν	単体積重量 γ(kN/m ³)	減衰定数 h(%)	備考
架構	鉄骨	2.05×10 ⁵	0.3	77.0	2	SS400,SM490A, STK490,STKT590

※O.P.表記は震災前の「旧 O.P.表記」を指す。
T.P.表記に換算する際は、震災後の地盤沈下量(-709mm)と O.P.から T.P.への読替値(-727mm)を用いて、下式に基づき換算する。
<換算式> T.P.=旧 O.P.-1.436mm

参考4 耐震性

(2) 架構の耐震性に対する検討

2) 地震応答解析モデル

地震応答解析モデルのうち原子炉建屋の地震応答解析モデルの諸元

(a)水平(NS)方向

標高 O.P. (m)	質点重量* W (kN)	回転慣性重量 I_g ($\times 10^5$ kN·m ²)	せん断断面積 A_s (m ²)	断面二次モーメント I (m ⁴)
39.92	72990	76.95		
32.3	119490	238.33	145.3	9598
26.9	111140	204.58	146.1	29271
18.7	130160	239.58	237.3	56230
10.2	252510	464.88	208.6	60144
-2.06	301020	554.17	458.7	112978
-6.06	127000	233.79	2697.8	496620
合計	1114310			
		ヤング係数 E_c	2.57×10^7 (kN/m ²)	
		せん断弾性係数 G	1.07×10^7 (kN/m ²)	
		ポアソン比 ν	0.20	
		減衰 h	5%	

* 「福島第一原子力発電所の原子炉建屋の現状の耐震安全性および補強等に関する検討に係る報告書(その2)」(東京電力株式会社、平成23年7月13日)において用いた各階重量に互換除去等による重量増減を考慮した数値(ただし、門型架構の重量12800kN及びドーム屋根重量3200kNは含まない)

地盤定数は、「福島第一原子力発電所『発電用原子炉施設に関する耐震設計審査指針』の改訂に伴う耐震安全性評価結果 中間報告書」(東京電力株式会社、平成20年3月31日)と同様とする。原子炉建屋の地盤ばねは、「JEAG 4601-1991」に示されている手法を参考にして、底面地盤を成層補正し振動アドミッタンス理論によりスウェイ及びロッキングばねを、側面地盤をNovakの方法により建屋側面ばねを評価した。



東京電力

無断複製・転載禁止 東京電力株式会社

52

参考4 耐震性

(2) 架構の耐震性に対する検討

2) 地震応答解析モデル

固有値解析結果

次数	固有振動数 (Hz)	固有周期 (秒)	刺激係数			備考
			NS方向 (X方向)	EW方向 (Y方向)	UD方向 (Z方向)	
17	1.35	0.742	3.034	-0.001	-0.019	ドーム屋根NS方向1次
25	1.78	0.561	-0.056	2.478	0.422	ドーム屋根EW方向1次
33	2.53	0.396	2.914	-0.031	-0.045	門型架構・原子炉建屋NS方向1次
34	2.65	0.377	-0.111	-7.751	-0.073	門型架構・原子炉建屋EW方向1次
35	2.94	0.340	2.165	-0.950	4.500	門型架構UD方向1次
54	4.30	0.233	-0.428	0.038	-40.498	原子炉建屋UD方向1次



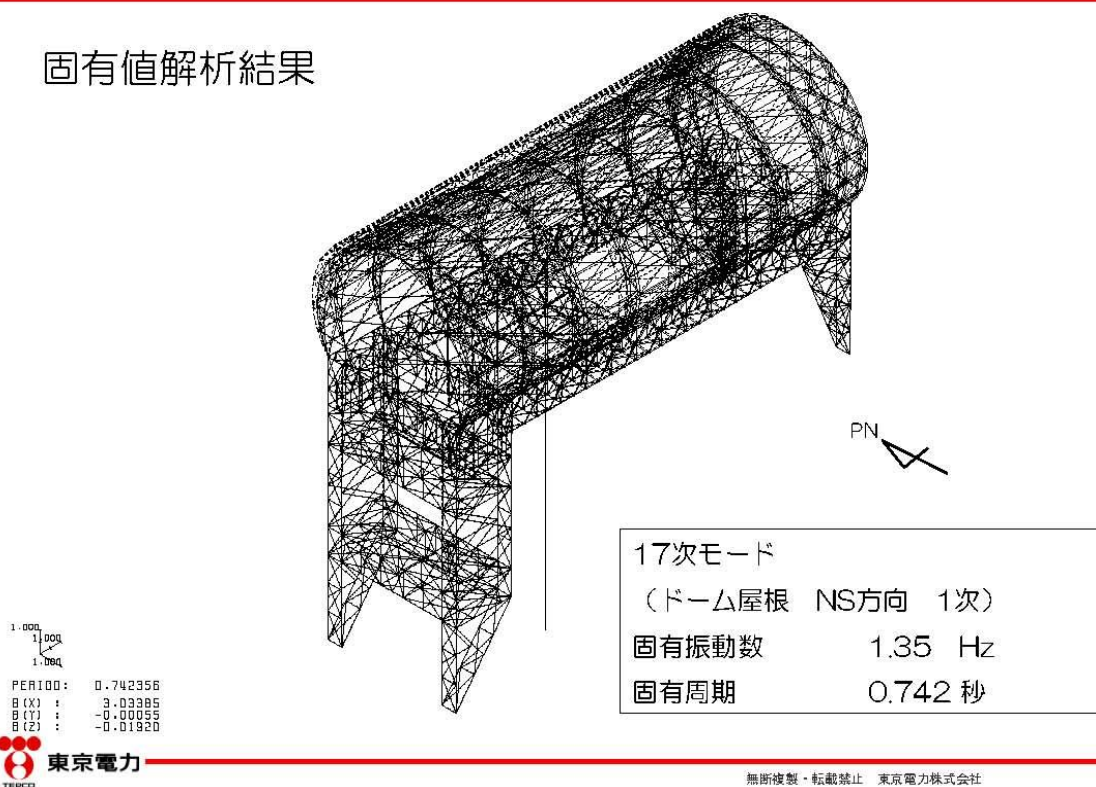
東京電力

無断複製・転載禁止 東京電力株式会社

53

参考4 耐震性

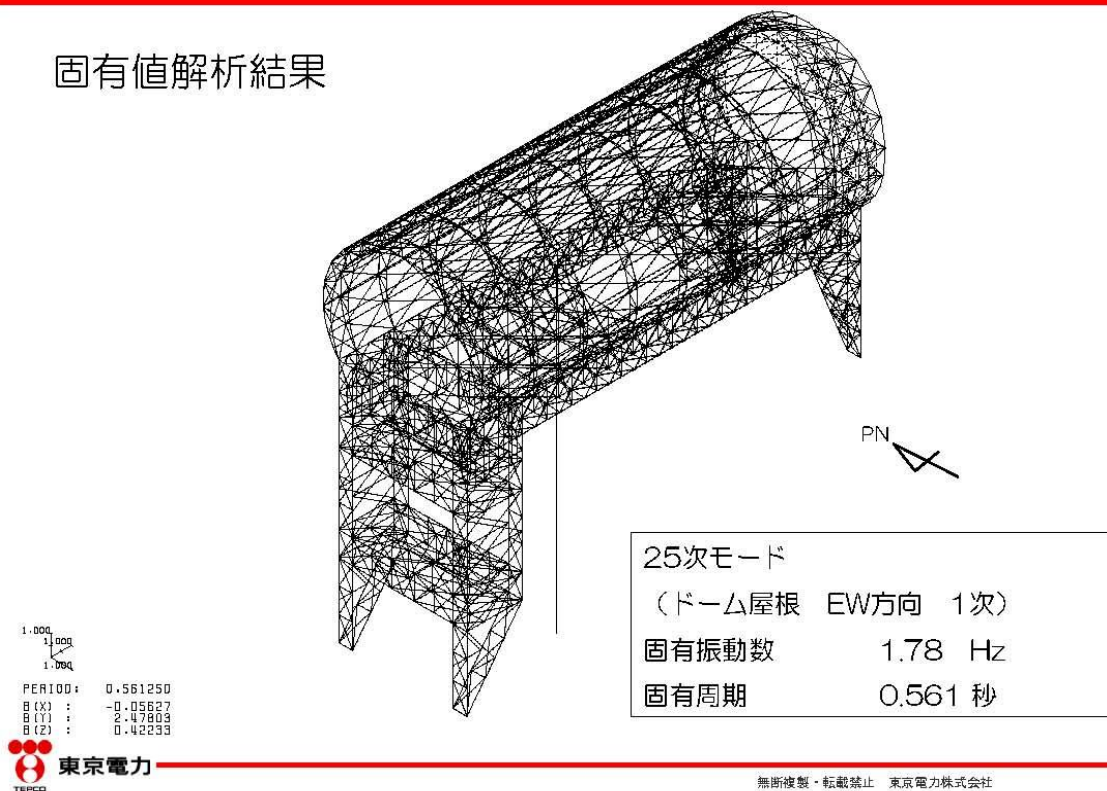
固有値解析結果



54

参考4 耐震性

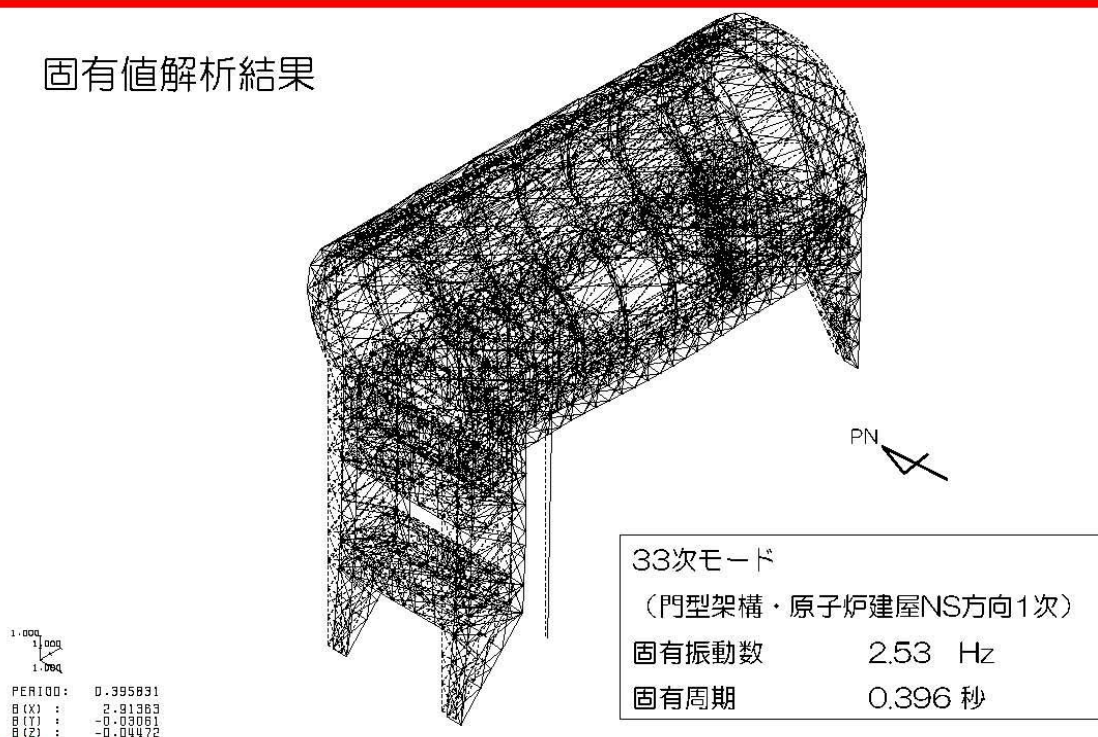
固有値解析結果



55

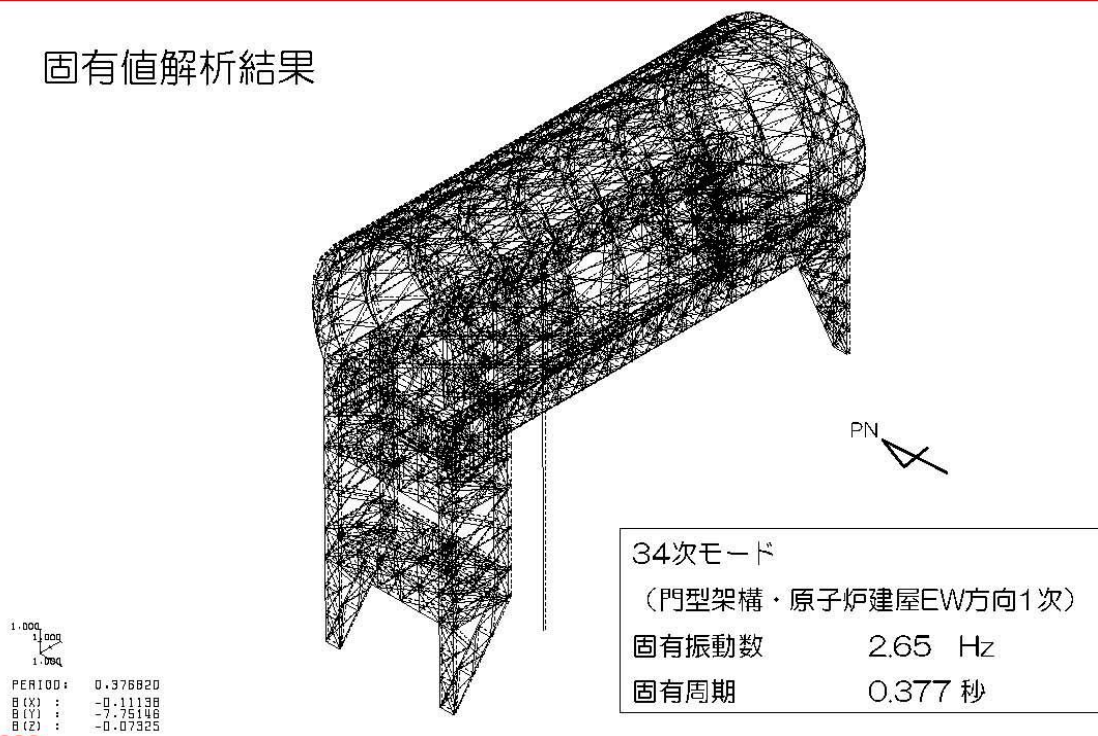
参考4 耐震性

固有値解析結果



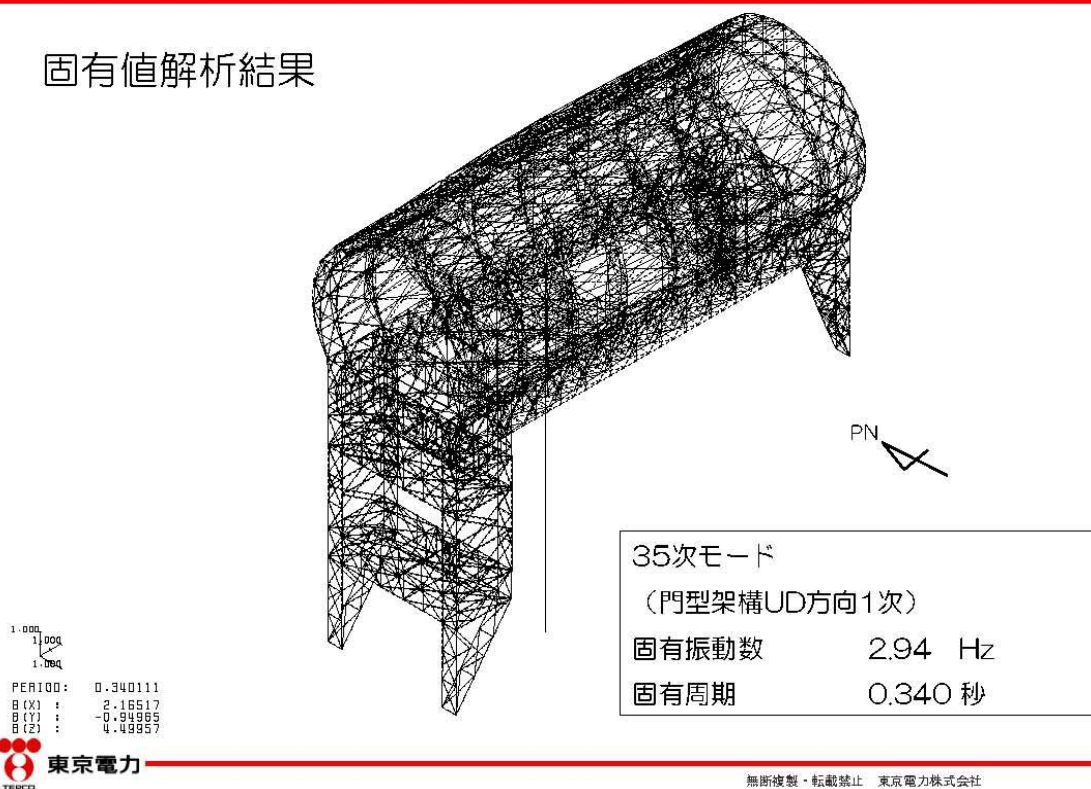
参考4 耐震性

固有値解析結果



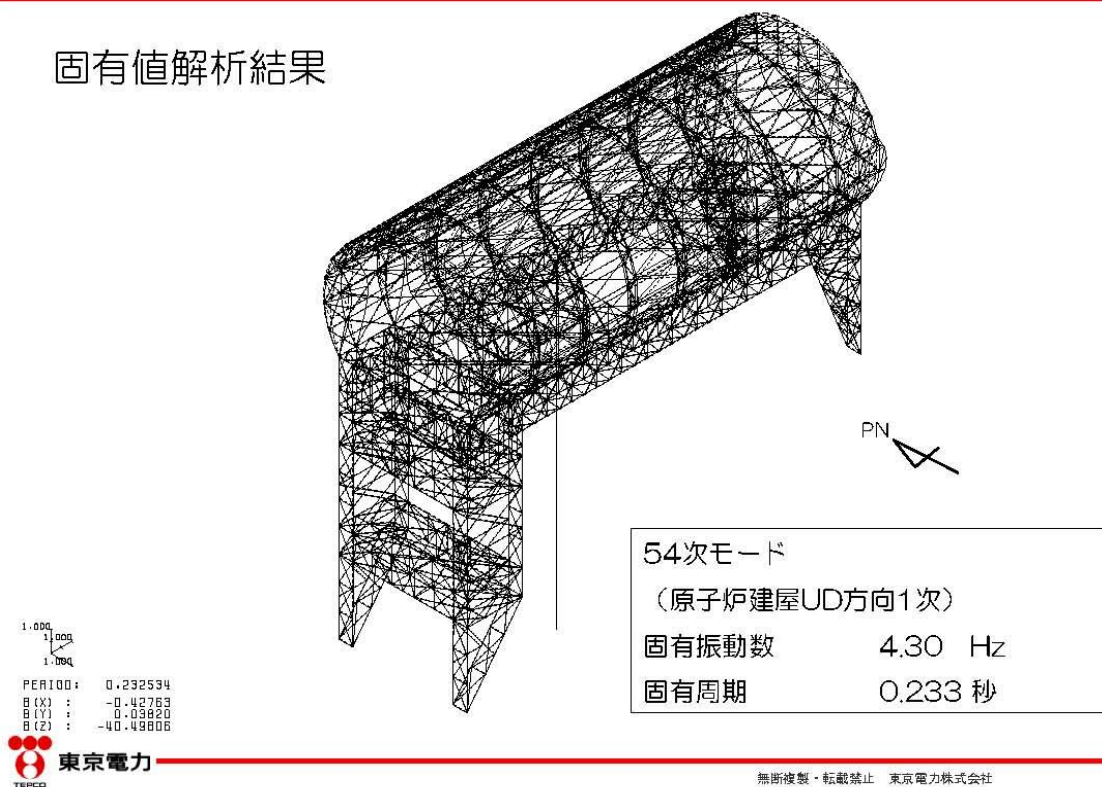
参考4 耐震性

固有値解析結果



参考4 耐震性

固有値解析結果

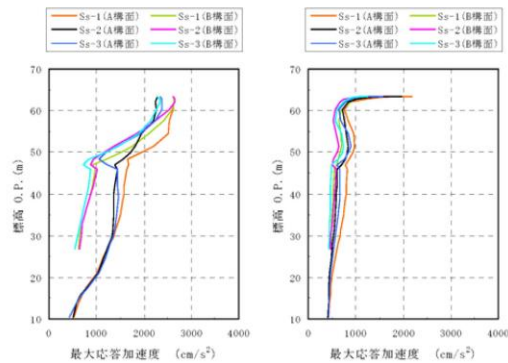


※O.P.表記は震災前の「旧 O.P.表記」を指す。
 T.P.表記に換算する際は、震災後の地盤沈下量(-709mm)と O.P.から T.P.への読替値(-727mm)を用いて、下式に基づき換算する。
 <換算式> T.P.=旧 O.P.-1,436mm

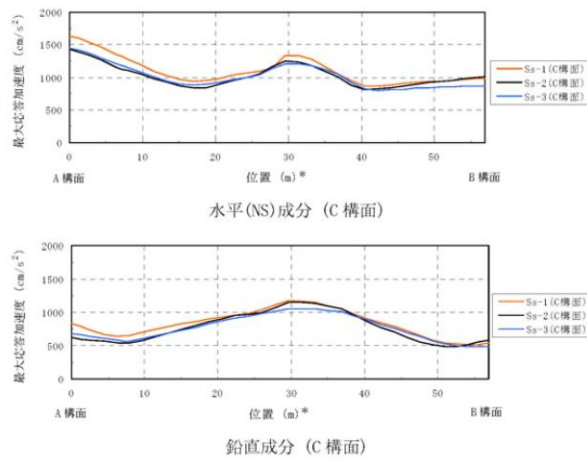
参考4 耐震性

(2) 架構の耐震性に対する検討

3) 地震応答解析結果

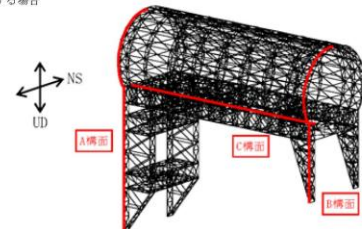


水平(NS)成分 (A構面, B構面) 鉛直成分 (A構面, B構面)



注：燃料取扱設備が門型架構の中央に位置する場合
 (図3.2-1の位置D)を示す
 *：位置はA構面側からの距離を示す

最大応答加速度分布



参考4 耐震性

(2) 架構の耐震性に対する検討

4) 波及的影響の評価

門型架構は、JSCA性能メニュー（社団法人日本建築構造技術者協会、2002年）を参考に定めたクライテリア（「層間変形角は1/75以下、層の塑性率は4以下、部材の塑性率は5以下」*）を満足することを確認する。ドーム屋根は、柱・梁によるフレームを構成しないため、JSCA性能メニューのうち部材の塑性率のクライテリアを満足することを確認する。

なお、解析結果が「時刻歴応答解析建築物性能評価業務方法書」（財団法人日本建築センター、平成19年7月20日）に示されるクライテリア（層間変形角は1/100以下、層の塑性率は2以下、部材の塑性率は4以下）を超える場合には水平変形に伴う鉛直荷重の付加的影響を考慮した解析を実施し、安全性を確認する。

*：北村春幸、室内洋二、浦本弥樹「性能設計における耐震性能判断基準値に関する研究」、日本建築学会構造系論文集、第604号、2006年6月

※O.P.表記は震災前の「旧 O.P.表記」を指す。
 T.P.表記に換算する際は、震災後の地盤沈下量(-709mm)と O.P.から T.P.への読替値(-727mm)を用いて、下式に基づき換算する。
 <換算式> T.P.=旧 O.P.-1,436mm

参考4 耐震性

(2) 架構の耐震性に対する検討

4) 波及的影響の評価

・層間変形角の検討

最大応答層間変形角は1/75以下となりクライテリアを満足することを確認した。

最大応答層間変形角の検討結果

検討箇所	地震波	入力方向(位置)*	最大応答値	変形率	判定
東側 O.P.46.00(m) ~O.P.26.90(m)	Ss-1	NS (A)	1/820	1/75	OK
		EW (B)	1/990	1/75	OK
	Ss-2	NS (B)	1/990	1/75	OK
		EW (B)	1/1000	1/75	OK
	Ss-3	NS (B)	1/990	1/75	OK
		EW (B)	1/1000	1/75	OK
西側 O.P.46.00(m) ~O.P.10.50(m)	Ss-1	NS (A)	1/720	1/75	OK
		EW (B)	1/1600	1/75	OK
	Ss-2	NS (C)	1/860	1/75	OK
		EW (B)	1/1600	1/75	OK
	Ss-3	NS (C)	1/800	1/75	OK
		EW (B)	1/1800	1/75	OK

*: P.23に示す燃料取扱設備の位置を示す

参考4 耐震性

(2) 架構の耐震性に対する検討

4) 波及的影響の評価

・塑性率の検討

全てのケースで耐力比が1を下回ることから塑性率は1未満となり、クライテリアを満足することを確認した。

耐力比の検討結果

部位*1		部材形状 (mm)	地震波	入力方向 (位置)*2	耐力比		判定	
門型架構	①	柱	H-350×350 ×12×19 <SM490A>	Ss-2	NS (C)	C/Cu	0.50	OK
	②	梁	H-350×350 ×12×19 <SM490A>	Ss-1	NS (C)	C/Cu	0.45	OK
	③	斜材	2[s-150×75 ×6.5×10 <SM490A>	Ss-1	NS (C)	C/Cu	0.75	OK
ドーム屋根	④	弦材	φ-267.4×6.6 <STKT590>	Ss-1	NS (D)	C/Cu	0.63	OK
	⑤	斜材	φ-139.8×4.5 <STK490>	Ss-1	EW (D)	C/Cu	0.90	OK
	⑥	ブレース	φ-114.3×4.5 <STK490>	Ss-2	EW (C)	C/Cu	0.45	OK

*1: ①~⑥の符号はP.36の耐力検討箇所を示す
 *2: P.23に示す燃料取扱設備の位置を示す

C: 部材軸方向の圧縮力の最大値
 Cu: 座屈耐力
 T: 部材軸方向の引張力の最大値
 Tu: 引張耐力

参考4 耐震性

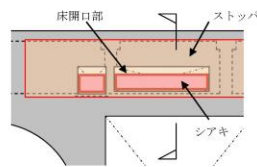
(3) 水平振れ止め装置（ストップ）の耐震性に対する検討

全てのストップに対する耐力比が1以下になることを確認した。

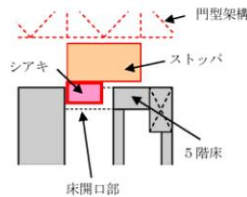
ストップ（シアキ）の断面検討結果

部位	地震波	入力方向（位置）	最大応答 ストップ反力 Q _u (kN)	せん断耐力 Q _u (kN)	耐力比 Q/Q _u	判定
東側ストップ	Ss-1	EW (D)	3970	9480	0.42	OK

*：P23に示す燃料取扱設備の位置を示す



(a) 伏図



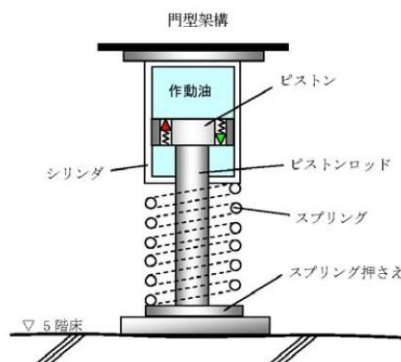
(b) 断面図

ストップ概要図

参考4 耐震性

(4) 制震装置（オイルダンパ）の耐震性に対する検討

全てのオイルダンパで最大応答値が許容値以下になることを確認した。



オイルダンパ概念図

オイルダンパの検討結果

検討	地震波	入力方向 (位置)*	最大応答値	許容値	判定
オイルダンパ変位 (mm)	Ss-3	NS (D)	72	±100	OK
オイルダンパ速度 (m/s)	Ss-1	NS (D)	0.48	1.00	OK

*：P23に示す燃料取扱設備の位置を示す

参考4 耐震性

(5) 基礎の耐震性に対する検討

基礎の浮き上がりに対しては基礎反力（圧縮力を正）の最小値が以上であることを確認し、基礎のすべりに対しては基礎反力の水平力が摩擦耐力以下であることを確認した。

1) 基礎浮き上がりの検討

基礎浮き上がりの検討結果

部位	地震波	入力方向 (位置)*	最小圧縮力 N(kN)	判定
東側柱脚 (北側)	Ss-3	NS (C)	227	OK

* : P23に示す燃料取扱設備の位置を示す

2) 基礎すべりの検討

基礎すべりの検討結果

部位	地震波	入力方向 (位置)*	最大水平力 Q(kN)	摩擦耐力 Vu(kN)	耐力比 Q/Vu	判定
東側柱脚	Ss-1	EW (D)	2810	4780	0.59	OK

* : P23に示す燃料取扱設備の位置を示す

参考4 耐震性

(6) 原子炉建屋接触部の耐震性に対する検討

1) ストッパ接触部

最大ストッパ水平反力が、既存躯体の支圧耐力以下になることを確認する。なお、支圧耐力は、原子炉建屋の設計基準強度(22.1N/mm²)を用いて「プレストレストコンクリート設計施工規準・同解説」に基づき算出する。

ストッパ接触部の検討結果

部位	地震波	入力方向 (位置)*	最大ストッパ 水平反力 N(kN)	支圧耐力 Nu(kN)	耐力比 N/Nu	判定
西側ストッパ	Ss-1	NS (C)	10400	19600	0.54	OK

* : P23に示す燃料取扱設備の位置を示す

2) オイルダンバ接触部

最大オイルダンバ鉛直反力が、既存躯体の支圧耐力以下になることを確認する。なお、支圧耐力は、原子炉建屋の設計基準強度(22.1N/mm²)を用いて「プレストレストコンクリート設計施工規準・同解説」に基づき算出する。

オイルダンバ接触部の検討結果

部位	地震波	入力方向 (位置)*	最大水平力 Q(kN)	摩擦耐力 Vu(kN)	耐力比 Q/Vu	判定
東側柱脚	Ss-1	EW (D)	2810	4780	0.59	OK

* : P23に示す燃料取扱設備の位置を示す

3) 基礎設置部

柱脚の鉛直反力により生じる直下壁の最大軸力が壁の軸耐力以下であることを確認する。

壁の圧縮力の検討結果

部位	地震波	入力方向 (位置)*	最大軸力 N(kN)	軸耐力 Nu(kN)	耐力比 N/Nu	判定
東側柱脚 (南側)	Ss-3	NS (B)	7430	25900	0.29	OK

* : P23に示す燃料取扱設備の位置を示す

※O.P.表記は震災前の「旧 O.P.表記」を指す。
 T.P.表記に換算する際は、震災後の地盤沈下量(-709mm)と O.P.から T.P.への読替値(-727mm)を用いて、下式に基づき換算する。
 <換算式> T.P.=旧 O.P.-1,436mm

参考4 耐震性

(7) 原子炉建屋の耐震性に対する検討

1) 検討方針

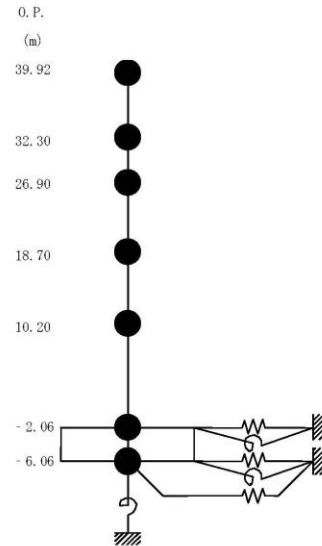
架構の設置に伴う原子炉建屋の耐震性の評価は、耐震安全上重要な設備への波及的影響防止の観点から、地震応答解析により得られる耐震壁のせん断ひずみが鉄筋コンクリート造耐震壁の終局限界に対応した評価基準値 (4.0×10^{-3}) 以下になることを確認する。

2) 原子炉建屋の地震応答解析

・入力地震動 基準地震動Ss

原子炉建屋の地震応答解析モデルは、右図に示すように質点系でモデル化し、地盤を等価なばねで評価した建屋-地盤連成系モデルとする。

地震応答解析モデルの諸元は、「福島第一原子力発電所の原子炉建屋の現状の耐震安全性および補強等に関する検討に係る報告書(その2)」(東京電力株式会社, 平成23年7月13日)に示される内容に、瓦礫撤去等による重量増減及び新規に設置する燃料取り出し用カバーの重量を考慮した。



原子炉建屋の地震応答解析モデル

参考4 耐震性

(7) 原子炉建屋の耐震性に対する検討

2) 原子炉建屋の地震応答解析

原子炉建屋の地震応答解析モデルの諸元 (水平方向)

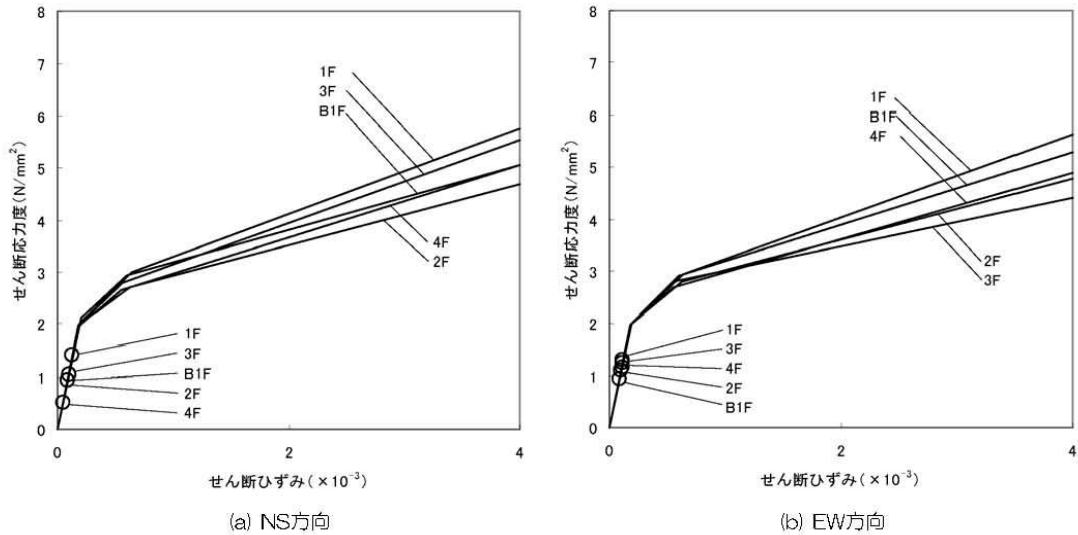
標高 O.P. (m)	質点重量 W (kN)	回転慣性重量 $I_0 (\times 10^6 \text{ kN} \cdot \text{m}^2)$	
		水平(NS)方向	水平(EW)方向
39.92	87590	92.34	67.32
32.3	119490	238.33	124.49
26.9	111340	204.95	204.95
18.7	130160	239.58	239.58
10.2	253710	467.09	696.62
-2.06	301020	554.17	826.50
-6.06	127000	233.79	348.72
合計	1130310		

参考4 耐震性

(7) 原子炉建屋の耐震性に対する検討

3) 検討結果

地震応答解析により得られる最大応答値は、評価基準値 (4.0×10^{-3}) に対して十分に余裕があることを確認した。

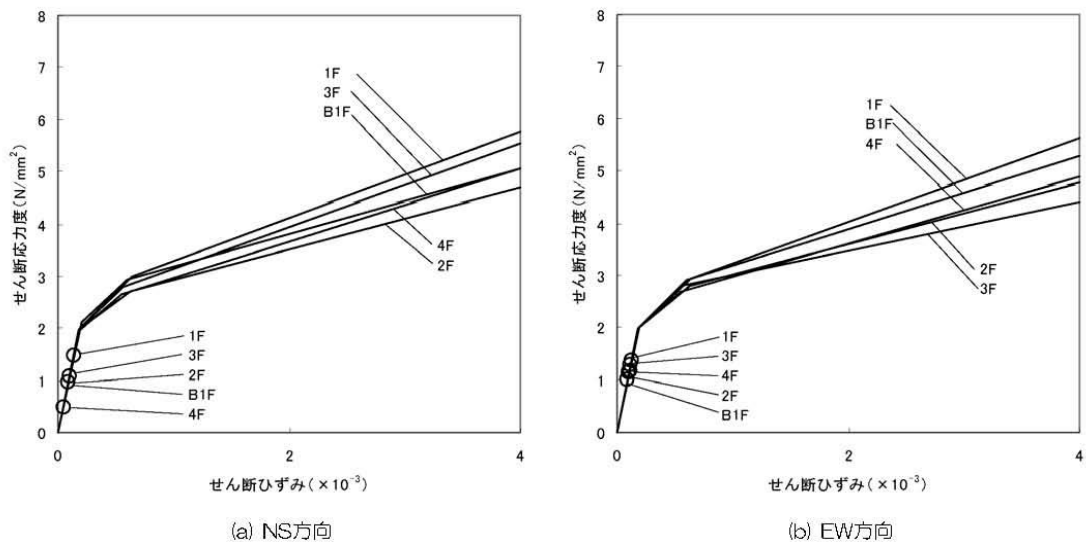


せん断スケルトン曲線上の最大応答値 (Ss-1)

参考4 耐震性

(7) 原子炉建屋の耐震性に対する検討

3) 検討結果

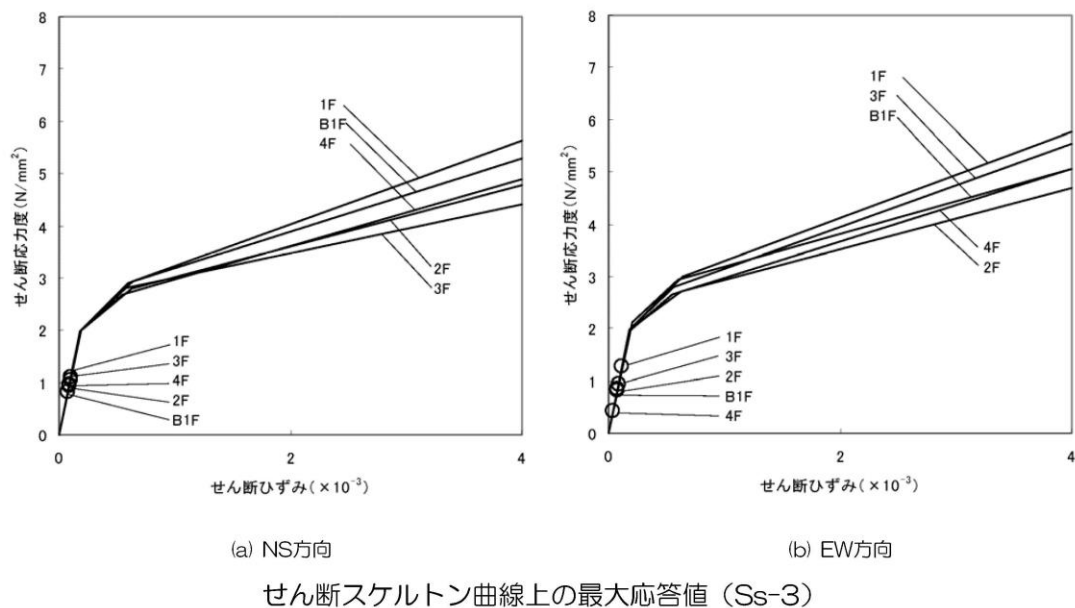


せん断スケルトン曲線上の最大応答値 (Ss-2)

参考4 耐震性

(7) 原子炉建屋の耐震性に対する検討

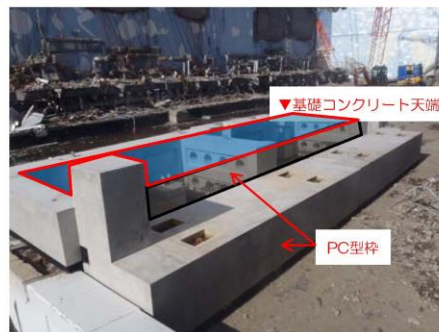
3) 検討結果



参考5 瓦礫撤去用構台基礎の施工状況



瓦礫撤去用構台西側基礎部 PC型枠設置



瓦礫撤去用構台東側基礎部 PC型枠設置



瓦礫撤去用構台西側基礎部 コンクリート打設



瓦礫撤去用構台東側基礎部 コンクリート打設

特定原子力施設監視・
評価検討会(第8回)
資料5

福島第一原子力発電所 3号機燃料取り出し用カバーの 構造強度及び耐震性について (コメント回答)

東京電力株式会社

平成25年3月8日



目次

- ・コメント回答① 地震・津波・竜巻等への対応について ……P.2
- ・コメント回答② 耐震性の検討結果(表)の記載について ……P.4
- ・コメント回答③ 作業環境の確保について ……P.6
- ・コメント回答④ オイルダンパの機構および損傷時の対応について……P.7



コメント回答①

①3号機燃料取り出し用カバーの使用期間が短いとしても、地震・津波に関わる新安全設計基準への対応あるいは竜巻などの想定外事象に対する安全性や修復性は確保しなくてよいのか、既にされているのかを説明すること。（林教授）

- ・現在、国により策定中の新安全設計基準への対応については今後となるが、以下を念頭に計画している。
- ・地震：各部の検討において、可能な限り余裕を確保した計画^{*1}としている。また、脆性的な破壊を生じないよう、原則として保有耐力接合^{*2}・^{*3}としている。
- ・津波：燃料取り出し用カバーは鉄骨トラスと鋼製の外装材により構成されているが、閉空間になっておらず、津波襲来時には、水は燃料取り出し用カバーの裏側に回り込む。そのため、津波による波圧は生じにくい。

- *1 5ページ参照。例えば、ドーム屋根は基準地震動 S_s に対し、約5倍の裕度がある。
- *2 母材の耐力が十分に発揮されるように「接合部の破断耐力>母材耐力」となるように破断の検討を行うこと。
- *3 特定原子力施設監視・評価検討会（第4回）資料4 16A'-Z'参照

コメント回答①

- ・竜巻：ドーム屋根の外装材は、設計風圧力の約4倍以上の耐力を有することを確認しており、最大瞬間風速100m/s程度の暴風に対しても飛散しない計画となっている。
- ・修復性については、除染・遮へい対策を施す計画（コメント回答③参照）であり、現地へのアクセスは可能であると考えている。また、オペレーティングフロア上のガレキ撤去に用いたクレーン等により、遠隔操作による作業も可能であると考えている。

コメント回答②

②特定原子力施設監視・評価検討会（第4回）資料4の10ページの耐震性の検討結果の表は、検定比なのか、最大応答値なのかを区別できるように明確にすること。（林教授）

- ・評価項目欄が、「耐力比」もしくは「抵抗比」となっている項目が「検定比」で評価している項目であり、その他が「最大応答値」で評価している項目である。
- ・「検定比」か「最大応答値」かが分かるように、結果欄に追記した。
(次ページ参照)

5. 耐震性に対する検討結果

いずれも評価クライテリア以下であることを確認した。

(1) 架構の耐震性

部位	評価項目	検定比、最大応答値	評価クライテリア	判定
門型架構	層間変形角	最大応答値 1/720	1/75以下	OK
門型架構	塑性率	最大応答値 0.75	5以下	OK
ドーム屋根	塑性率	最大応答値 0.90	5以下	OK
オイルダンパ	相対変位	最大応答値 72 mm	100 mm以下	OK
	相対速度	最大応答値 0.48 m/s	1.0 m/s以下	OK
ストッパ	せん断耐力比	検定比 0.42	1.0以下	OK
基礎	浮き上がりの有無	最大応答値 生じない	生じないこと	OK
	すべり摩擦抵抗比	検定比 0.59	1.0以下	OK

(2) 原子炉建屋の耐震性

部位	評価項目	検定比、最大応答値	評価クライテリア	判定
ストッパ接触部	支圧耐力比	検定比 0.54	1.0以下	OK
オイルダンパ接触部	支圧耐力比	検定比 0.19	1.0以下	OK
基礎設置部	圧縮耐力比	検定比 0.29	1.0以下	OK
原子炉建屋	せん断ひずみ	最大応答値 0.14×10^{-3}	4.0×10^{-3} 以下	OK

コメント回答③

③立ち入りが難しい場所で有人にて接合部などの現地作業が行えるように、作業環境をどのように確保するのかについて説明すること。（林教授）

- ・線量的に、立入りが最も厳しい箇所はオペレーティングフロア上部と考えている。当該部における有人作業ができるように、有人作業が発生するまでに、線量低減対策として、遠隔操作重機による下記3段階の作業を計画している。

1. 瓦礫撤去作業（現在実施中）

オペレーティングフロア上部に残存する瓦礫（鉄骨、コンクリート、機械設備等）を撤去する。

2. 除染作業

オペレーティングフロア上部の瓦礫撤去後に、床面はつき装置や吸引装置等を使用し、除染作業を実施する。

3. 遮へい体設置作業

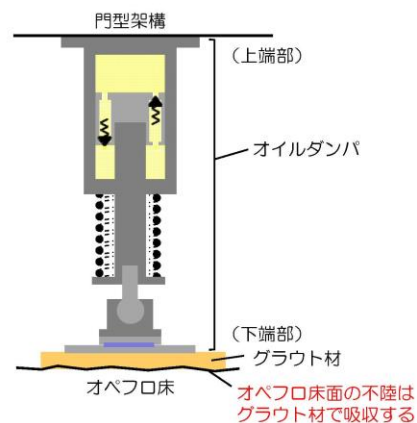
除染作業後にオペレーティングフロア上部に遮へい体（鉄板等）を設置する。

なお、作業中は適宜、雰囲気線量を計測し、慎重に作業を実施する。

コメント回答④

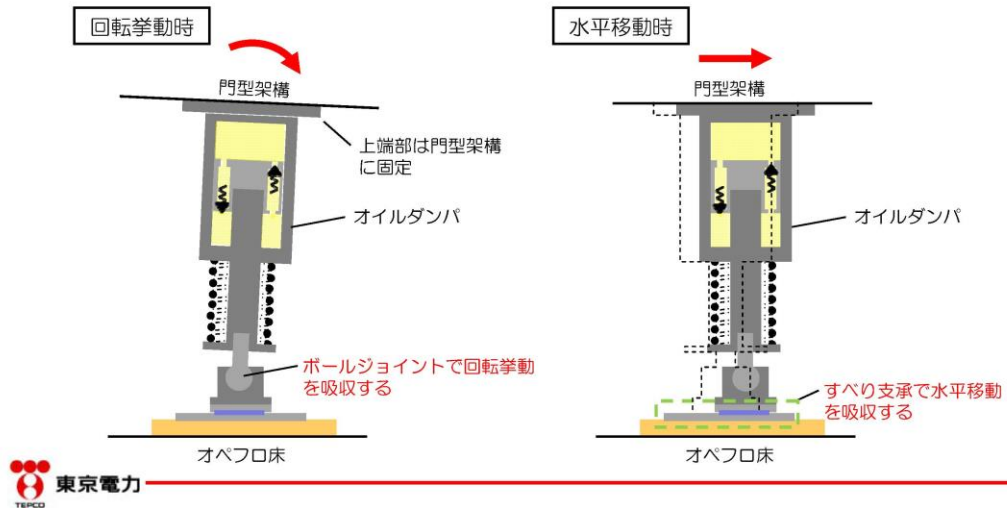
④オイルダンパについては、5階床面の不陸や門型架構の変形などにより、5階床と門型架構が平行でなくなり、スプリング押さえ等の損傷が生じないかについて説明すること。また、スプリング押さえ等の損傷により、システム上の問題が発生しないのかについて確認したい。（林教授）

- ・5階床面は躯体の不陸が想定される。
- ・オイルダンパは上端部を架構側に接合し、下端部とオペフロ床とのGAP部にグラウト材を充填し、床面の不陸を吸収する計画としている。
- ・オイルダンパが故障や損傷した場合は、修理・取替をする計画としている。
- ・グラウト材は既存躯体コンクリートの強度よりも高強度のものを使用している。



コメント回答④

- ・ 門型架構とオペフロ床間の挙動が平行ではなくなった場合に備え、オイルダンパ下端部にはボールジョイントとすべり支承を取り付けている。
- ・ ボールジョイントとすべり支承により、オイルダンパの機構損傷が生じないようにしている。



4号機燃料取り出し用カバーに係る確認事項

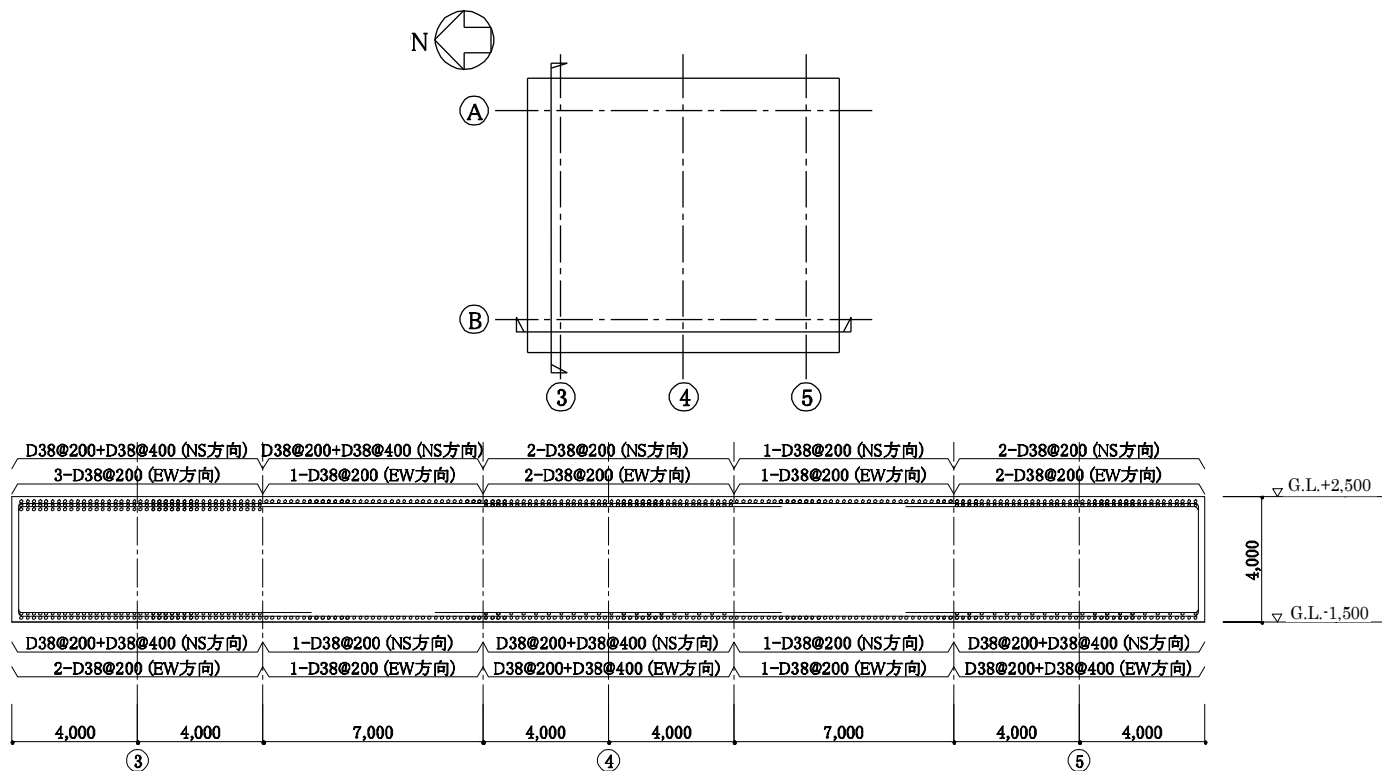
4号機燃料取り出し用カバーの工事に係る主要な確認項目を表－1および表－2に示す。

表－1 4号機燃料取り出し用カバーに係る確認項目（クレーン支持用架構）

確認事項	確認項目	確認内容	判定基準
構造強度 及び 耐震性	材料確認	地盤改良土の一軸圧縮強さを確認する。	地盤改良土の一軸圧縮強さが、実施計画に記されている設計基準強度に対して JEAC4616-2009 の基準を満足すること。
		構造体コンクリートの圧縮強度を確認する。	構造体コンクリート強度が、実施計画に記載されている設計基準強度に対して、JASS 5N の基準を満足すること。
		鉄筋の材質、強度、化学成分を確認する。	JIS G 3112 に適合すること。
		地盤アンカーの材質、強度、化学成分を確認する。	JIS G 3536 JIS G 3502 に適合すること。
		鋼材の材質、強度、化学成分を確認する。	JIS G 3106 又は建築基準法第 37 条第二号に基づく国土交通大臣の認定に適合すること。
		高力ボルトの締め付け張力を確認する。	特殊ボルト（ワンサイドボルト）について、導入張力試験を JASS 6 に準じて実施し、所定の張力が得られること。
		外装材の仕様を確認する。	実施計画に記載されている材料諸元に適合することを、検査証明書、出荷証明書及びメーカー技術資料により確認する。
	寸法確認	地盤アンカー長を確認する。	地盤アンカー長が 26.75m 以上であること。
	据付確認	地盤改良範囲（深さ）を確認する。	支持層に着底していること。
		鉄筋の径、間隔（図－1 参照）を確認する。	鉄筋の径が実施計画に記載されている通りであること。鉄筋の間隔が実施計画に記載しているピッチにほぼ均等に分布していること。
接合部（図－2～4 参照）の施工状況を確認する。		高力ボルトが所定の本数・種類であること。	
外装材の施工状況を確認する。		外装材の設置範囲が、図－7～9 の通りであること。	

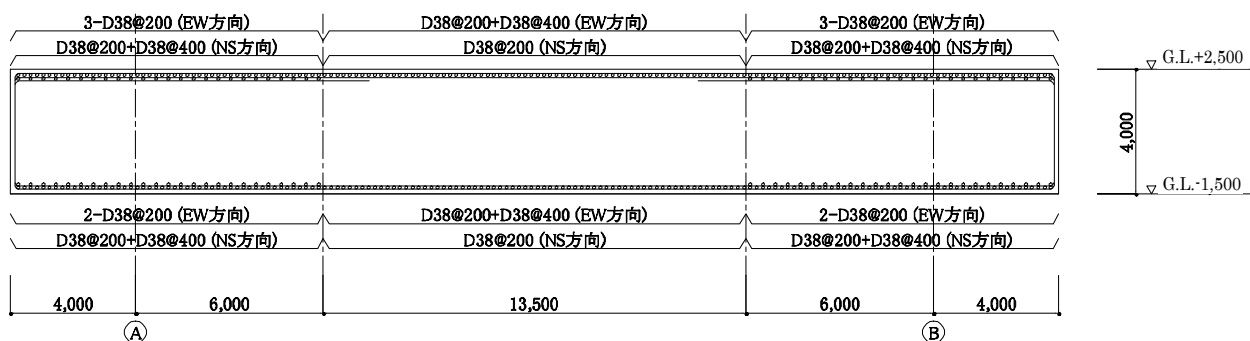
表-2 4号機燃料取り出し用カバーに係る確認項目（燃料取扱機支持用架構）

確認事項	確認項目	確認内容	判定基準
構造強度 及び 耐震性	材料確認	構造体コンクリートの圧縮強度を確認する。	構造体コンクリート強度が、実施計画に記載されている設計基準強度に対して、JASS 5Nの基準を満足すること。
		鋼材の材質，強度，化学成分を確認する。	JIS G 3106 又は建築基準法第 37 条第二号に基づく国土交通大臣の認定に適合すること。
		アンカーボルトの材質，強度，化学成分（床面）を確認する。	JIS G 3138 に適合すること。
		アンカーボルトの材質，強度，化学成分（壁面）を確認する。	JIS G 3112 に適合すること。
	寸法確認	アンカーボルト埋め込み長さ（床面）を確認する。	有効埋め込み長さが700mm以上かつボルトの余長はナット面から突き出た長さが3山以上であること。
		アンカーボルト埋め込み長さ（壁面）を確認する。	有効埋め込み長さが450mm以上であること。
	据付確認	接合部（図-5，6参照）の施工状況を確認する。	高力ボルトが所定の本数・種類であること。



かぶり厚さ 7cm 以上

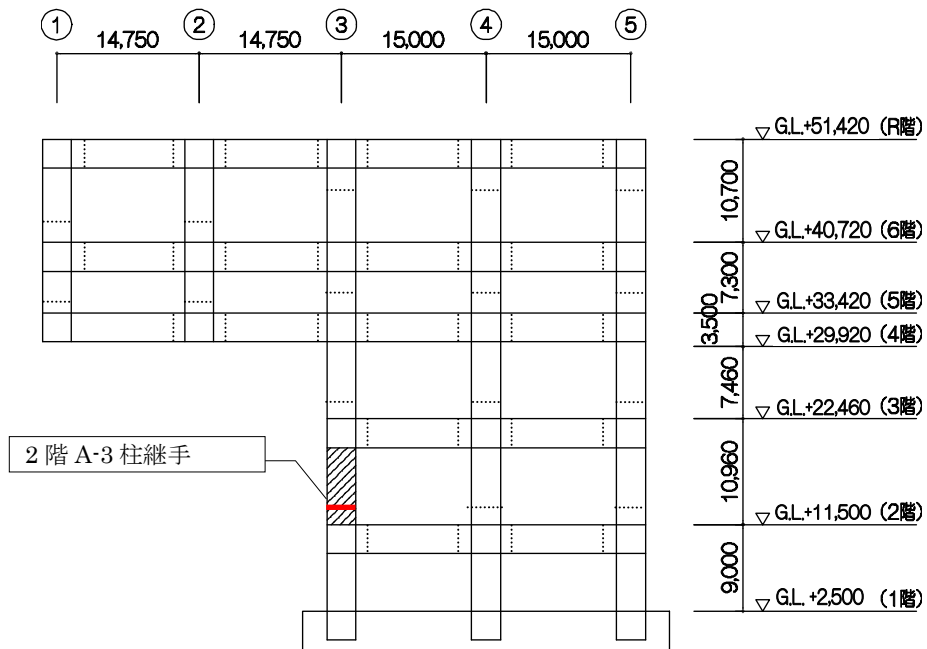
クレーン支持用架構 基礎配筋図(B 通り)



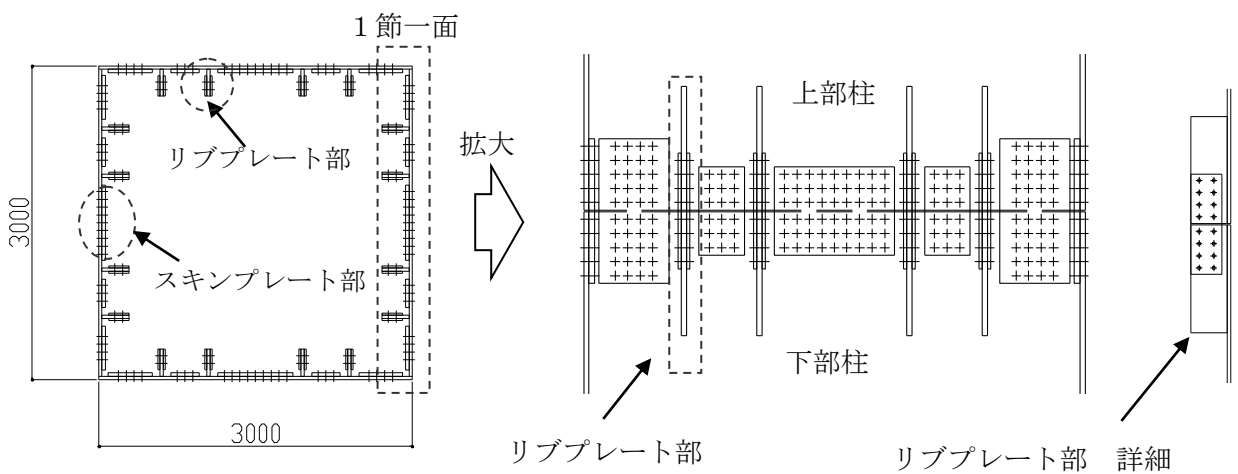
かぶり厚さ 7cm 以上

クレーン支持用架構 基礎配筋図(3 通り)

図-1 クレーン支持用架構 基礎配筋図



(1) 接合部位置 (A通り軸組図)

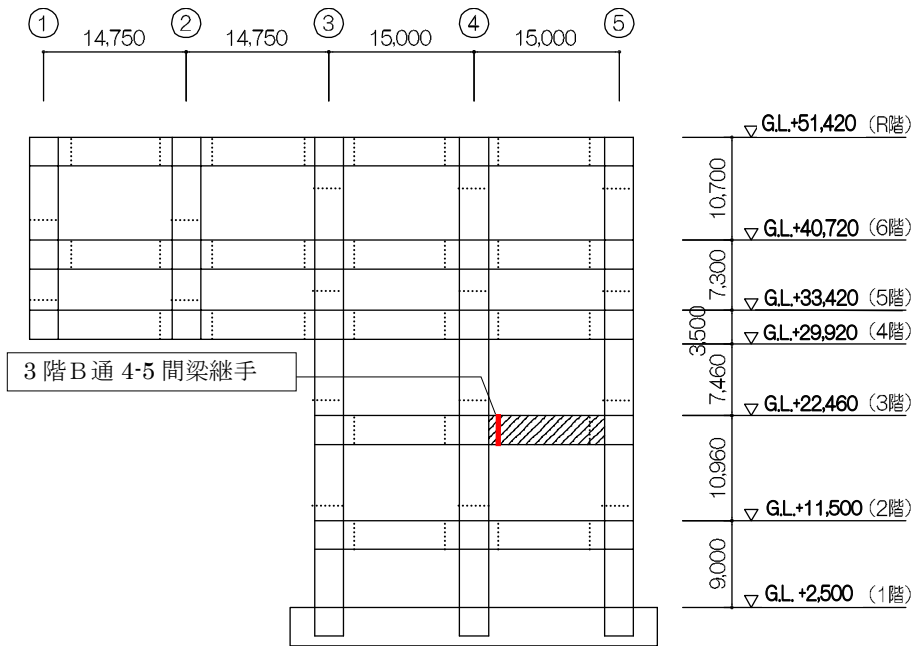


【スキンプレート部】
 ボルト種類：MUTF27
 本数：85本×2 (1面あたり)

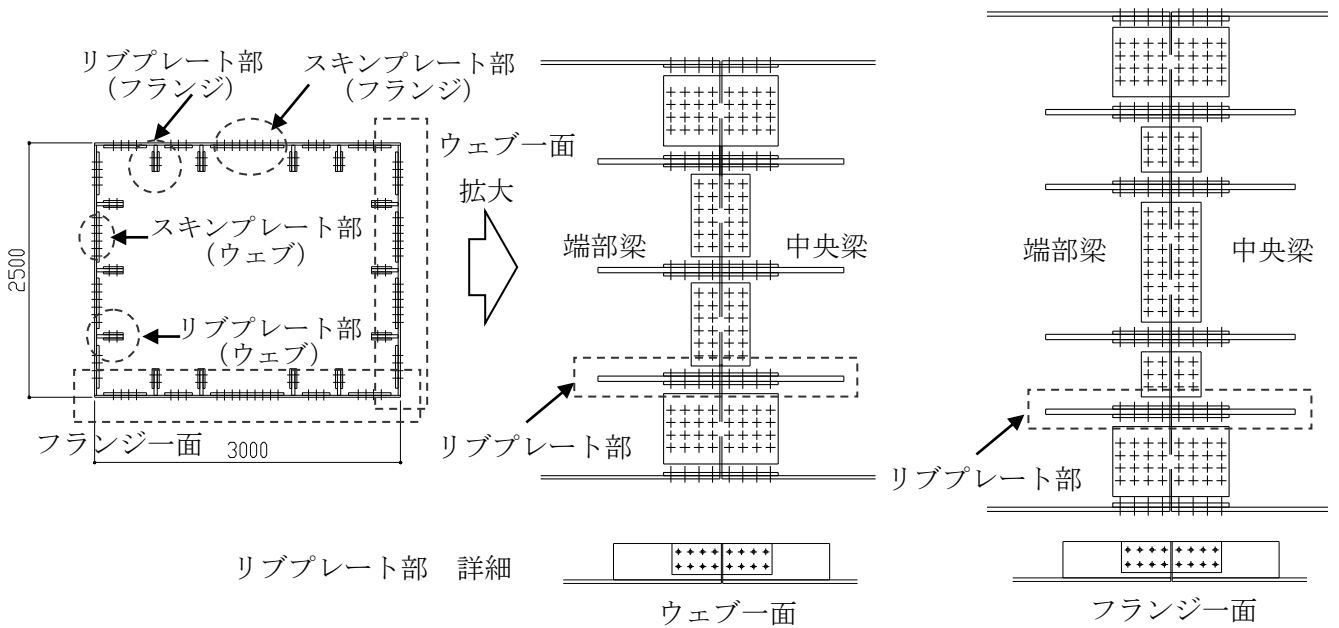
【リブプレート部】
 ボルト種類：SHTB M24
 本数：8本×2 (1箇所あたり)

(2) クレーン支持用架構 接合部詳細

図-2 クレーン支持用架構 接合部①



(1) クレーン支持用架構 接合部位置 (B通り軸組図)

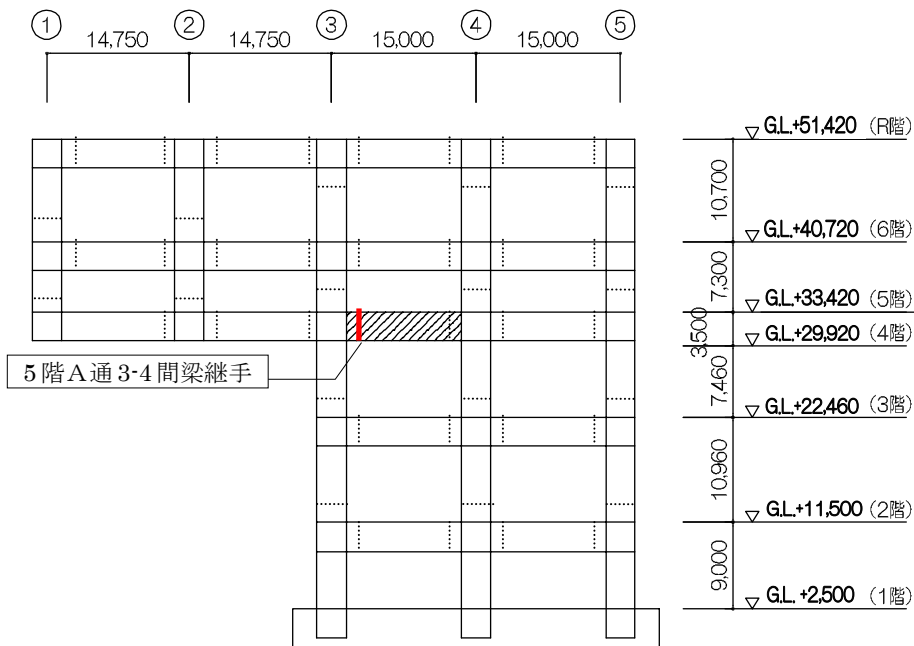


【スキンプレート部】
 ボルト種類：MUTF27
 本数：62本×2 (フランジ1面あたり)
 本数：56本×2 (ウェブ1面あたり)

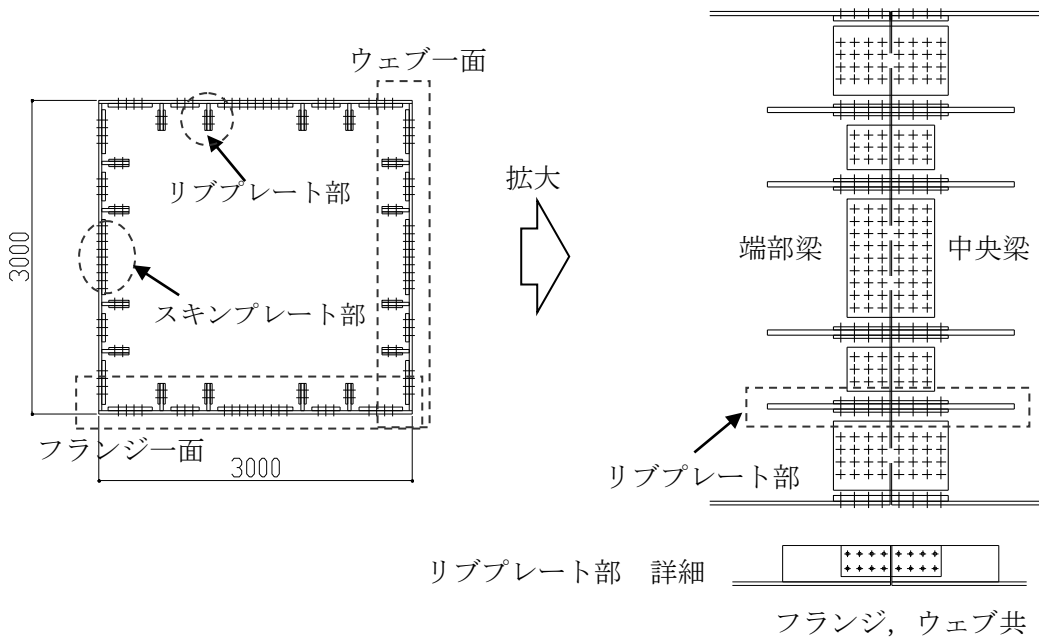
【リブプレート部】
 ボルト種類：SHTB M24
 本数：8本×2 (1箇所あたり)

(2) 接合部詳細(3階B通 4-5間梁)

図-3 クレーン支持用架構 接合部②



(1) 接合部位置 (A通り軸組図)



【スキンプレート部】

ボルト種類：MUTF27

本数：77本×2 (フランジ, ウェブ共1面あたり)

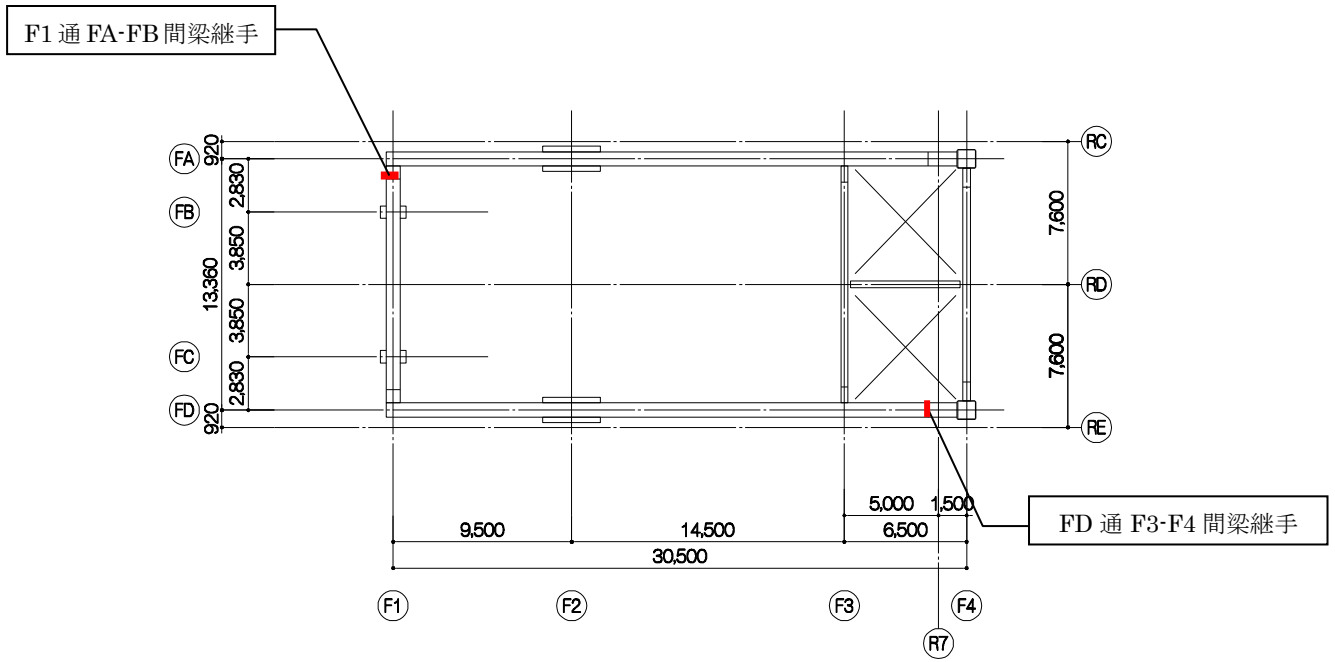
【リブプレート部】

ボルト種類：SHTB M24

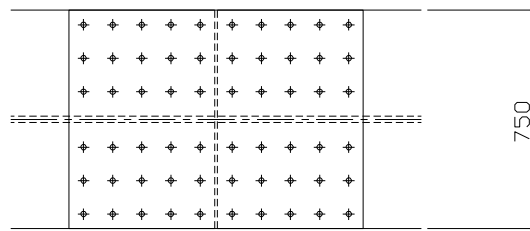
本数：8本×2 (1箇所あたり)

(2) 接合部詳細 (5階A通3-4間梁)

図-4 クレーン支持用架構 接合部③

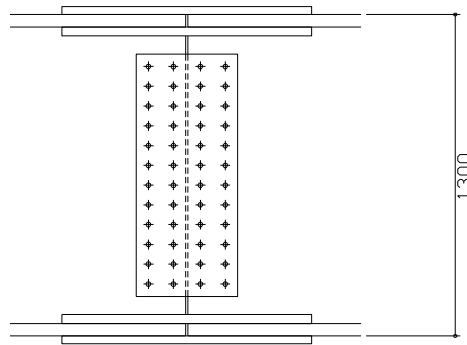


(1) 接合部位置



(a) フランジ

ボルト種類：HTB M27
ボルト本数：30本×2

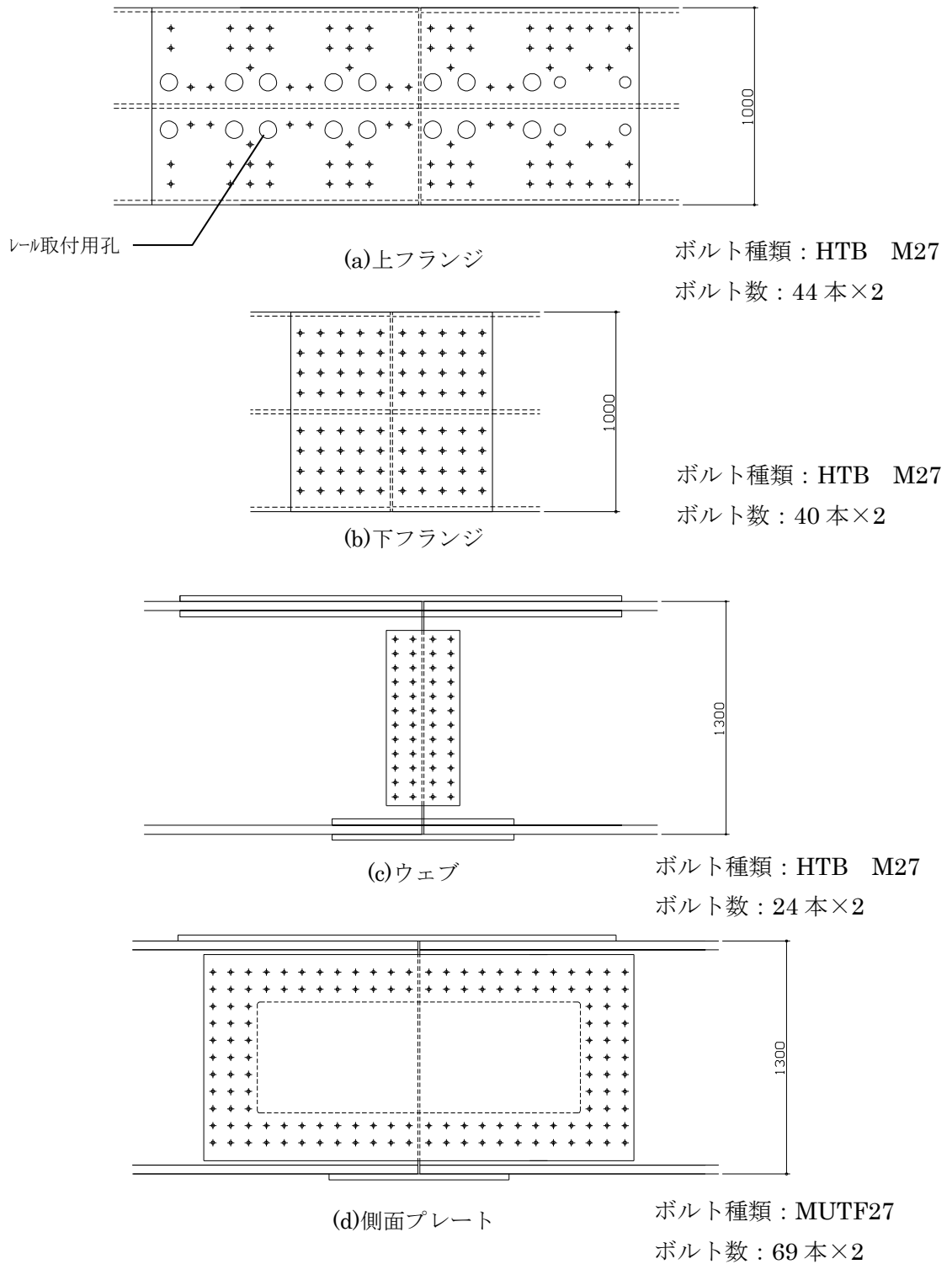


(b) ウェブ

ボルト種類：HTB M27
ボルト数：24本×2

(2) 接合部詳細図 (F1通 FA-FB間梁継手)

図-5 燃料取扱機支持用架構 接合部図①



接合部詳細図 (FD 通 F3-F4 間梁継手) (接合部位置は図-5 参照)

図-6 燃料取扱機支持用架構 接合部図②

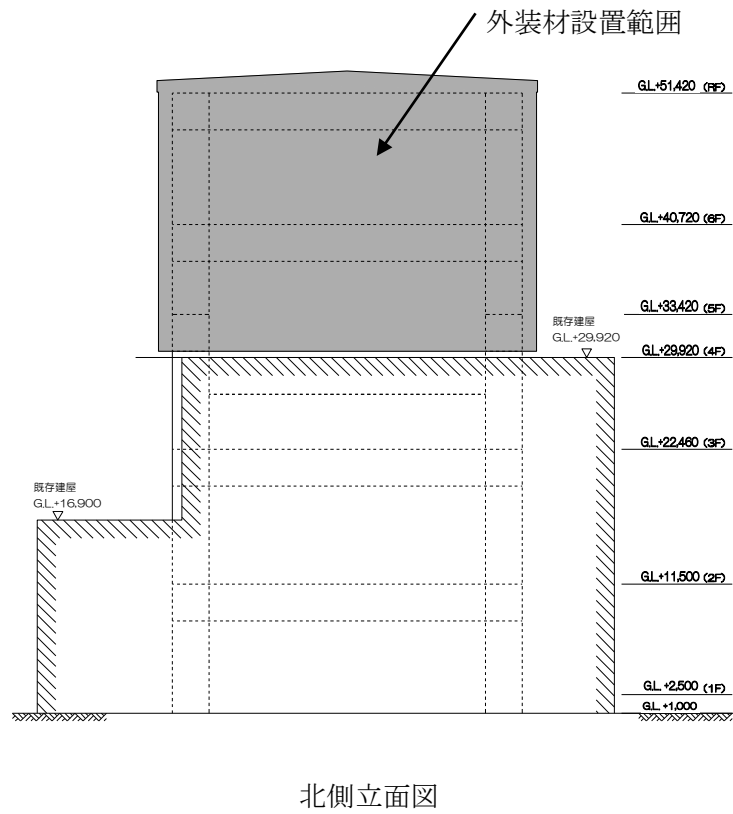
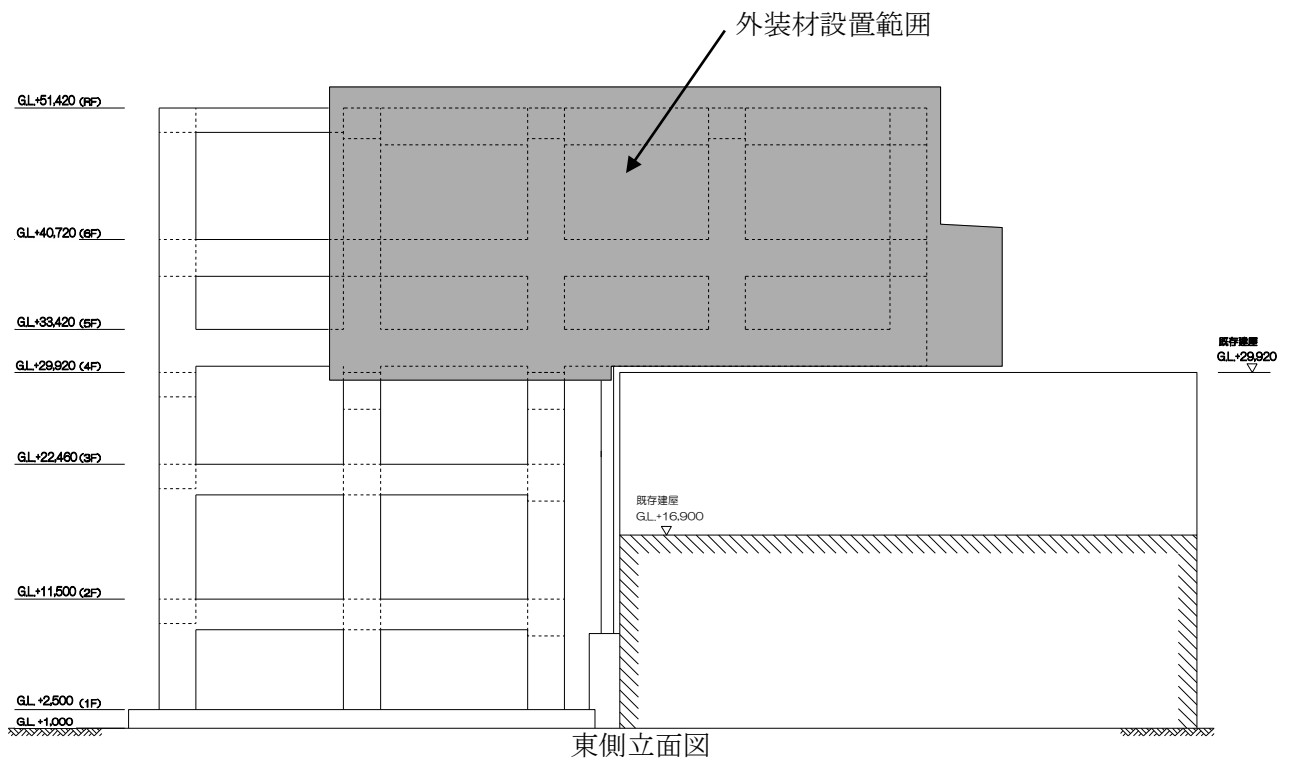
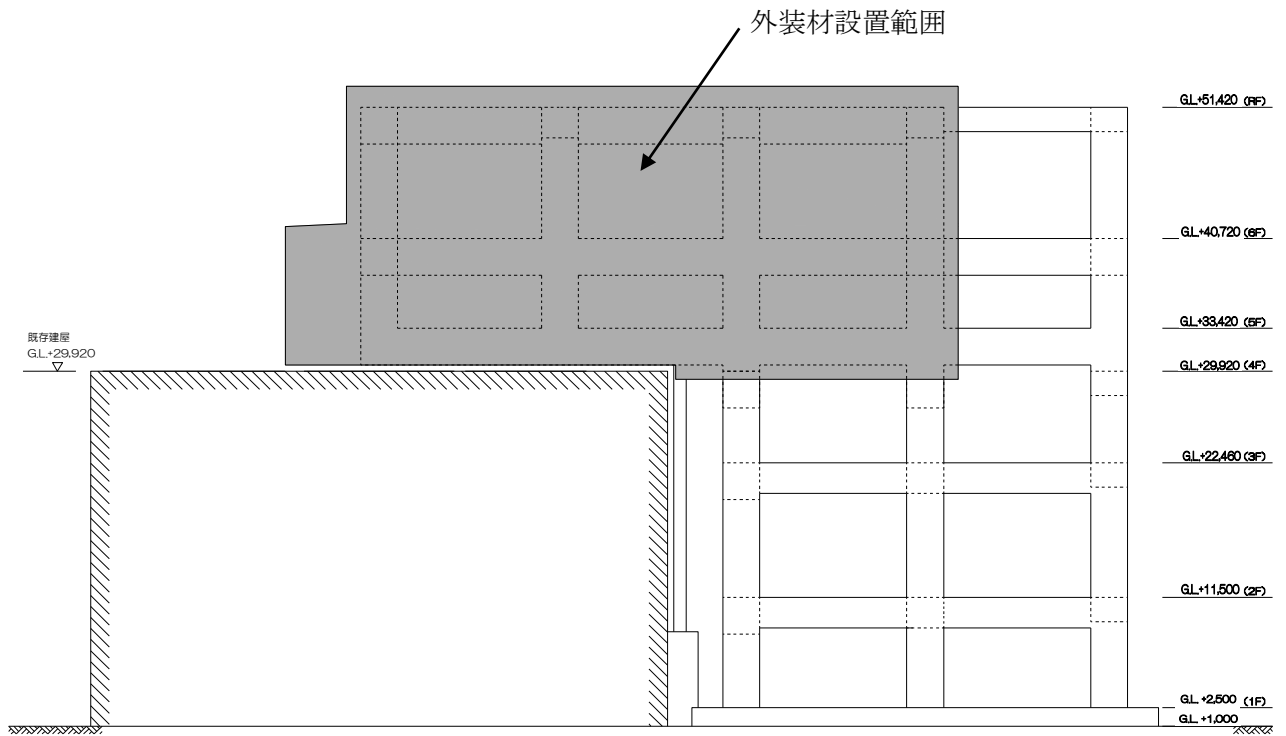
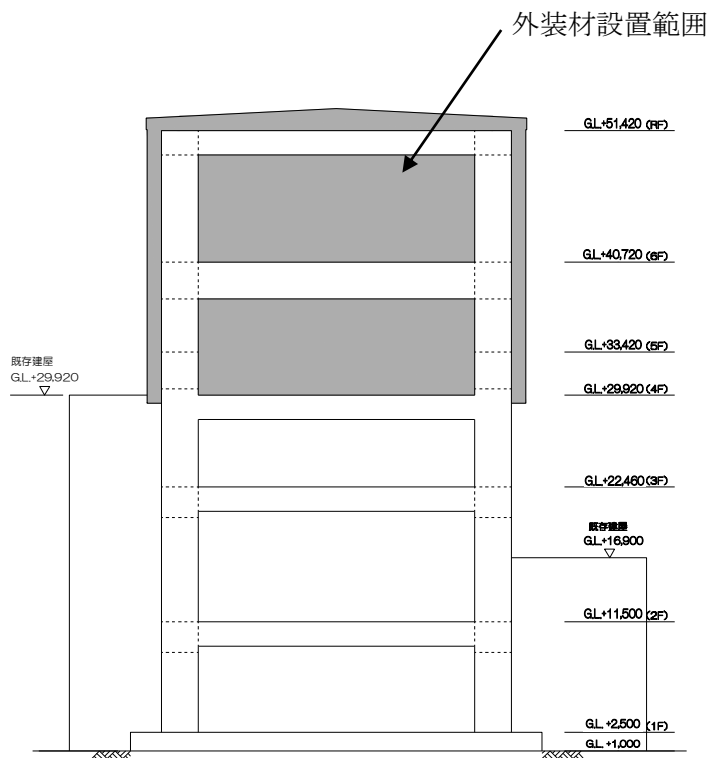


図-7 外装材設置範囲図①

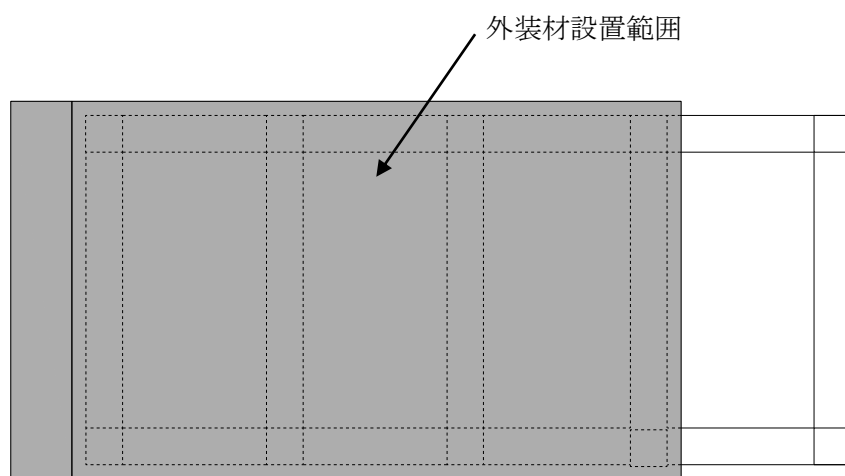


西側立面図



南側立面図

図-8 外装材設置範囲図②



屋根伏図

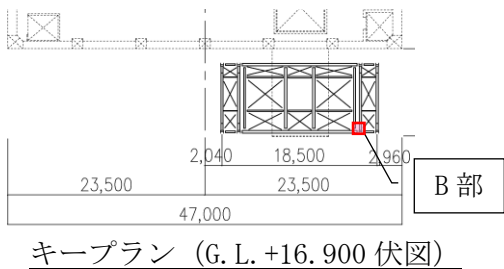
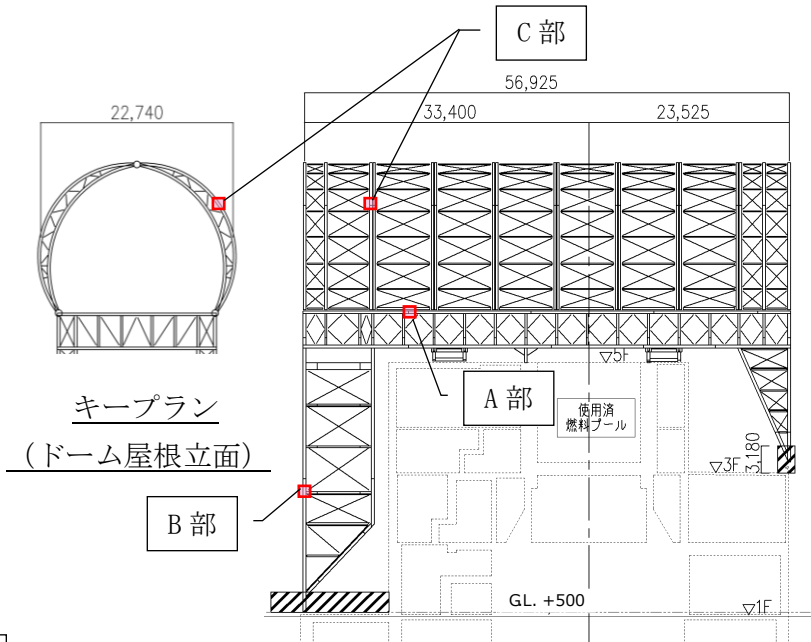
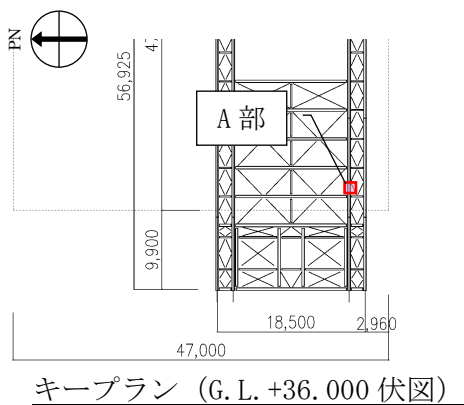
図-9 外装材設置範囲図③

3号機燃料取り出し用カバーに係る確認事項

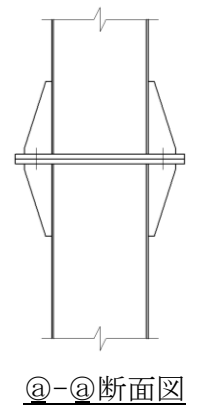
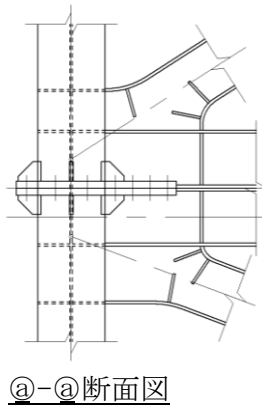
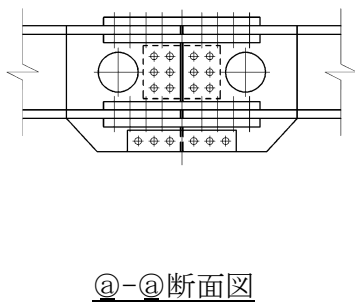
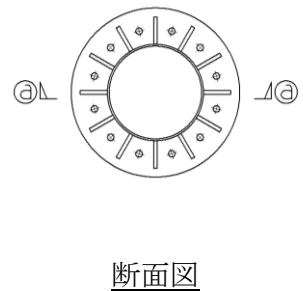
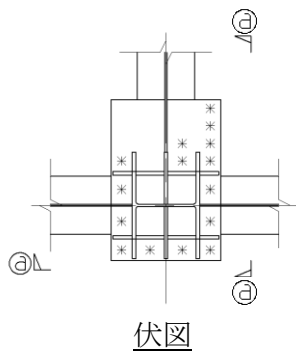
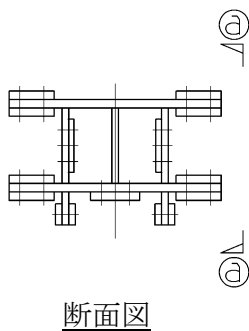
3号機燃料取り出し用カバーの工事に係る主要な確認項目を表－1に示す。

表－1 3号機燃料取り出し用カバーの工事に係る確認項目

確認事項	確認項目	確認内容	判定基準
構造強度及び耐震性	材料確認	鋼材の材質，強度，化学成分を確認する。	JIS G 3136, JIS G 3101, JIS G 3106, JIS G 3444, JIS G 3474に適合すること。
		制震装置（オイルダンパ）の減衰係数を確認する。	減衰係数（ $C_1=50 \times 10^5 \text{ N} \cdot \text{s/m}$, $C_2= 3.95 \times 10^5 \text{ N} \cdot \text{s/m}$ ）が $\pm 10\%$ 以内であること。
		トルシア型超高力ボルト（SHTB）の仕様を確認する。	建築基準法 68 条の 26 第 1 項の規定に基づき、同法第 37 条第二号の規定に適合すること。
	据付確認	接合部（図－1 参照）の施工状況を確認する。	SHTB が所定の本数・種類であること。
	外観確認	制震装置（オイルダンパ）の外観を確認する。	有害な欠陥がないこと。
		ドーム屋根に取付ける外装材の外観を確認する。	外装材の設置範囲が、図－2の通りであること。



キープラン (東西断面図)



ボルト種類 : SHTB M24
本数 58×2

(a) ガーダ上弦材 (A部)

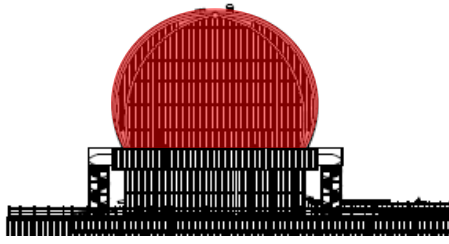
ボルト種類 : SHTB M24
本数 15

(b) 柱材 (B部)

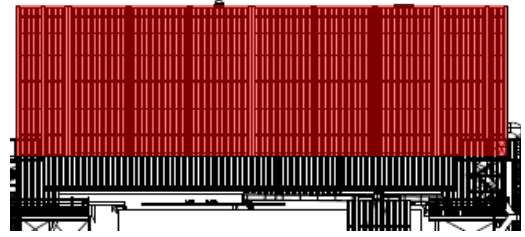
ボルト種類 : SHTB M22
本数 12

(c) 弦材 (C部)

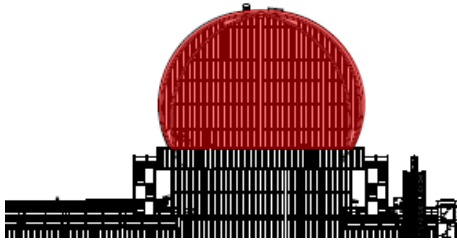
図-1 接合部詳細



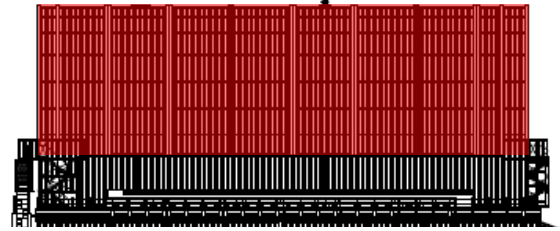
東立面図



北立面図



西立面図



南立面図


 ドーム屋根外装材設置箇所

図-2 3号機燃料取り出し用カバーのドーム屋根外装材設置範囲

3号機原子炉建屋の躯体状況調査結果を反映した 使用済燃料プール等の耐震安全性評価結果

1. はじめに

3号機原子炉建屋では、現在、瓦礫撤去及び燃料取り出し用カバーの施工が進捗している。瓦礫撤去に伴い、新たな損傷調査が可能になり、躯体の詳細な損傷状況が明らかになった。一方で、燃料取り出し用カバーには、使用済燃料プール部近傍のオペレーティングフロア（5階床）を支持点として、水平振れ止め装置（ストッパ）及び鉛直方向の制震装置（オイルダンパ）の設置や、同じくオペレーティングフロアの随所に、作業の安全のため遮へい体の設置などが計画されている。

本報告書では、燃料取り出し用カバー設置に際し、使用済燃料プール、オペレーティングフロア（以下、オペフロとする）及び1～5階の最新の損傷状況調査結果と、その損傷状況を反映し、かつ使用済燃料の取り出し時の荷重状態を想定した原子炉建屋の3次元FEM解析により、使用済燃料プール等（使用済み燃料プール壁床、プールを拘束するシェル壁、オペフロ床）の耐震安全性評価結果を報告する。

2. 損傷状況の調査結果

原子炉建屋の瓦礫撤去に伴い、損傷状況の調査を行った。調査は耐震安全性に関わる内外壁及び床を対象に、クレーン吊りの遠隔操作カメラによる映像分析及び遠隔操作ロボットによる建屋内調査の映像分析により実施した。主にクレーン吊りカメラではオペフロ床面及びオペフロ南西部に位置する大物搬入用の床開口から2～5階の開口周辺部の使用済燃料プール壁を含む壁、床を確認した。遠隔操作ロボットによる建屋内調査映像ではクレーン吊りカメラでは確認できない1階、2階のシェル壁を含むエリアの壁、床の状況を確認した。調査結果として、通りスパンごとに損傷の程度を3段階（損傷なし、一部損傷、全壊）に分類した。図-2.1～図-2.10に原子炉建屋内の各階における損傷状況を、図-2.11に建屋外壁状況写真をそれぞれ示す。

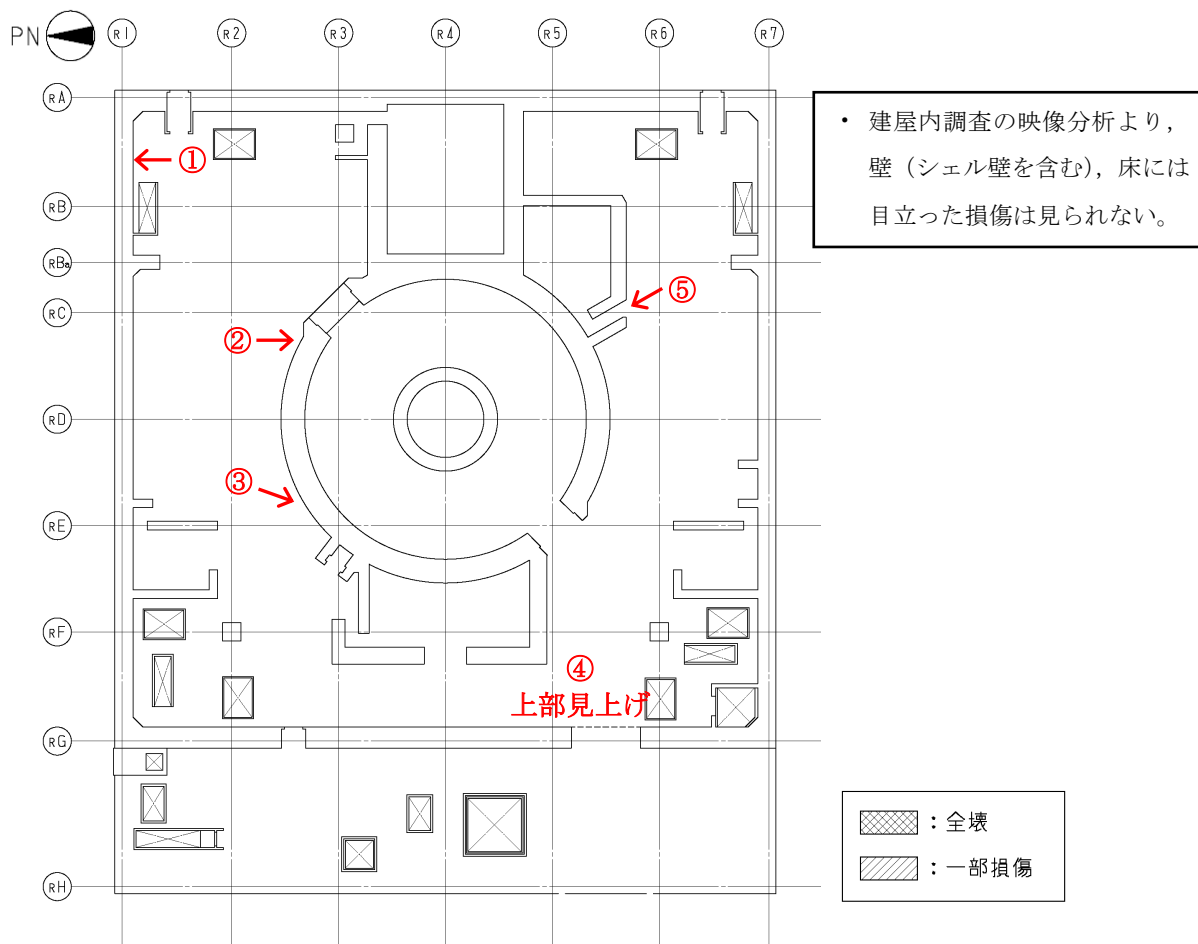


図-2.1 損傷状況（1階）

①1F北側外壁



②1Fシェル壁

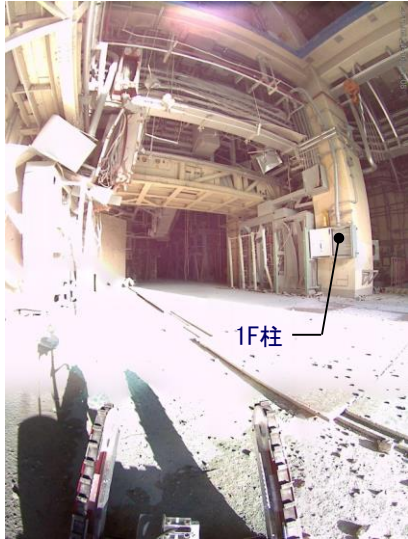


③1Fシェル壁及び1F床



図-2.2(1) 建屋内状況写真（1階）

④1F大物搬入口付近



⑤1Fシェル壁

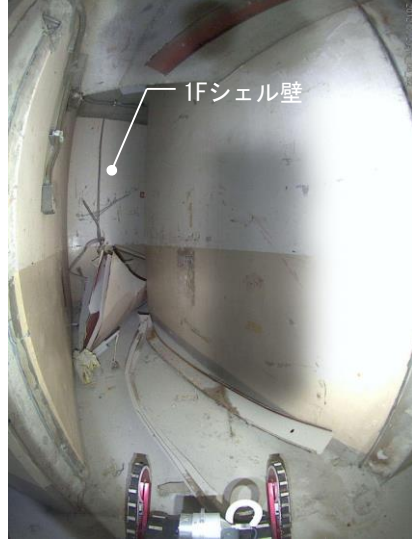


図-2.2(2) 建屋内状況写真（1階）

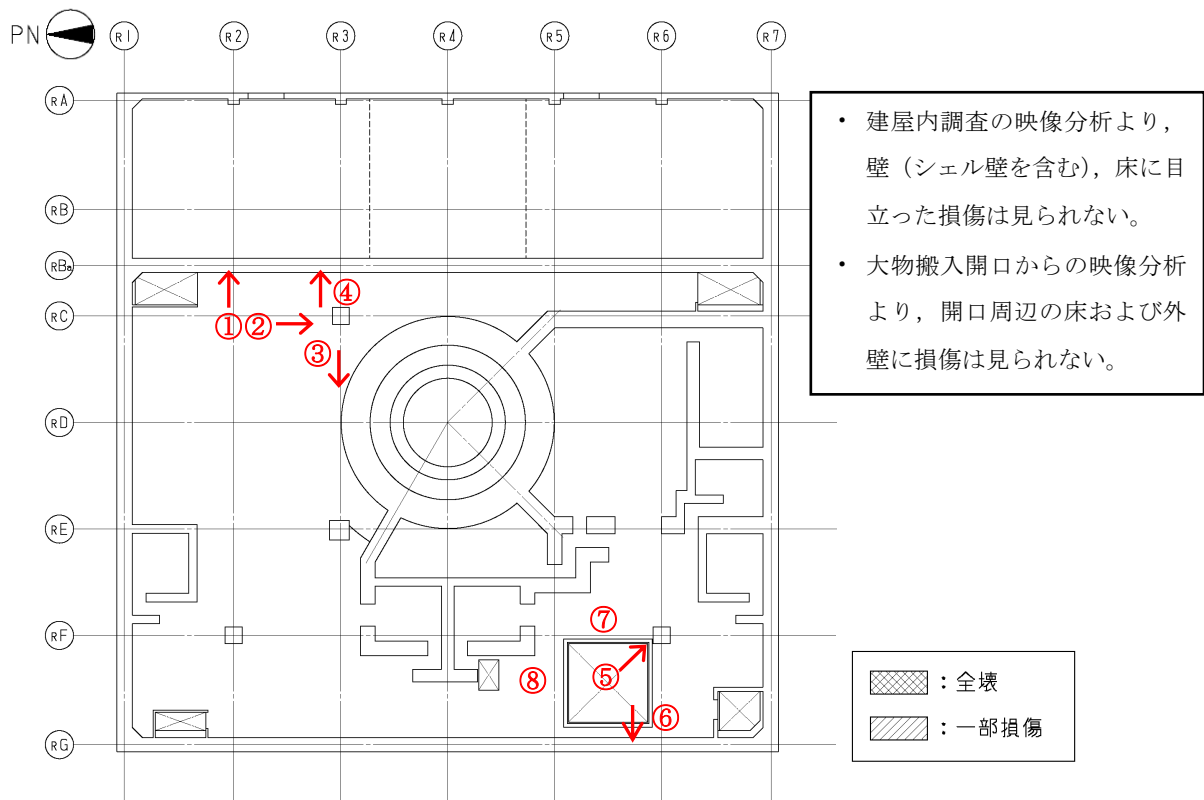


図-2.3 損傷状況（2階）



図-2.4(1) 建屋内状況写真（2階）

③2Fシェル壁



④2F東側外壁



⑤2F柱脚



⑥2F西側外壁脚部



⑦2F床 (大物搬入口東側)



⑧2F床 (大物搬入口北側)



図-2.4(2) 建屋内状況写真 (2階)

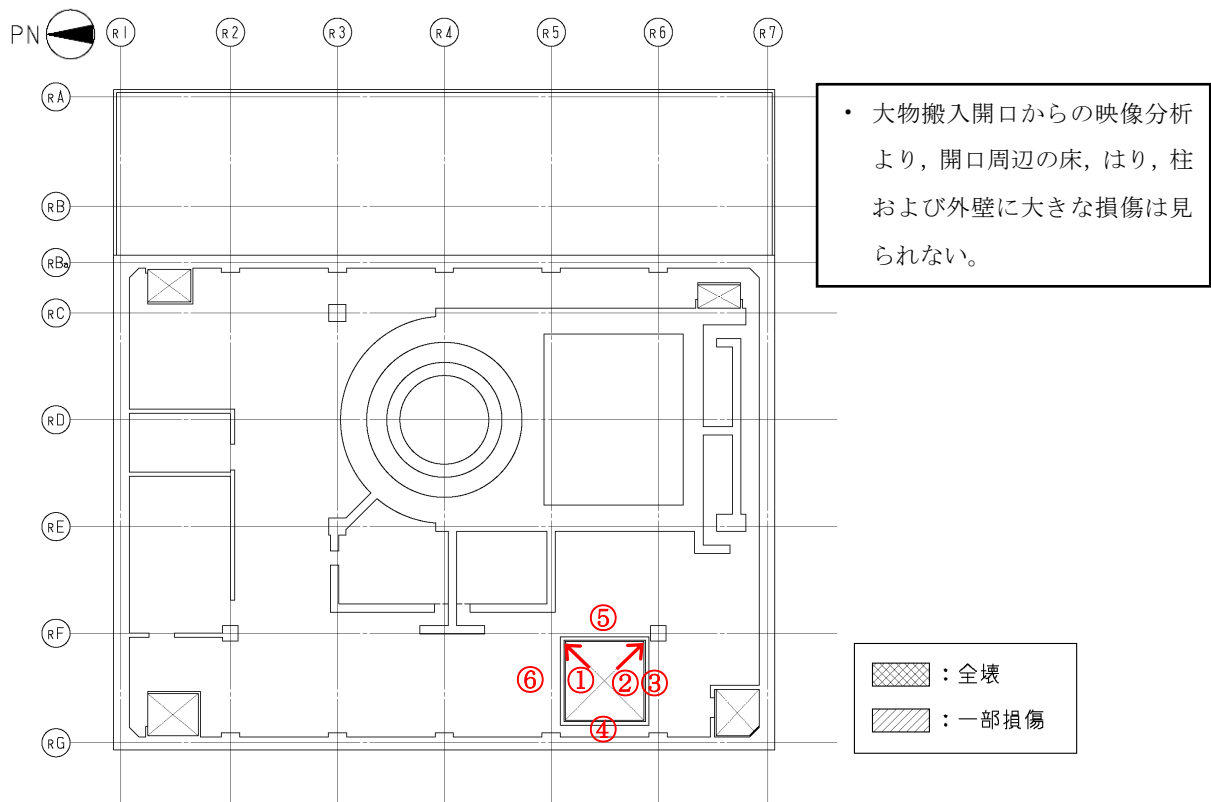
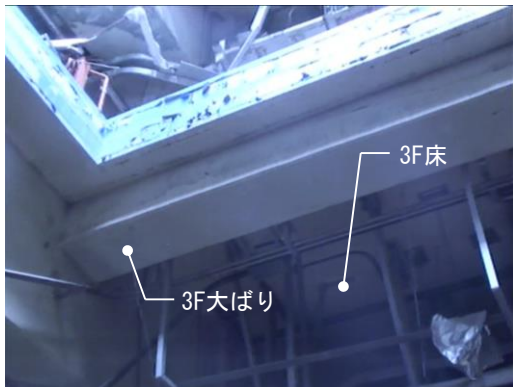


図-2.5 損傷状況（3階）

①3F大ばり交差部（R5通り×RF通り）



② 3F大ばり交差部（R6通り×RF通り）

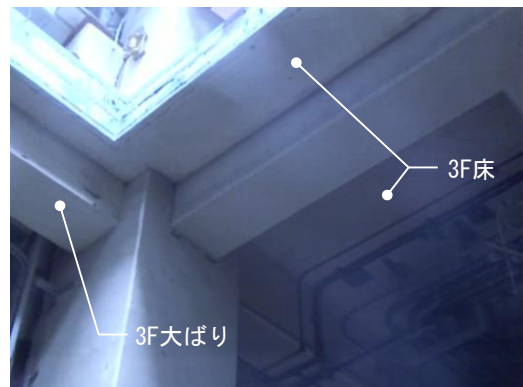
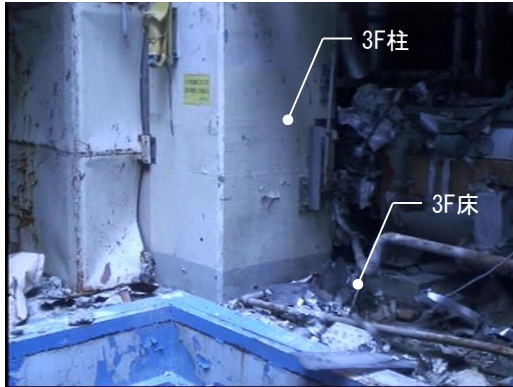


図-2.6(1) 建屋内状況写真（3階）

③3F柱脚



④3F西側外壁中央部



⑤3F床 (大物搬入口東側)



⑥3F床 (大物搬入口北側)

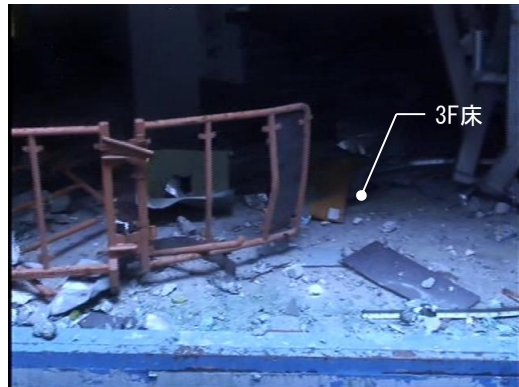
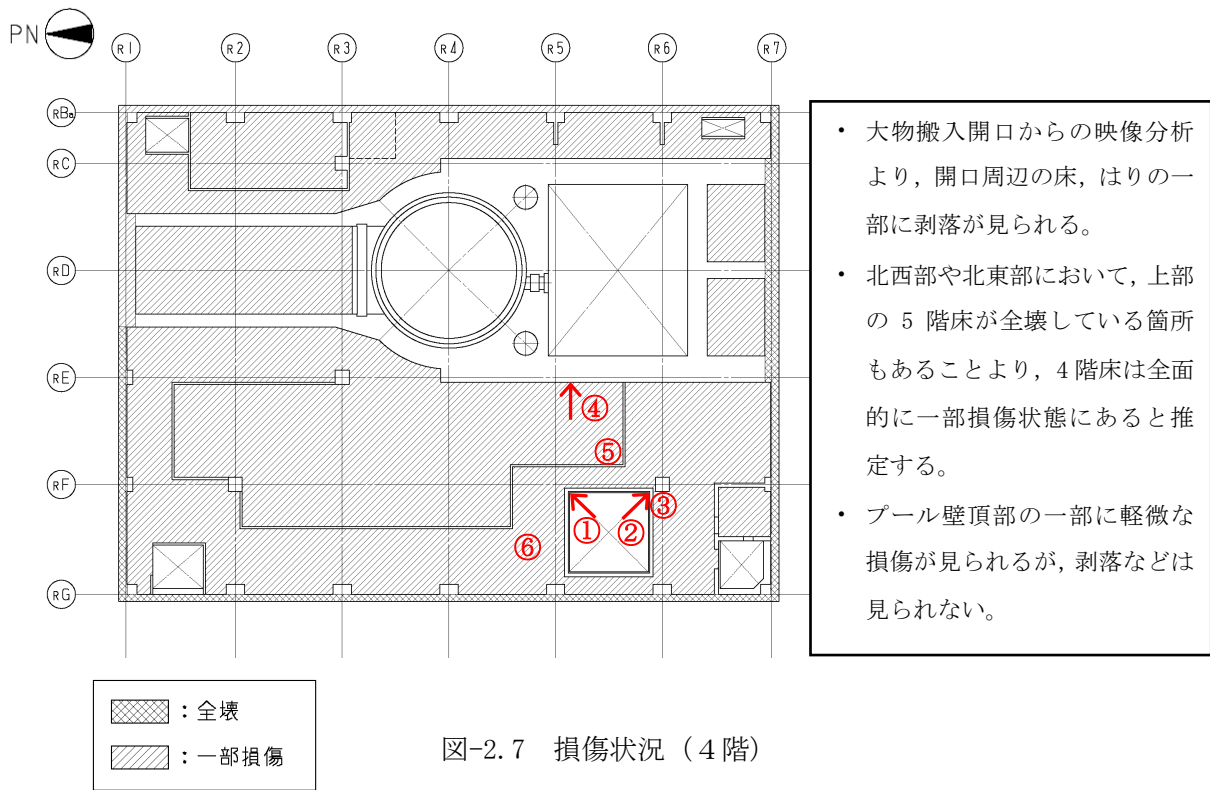
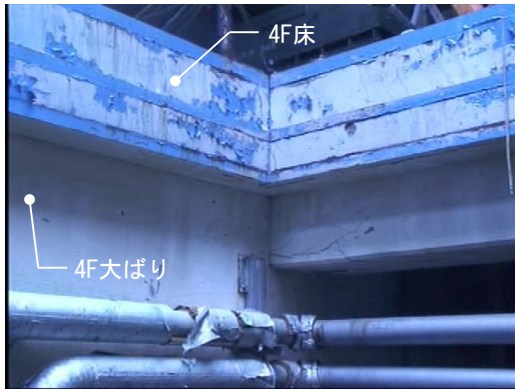


図-2.6(2) 建屋内状況写真 (3階)



①4F大ばり交差部（R5通り×RF通り）

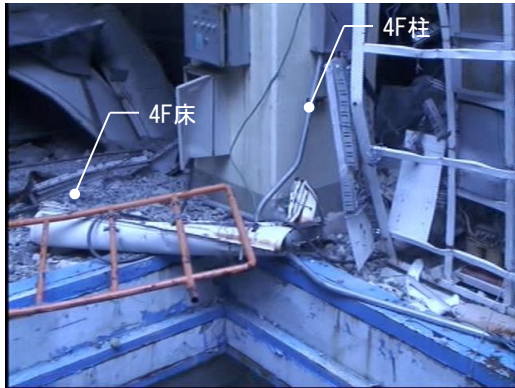


②4F大ばり交差部（R6通り×RF通り）

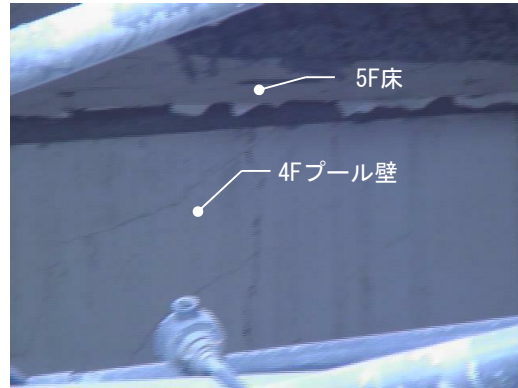


図-2.8(1) 建屋内状況写真（4階）

③4F柱脚



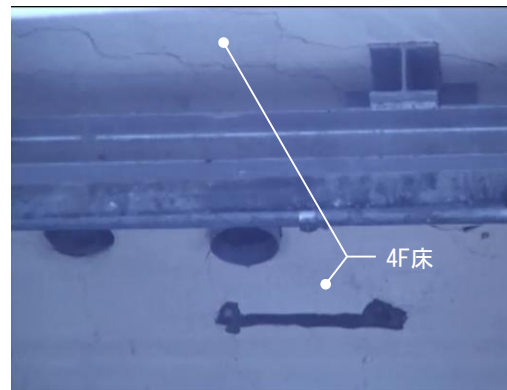
④4Fプール壁 (頂部)



⑤4F床 (大物搬入口東側)



⑤4F床 (大物搬入口東側)



⑥4F床 (大物搬入口北側)



⑥4F床 (大物搬入口北側)



図-2.8(2) 建屋内状況写真 (4階)

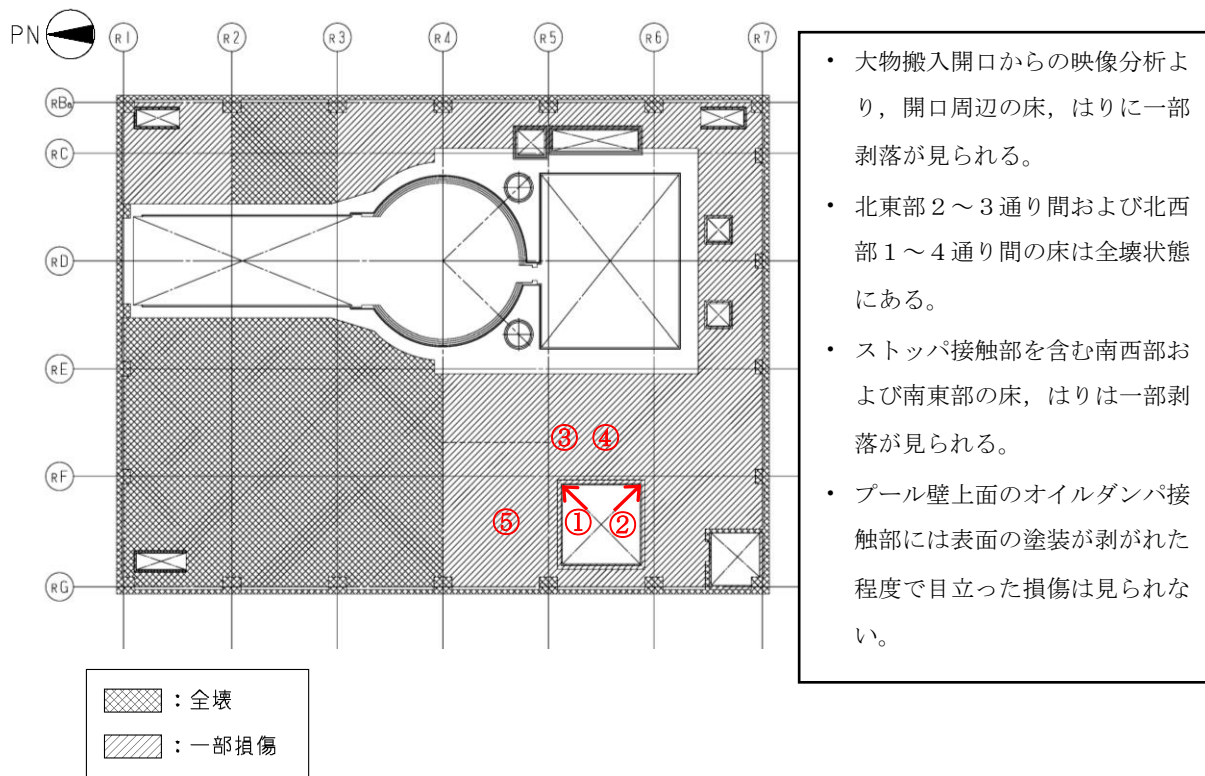


図-2.9 損傷状況 (5階)

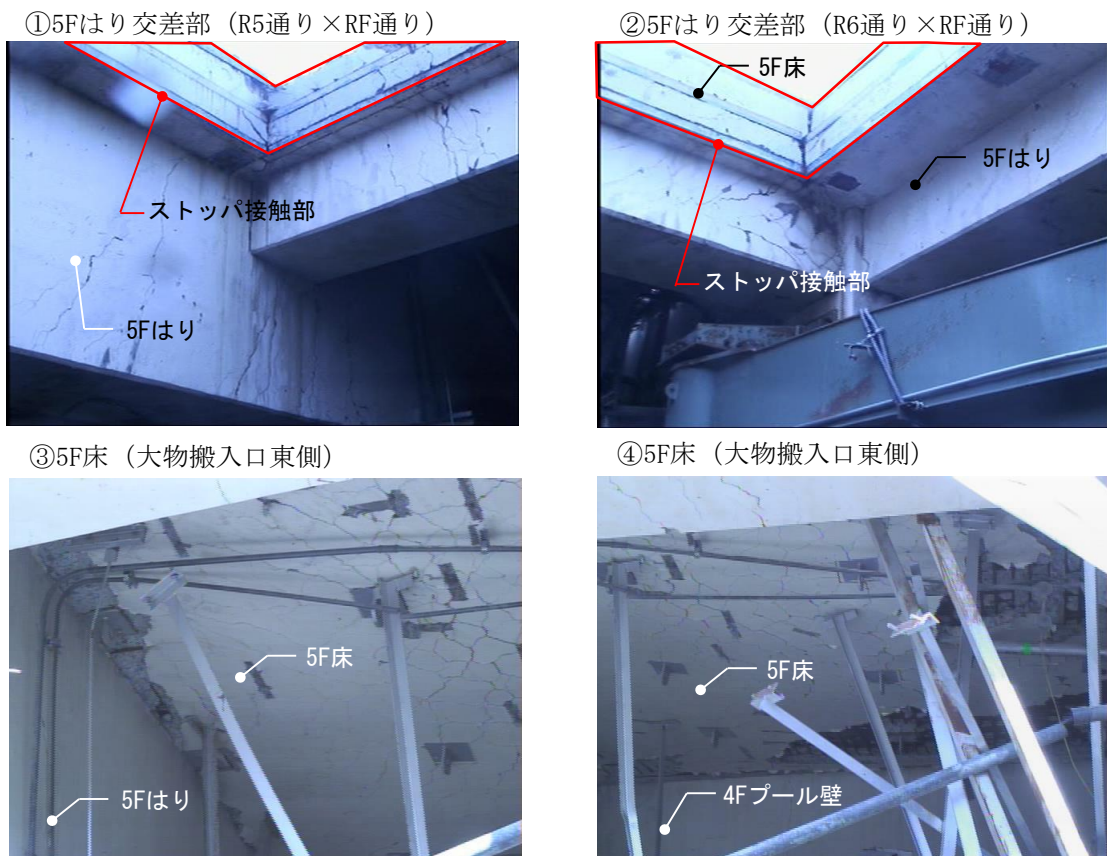
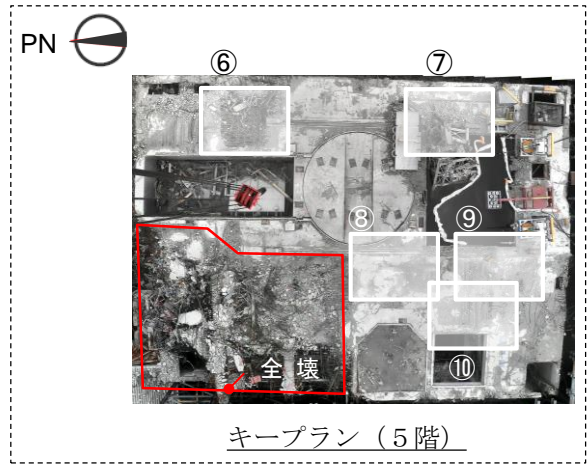
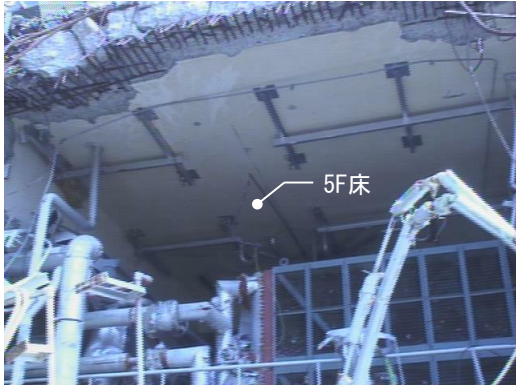
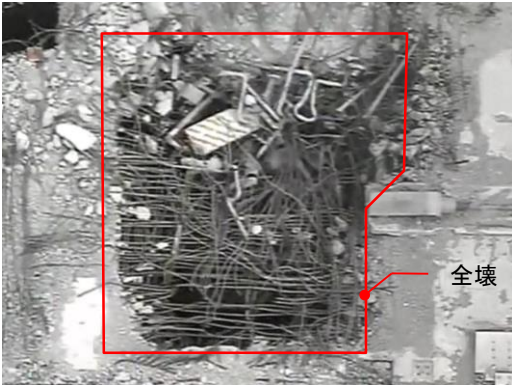


図-2.10(1) 建屋内状況写真 (5階)

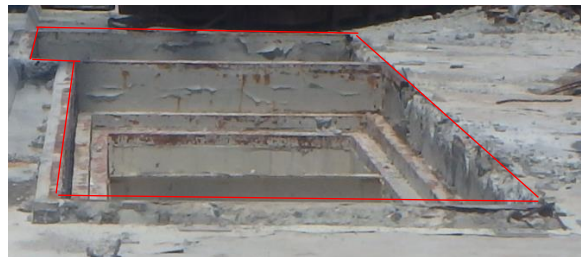
⑤5F床（大物搬入口北側）



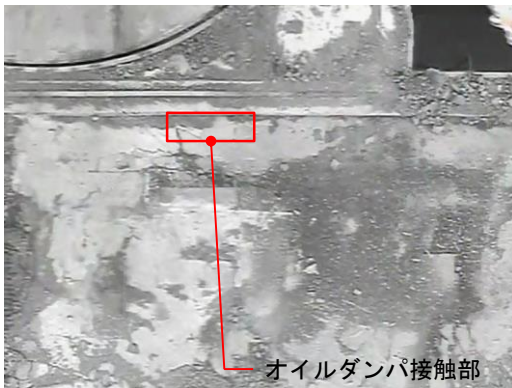
⑥5F床（機器仮置プール）



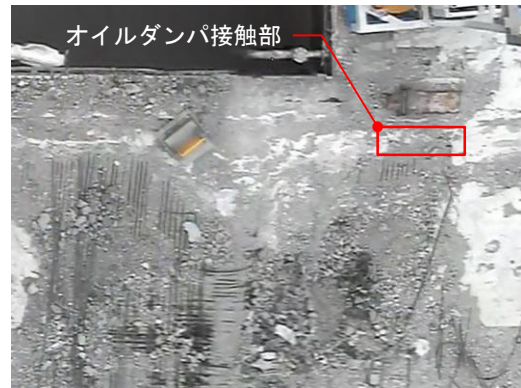
⑦東側ストップ接触部



⑧オイルダンパ接触部（北側）



⑨オイルダンパ接触部（南側）



⑩西側ストップ接触部

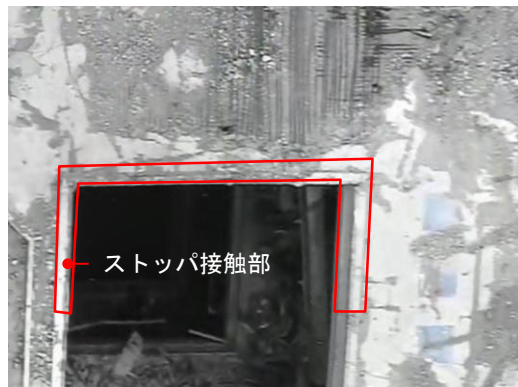


図-2.10(2) 建屋内状況写真（5階）

①西側壁面



②東側壁面



③南側壁面



④北側壁面



・ 外壁4面とも新たな損傷は見られない。

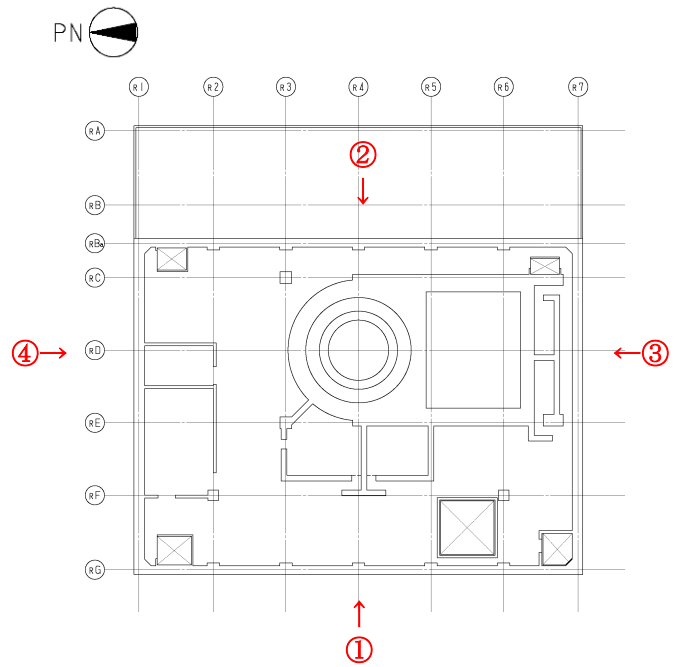


図-2.11 建屋外壁状況写真

3. 3次元FEM解析による耐震安全性評価

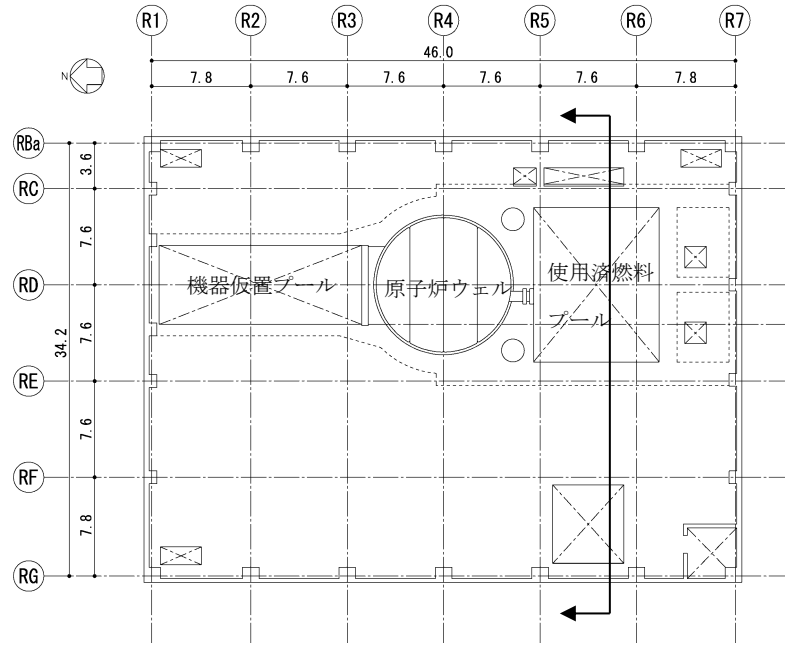
3.1 解析方針

本検討では、使用済燃料の取出し時における原子炉建屋の状況を反映するとともに、2章において損傷が確認された箇所を反映した解析モデルを作成し、基準地震動 S_s に対する耐震安全性を、3次元FEM解析によって評価する。

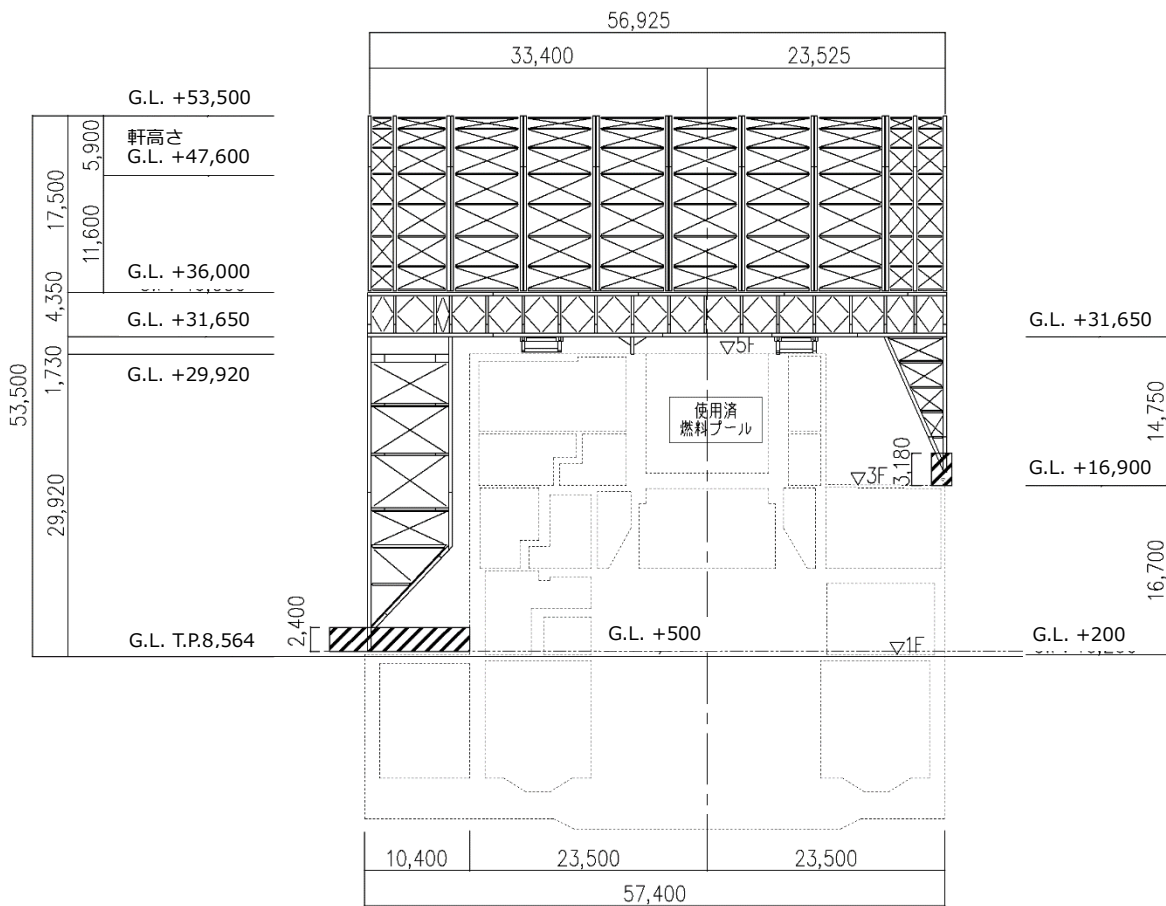
図-3.1.1 に原子炉建屋及び燃料取り出し用カバーの概要図を示す。

耐震安全性評価は、図-3.1.2 のフローに示すように以下の手順で行う。

- ・ 使用済燃料プール周辺の2階の床 (G.L. +8.7m) から5階の床 (G.L. +29.92m) までの建屋部分をもとに、2章において新たに損傷が確認された箇所の強度を期待せず、剛性を低下あるいは無視した3次元FEM解析モデルを作成する。
- ・ 死荷重、遮へい体・燃料取り出し用カバー荷重、使用済燃料プール水による静水圧、地震応答解析結果にもとづく地震荷重、地震時の燃料取り出し用カバー反力及び荷重組合せの条件を設定する。
- ・ 応力解析として鉄筋コンクリート部材の塑性化を考慮した弾塑性解析を行い、使用済燃料プール部、シェル壁及び燃料取り出し用カバーが取り付く5階オペフロに発生する応力及びひずみを算出する。
- ・ 評価基準値と比較し、耐震安全性を評価する。



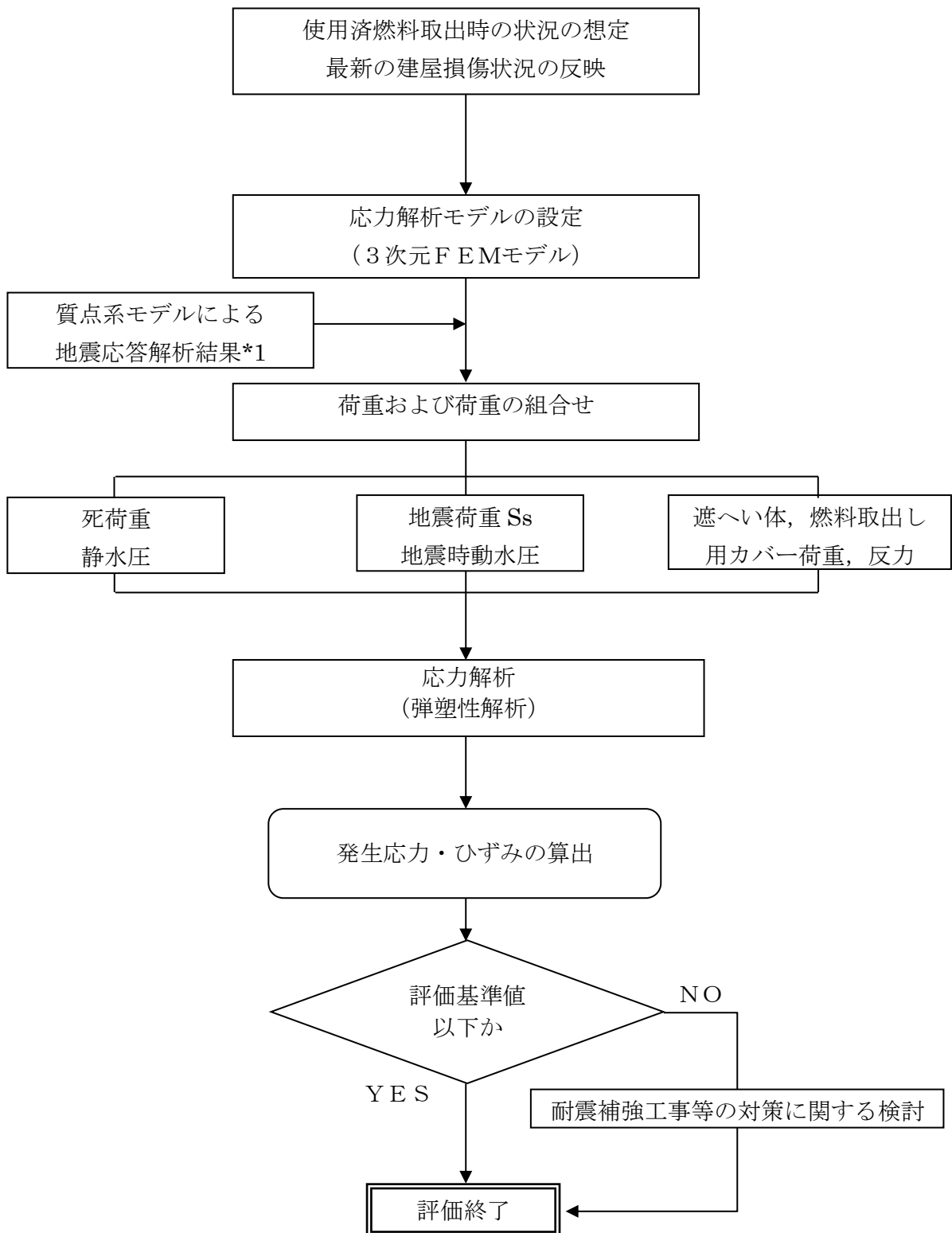
平面図



断面図

図-3.1.1 原子炉建屋及び燃料取り出し用カバーの概要図

本章に記載の標高は、震災後の地盤沈下量(-709mm)と O.P.から T.P.への読替値(-727mm)を用いて、下式に基づき換算している。
 <換算式> T.P.=旧 O.P.-1.436mm



*1: 「Ⅱ-2-11 添付資料-4-2 3. 3号機燃料取り出し用カバーの構造強度及び耐震性について」中の3号機の燃料取出し時の状態を考慮した地震応答解析結果にもとづく。

図-3.1.2 耐震安全性評価フロー

3.2 応力解析モデルの設定

鉄筋コンクリート部材の塑性化を考慮した弾塑性解析を実施し、使用済燃料プール及びシェル壁等に発生する応力及びひずみを算定する。2階壁から5階のオペフロまでの鉄筋コンクリート部材を有限要素の集合体としてモデル化した。2章において損傷（一部損傷及び全壊）が確認された箇所について、建屋損傷状況を反映した応力解析モデルを構築した。

使用計算機コードは「ABAQUS」である。解析モデルに使用する板要素は、鉄筋層をモデル化した異方性材料による積層シェル要素（コンクリート部：10要素 11積分点）を用いた。一般には断面の板厚方向の応力分布を評価するには板厚方向の分割は4～5要素で十分であるが、今回は鉄筋層の外側のコンクリート剛性を考慮できるように10要素と細かくした。なお、面外せん断剛性は「ABAQUS」では、板厚方向には分割されず1要素のままとなる。各要素には、板の軸力と曲げ応力を同時に考える。また、板のたわみには曲げによる変形とせん断による変形を考慮する。柱と梁は、軸力、曲げ、せん断を同時に考慮できる梁要素としてモデル化し、板要素を含めそれぞれの要素の接合条件は剛接とした。

図-3.2.1に解析モデル概要図を、図-3.2.2にコンクリートと鉄筋の構成則を、図-3.2.3に解析モデルの境界条件を示す。

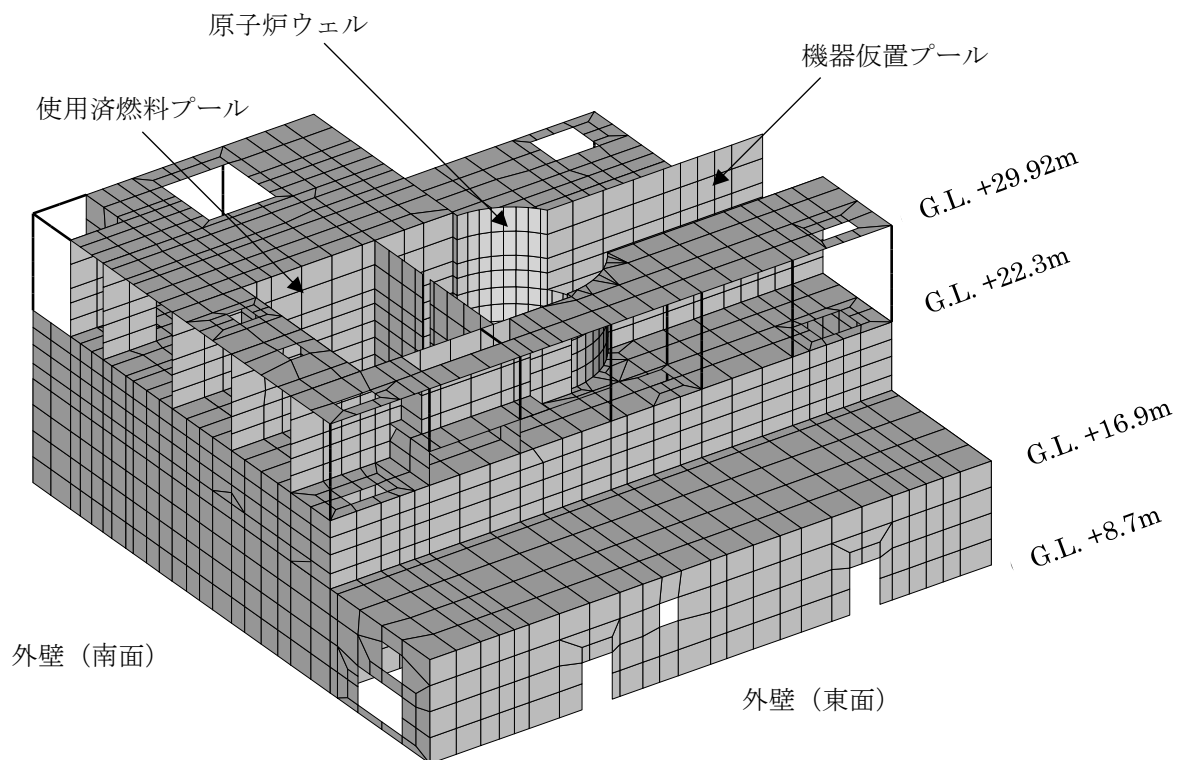
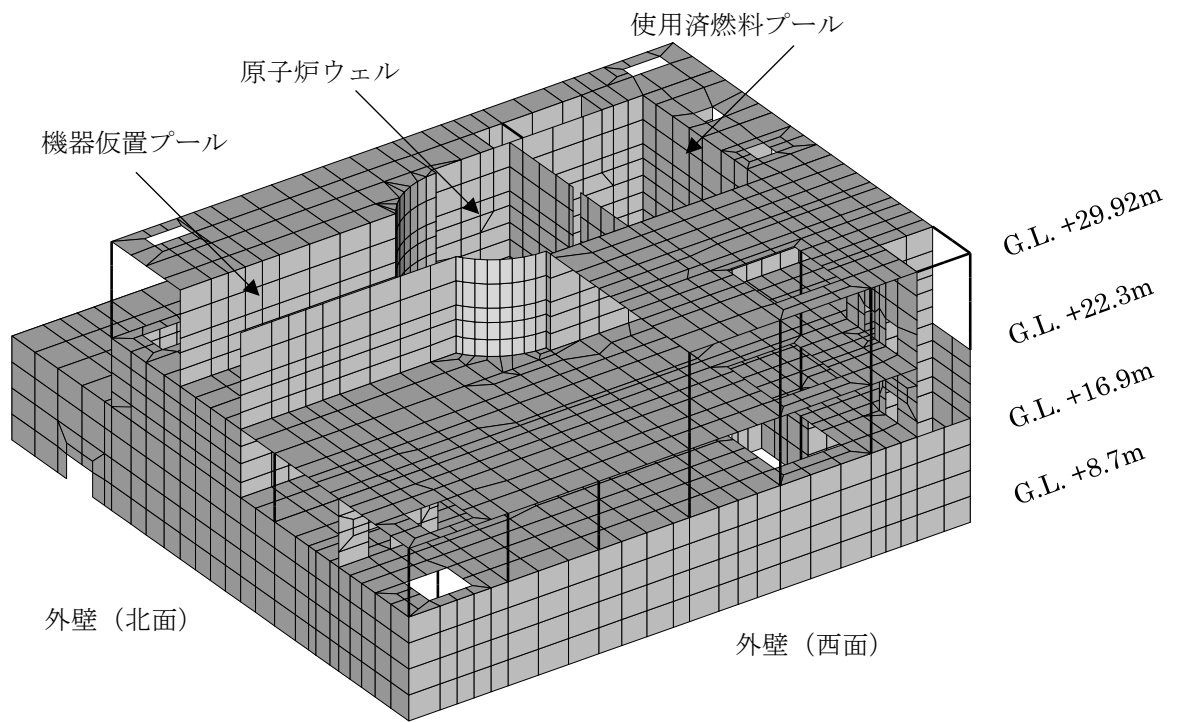
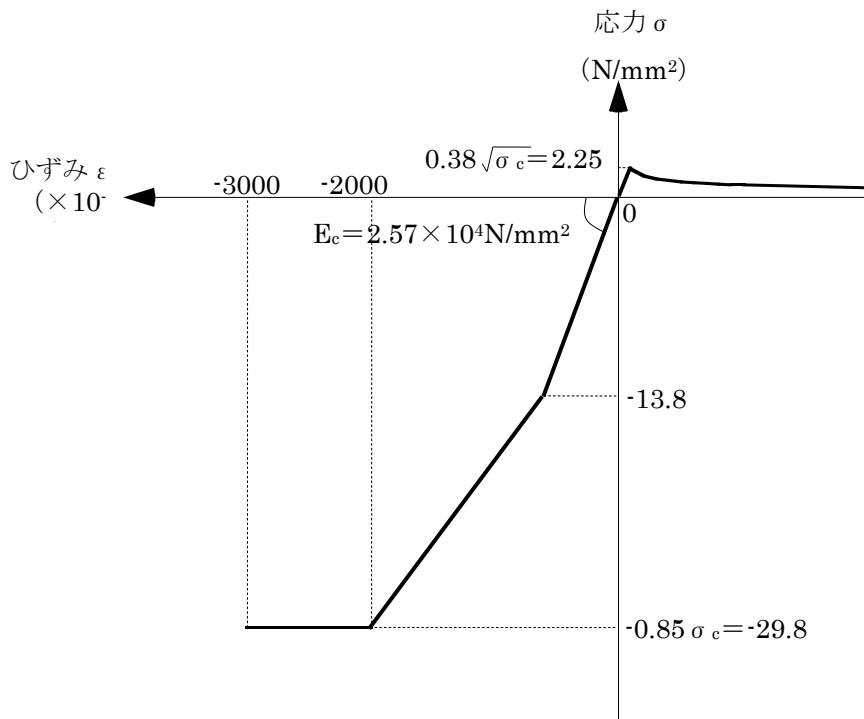
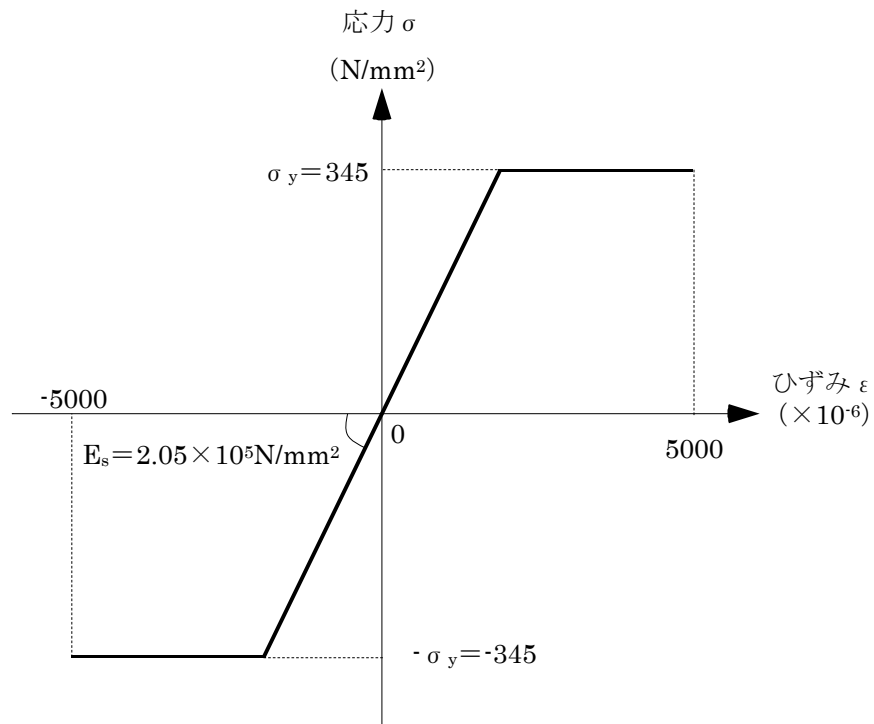


図-3.2.1 解析モデル概要図



(a) コンクリートの応力-ひずみ関係
(コンクリート強度 $\sigma_c = 35$ N/mm²)



(b) 鉄筋の応力-ひずみ関係
(鉄筋降伏点 $\sigma_y = 345$ N/mm²)

図-3.2.2 コンクリートと鉄筋の構成則

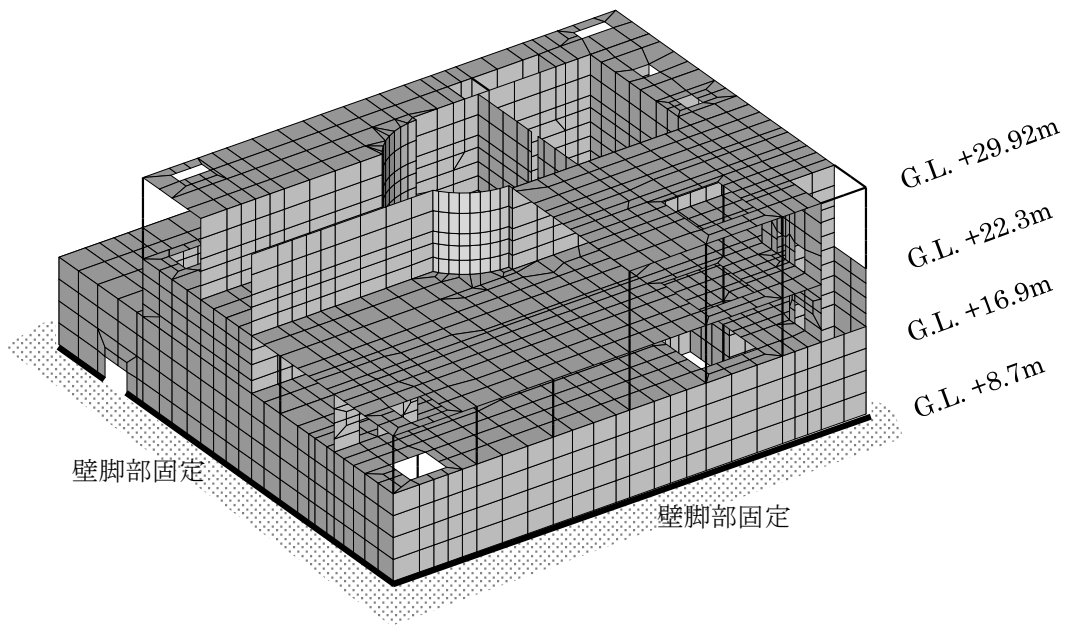


図-3.2.3 解析モデルの境界条件

3.3 損傷状況の仮定

損傷状況の仮定にあたっては、2章において損傷（一部損傷及び全壊）が確認された箇所を反映し、3次元FEM解析モデルを作成する。図-3.3.1～図-3.3.4に損傷状況を仮定した損傷モデルを示す。

(1)床スラブ

床スラブは、5階～4階において、床全壊箇所は剛性を0%とし、床一部損壊箇所は剛性を50%とする。損傷状況の調査結果より明らかとなったオペフロ（5階）の北東部の床は、剛性を0%とする。4階の床は、大物搬入開口周辺の床、はりの一部に剥落が見られること、および、北西部や北東部において、上部の5階床が全壊している箇所もあることより、4階床は全面的に一部損傷状態にあると推定する。

(2)外壁・内壁

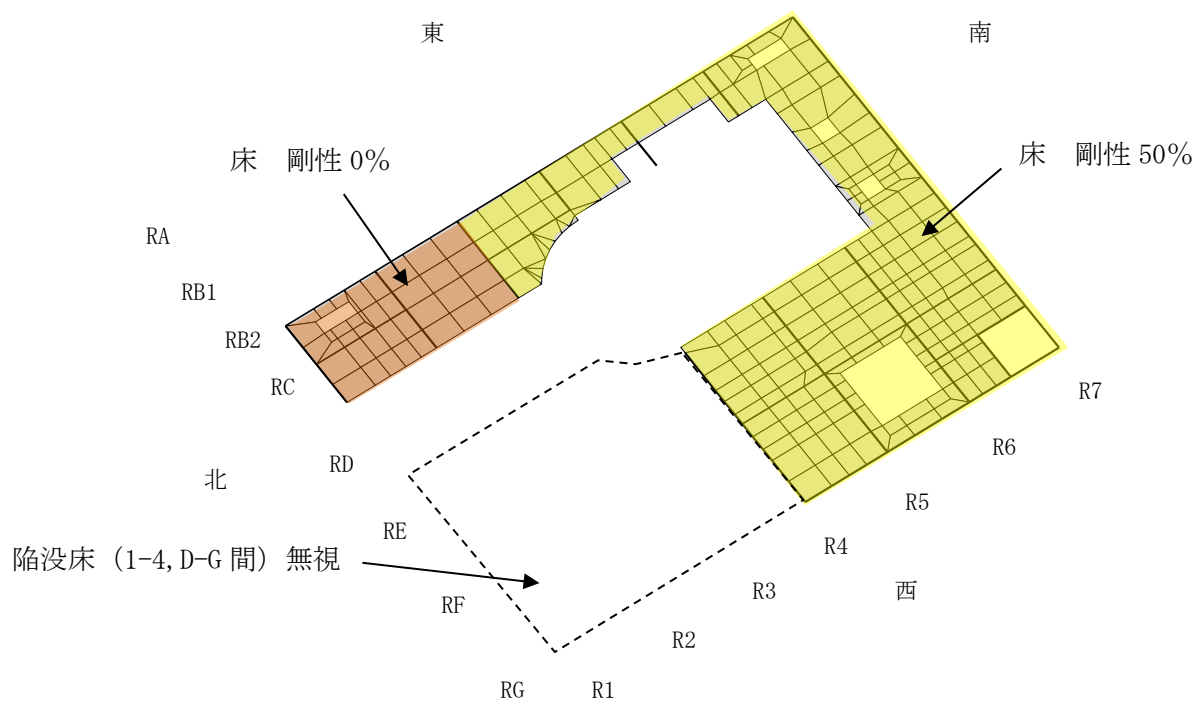
外壁・内壁は、新たな損傷が確認されていないため、変更は行わない。

(3)使用済燃料プール・機器仮置プール

使用済燃料プール・機器仮置プールについては壁及び床ともに健全であった壁や床よりも、十分な厚さがあるため、損傷なしとして評価を行う。

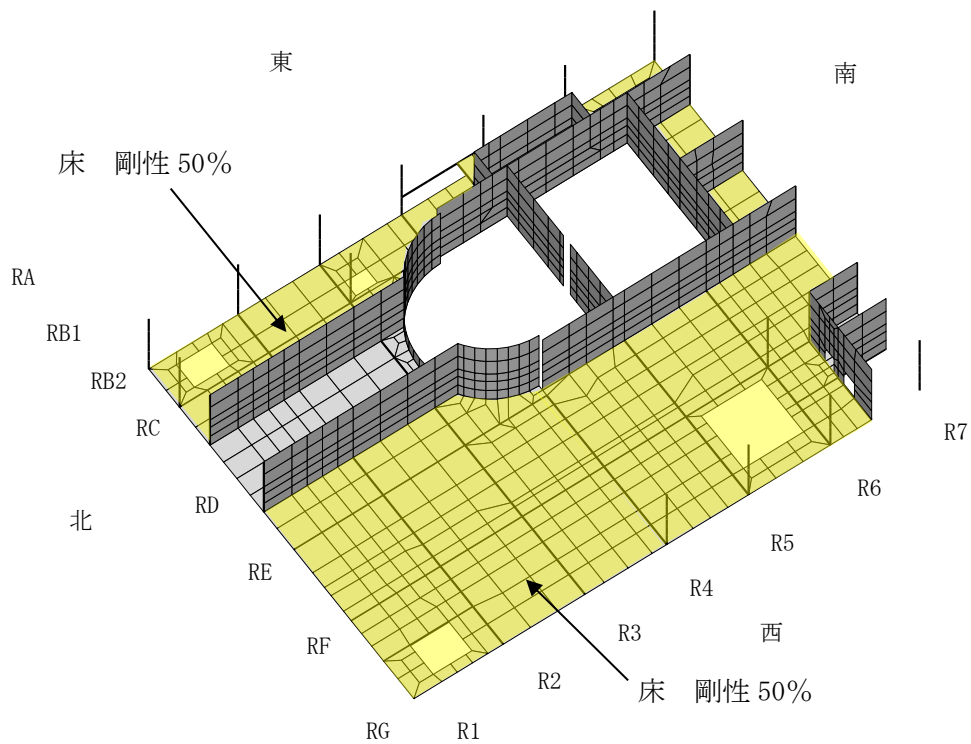
(4)シェル壁

シェル壁については健全であった壁や床よりも、十分な厚さがあるため、損傷なしとして評価を行う。



※特記なき箇所は剛性低下を考慮しない。

図-3.3.1 損傷状況仮定 アイソメ図 5階 (G.L. +29.92m)



※特記なき箇所は剛性低下を考慮しない。

図-3.3.2 損傷状況仮定 アイソメ図 4階 (G.L. +22.3m)

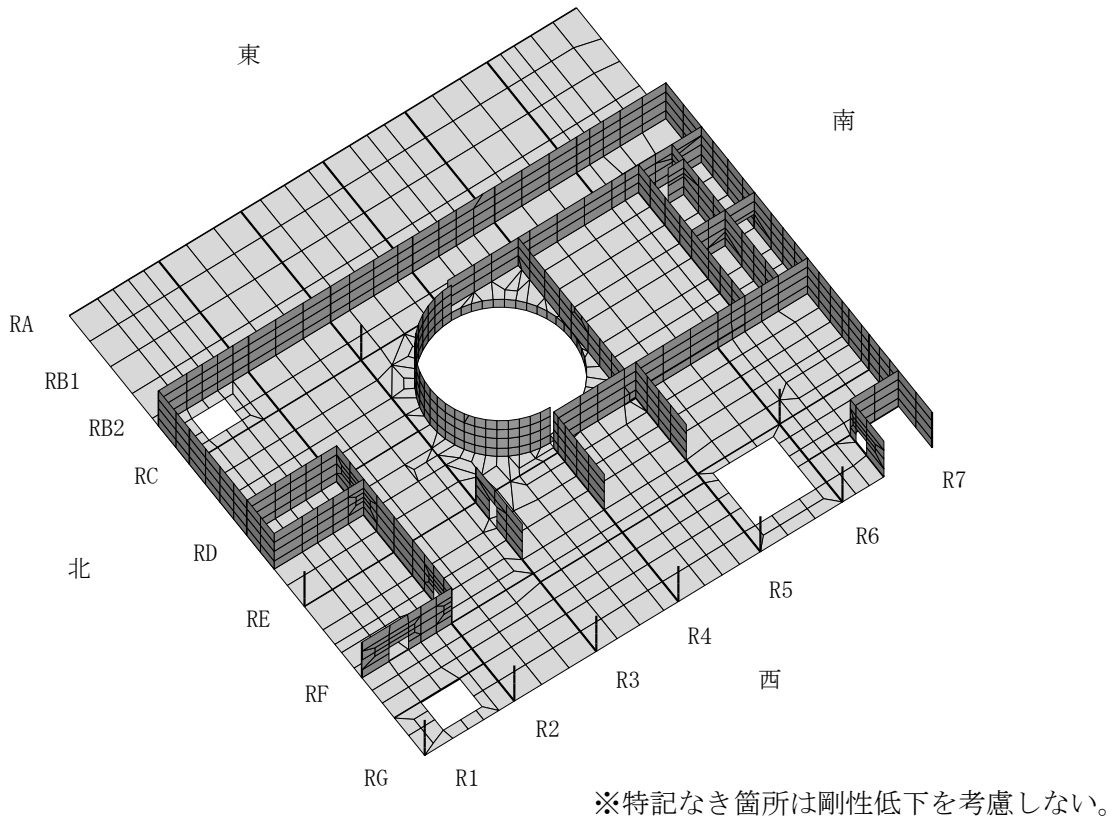


図-3.3.3 損傷状況仮定 アイソメ図 3階 (G.L. +16.9m)

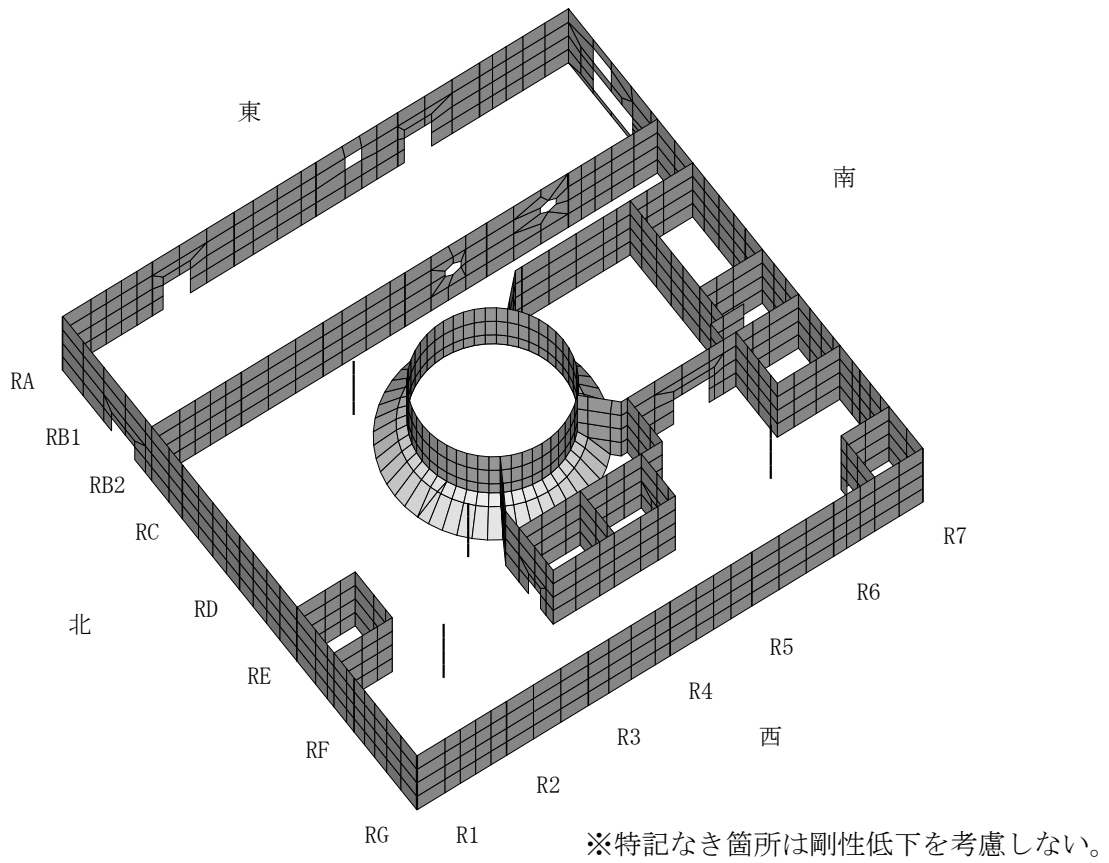


図-3.3.4 損傷状況仮定 アイソメ図 2階 (G.L. +8.7m)

3.4 荷重及び荷重の組合せ

(1) 死荷重 DL

解析モデルに付与する死荷重は、モデル化範囲の建屋躯体の自重に加え、機器・配管・その他の重量は床に一様に積載されているものとする。死荷重を表-3.4.1に示す。

表-3.4.1 死荷重

荷重	荷重の与え方	荷重 (kN)
死荷重 (原子炉建屋)	シェル要素に物体力 (密度×体積) として入力する	330619

(2) 遮へい体・燃料取り出し用カバー荷重 DF

遮へい体及び燃料取り出し用カバー重量を表-3.4.2に示す。

表-3.4.2 遮へい体・燃料取り出し用カバー荷重 (固定荷重)

荷重	荷重の与え方	荷重 (kN)	
遮へい体荷重 (固定荷重)	オペフロ階 (既存躯体の5階) の鉛直支持位置に、支配面積に応じて按分した荷重を節点荷重として入力する	18000	
燃料取り出し用カバー荷重 (固定荷重)	ストッパ	オペフロ階 (既存躯体の5階) のストッパ脚部反力を節点荷重として入力する	1500
	東側脚部 ^{※1}	カバー架構 (オイルダンパを含む) の脚部反力を節点荷重として入力する	7700 ^{※2}
	置き基礎	死荷重 (原子炉建屋) として考慮済み ^{※3}	(1500)

※1: 解析モデル (3次元 FEM モデル) において、2階壁から上部をモデル化しているため、西側脚部 (1階床面レベル) は該当なし。

※2: 東側脚部の荷重 7700kN は、全体モデルの取合い点の反力より算出している。

※3: 置き基礎は、原子炉建屋下屋部分に一様に荷重 (2階外壁上。3階床レベル。) がかかるため、原子炉建屋の死荷重として考慮した。

(3) 静水圧 H

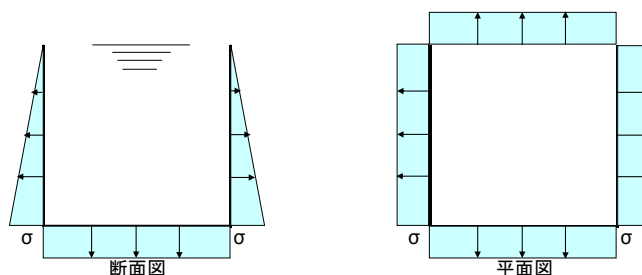
使用済燃料プールが満水状態（プール水重量 13640 kN）にあると仮定した場合の静水圧（ $\sigma = 113 \text{ kN/m}^2$ ）を考慮する。荷重は圧力荷重としてシェル要素に入力する。

$$\text{静水圧} \quad P_s = \rho g H$$

ここで

- ρ : 液体の密度 (10^3 kg/m^3)
- g : 重力加速度 (9.80665 m/s^2)
- H : プール水深 (11.51 m)

$$P_s = 113 (\text{kN} / \text{m}^2)$$



(4) 地震荷重 K

全体架構モデルによる基準地震動 S_s に対する地震応答解析結果に基づき、水平方向及び鉛直方向の地震荷重を考慮する。地震荷重を表-3.4.3 に示す。

表-3.4.3(1) 地震荷重 (kN)

G. L. (m)	フロア重量 (kN)	NS 方向地震力			荷重の与え方
		せん断力 (kN)	地震力 (kN)	震度	
+29.92	87590	—	71920	0.83	基準地震動 S_s に対する応答せん断力に基づく地震力を震度換算し、シェル要素の物体力（密度×体積）に乗じて入力する。
+22.3	119490	71920	83080	0.70	
+16.9	111340	155000	74320	0.67	
+8.7	130160	229320	77190	0.60	
+0.2	—	306510	—	—	

表-3.4.3(2) 地震荷重 (kN)

G. L. (m)	フロア重量 (kN)	EW 方向地震力			荷重の与え方
		せん断力 (kN)	地震力 (kN)	震度	
+29.92	87590	—	72110	0.83	基準地震動 S _s に対する応答せん断力に基づく 地震力を震度換 算し、シェル要 素の物体力（密 度×体積）に乗 じて入力する。
+22.3	119490	72110	85770	0.72	
+16.9	111340	157880	72640	0.66	
+8.7	130160	230520	74140	0.57	
+0.2	—	304660	—	—	

表-3.4.3(3) 地震荷重 (kN)

G. L. (m)	フロア重量 (kN)	UD 方向地震力			荷重の与え方
		軸力 (kN)	地震力 (kN)	震度	
+29.92	87590	—	43860	0.50	基準地震動 S _s に対する応答 軸力に基づく 地震力を震度 換算し、シェ ル要素の物体 力（密度×体 積）に乗じて 入力する。
+22.3	119490	43860	54730	0.46	
+16.9	111340	98590	47810	0.43	
+8.7	130160	146400	57000	0.44	
+0.2	—	203400	—	—	

(5) 燃料取り出し用カバー反力 KF

地震時に生じる燃料取り出し用カバーからの反力を表-3.4.4 に示す。

表-3.4.4 燃料取り出し用カバー反力 (地震時)

荷重	荷重の与え方	作用方向	反力 (kN)	
オイルダンパ反力	節点力として入力	鉛直下向き	5200	
燃料取り出し用 カバー反力	節点力として入力		ストッパ	東側脚部
		N→S	15500	700
		S→N	15600	700
		W→E	14600	2500
	E→W	16300	2500	
	節点力として入力	鉛直方向	7700	

(6) 地震時動水圧荷重 KH

JEAC4601 に基づき、使用済燃料プール水の基準地震動 S_s 時の動水圧 ($\sigma_{NS}=44 \text{ kN/m}^2$, $\sigma_{EW}=56 \text{ kN/m}^2$) を考慮する。荷重は圧力荷重としてシェル要素に入力する。

動水圧は保守的にプール最深部の衝撃圧を壁面全体に作用させる。

$$\text{衝撃圧} \quad {}_iP_W = \rho L \ddot{X} \frac{\sqrt{3}H}{2L} \left[1 - \left(\frac{y}{H} \right)^2 \right] \tanh \left(\sqrt{3} \frac{L}{H} \right)$$

ここで

ρ : 液体の密度 (10^3 kg/m^3)

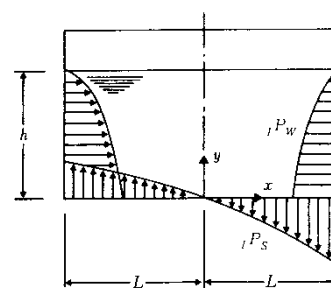
h : 液体の深さ(11.51m)

H : $H=h$ ($h \leq 1.5L$), $H=1.5L$ ($h > 1.5L$)

$2L$: 矩形プール幅(m)

\ddot{X} : プール設置床の応答最大加速度 (m/s^2) 又は設置床とその上階床との平均の応答最大加速度 (m/s^2)

y : プール底板の中心を原点とする鉛直方向座標(m)
最深部の評価の場合 0m



(a) 衝撃圧分布形状

NS 方向

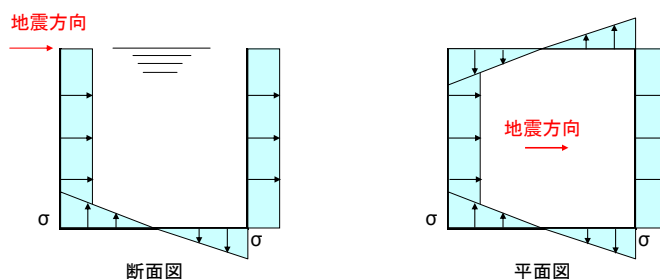
$$L=4.953(\text{m})、\ddot{X}=8.08 (\text{m/s}^2)$$

$${}_iP_W = 44(\text{kN/m}^2)$$

EW 方向

$$L=6.096(\text{m})、\ddot{X}=8.14 \text{ (m/s}^2\text{)}$$

$${}_i P_w = 56(\text{kN/m}^2)$$



(7) 荷重の組合せ

表-3.4.5 に荷重の組合せを示す。なお、水平方向及び鉛直方向の地震動の組合せは、組合せ係数法（組合せ係数 0.4）により評価する。

表-3.4.5 荷重の組合せ

荷重時名称	荷重の組合せ
S _s 地震時	DL + DF + H + K + KF + KH

ここに、 DL : 死荷重, DF : 遮へい体・燃料取り出し用カバー荷重, H : 静水圧,
K : 地震荷重（基準地震動 S_s）, KF : 燃料取り出し用カバー反力, KH : 地震時動水圧

3.5 評価結果

配筋諸元等に基づき構造検討を行い、耐震安全性を評価する。評価においては、応力解析より求まる発生応力及びひずみが、評価基準値以下となることを確認した。評価基準値は、日本機械学会「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」(CCV 規格)に基づき設定した。表-3.5.1 にひずみの評価基準値の値を示す。発生応力(面外せん断力)の評価基準値は、下式による。

シェル壁の面外せん断力に対する評価基準値 (Q_A) は、次の2つの計算式により計算した値のいずれか小さい方の値とシェル壁の断面積を乗じて算出した値とする。

$$\tau_R = \Phi \{ 0.1(p_t \cdot f_y - \sigma_0) + 0.5p_w \cdot f_y + 0.235\sqrt{F_c} \} \quad \dots\dots\dots (3.5-1)$$

$$\tau_R = 1.10\sqrt{F_c} \quad \dots\dots\dots (3.5-2)$$

ここで、

τ_R : 終局面外せん断応力度 (N/mm²)

p_t : 主筋の鉄筋比

f_y : 鉄筋の許容引張応力度および許容圧縮応力度 (N/mm²)

F_c : コンクリートの設計基準強度 (N/mm²)

σ_0 : 外力による膜応力度 (N/mm²) (引張の符号を正とする)

p_w : 面外せん断力に対する補強筋の鉄筋比であって、次の計算式により計算した値

$$p_w = a_w / (b \cdot x) \quad \dots\dots\dots (3.5-3)$$

a_w : 面外せん断力に対する補強筋の断面積 (mm²)

b : 断面の幅 (mm)

x : 面外せん断力に対する補強筋の間隔 (mm)

Φ : 低減係数であり、次の計算式により計算した値 (1を超える場合は1, 0.58未満の場合は0.58とする)

$$\Phi = 1 / \sqrt{M / (Q \cdot d)} \quad \dots\dots\dots (3.5-4)$$

M : 曲げモーメント (N・mm)

Q : せん断力 (N)

d : 断面の有効せい (mm)

シェル壁以外の面外せん断力に対する評価基準値 (Q_A) は、次の(1)または(2)に示す計算式により計算した値とする。

(1) 次の計算式により計算した値

$$Q_A = b \cdot j \cdot c f_s \quad \dots\dots\dots (3.5-5)$$

ここで、

Q_A : 許容面外せん断力 (N)

b : 断面の幅 (mm)

j : 断面の応力中心間距離で $c f_s$, 断面の有効せいの7/8倍の値 (mm)

$c f_s$: コンクリートの許容せん断応力度 (N/mm²)

(2) (1)の規定を超えるものについては、次の計算式により計算した値

$$Q_A = b \cdot j \left\{ \alpha \cdot \sigma_s + 0.5 p_w f_t (p_w - 0.002) \right\} \dots\dots\dots (3.5-6)$$

ここで、

p_w : 面外せん断力に対する補強筋の鉄筋比であり、次の計算式により計算した値
(0.012を超える場合は0.012として計算する)

$$p_w = a_w / (b \cdot x) \dots\dots\dots (3.5-7)$$

a_w : 面外せん断力に対する補強筋の断面積 (mm²)

x : 面外せん断力に対する補強筋の間隔 (mm)

f_t : 面外せん断力に対する補強筋の許容引張応力度 (N/mm²)

α : 割増し係数であり、次の計算式により計算した値 (2を超える場合は 2, 1未満の場合は1とする)

$$\alpha = \frac{4}{M / (Q \cdot d) + 1} \dots\dots\dots (3.5-8)$$

M : 曲げモーメント (N・mm)

Q : せん断力 (N)

d : 断面の有効せい (mm)

なお、 Q_A , b , j および σ_s は、(1)に定めるところによる。

検定比は、発生ひずみ及び面外せん断力の発生応力と評価基準値の比とする。(1以下で評価基準値を満足する。)

ひずみの検定比 : $\varepsilon / \varepsilon_A$

面外せん断力の検定比 : Q / Q_A

検定比を示した結果を図-3.5.1～図-3.5.9に示す。いずれの箇所においても発生ひずみ及び発生応力は弾性範囲内であり、評価基準値を十分に下回っている。このことから、使用済燃料取り出し時の状況において、使用済燃料プール・燃料取り出し用カバーが取りつくオペフロ (5階)床は、2章の損傷状況の調査結果を考慮しても、耐震安全性を有しているものと評価した。

また、ひずみが弾性範囲内であるため、コンクリートに内張りされたライナーが損傷し、使用済燃料プールの水が漏れ出る可能性はないと考えられる。

なお、付録において、パラメトリックスタディとして、本章の損傷状況をより安全側に評価したケースを実施し、耐震安全性に及ぼす影響を確認した。この目的は、2章の損傷状況の調査結果に示すように、現状の調査範囲では一部で損傷判定の不確定な箇所があり、解析上、これらの箇所の残存剛性を安全側に評価し、評価結果に及ぼす感度を把握するためである。併せて、このパラメトリックスタディにおいては、事故時の影響で使用済燃料プール部やシェル壁の剛性が低下した可能性についても考慮した。この結果、多少の数値変動はあるものの解析結果に大きな差

異は生じておらず，仮定条件の変動が解析結果に与える影響はそれほど大きくなく，パラメトリックスタディにおいても耐震安全性を有していると評価した。（付録参照）

表-3.5.1 評価対象別の ε_A

評価対象	評価基準値 ε_A ($\times 10^{-6}$)
コンクリート	-3000
鉄筋	± 5000

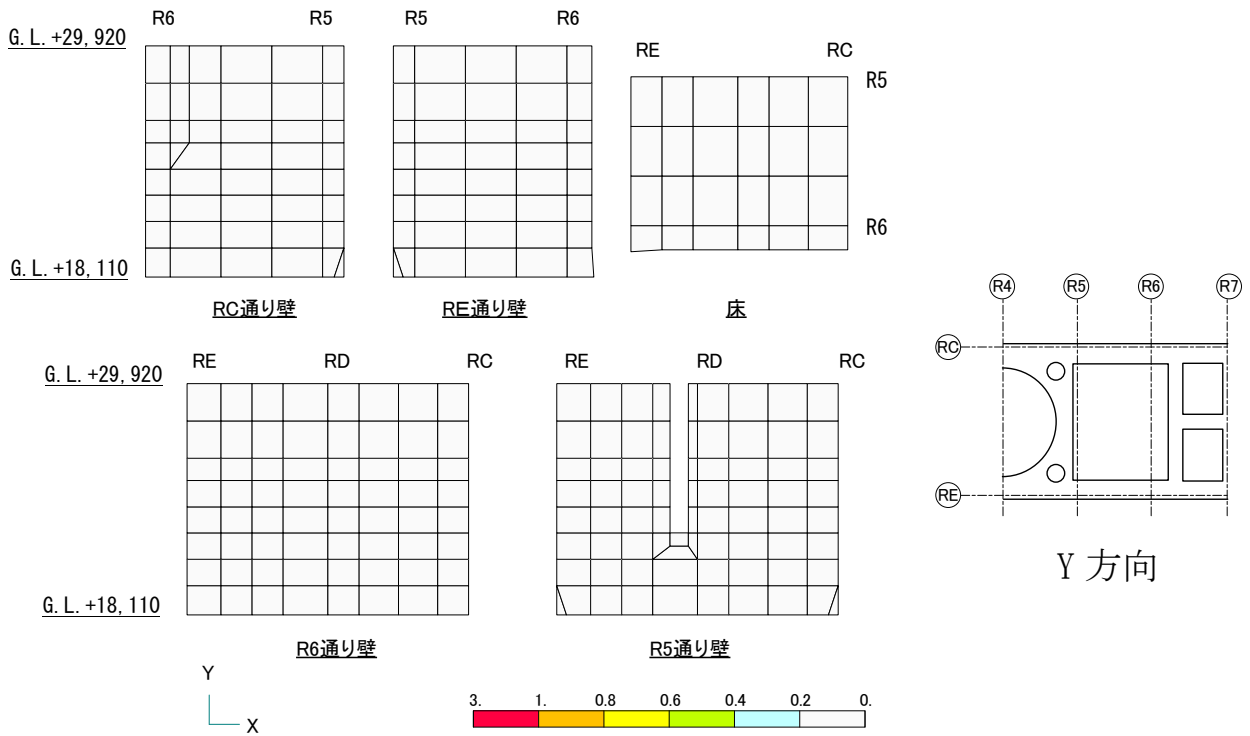
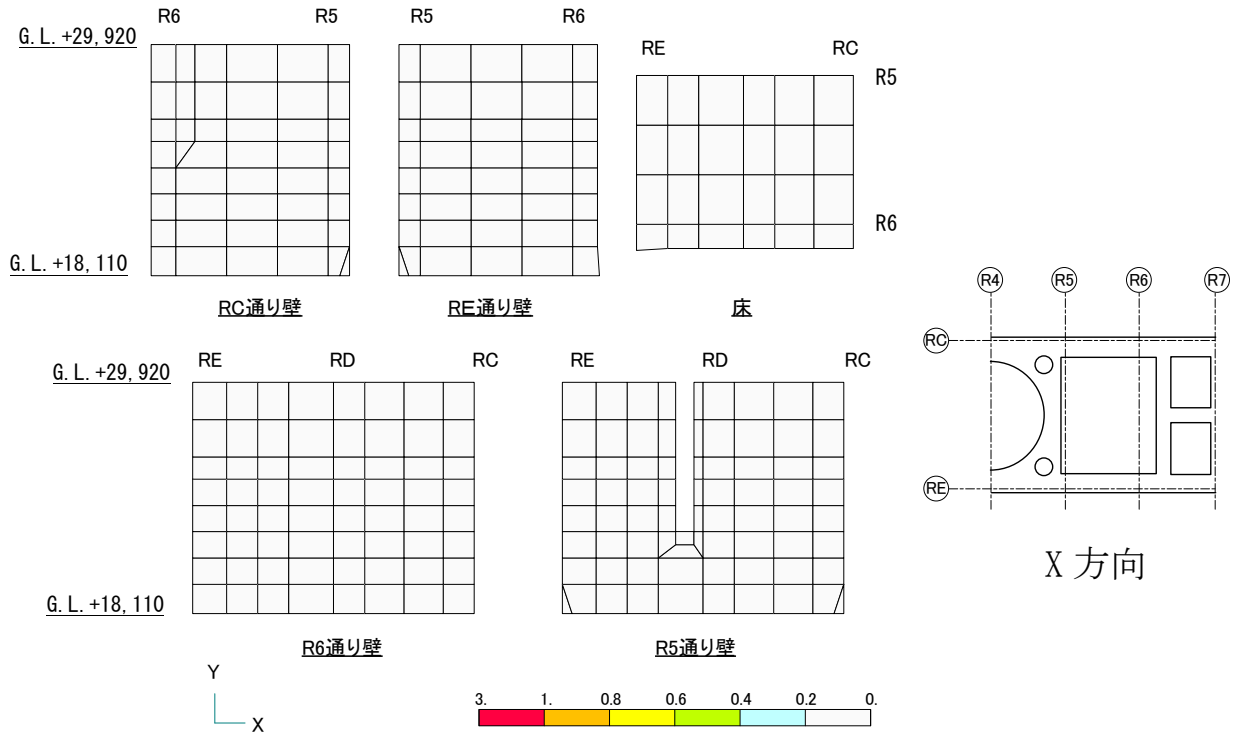


図-3.5.1 コンクリート圧縮ひずみの検定比（使用済燃料プール部）

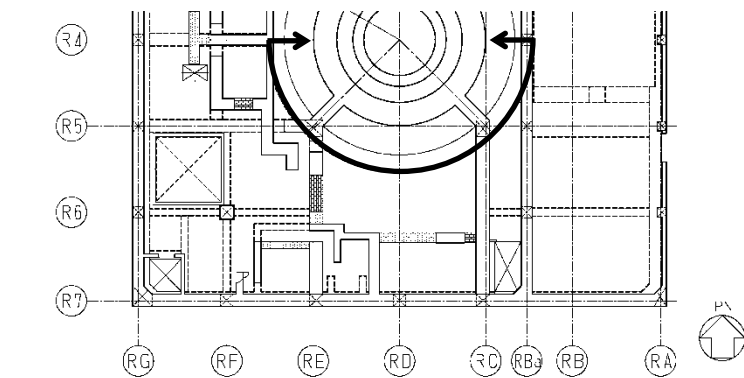
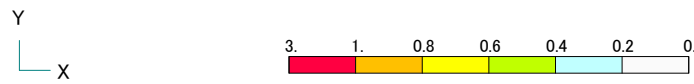
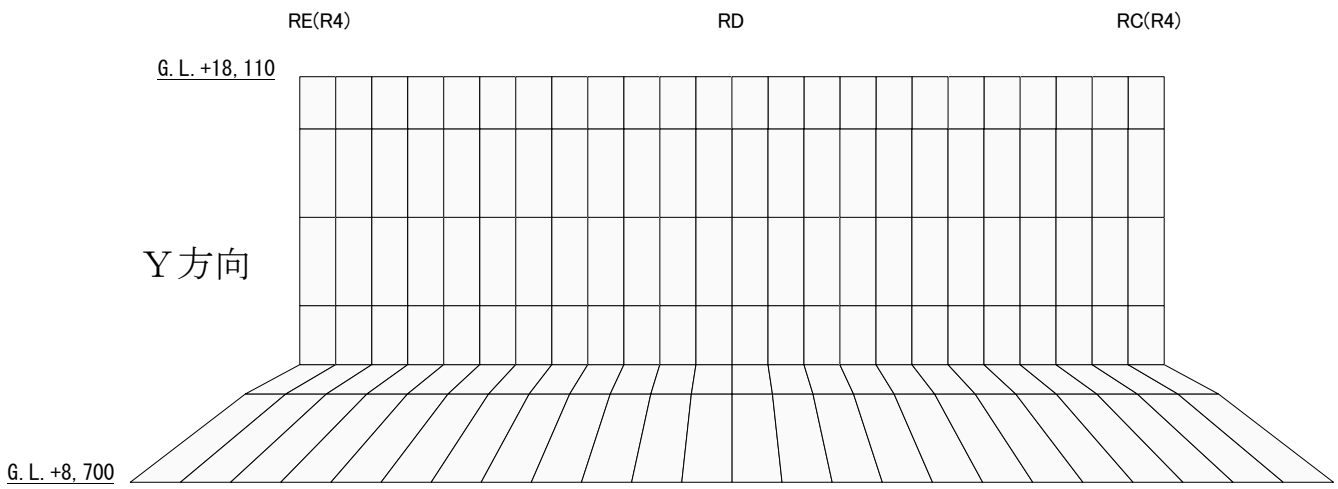
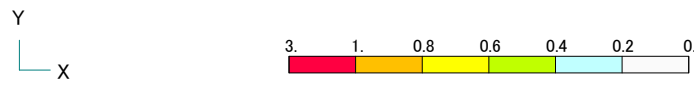
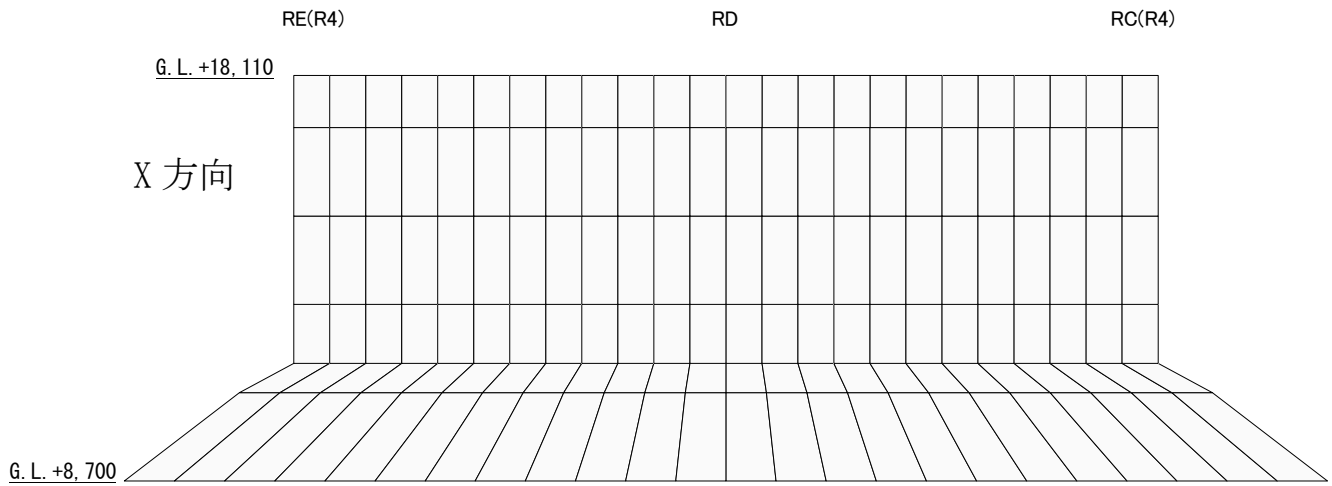


図-3.5.2 コンクリート圧縮ひずみの検定比 (シェル壁部)

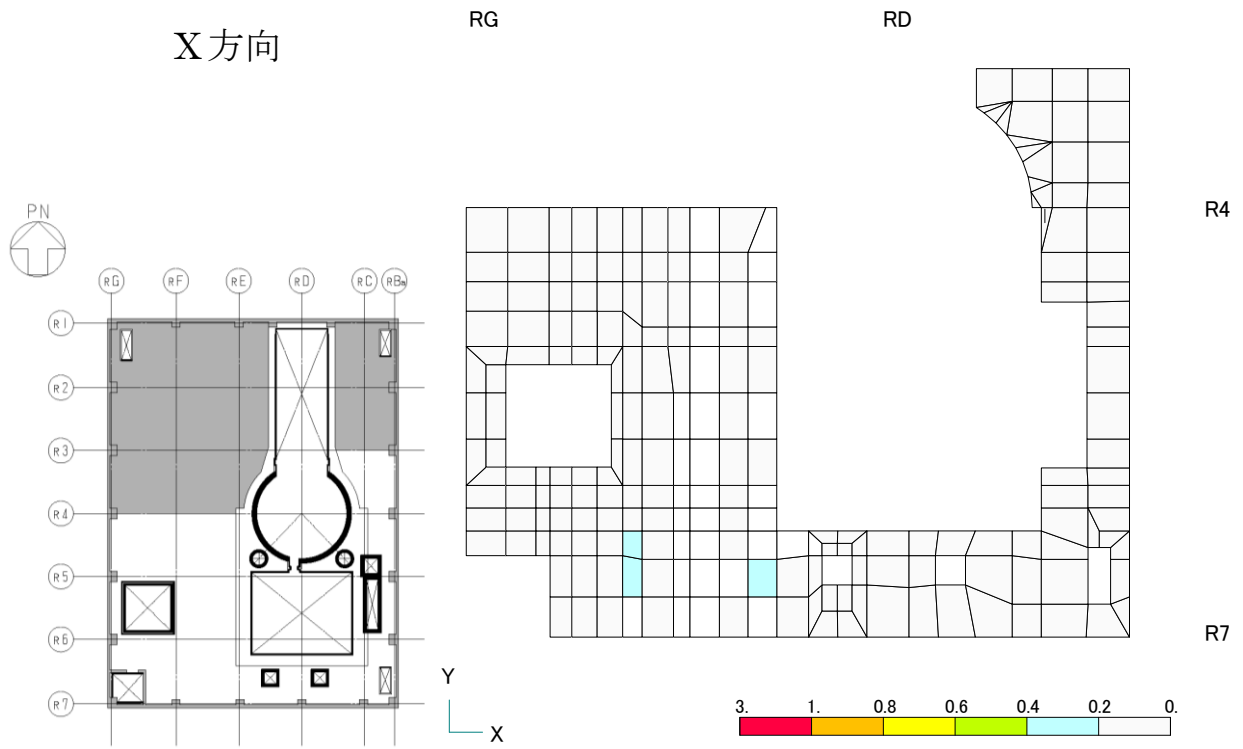


図-3.5.3 コンクリート圧縮ひずみの検定比（オペフロ床部）

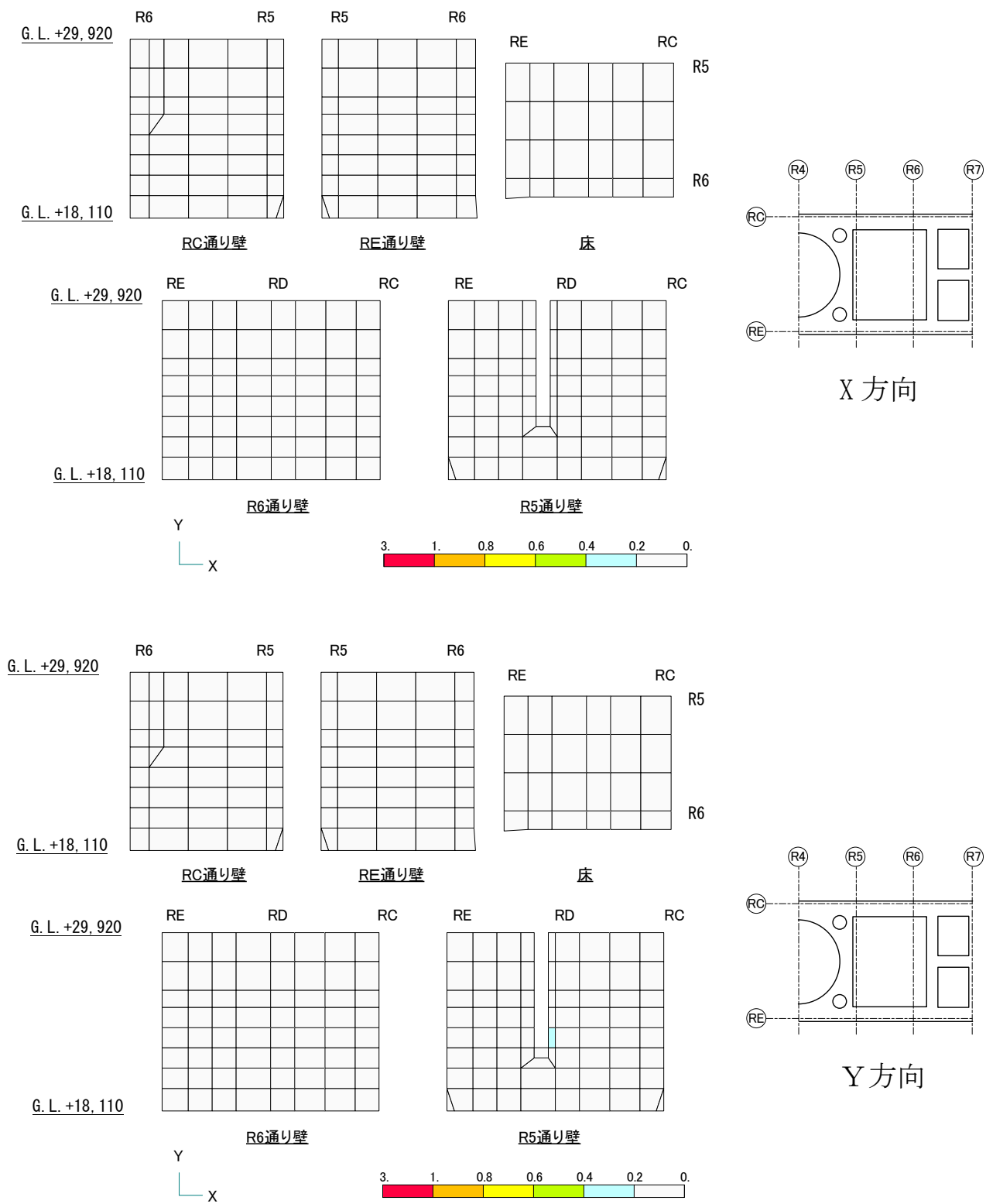


図-3.5.4 鉄筋ひずみの検定比（使用済燃料プール部）

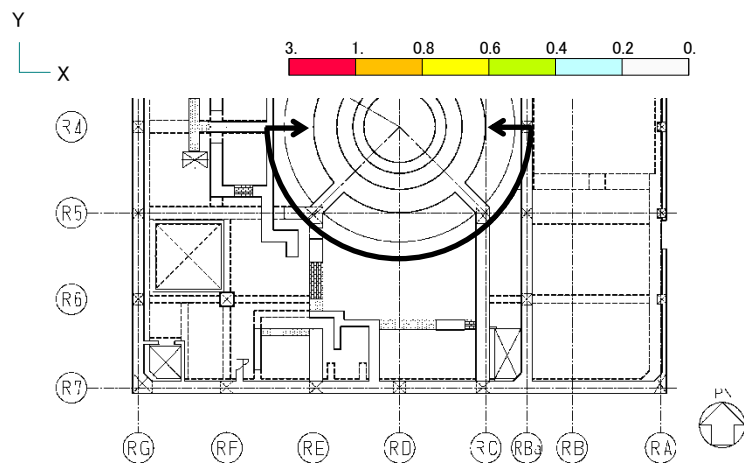
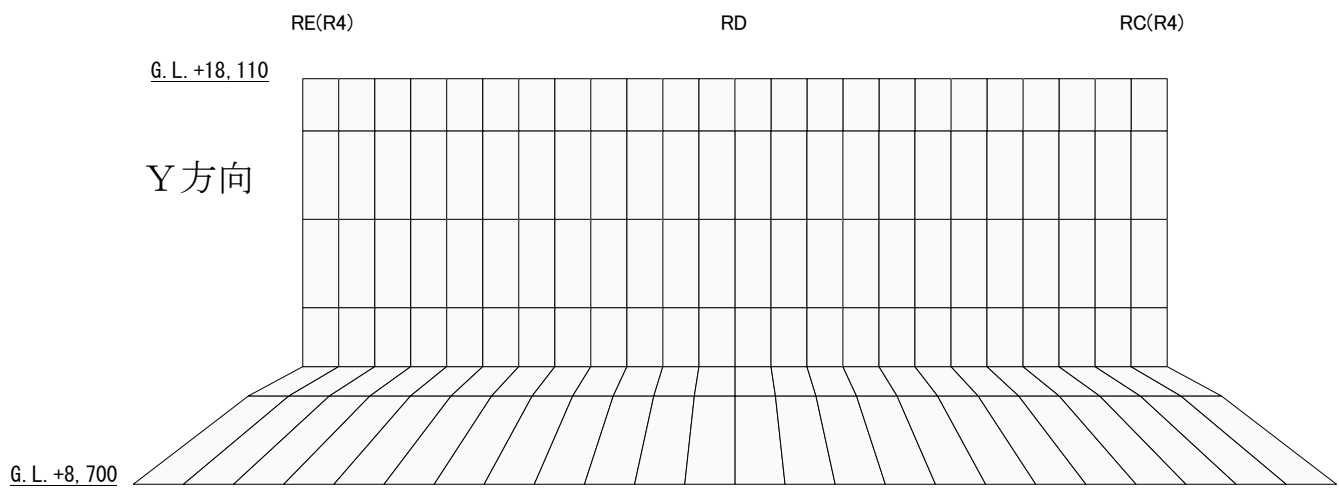
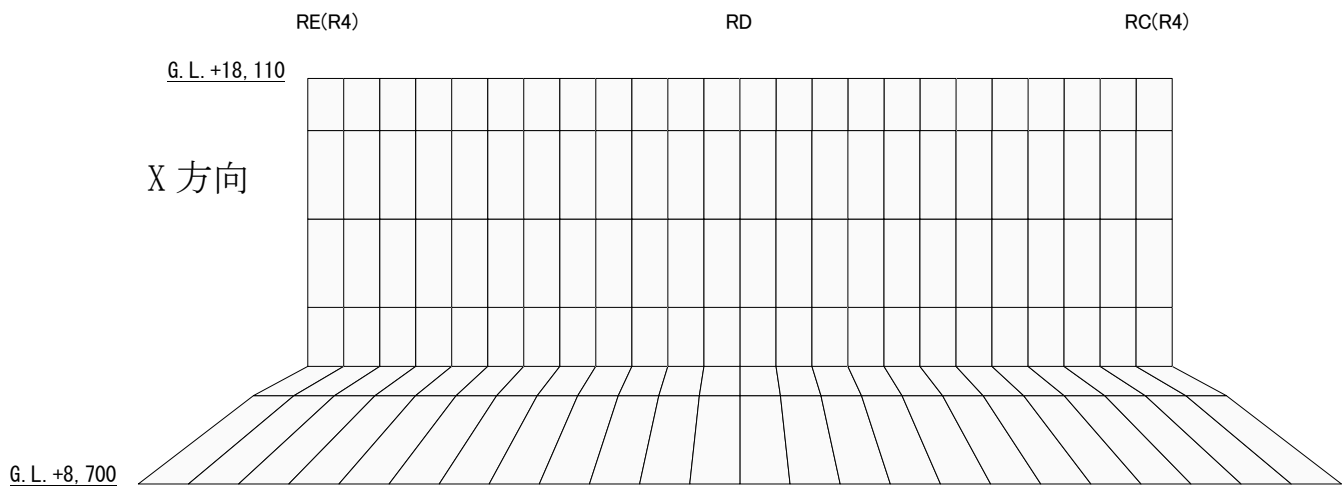


図-3.5.5 鉄筋ひずみの検定比 (シェル壁部)

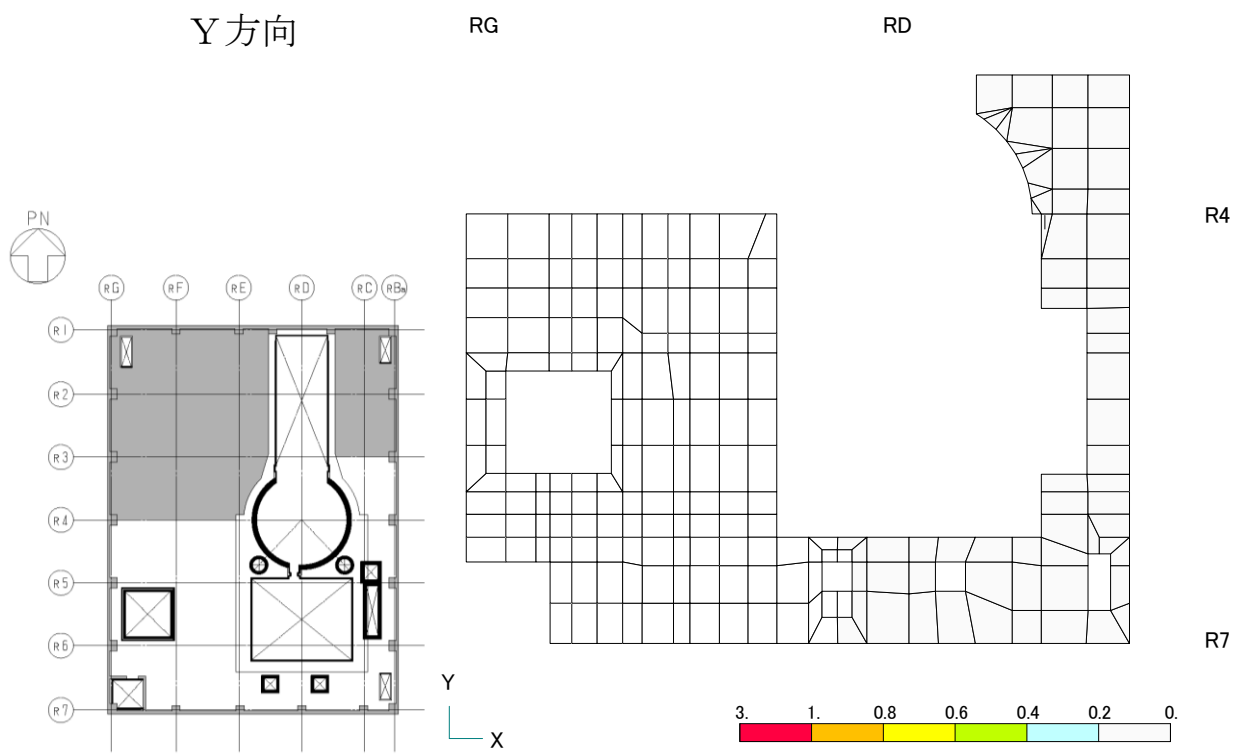
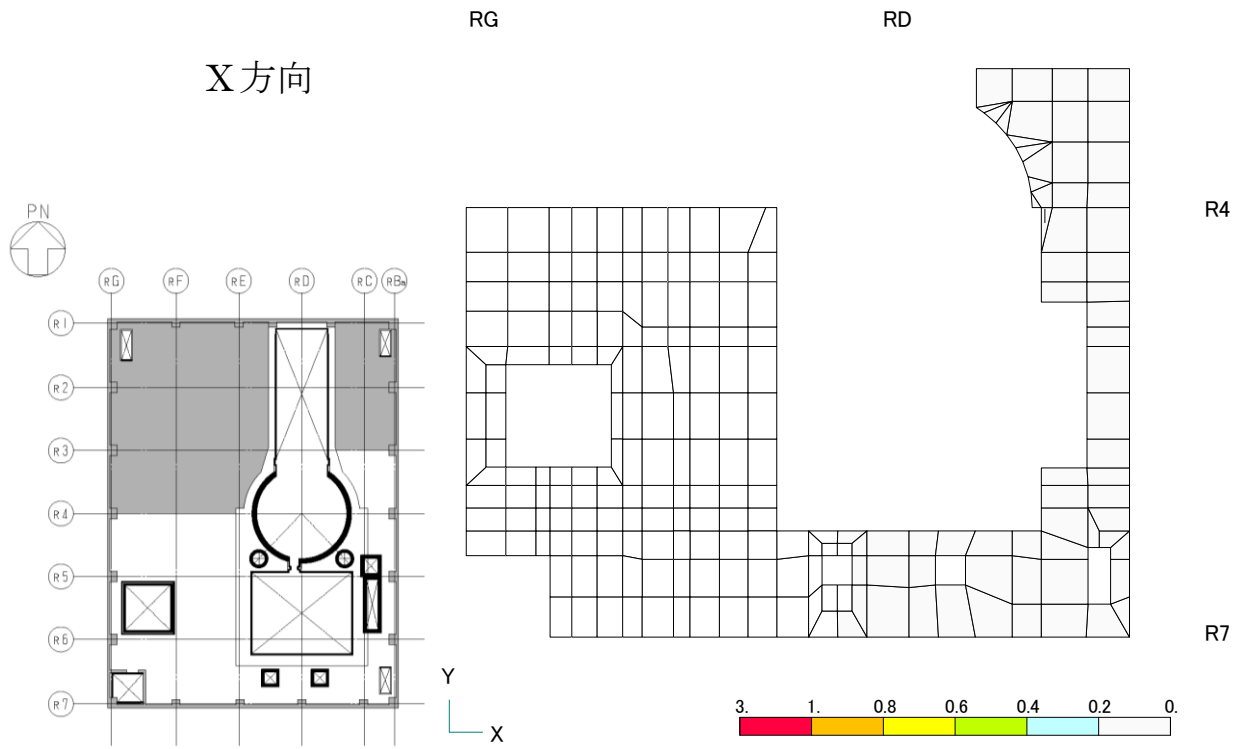


図-3.5.6 鉄筋ひずみの検定比（オペフロ床部）

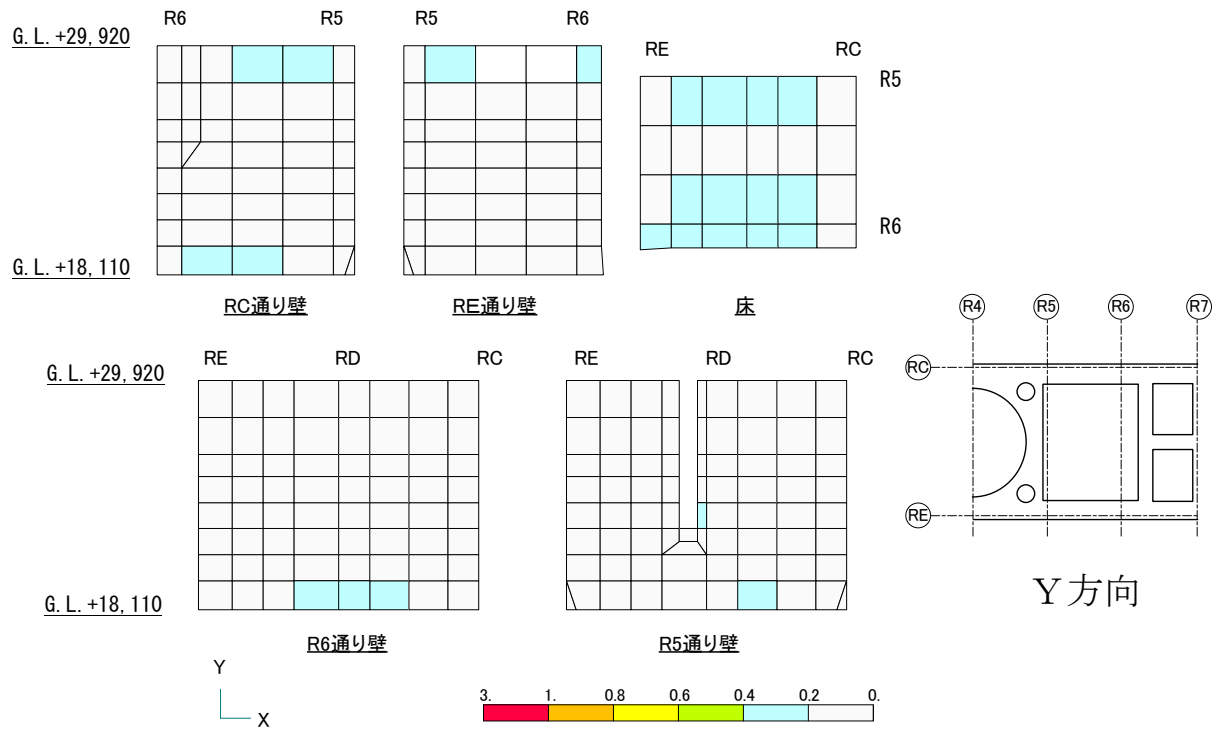
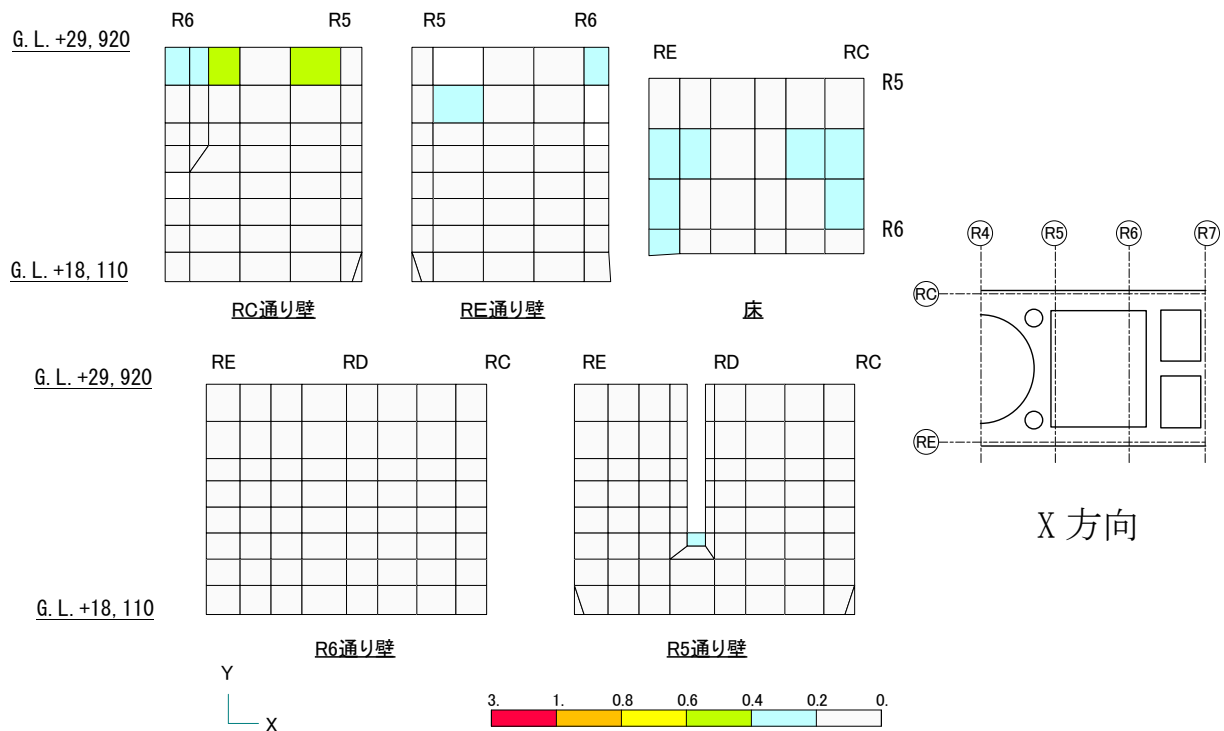


図-3. 5. 7 面外せん断力の検定比 (使用済燃料プール部)

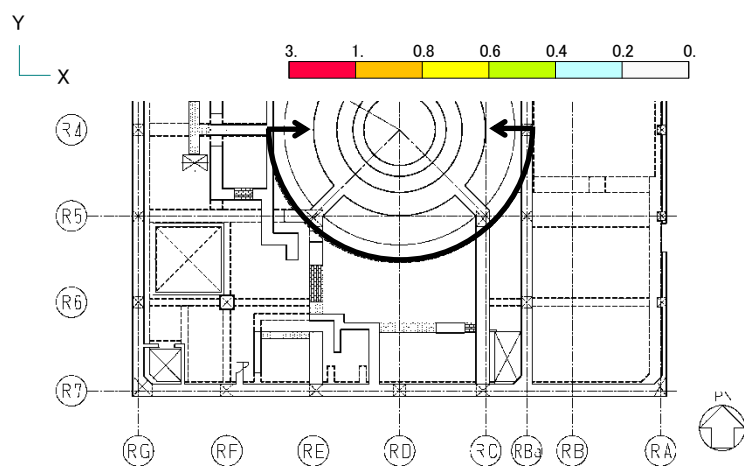
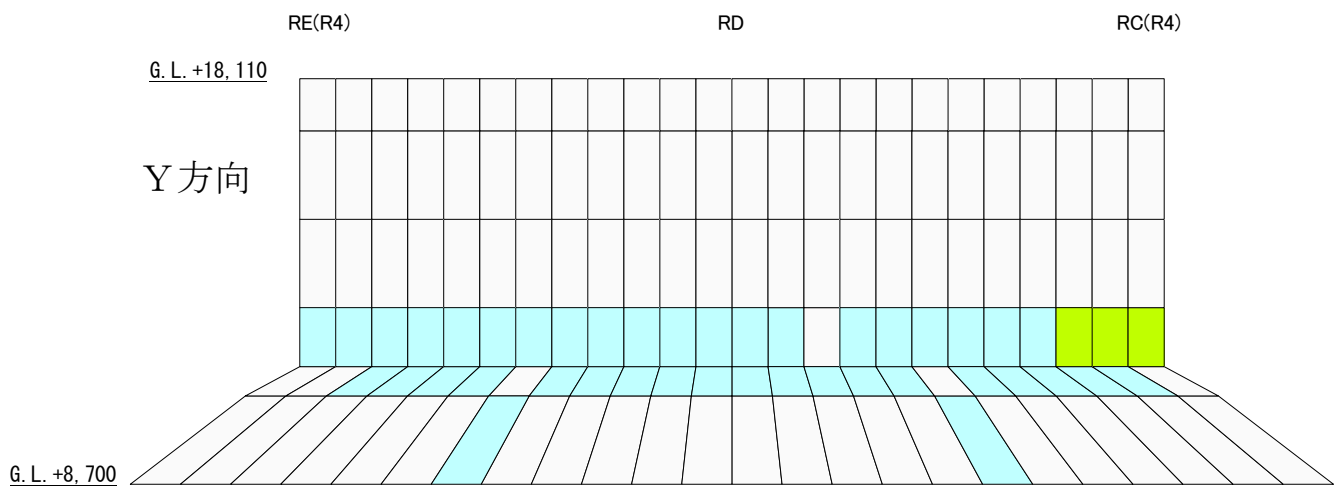
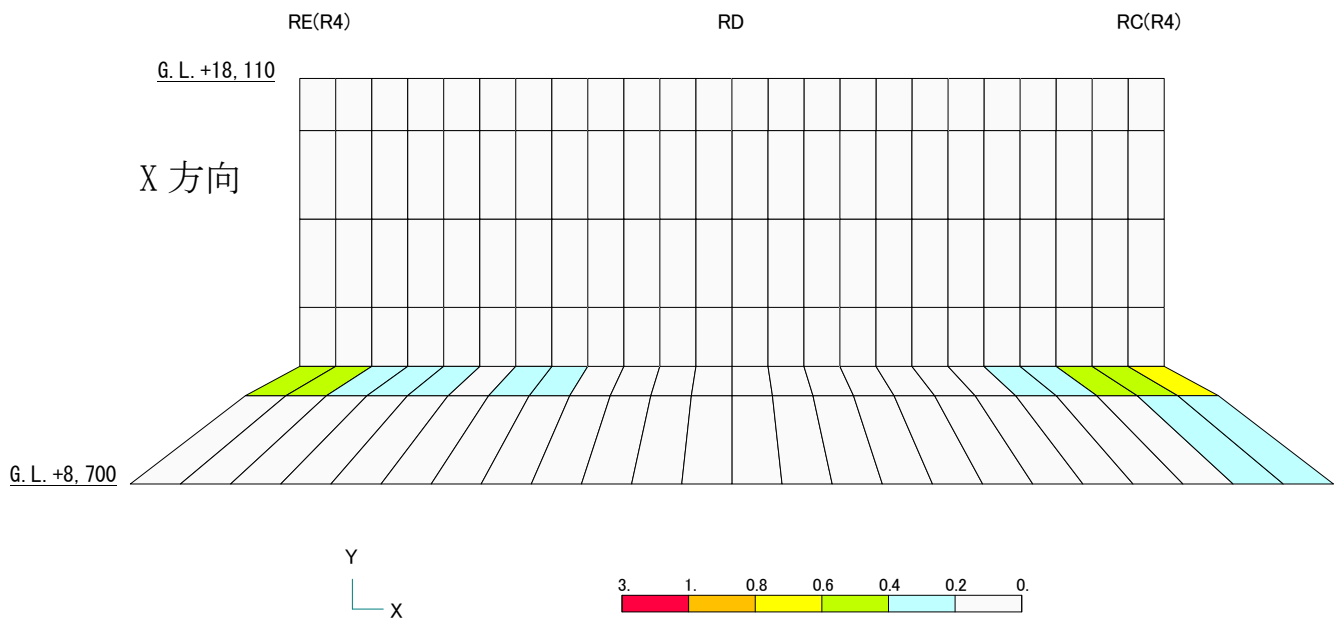


図-3.5.8 面外せん断力の検定比（シェル壁部）

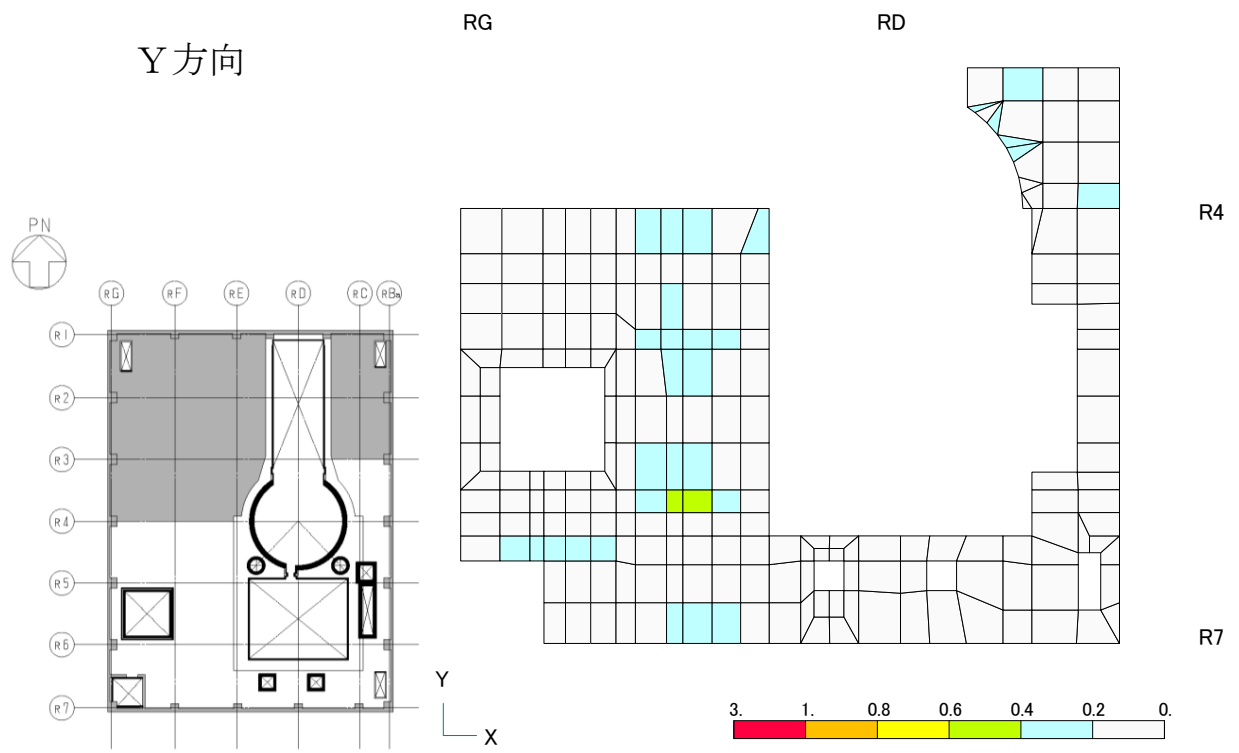
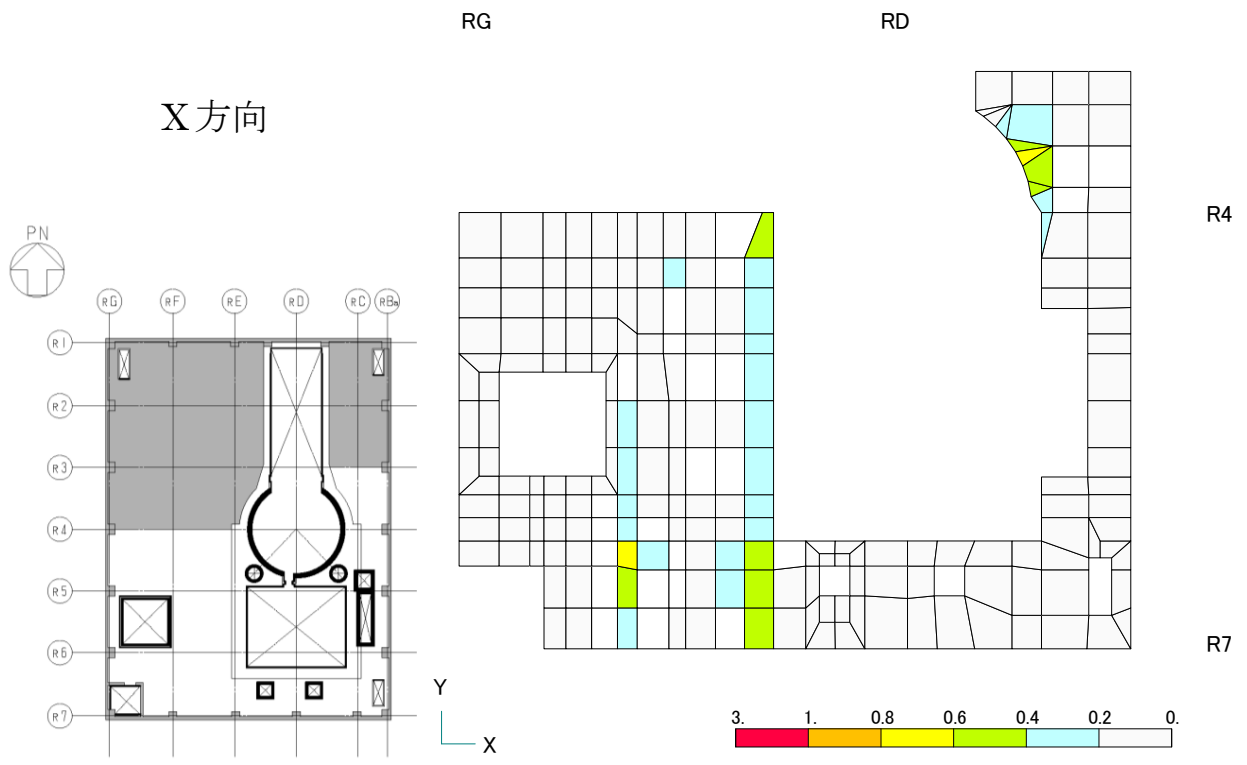


図-3.5.9 面外せん断力の検定比（オペフロ床部）

使用済燃料プール等の耐震安全性評価結果に係わるパラメトリックスタディについて

1. 概要

付録では、使用済燃料プール部等の剛性を安全側に低下させた場合について解析を行い、その影響を把握する。

2. 検討条件

図-1～図-4 にパラメトリックスタディで想定する損傷仮定条件を示す。

(1) 床スラブ

2章より、5階（G.L. +29.92m）のプール部の西側床において、周辺に比べ比較的激しい損傷状況が確認されており、その箇所の剛性を無視した場合を想定する。

4階床において、5階床の全壊箇所の瓦礫の落下や、爆発の影響を受けたと想定し、床の剛性を無視した場合を想定する。

また、今回の調査において十分な損傷確認が実施できなかった3階床について、剛性を50%に低減した場合を想定する。

(2) 使用済燃料プール・燃料仮置プール・シェル壁

使用済燃料プール・燃料仮置プール・シェル壁について、事故時の影響を考慮し剛性を50%に低減させた場合を想定する。

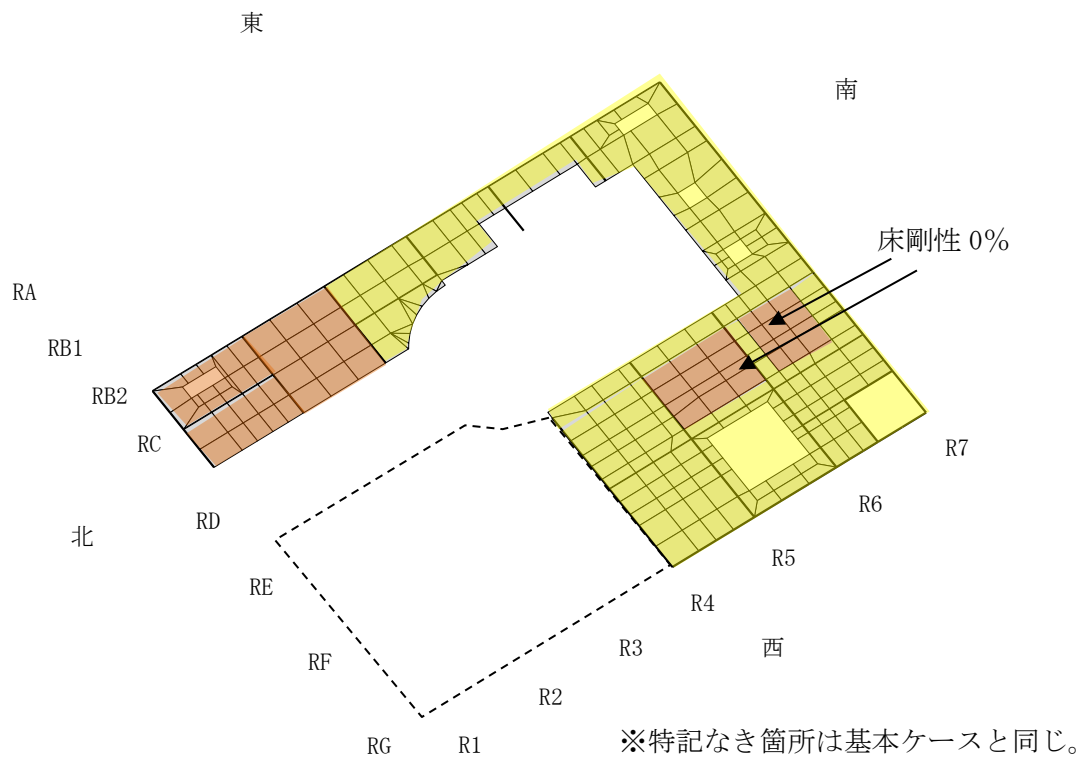


図-1 損傷仮定 アイソメ図 5階 (G.L. +29.92m) (パラメータケース)

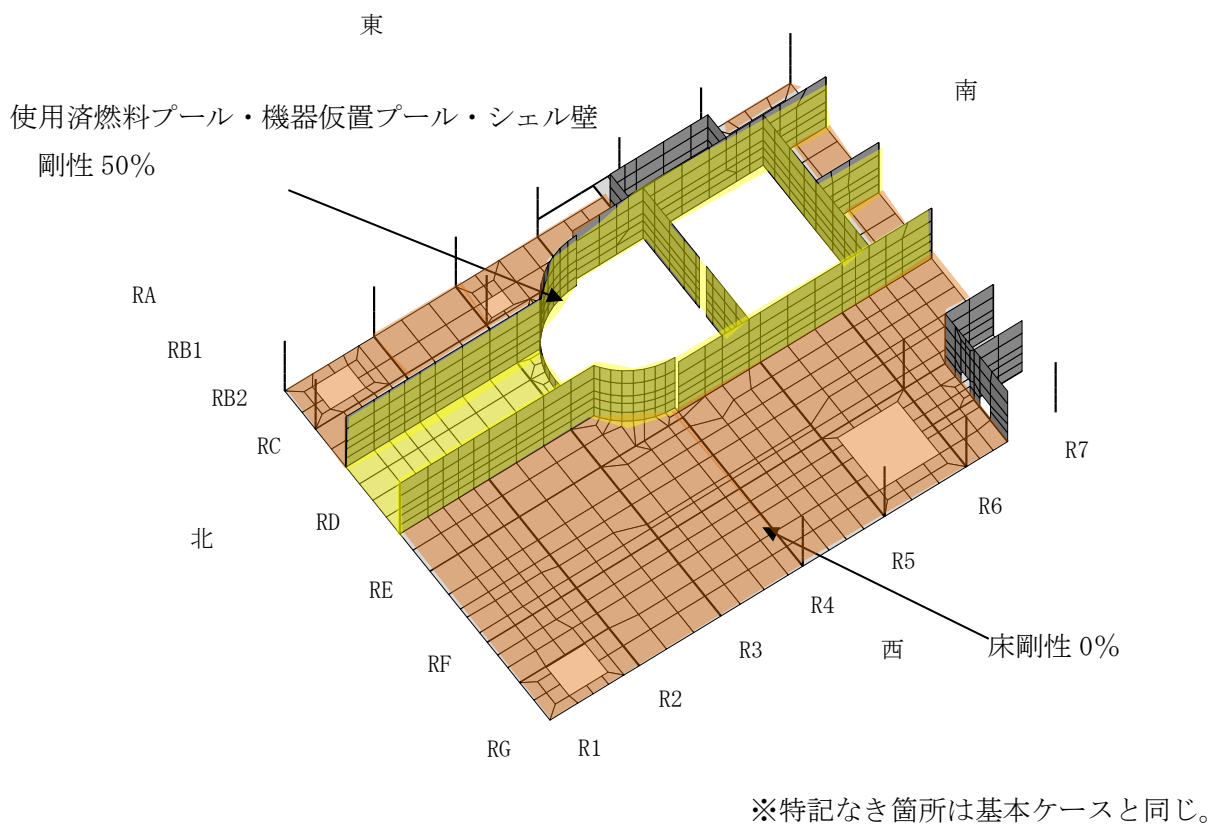


図-2 損傷仮定 アイソメ図 4階 (G.L. +22.3m) (パラメータケース)

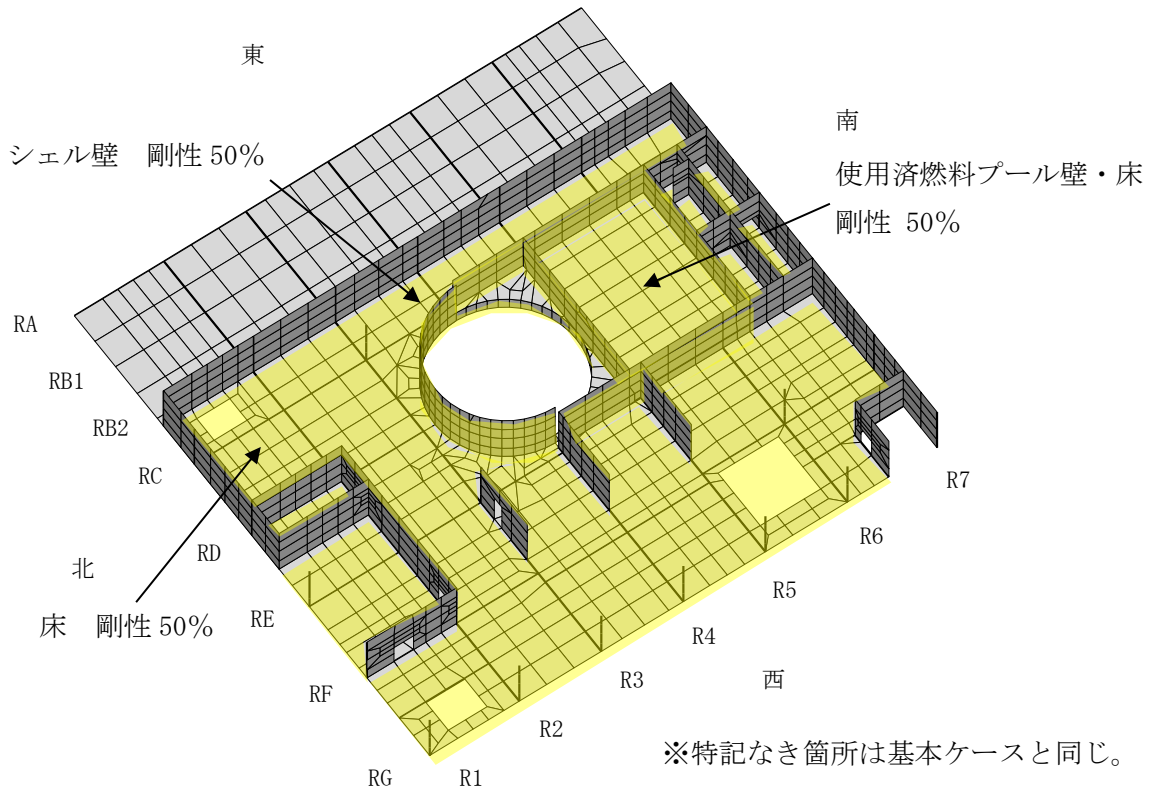


図-3 損傷仮定 アイソメ図 3階 (G. L. +16.9m) (パラメータケース)

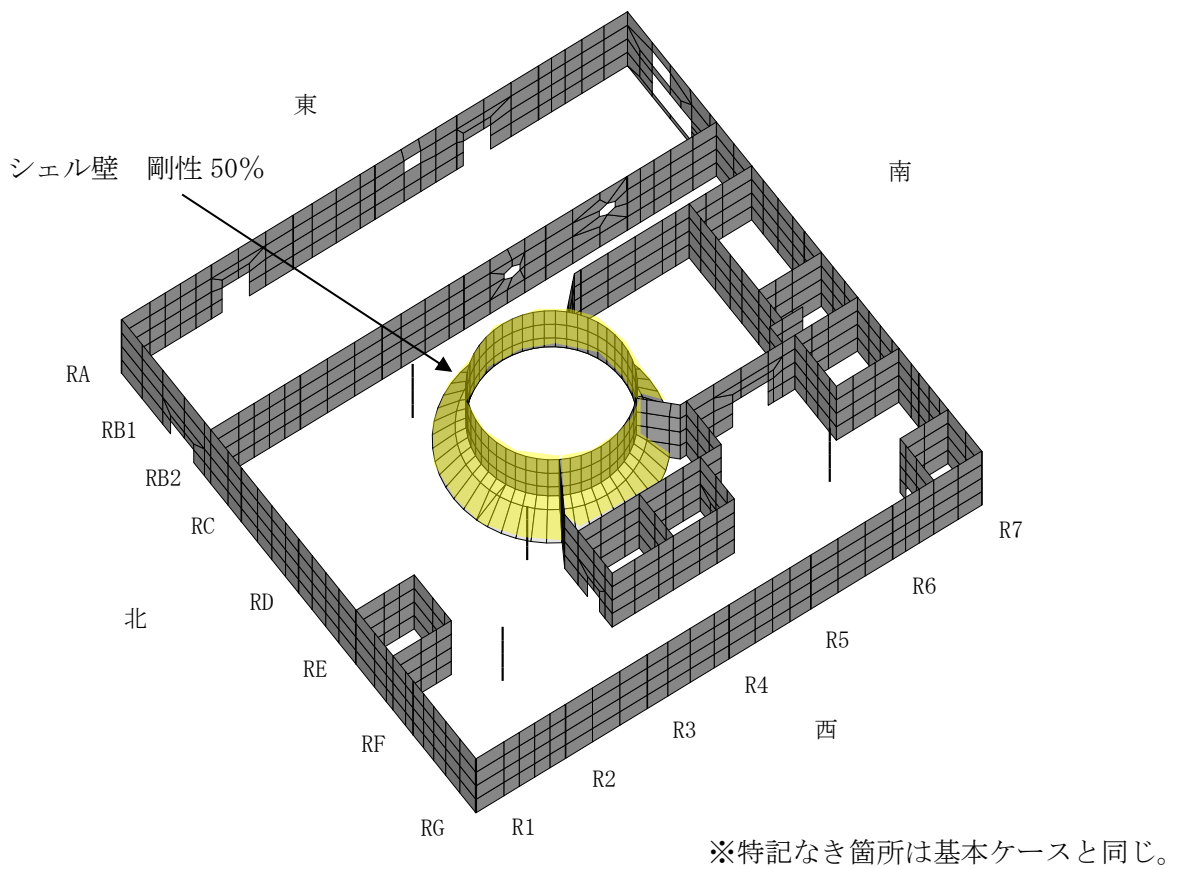


図-4 損傷仮定 アイソメ図 2階 (G. L. +8.7m) (パラメータケース)

3. 検討結果

パラメータケースの発生ひずみ及び面外せん断力の発生応力と評価基準値の比（検定比）を示した結果を図-5～図-13 に示す。損傷仮定を安全側に低下させた場合においても耐震安全性を有しており、解析結果には大きな影響を与えないことが確認された。

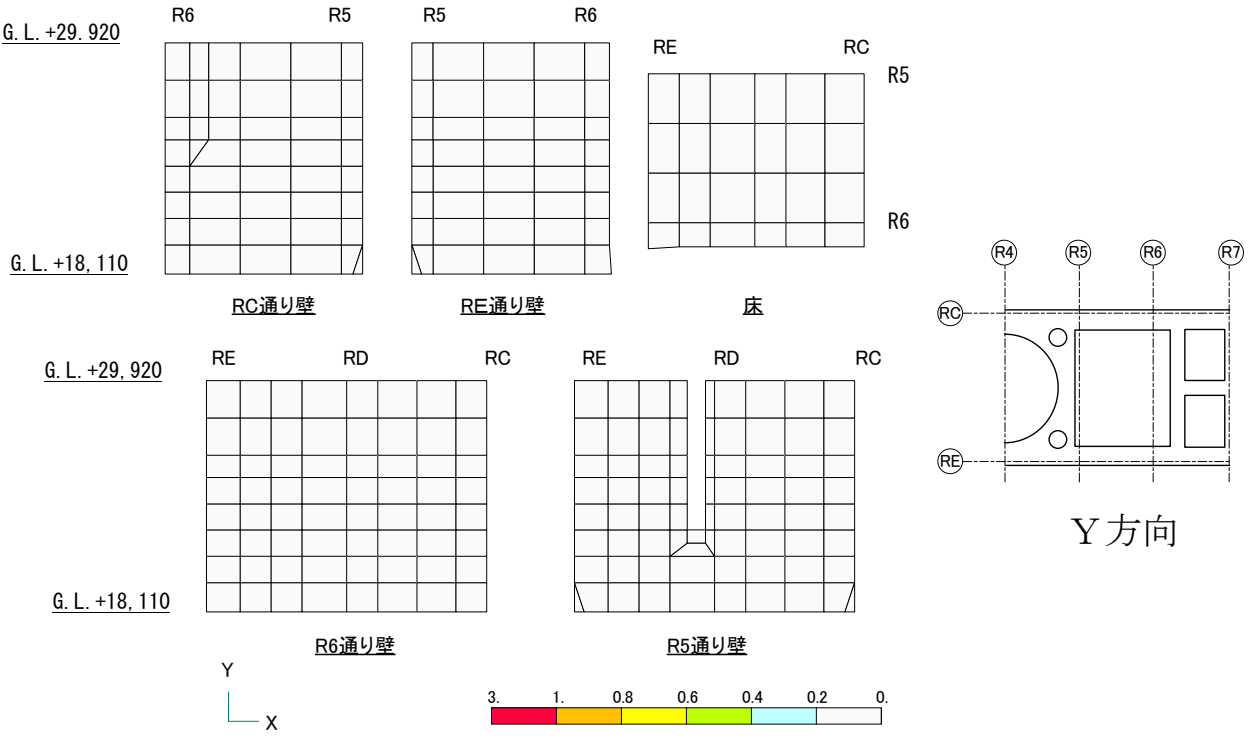
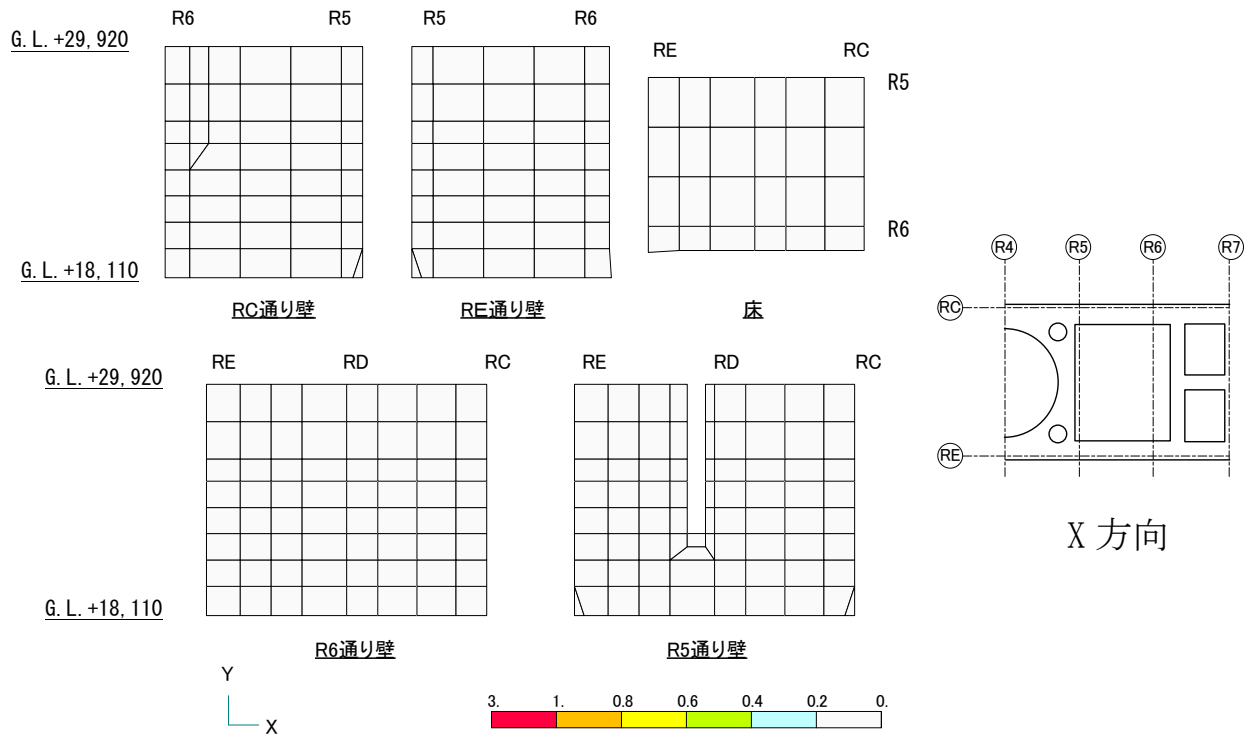


図-5 コンクリート圧縮ひずみの検定比（使用済燃料プール部）

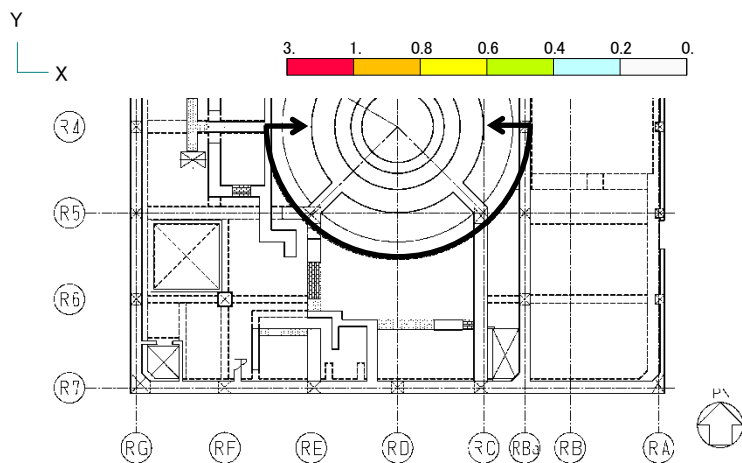
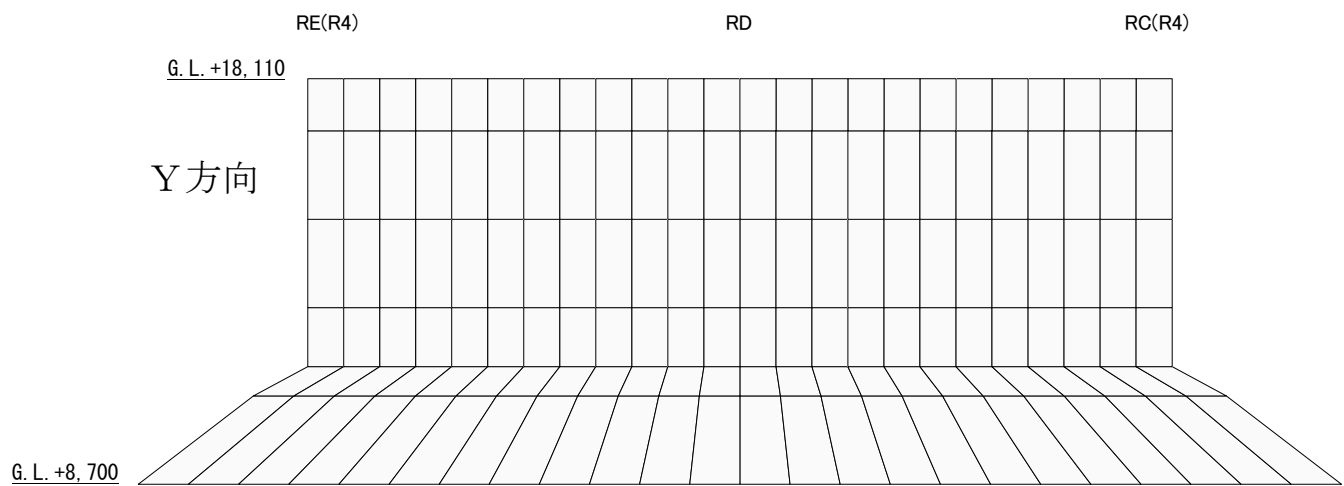
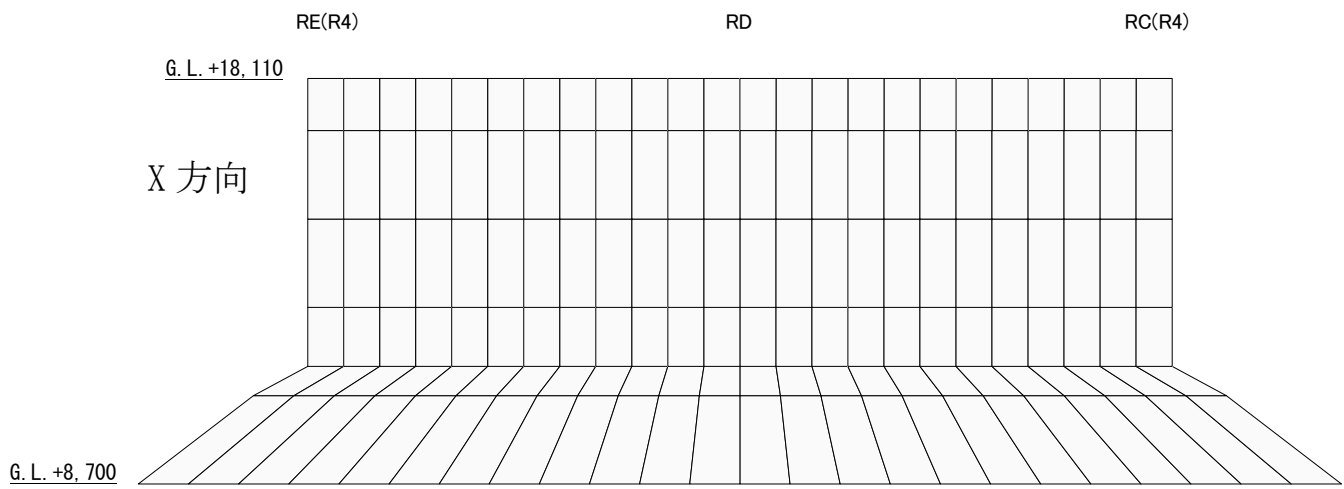


図-6 コンクリート圧縮ひずみの検定比 (シェル壁部)

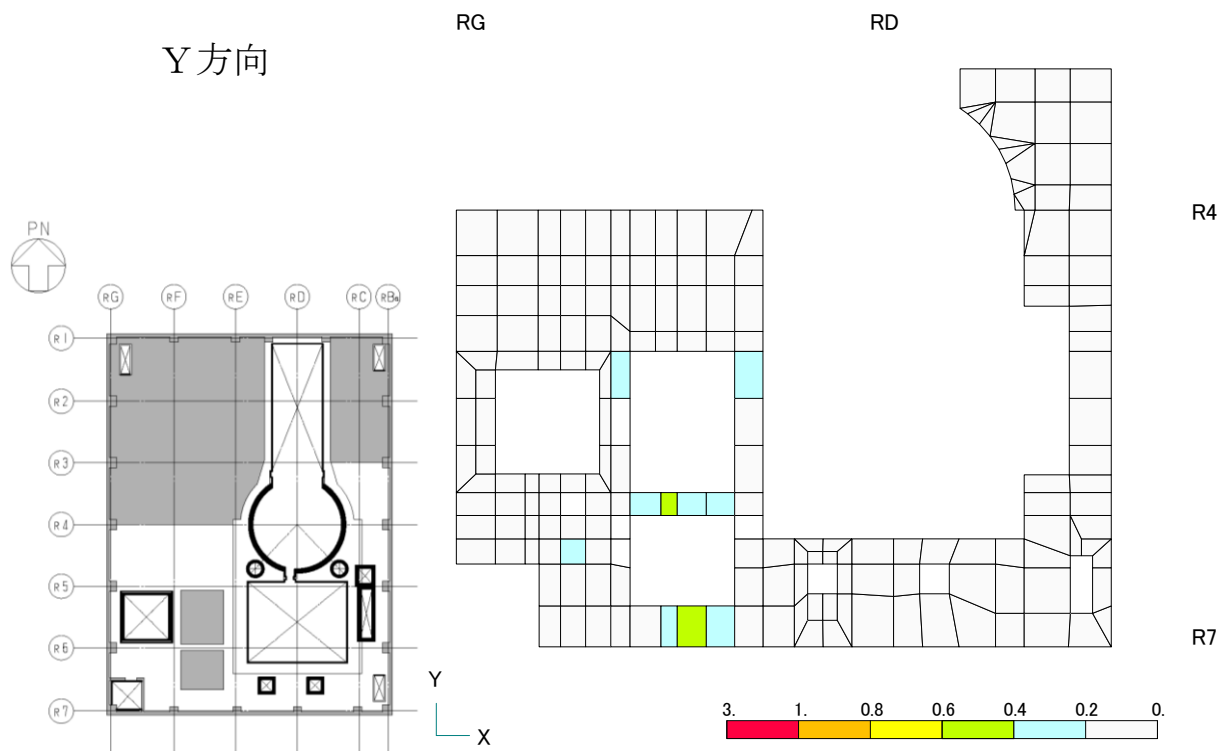
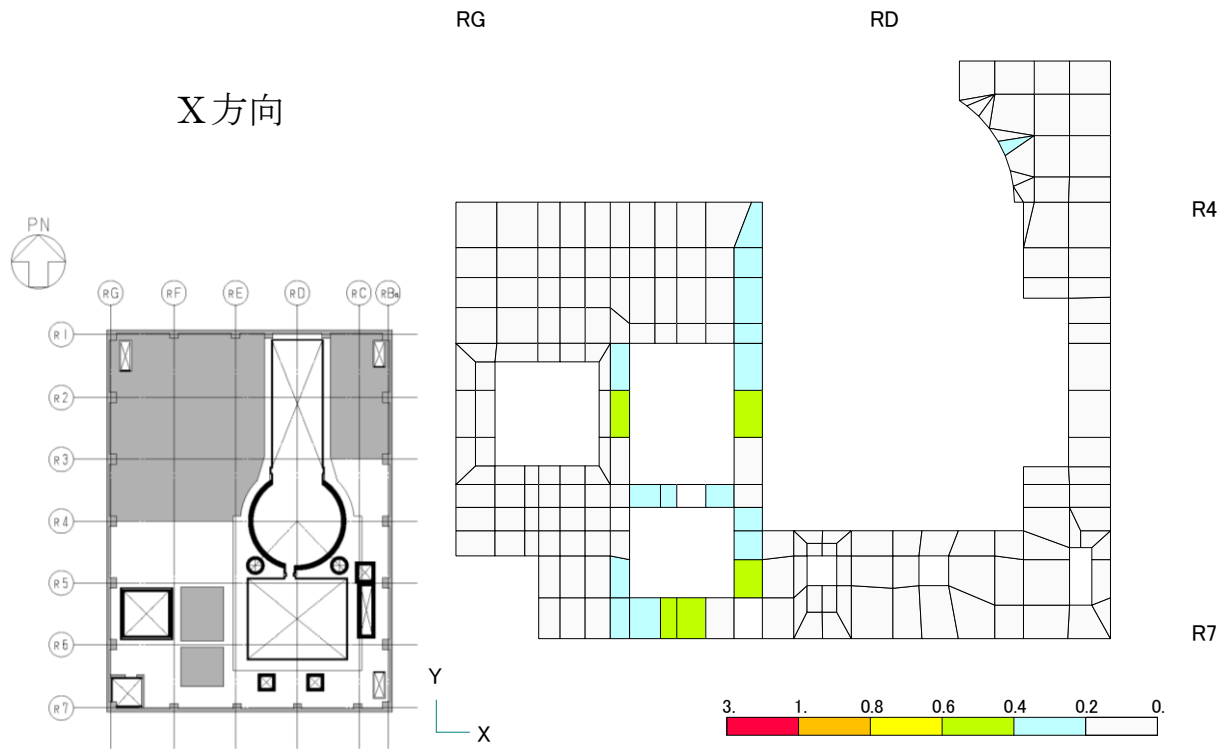


図-7 コンクリート圧縮ひずみの検定比 (オペフロ床部)

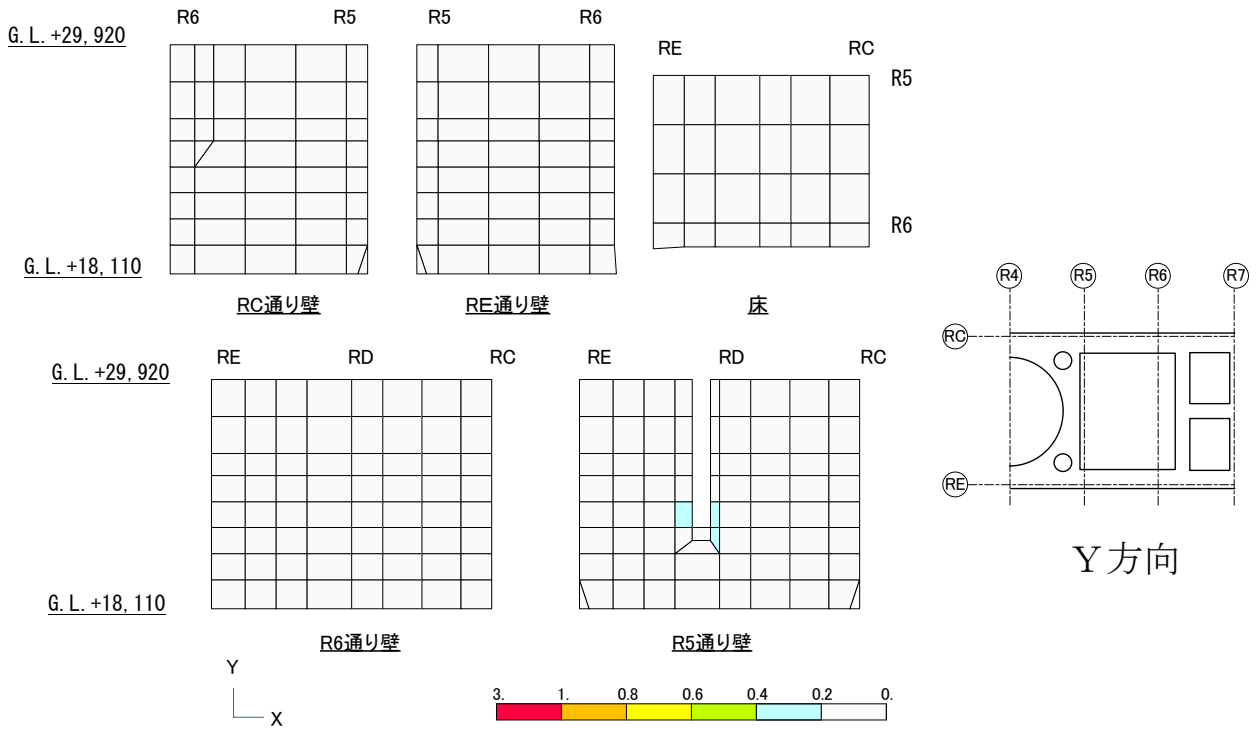
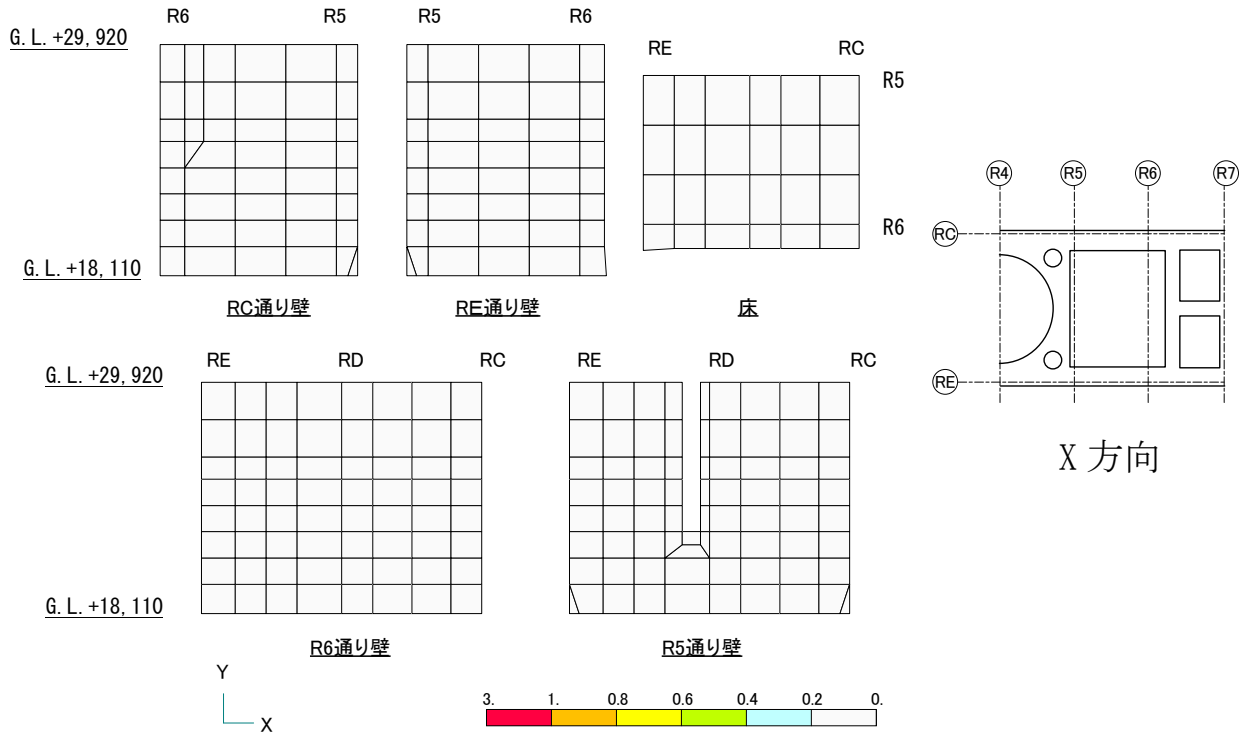


図-8 鉄筋ひずみの検定比（使用済燃料プール部）

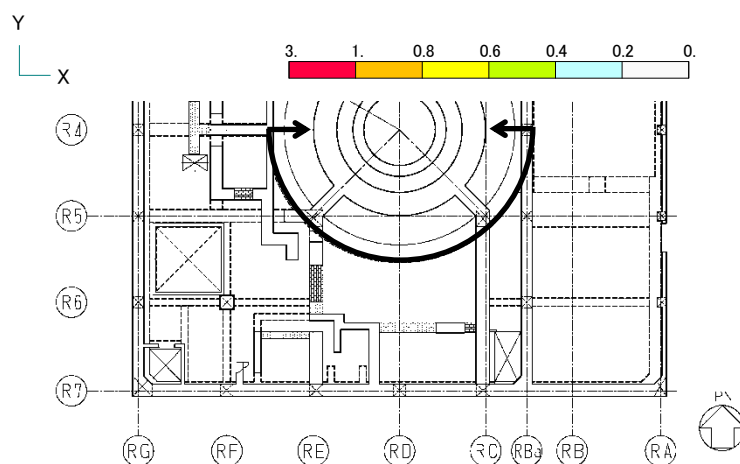
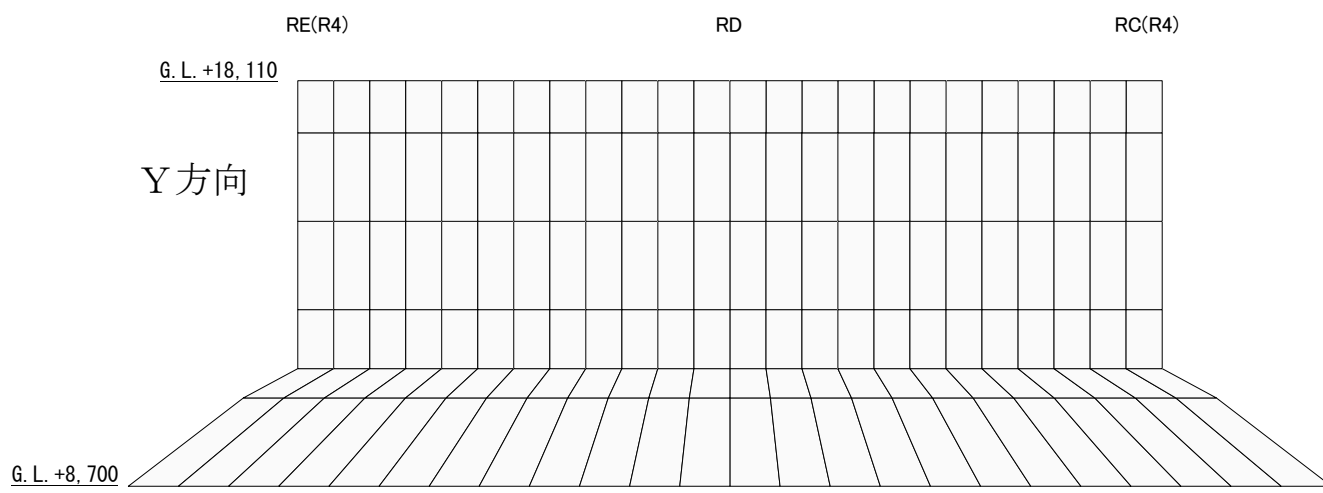
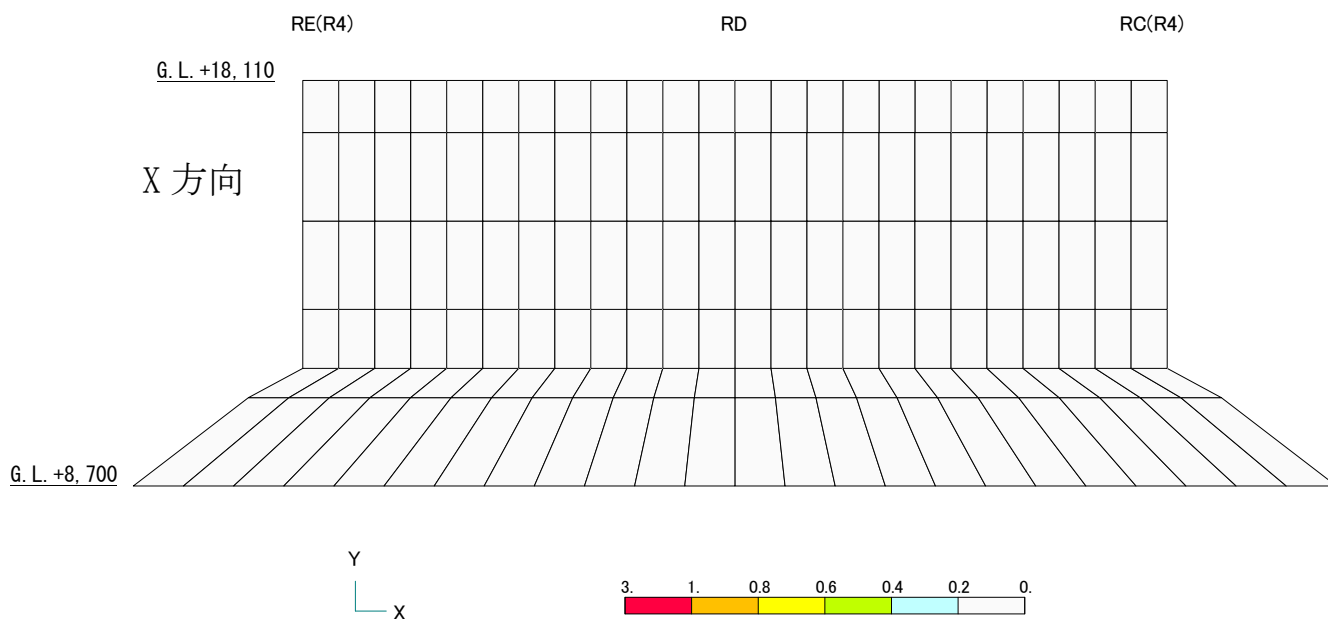


図-9 鉄筋ひずみの検定比 (シェル壁部)

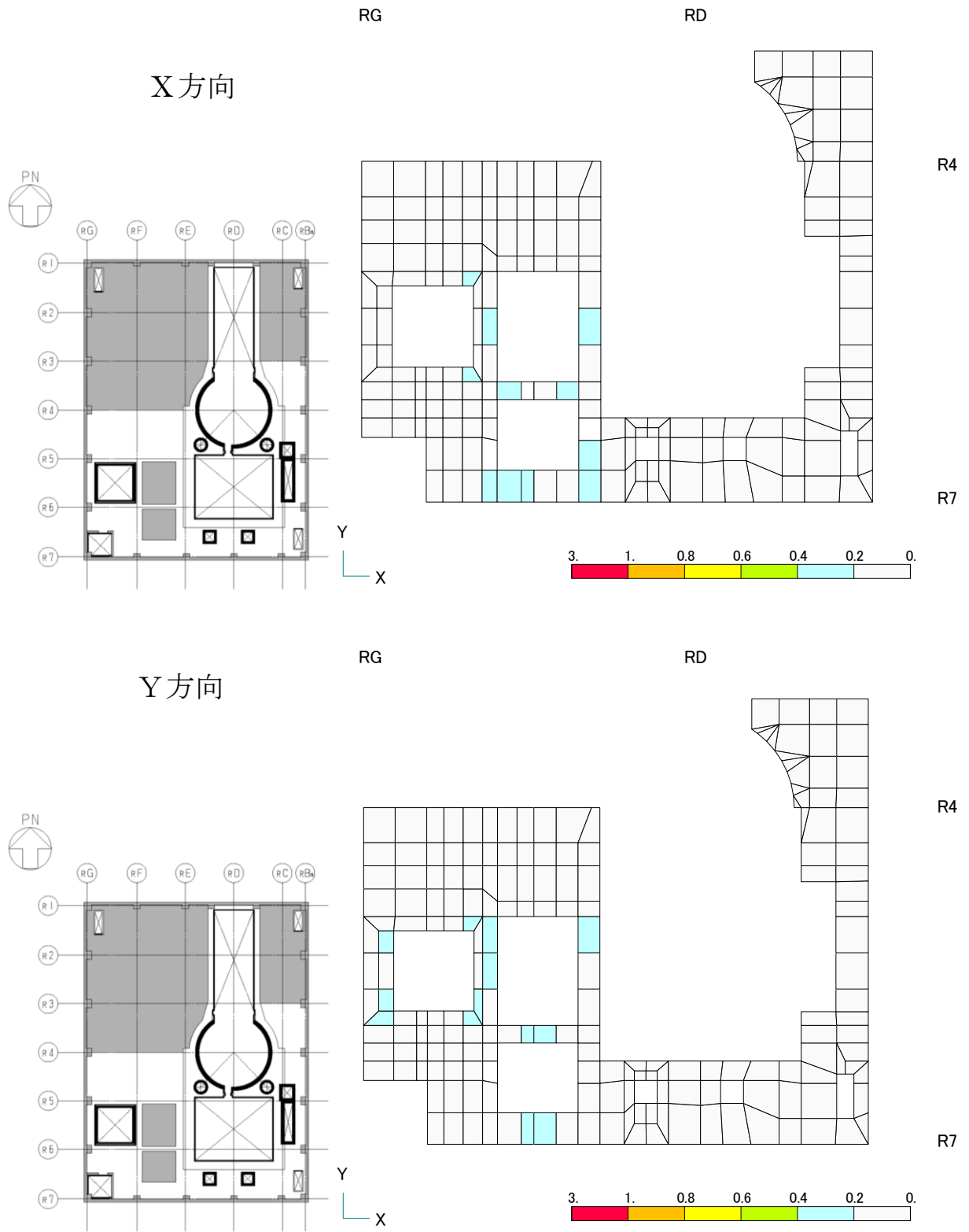


図-10 鉄筋ひずみの検定比 (オペフロ床部)

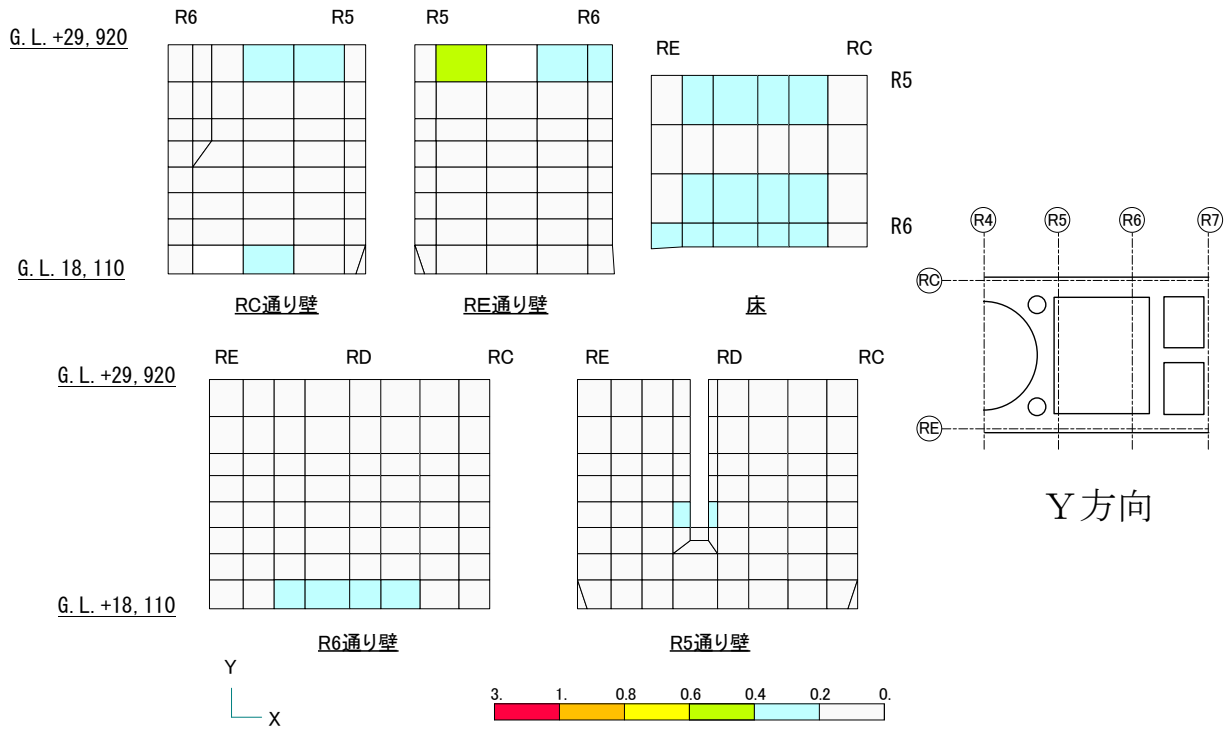
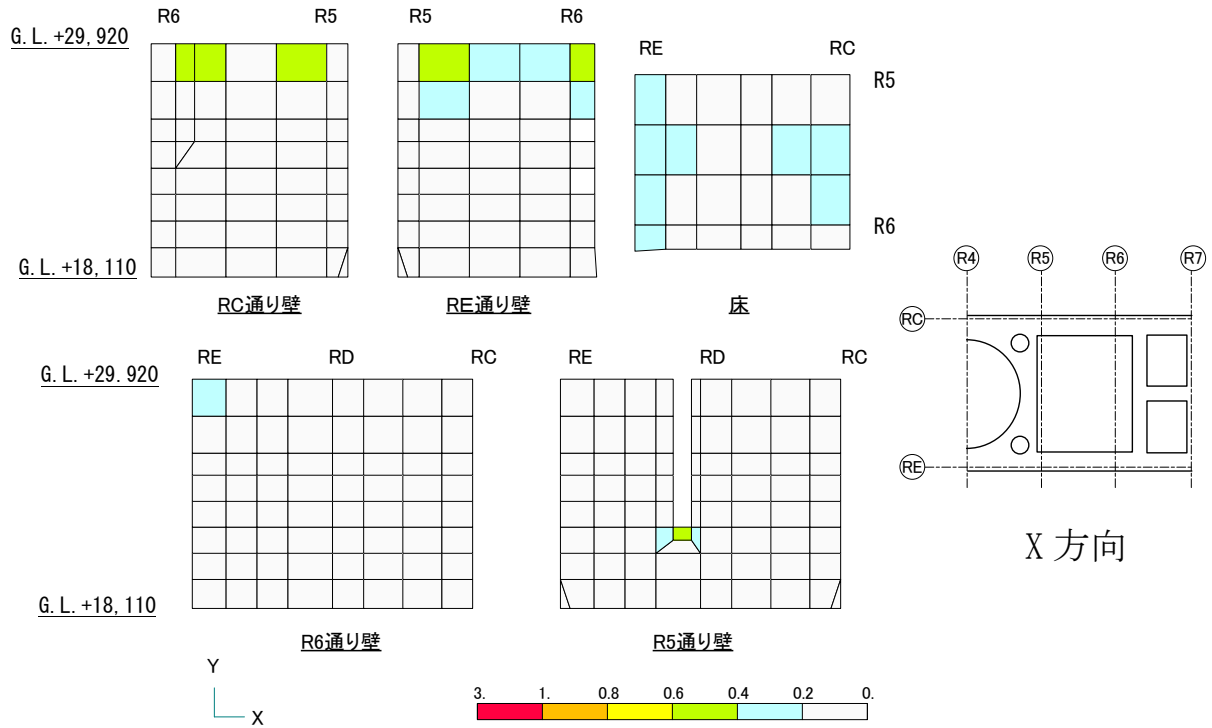


図-11 面外せん断力の検定比（使用済燃料プール部）

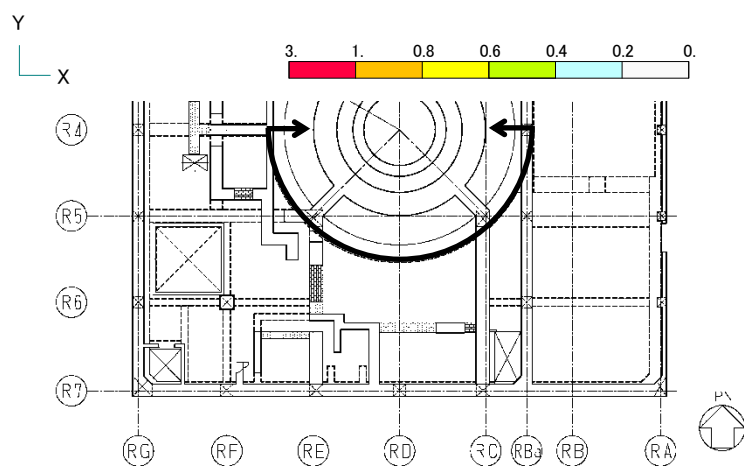
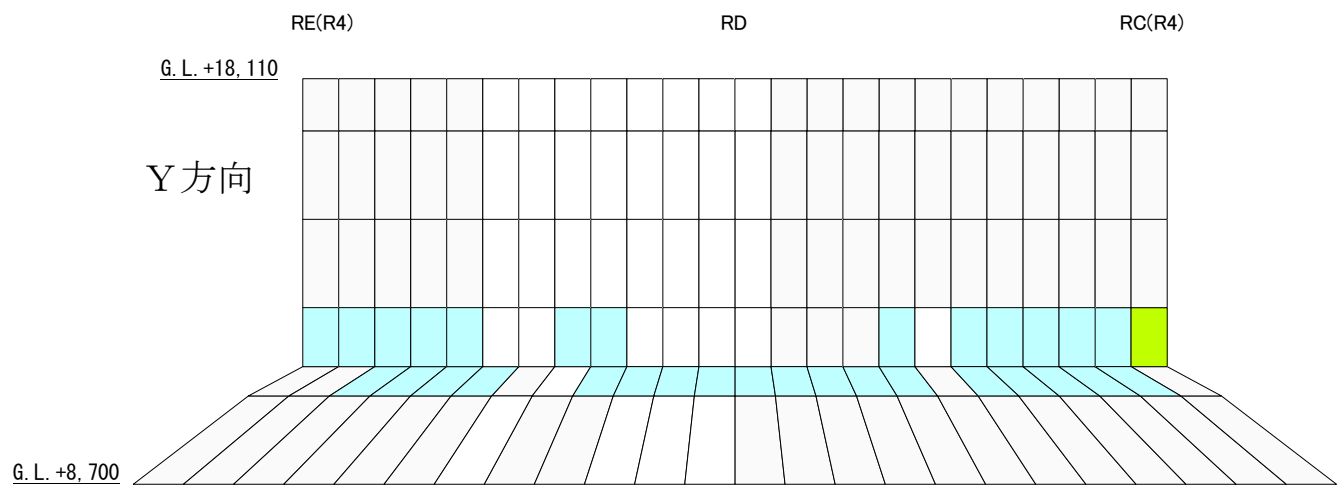
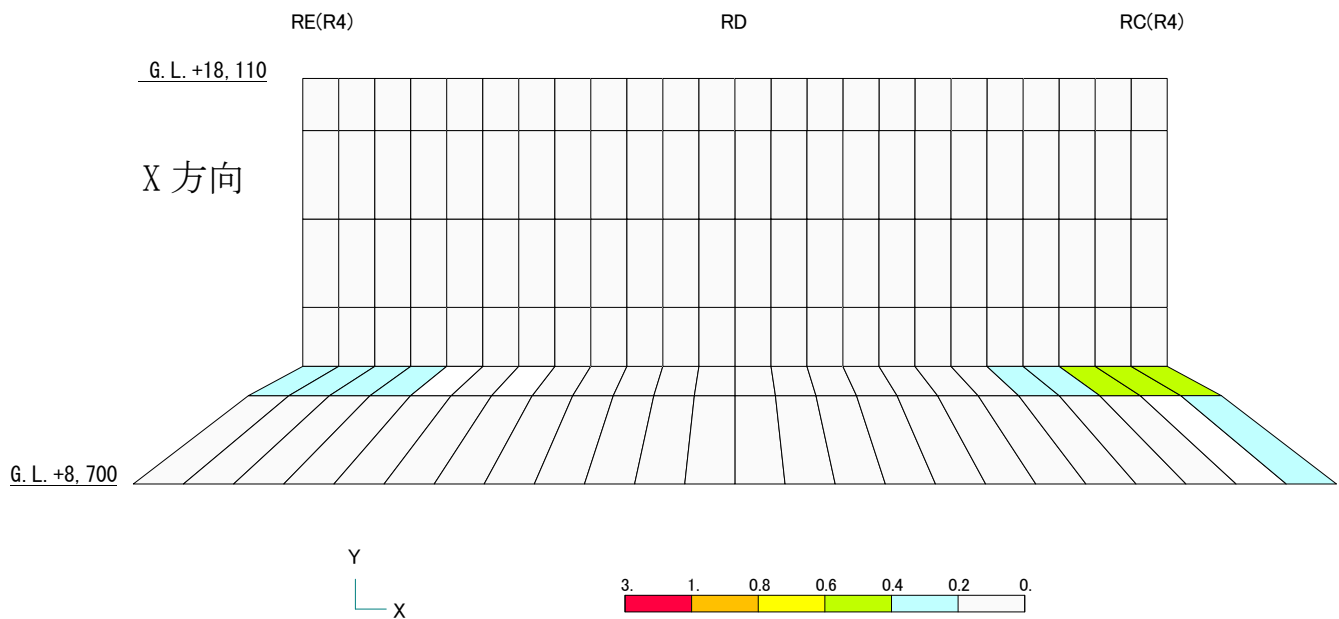


図-12 面外せん断力の検定比 (シェル壁部)

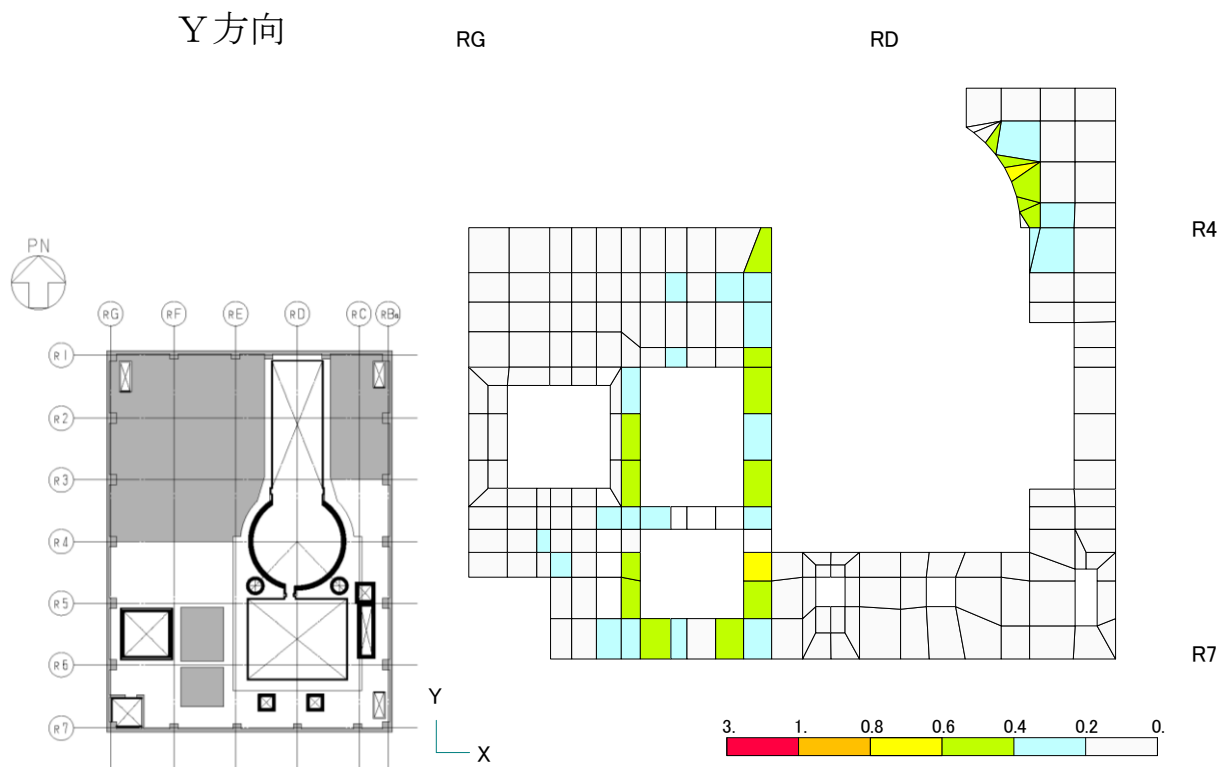
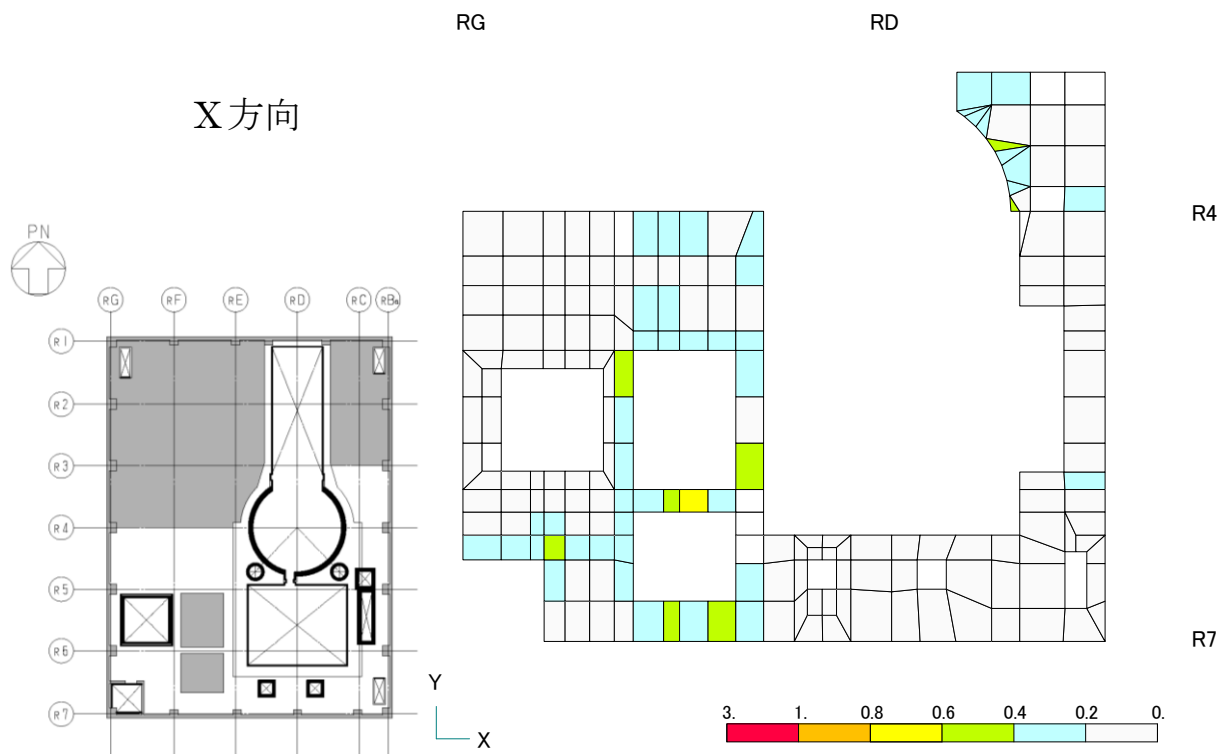


図-13 面外せん断力の検定比（オペフロ床部）

3号機原子炉建屋 遮へい体設置における滑動対策について

1. 概要

3号機原子炉建屋は作業環境改善のため、オペレーティングフロア（以下、オペフロとする）床面に遮へい体を設置する計画としている。遮へい体の内、使用済燃料プール周りに設置するものについては、地震時（基準地震動 S_s ）に遮へい体へ慣性力が作用することで、遮へい体が使用済燃料プール方向に滑動して使用済燃料プール内に落下しないように、滑動対策を施している。

滑動対策は、遮へい体に作用する使用済燃料プール方向の慣性力を、使用済燃料プール壁等の原子炉建屋躯体で支持することで、遮へい体の使用済燃料プール方向への滑動を防止することである（以下、ずれ止め）。ずれ止めの方法は、下記の2通りがある。

①間接支持

ずれ止めを目的とした支持部材（以下、ずれ止め部材）を遮へい体の上に設置する。遮へい体に作用する使用済燃料プール方向の慣性力がずれ止め部材に伝達され、ずれ止め部材が原子炉建屋躯体に接触することで、遮へい体を間接支持する。

対象箇所：A工区 B C工区

②直接支持

遮へい体を原子炉建屋躯体に接触させ、遮へい体に作用する使用済燃料プール方向の慣性力を、原子炉建屋躯体で直接支持する。

対象工区：D工区（東側） D工区（南側）

遮へい体の設置方法については、一部の小規模遮へい体を除き、大型クレーンを遠隔操作して遮へい体をオペフロの所定の位置に吊り込むことにより、オペフロへ無人で設置する。この際、大型クレーンの遠隔操作精度に依ることなく遮へい体を設置できるように、鉛直支持材を大型クレーンの遠隔操作により、あらかじめオペフロ床に直置きする。鉛直支持材には溝型部材（凹）が、鉛直支持材に対応する遮へい体の下面には突起部材（凸）が取り付けられており、突起部材を溝形部材に沿わせて遮へい体を設置する。オペフロ床の損傷状況や既設設備（既設 FHM レール）の干渉により、鉛直支持材が設置できない箇所もあり、この箇所については遮へい体をオペフロ床に直置きする。

本資料では、遮へい体設置に関する局所評価として、地震時（基準地震動 S_s ）における使用済燃料プール周りの遮へい体、及び、ずれ止め部材、並び、遮へい体またはずれ止め部材と接触する原子炉建屋躯体を対象に行う構造評価の結果を示す。また、ずれ止め部材設置前の状況下での地震（基準地震動 S_s ）を想定して、間接支持される遮へい体、及び、鉛直支持材を下記の対象（以下、滑動対象物）に行う滑動評価の結果を示す。

A工区 : 遮へい体

B C工区 : 鉛直支持材（遮へい体と一体化となり滑動する）

D工区（南側）：鉛直支持材（遮へい体は単独で床スラブで直接支持され、滑動しない）

D工区（東側）：滑動評価対象外（遮へい体下面の突起部材が既設 FHM レール及び使用済燃料プール壁に接触して、遮へい体が直接支持されるため、滑動しない）

2. 遮へい体設置に関する局所評価

2.1 評価方法

ずれ止め部材の例を図 2.1-1 に、計画概要を図 2.1-2 に示す。

燃料取り出し用カバー検討用モデルの基準地震動 S_s 時の地震応答解析結果のうち、オペフロ階の最大応答加速度を保守的に設定した水平震度 ($k=0.8$) を用いる。検討に用いる応力はこの水平震度により生じる慣性力からずれ止め箇所の構造を考慮して算出する。なお、評価基準値は、遮へい体及びずれ止め部材は鋼材の材料強度 (F 値 $\times 1.1$ 倍) に基づく許容値を、接触部は原子炉建屋躯体コンクリートの設計基準強度 22.1N/mm^2 に基づく許容値とする。

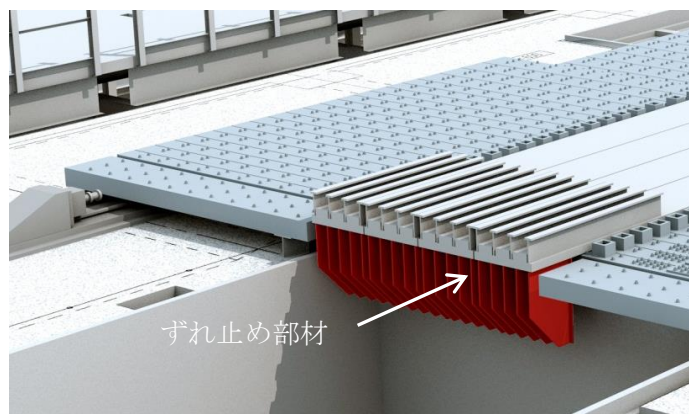
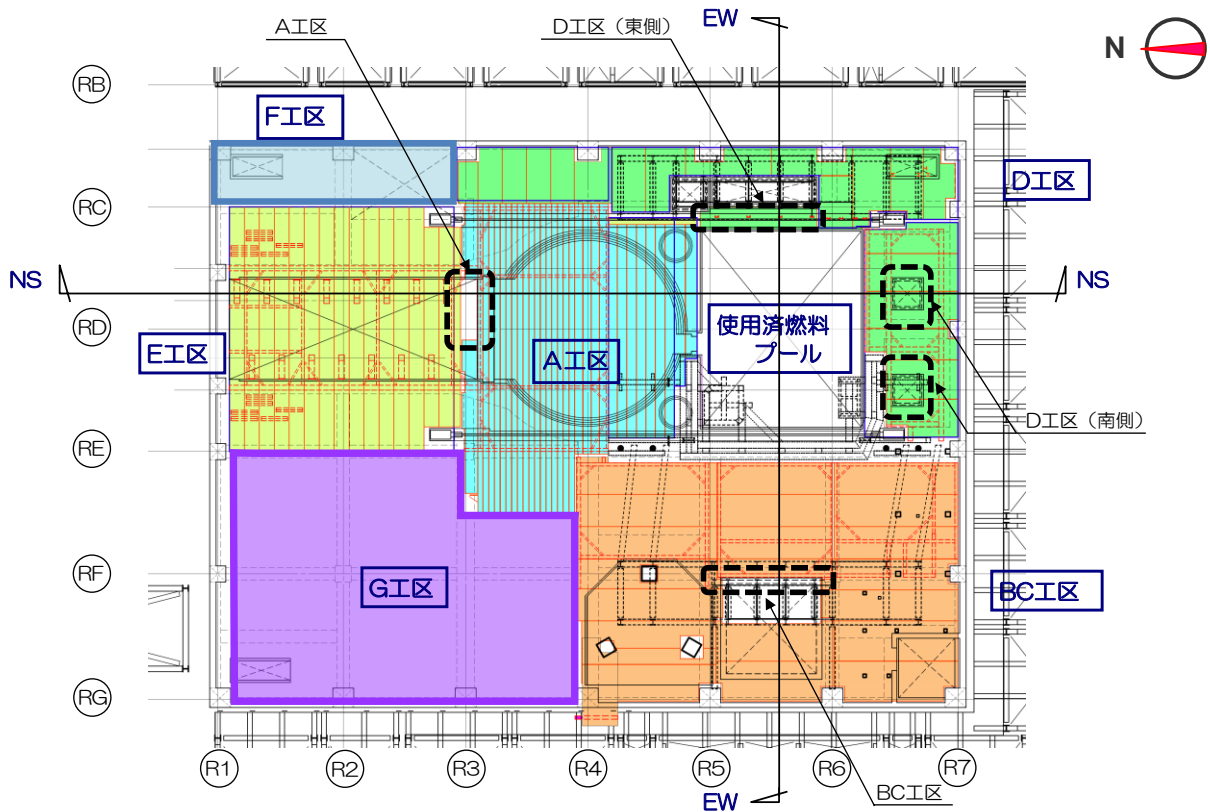
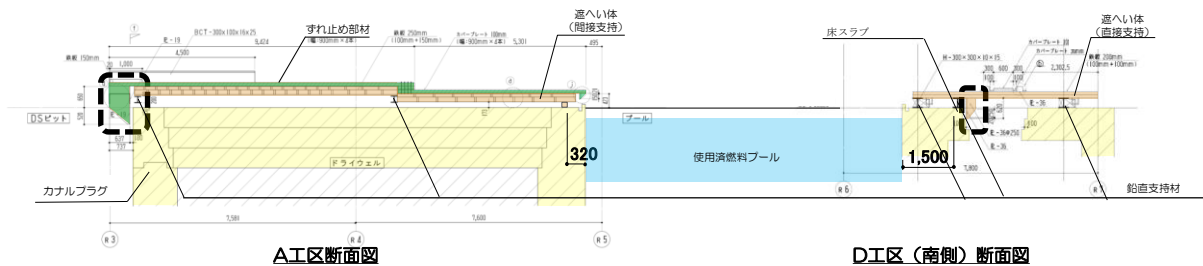


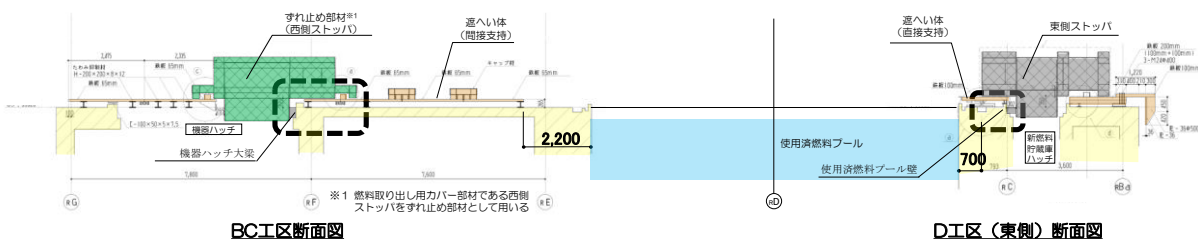
図 2.1-1 ずれ止め部材の例 (A 工区)



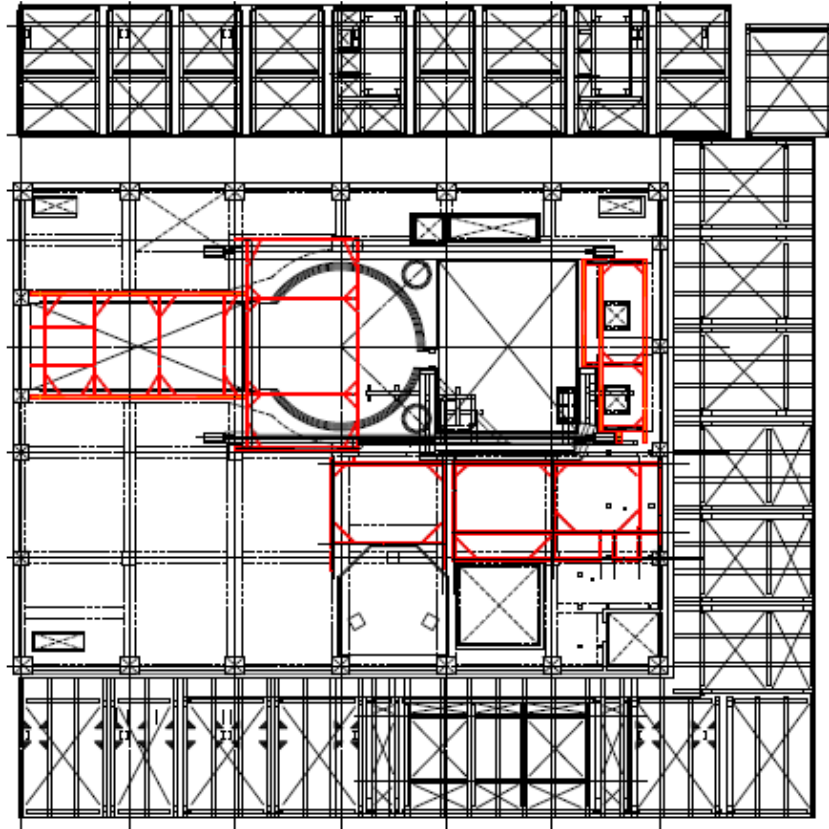
(a) 平面計画




(b) 使用済燃料プール周りの南北断面



(c) 使用済燃料プール周りの東西断面



(d) 鉛直支持材配置図 (赤線：鉛直支持材)

図 2.1-2 遮へい体計画概要 ( : 使用済燃料プール周りの遮へい体のずれ止め箇所)

<算定式>

・ずれ止め箇所（曲げ，せん断の評価）

$$M_a = {}_s f_b \cdot Z$$

$$Q_a = {}_s f_s \cdot A_s$$

ここに， M_a : 許容曲げモーメント

Q_a : 許容せん断力

${}_s f_b$: 曲げ応力に対する許容値^{※1}

${}_s f_s$: せん断応力に対する許容値^{※1}

Z : ずれ止め箇所の断面係数

A_s : ずれ止め箇所のせん断断面積

W : 遮へい体重量

k : 地震時の水平震度 (0.8)

M : 地震時の曲げモーメント ($M = Q \times l$)

Q : 地震時のせん断力 ($Q = W \times k$)

l : 作用間距離

※1 : 建築基準法に基づく鋼材の材料強度 (F値の1.1倍) による許容値

・接触部（支圧の評価）

$$P_a = f_n \cdot A_1$$

$$\text{ここに， } f_n = f_{na} \sqrt{\frac{A_c}{A_1}} \quad , \quad f_{na} = 0.6F_c \quad , \quad \sqrt{\frac{A_c}{A_1}} \leq 2.0$$

P_a : 許容支圧力

F_c : コンクリートの設計基準強度 (22.1N/mm²)

A_c : 支承面積

A_1 : 接触面積

・接触部（曲げの評価）

$$M_a = A_t \cdot f_t \cdot j$$

ここに、 A_t : 鉄筋断面積
 f_t : 鉄筋の引張に対する許容値※2
 j : 応力中心間距離

※2 : 建築基準法に基づく鋼材の材料強度（F値の1.1倍）による許容値

2.2 評価結果

図 2.1-2 に示す使用済燃料プールの四方の遮へい体工区について検討を実施した。遮へい体、ずれ止め部材及び原子炉建屋躯体の結果を表 2.2-1、表 2.2-2 に示す。

遮へい体またはずれ止め部材の設置に関する局所評価として使用済燃料プールに隣接する四方の工区について、基準地震動 S_s 時、使用済燃料プール周りの遮へい体、及び、ずれ止め部材、並び、遮へい体またはずれ止め部材と接触する原子炉建屋躯体に加わる応力は許容応力を下回り、遮へい体及使用済燃料プールに落下することはない。

表 2.2-1 遮へい体またはずれ止め部材の構造評価（基準地震動 S_s ）

工区	応力	許容応力	検定比	検定部位
A	$M= 903 \text{ kN} \cdot \text{m}$	$M_a= 1, 260 \text{ kN} \cdot \text{m}$	0.72	ずれ止め部材（曲げ）
B C	$Q= 621 \text{ kN}$	$Q_a= 15, 694 \text{ kN}$	0.04	ずれ止め部材（せん断）
D（南側）	$M= 194 \text{ kN} \cdot \text{m}$	$M_a= 1, 525 \text{ kN} \cdot \text{m}$	0.13	遮へい体（曲げ）
D（東側）	$Q= 58 \text{ kN}$	$Q_a= 2, 238 \text{ kN}$	0.03	遮へい体（せん断）

表 2.2-2 原子炉建屋躯体の構造評価（基準地震動 S_s ）

工区	応力	許容応力	検定比	検定部位
A	$P= 879 \text{ kN}$	$P_a= 11, 925 \text{ kN}$	0.08	カナルプラグ（支圧）
B C	$P= 1, 860 \text{ kN}$	$P_a= 39, 856 \text{ kN}$	0.05	機器ハッチ大梁（支圧）
D（南側）	$P= 431 \text{ kN}$	$P_a= 11, 368 \text{ kN}$	0.04	床スラブ（支圧）
D（東側）	$M= 594 \text{ kN} \cdot \text{m}$	$M_a= 5, 351 \text{ kN} \cdot \text{m}$	0.12	使用済燃料プール壁（曲げ）※

※D工区（東側）遮へい体下面の突起部は既設 FHM レールと使用済燃料プール壁に接触するので、基準地震動 S_s 時にD工区（東側）遮へい体に発生する慣性力は両箇所を負担可能であるが、評価上は慣性力を使用済燃料プール壁で負担するものとする。

3. 遮へい体の滑動に対する評価

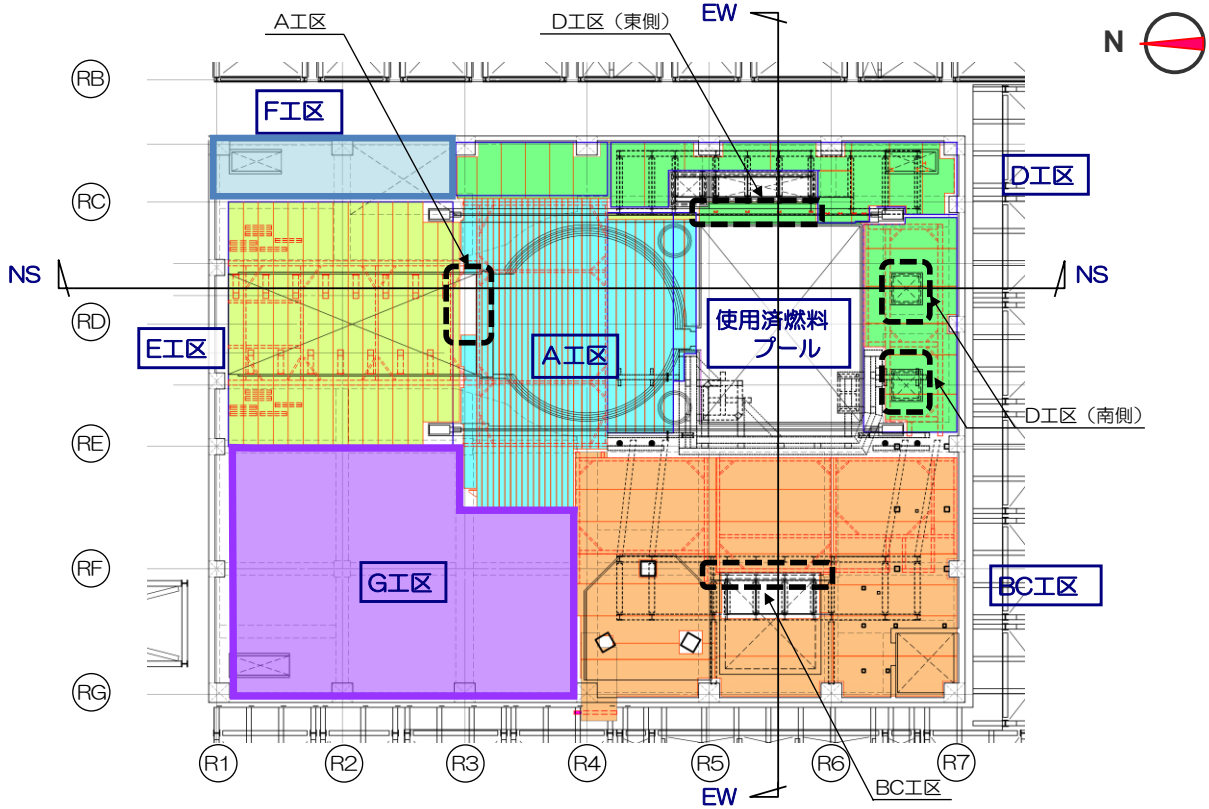
3.1 評価方法

本検討では、滑動対象物の端部と使用済燃料プール壁面までのクリアランスが地震時のすべり量より大きいことを確認する。各工区のクリアランスを表 3.1-1 及び図 3.1-1 に、工区ごとの詳細を図 3.1-2 に示す。

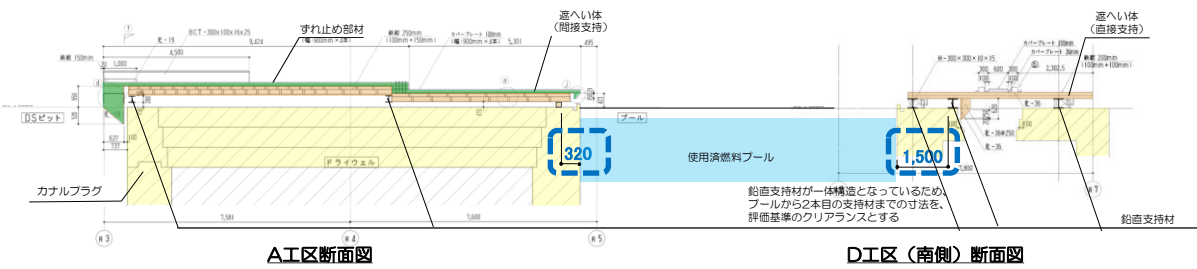
燃料取り出し用カバー検討用モデルの基準地震動 S_s 時の地震応答解析結果のうちオペフロ階の応答加速度時刻歴を入力として、滑動対象物を模擬した 1 自由度系に遮へい体の動摩擦係数と保守的に上向きの鉛直震度による摩擦抵抗の減少を条件とした地震応答解析を行い、滑動対象物とオペフロ床の相対変位を算出する。地震応答解析の概要を図 3.1-3 に、摩擦係数と鉛直震度の組合せを表 3.1-2 に示す。ここで算出した相対変位が使用済燃料プール壁面までのクリアランス以下であることを確認する。

表 3.1-1 滑動対象物と使用済燃料プールのクリアランス

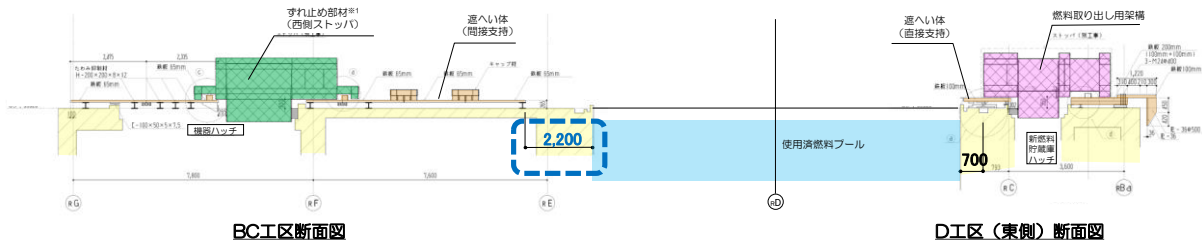
工区	クリアランス
A	320 mm
BC	2, 200 mm
D (南側)	1, 500 mm



(a) 平面計画



(b) 使用済燃料プール周りの南北断面



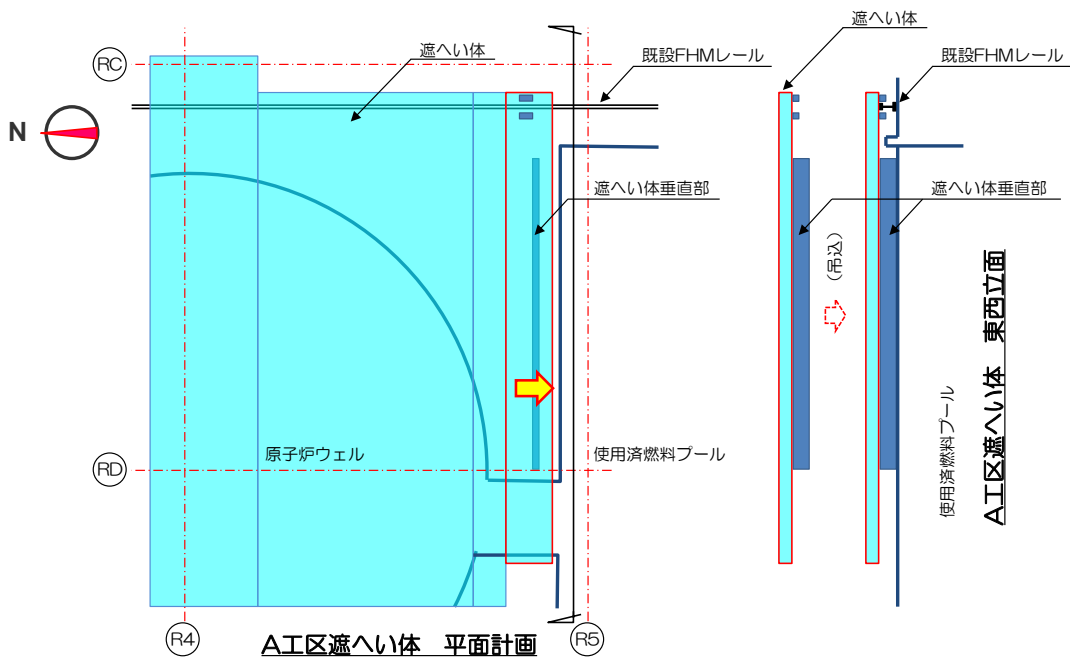
滑動対象物と使用済燃料プールのクリアランス

(c) 使用済燃料プール周りの東西断面

図 3.1-1 滑動対象物と使用済燃料プールのクリアランス

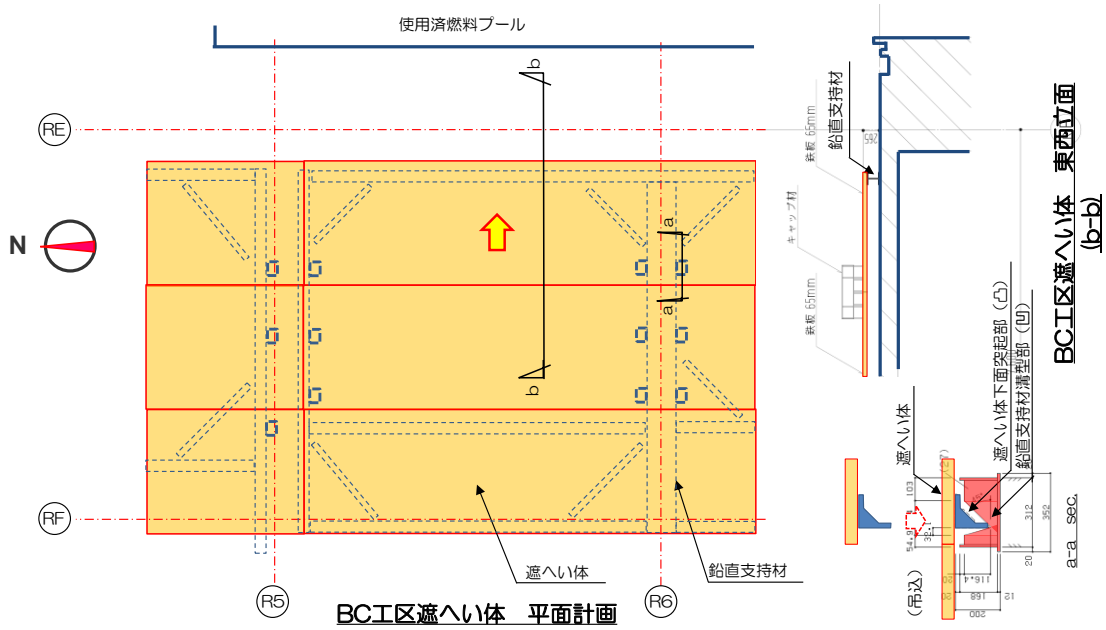
A工区遮へい体の使用済燃料プール際は、東側を既設 FHM レールに、西側を原子炉建屋躯体に載せる。

- ・ 「オペフロ床面 (コンクリート) に対する遮へい体 (鋼材) のすべり量」及び「既設 FHM レール (鋼材) に対する遮へい体 (鋼材) のすべり量」の確認を行う。



(a) 使用済燃料プール際A工区遮へい体

- BC工区遮へい体は、鉛直支持材をオペフロ床面に載せ、その上に遮へい体を載せる。
- 「オペフロ床面（コンクリート）に対する、鉛直支持材（鋼材）と一体化された遮へい体（鋼製）のすべり量」の確認を行う。

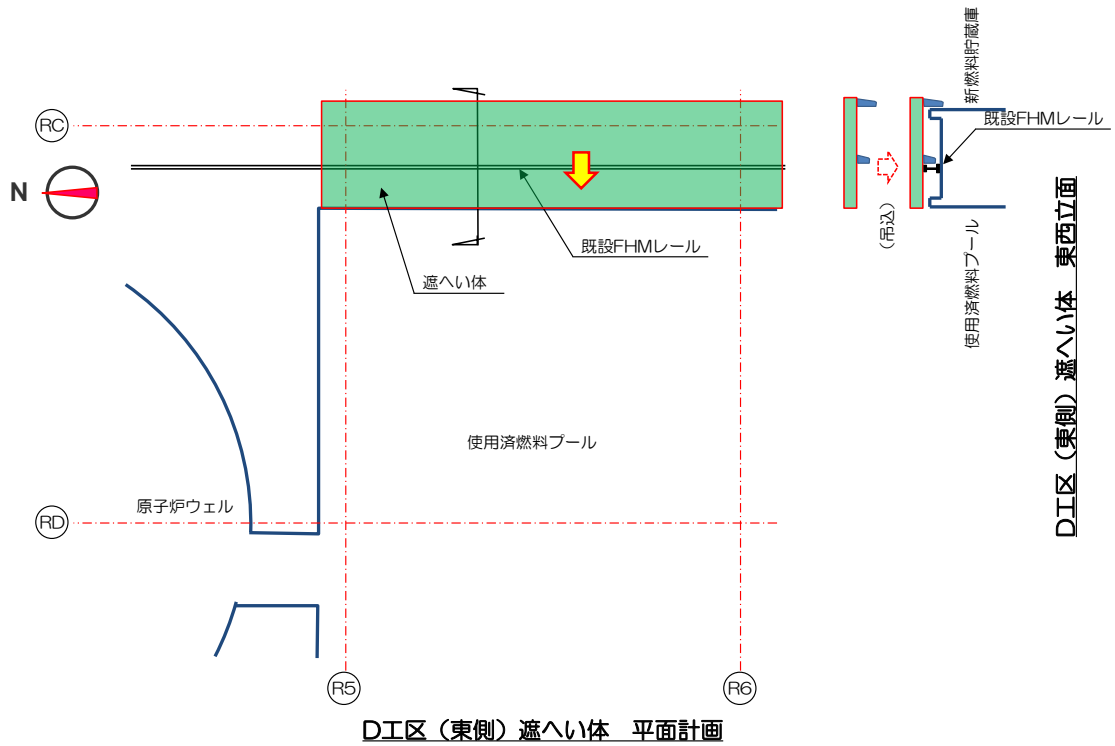


(b) 使用済燃料プール際BC工区遮へい体

図 3.1-2 遮へい体詳細(1)

D工区（東側）遮へい体の使用済燃料プール際は，東側を原子炉建屋躯体に，西側を既設 FHM レールに載せる。

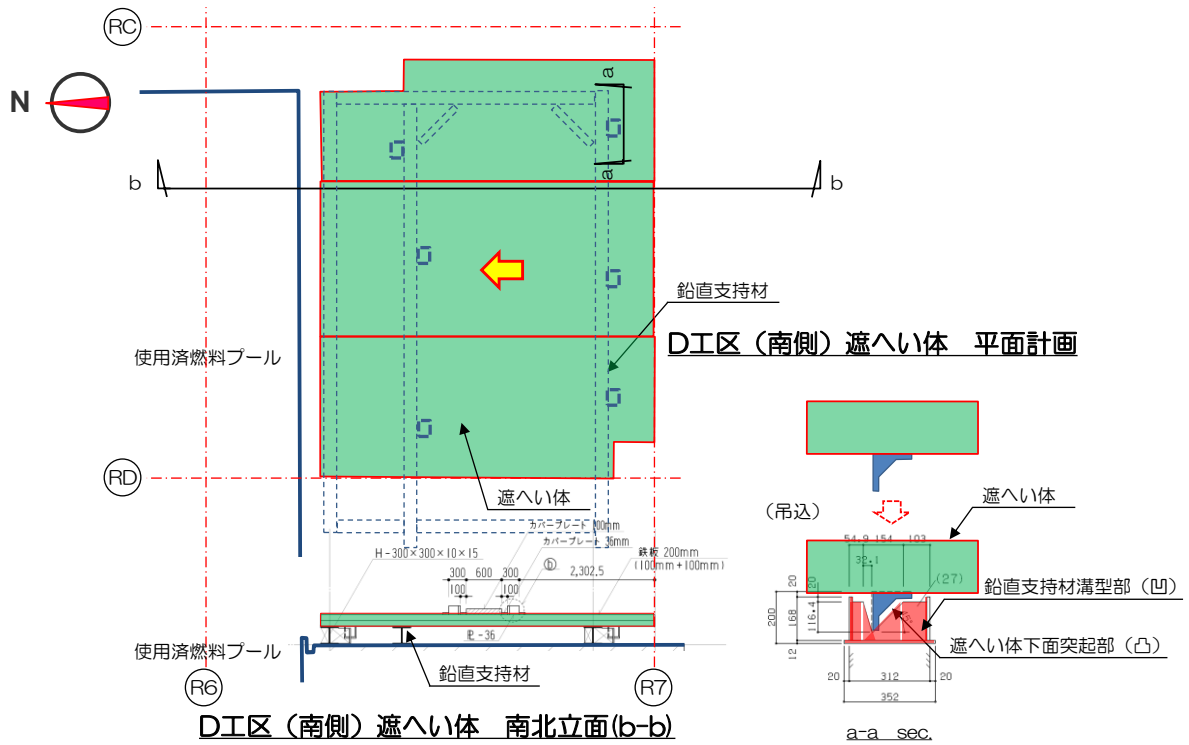
・遮へい体は原子炉建屋躯体で直接支持されるため滑動せず，使用済燃料プール側には落下しないと評価。（滑動に対する評価は実施しない）



(c) 使用済燃料プール際D工区（東側）遮へい体

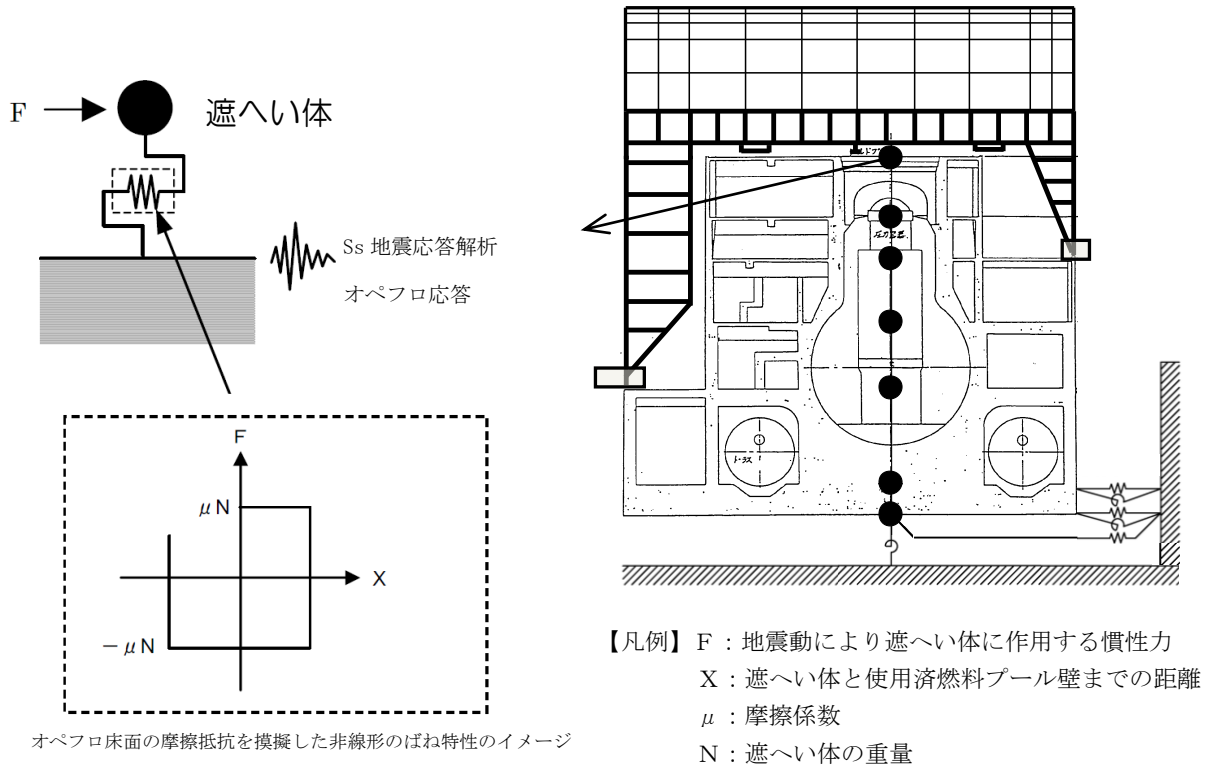
D工区（南側）遮へい体は、鉛直支持材（鋼製）をオペフロ床面に載せ、その上に遮へい体を載せる。

- ・「オペフロ床面（コンクリート）に対する、鉛直支持材（鋼材）のすべり量」の確認を行う。



(d) 使用済燃料プール際D工区（南側）遮へい体

図 3.1-2 遮へい体詳細(2)



*：解析モデルの諸元は、「添付資料-4-2 燃料取り出し用カバーの構造強度及び耐震性に関する説明書」の中で用いたものを使用。

*：遮へい体とオペフロ床面の摩擦抵抗については、遮へい体に生じる慣性力が静止摩擦力を超過すると、一定の摩擦力が抵抗力として作用しながら遮へい体が移動し、慣性力が静止摩擦力以下の場合には、遮へい体は移動せずその場にとどまるような、非線形のばね特性で評価。

図 3.1-3 遮へい体滑動検討の地震応答解析モデル

表 3.1-2 摩擦係数と鉛直震度の組合せ

CASE	摩擦面	摩擦係数	備考
1	鋼材とコンクリート	0.40	鋼構造設計規準（日本建築学会）
2	鋼材とコンクリート	0.25	電中研報告書「使用済燃料キャスク貯蔵技術の確立-地震時のキャスク転倒評価-」（研究報告：U92037） コンクリート及び鋼材表面の塗装条件を様々な変化させた試験結果のうち最も不利な摩擦係数。
3	鋼材とコンクリート	0.25	CASE2 に鉛直震度（0.45G）による鉛直力Nを低減させた場合。
4	鋼材と鋼材	0.35~0.40	機械工業ハンドブック改訂版 「鋼材とコンクリート」の評価により包絡されるため、省略。

3.2 評価結果

表 3.1-2 の組合せケースの結果を表 3.2-1 に示す。基準地震動 Ss 時の相対変位が最大となるケース 3 において相対変位が 22.3cm となり、使用済燃料プール壁面までの最小クリアランス 32.0cm 以下である。よって、ずれ止め設置前においても滑動対象物が使用済燃料プールに落下することはない。

表 3.2-1 地震応答解析による滑動対象物とオペフロの相対変位（基準地震動 Ss）

CASE	摩擦係数	鉛直震度	最大相対変位 (cm)	クリアランス (cm)
1	0.40	0	5.8	32.0
2	0.25	0	10.8	32.0
3	0.25	0.45（上向き）	22.3	32.0

2号機燃料取り出し用構台に係る確認事項

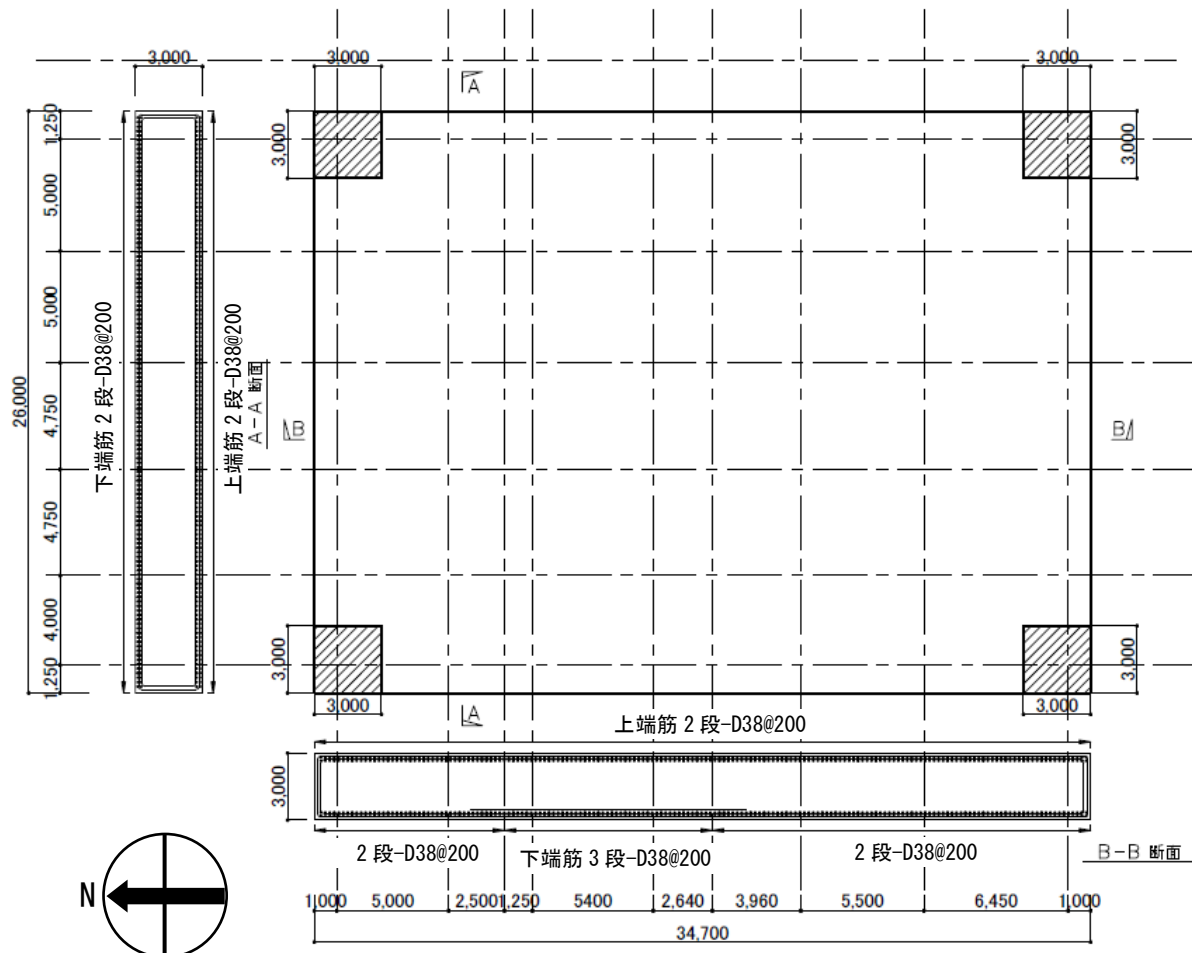
2号機燃料取り出し用構台の工事に係る主要な確認項目を表－1に示す。

表－1 2号機燃料取り出し用構台に係る確認項目

確認事項	確認項目	確認内容	判定基準
構造強度 および 耐震性	材料確認	地盤改良土の一軸圧縮強さを確認する。	地盤改良土の一軸圧縮強さが、実施計画に記載されている設計基準強度を満足すること。
		構造体コンクリートの圧縮強度を確認する。	構造体コンクリート強度が、実施計画に記載されている設計基準強度対して、JASS5Nの基準を満足すること。
		鉄筋の材質、強度、化学成分を確認する。	JIS G 3112に適合すること。
		鋼材の材質、強度、化学成分を確認する。	JIS G 3101, JIS G 3136, JIS G 3106, JIS G 3444, JIS G 3321又は建築基準法第37条第二号の規定に適合すること。
		特殊ボルト（ワンサイドボルト）の締め付け張力を確認する。	導入張力試験をJASS 6に準じて実施し、所定の張力が得られること。
		トルシア型超高力ボルト（SHTB）、トルシア型高力ボルト（S10T）、高力六角ボルト（F10T）の仕様を確認する。	JIS B 1186又は建築基準法第37条第二号の規定に適合すること。
		アンカーボルトの材質、強度、化学成分を確認する。	JIS G 3138に適合すること。
		弾性支承の鉛直剛性を確認する。	弾性支承の鉛直剛性が、II章2.11添付資料－4－2に記載した値の±20%以内であること。
		オイルダンパの減衰係数を確認する。	ばね付きオイルダンパの第一減衰係数は、試験時の各速度における荷重が、II章2.11添付資料－4－2に記載したオイルダンパの減衰係数に各速度を掛けて算出した荷重の±10%以内であること。オイルダ

			<p>ンパ（水平棟間）およびオイルダンパ（鉛直）の第一減衰係数は、正弦波加力を行った際の減衰力ループから算出した第一減衰係数が、添付資料－４－２に記載したオイルダンパの減衰係数の±10%以内であること。</p> <p>第二減衰係数は、試験時の各速度における荷重の平均が、Ⅱ章 2.11 添付資料－４－２に記載したオイルダンパのリリーフ荷重と、減衰係数に各速度を掛けて、並列配置を考慮し算出した荷重の和の±10%以内であること。</p>
		オイルダンパのリリーフ荷重を確認する。	試験で複数の加力速度を用いて得られる近似直線と、Ⅱ章 2.11 添付資料－４－２に記載した第一減衰係数の交点として得られる荷重が、Ⅱ章 2.11 添付資料－４－２に記載したリリーフ荷重の±10%以内であること。
		オイルダンパのストロークを確認する。	オイルダンパのストロークが、Ⅱ章 2.11 添付資料－４－２に記載した値以上であること。
	据付確認	地盤改良範囲（深さ）を確認する。	支持レベルに着底していること。
		鉄筋の径，間隔（図-1 参照）を確認する。	鉄筋の径が実施計画書に記載されている通りであること。鉄筋の間隔が実施計画に記載しているピッチにほぼ均等に分布していること。
接合部（図-2～図-5 参照）の施工状況を確認する。		高力ボルトが所定の本数・種類であること。	
アンカーボルト埋め込み長さを確認する。		有効埋め込み長さが所定の値（M30：300mm、M60：265mm）であり、かつボルトの余長はナット面から突き出た長さが3山以上であること。	
制震装置（オイルダンパ）の設置状況を確認する。		制震装置（オイルダンパ）の設置位置および設置数が図-6～図-13の通	

			りであること。
		免震装置（弾性支承）の設置状況を確認する。	免震装置（弾性支承）の設置位置および設置数が図-13 の通りであること。
		外装材および床の施工状況を確認する。	外装材および床の設置範囲が，図-14～図-17 の通りであること。
	外観確認	制震装置（オイルダンパ）の外観を確認する。	有害な欠陥がないこと。
	外観確認	免震装置（弾性支承）の外観を確認する。	有害な欠陥がないこと。




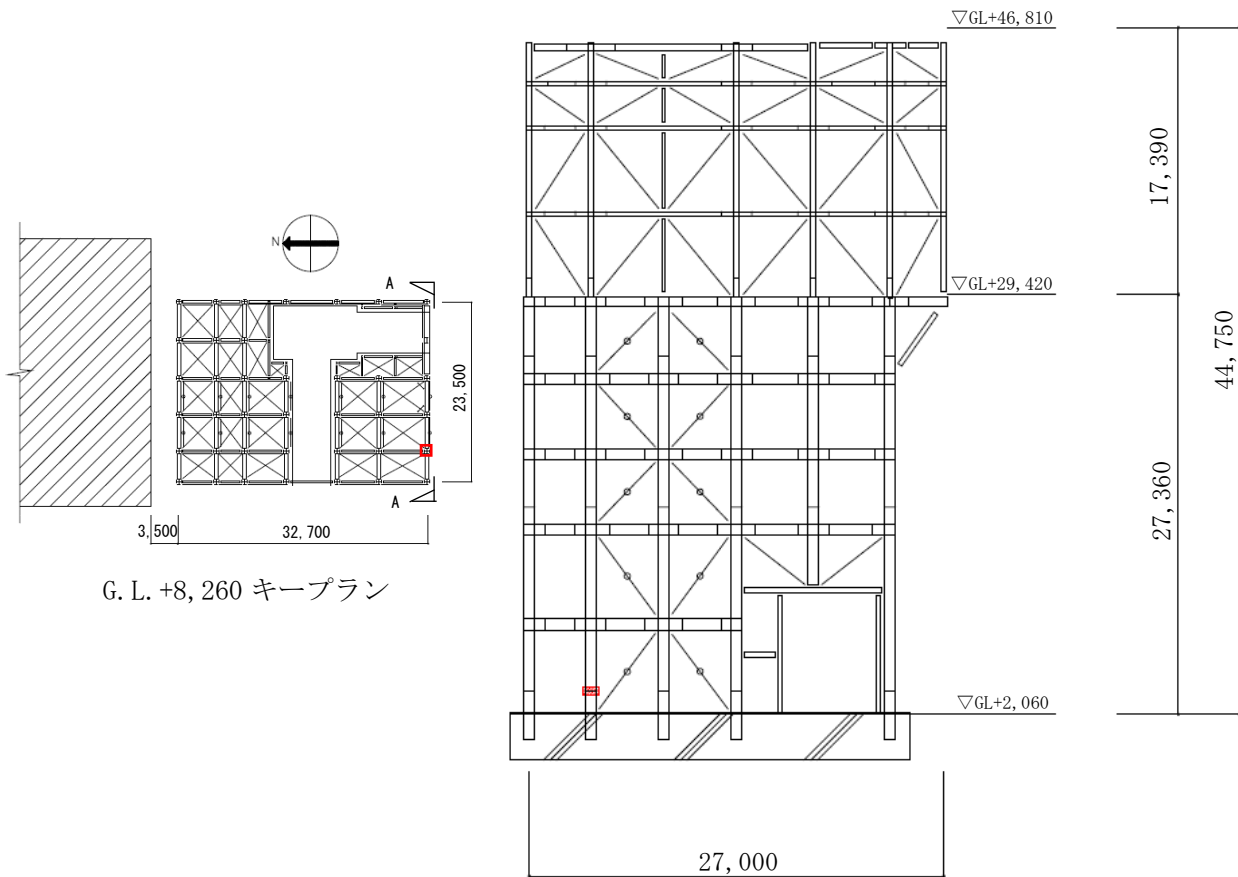
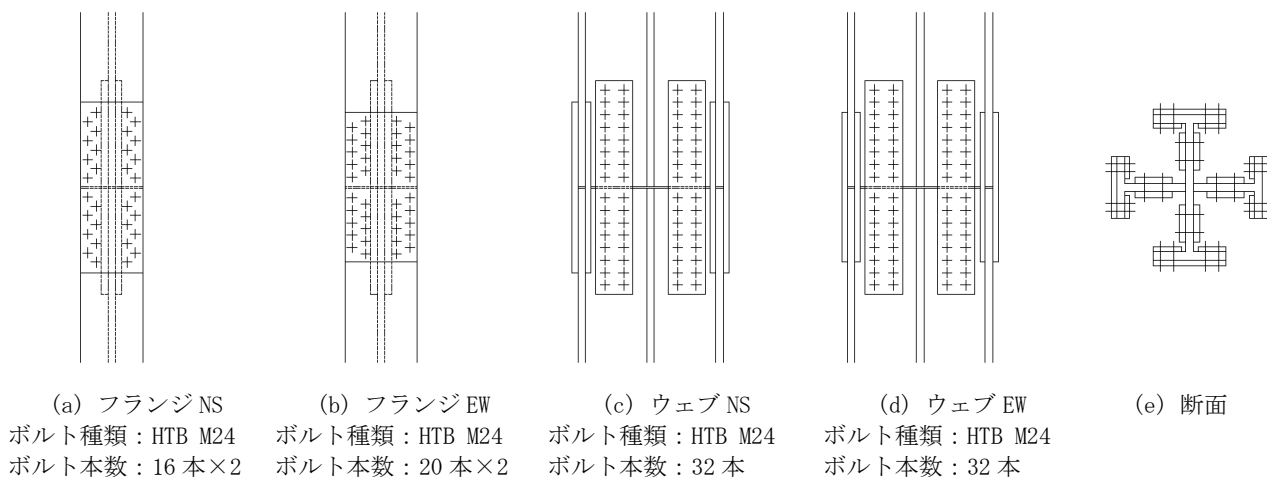
 部は面外せん断補強を実施
 D19@400×200
 鉄筋材質：SD345

図-1 基礎配筋図 (単位：mm)



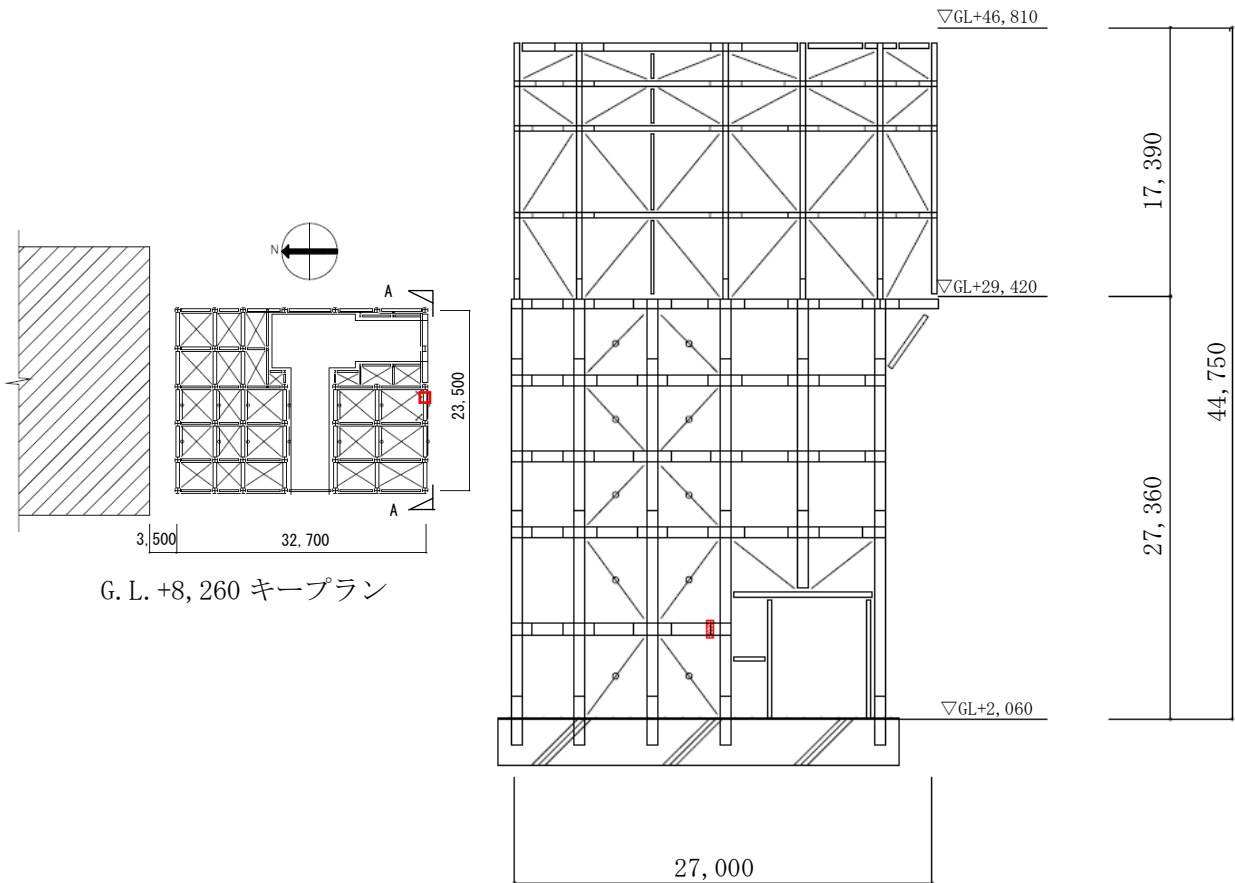
A-A 断面図

(1) 接合部位置 (構台部柱材最大応力度比発生箇所)



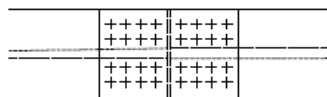
(2) 接合部詳細 (片側の構造材に取り付くボルト本数を記載)

図-2 構台接合部①



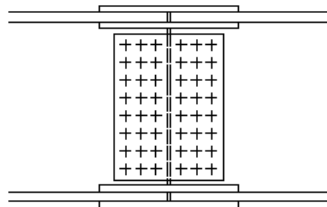
A-A 断面図

(1) 接合部位置 (構台部梁材最大応力度比発生箇所)



(a) 上下フランジ

ボルト種類 : SHTB M24
ボルト本数 : 16 本×2



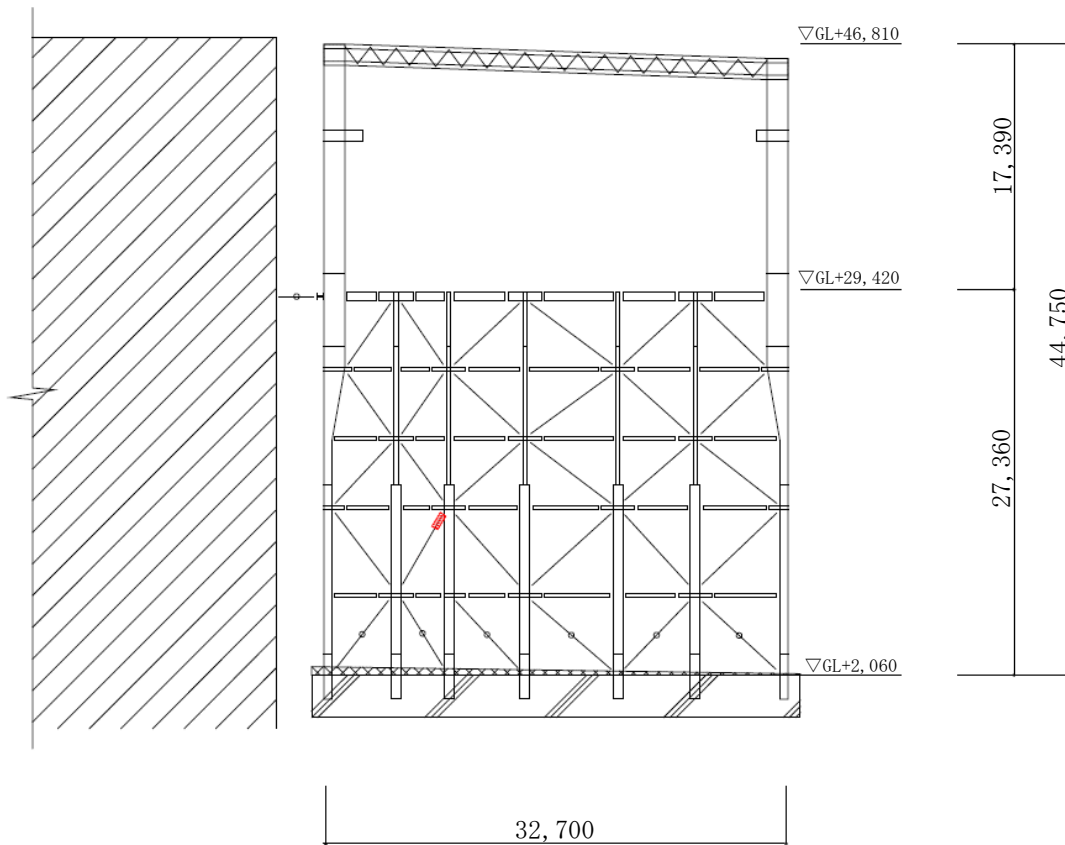
(b) ウェブ

ボルト種類 : SHTB M24
ボルト本数 : 24 本

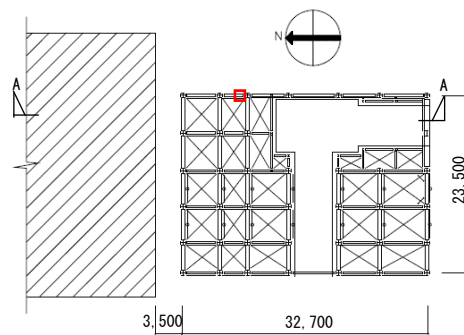
(2) 接合部詳細 (片側の構造材に取り付くボルト本数を記載)

図-3 構台接合部②

II-2-11-添 4-2-328

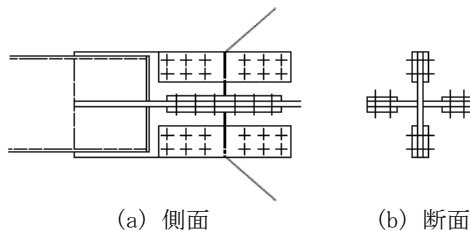


A-A 断面図



G. L. +8, 260 キープラン

(1) 接合部位置 (構台部ブレース材最大応力度比発生箇所)

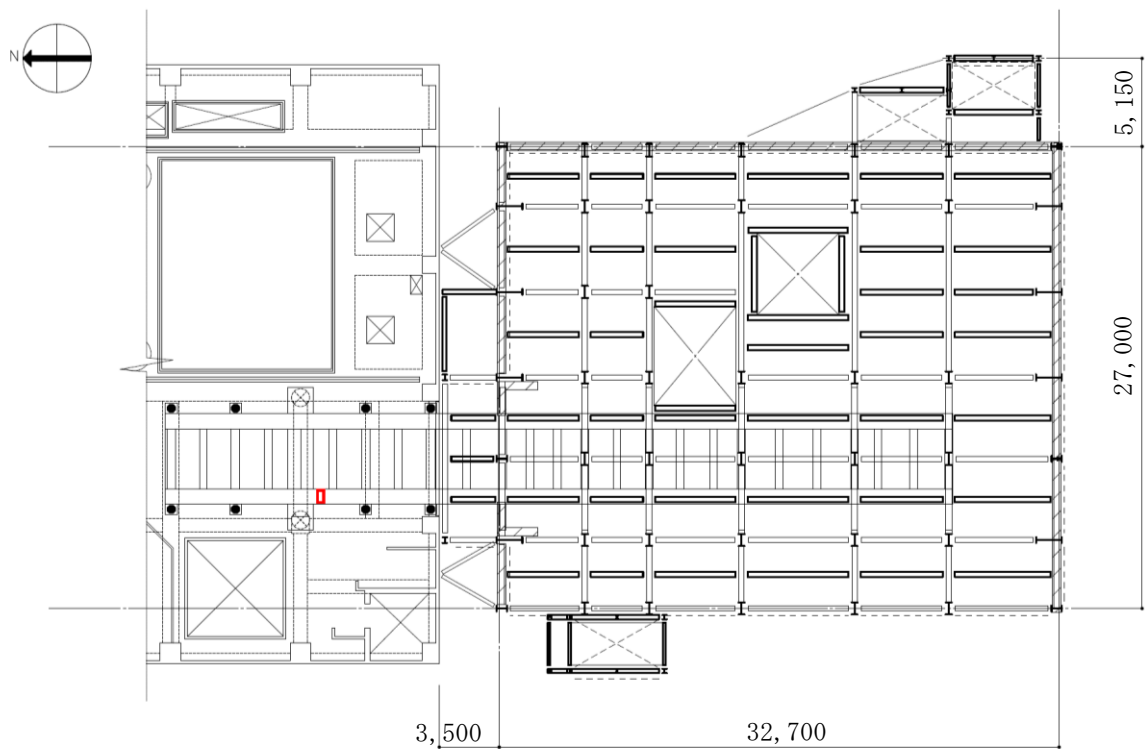


(a) 側面
 ボルト種類 : SHTB M22
 ボルト本数 : 12 本×2

(b) 断面

(2) 接合部詳細 (片側の構造材に取り付くボルト本数を記載)

図-4 構台接合部③



G. L. +29, 420 キープラン

(1) 接合部位置 (ランウェイガード最大応力度比発生箇所)



(a) 上フランジ
ボルト種類：SHTB M24
ボルト本数：22 本

(c) ウェブ
ボルト種類：SHTB M24
ボルト本数：14 本×2



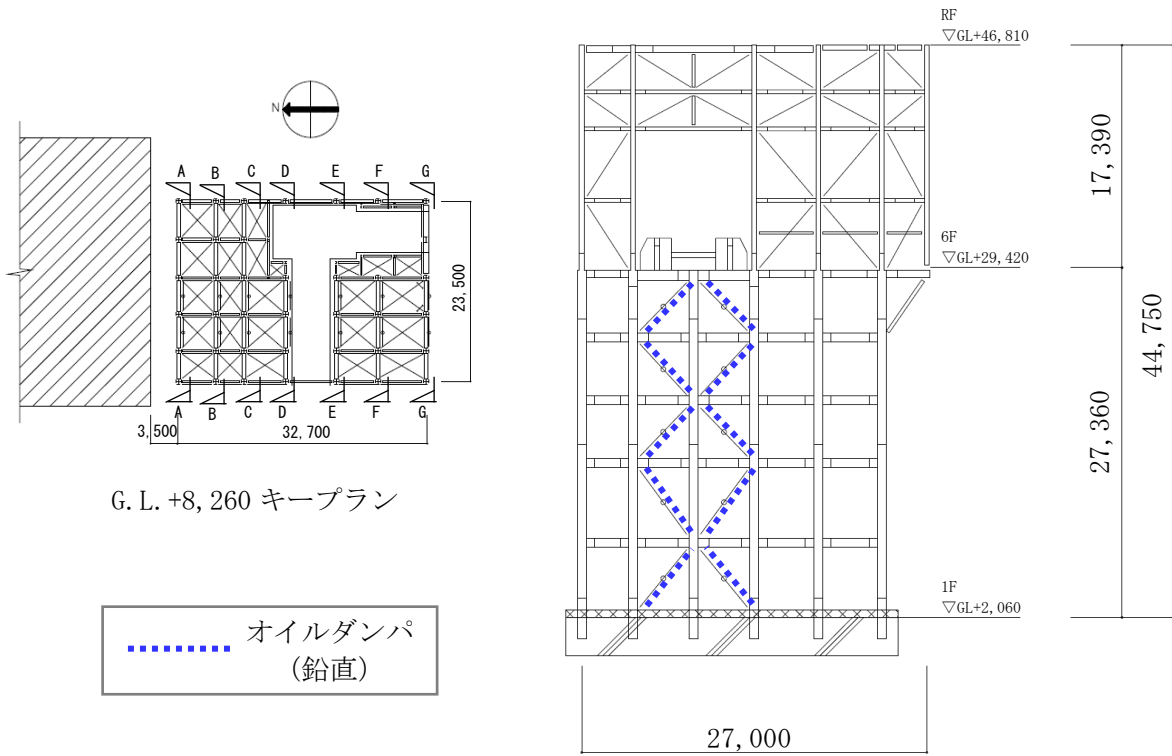
(b) 下フランジ
ボルト種類：SHTB M24
ボルト本数：22 本

(d) 断面

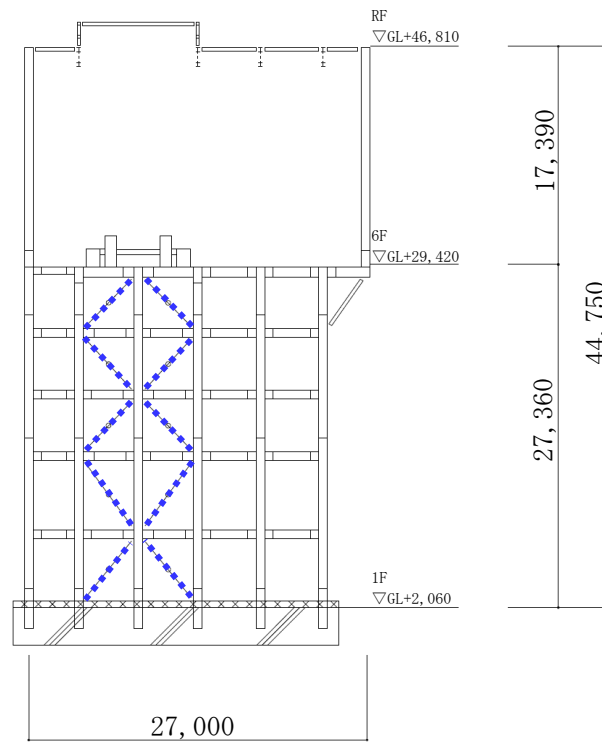
(2) 接合部詳細 (片側の構造材に取り付くボルト本数を記載)

図-5 ランウェイガード接合部

II-2-11-添 4-2-330

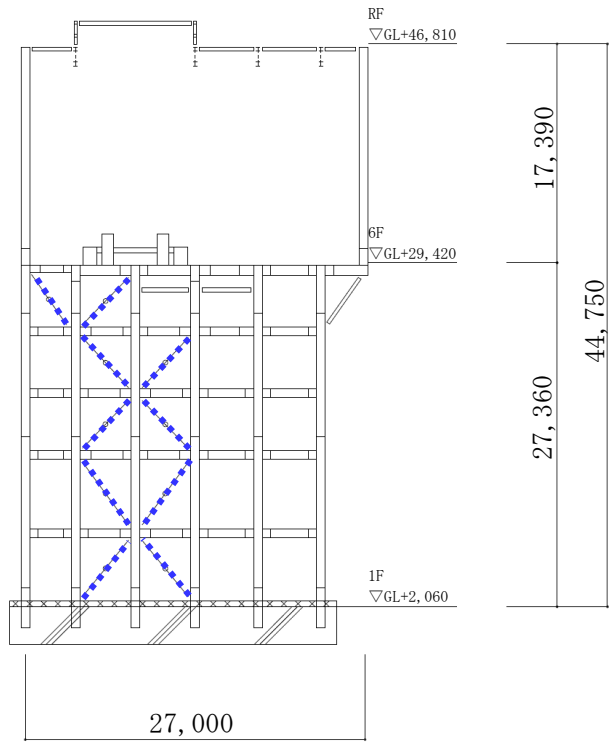


(1) オイルダンパ位置図 (A-A 断面図)

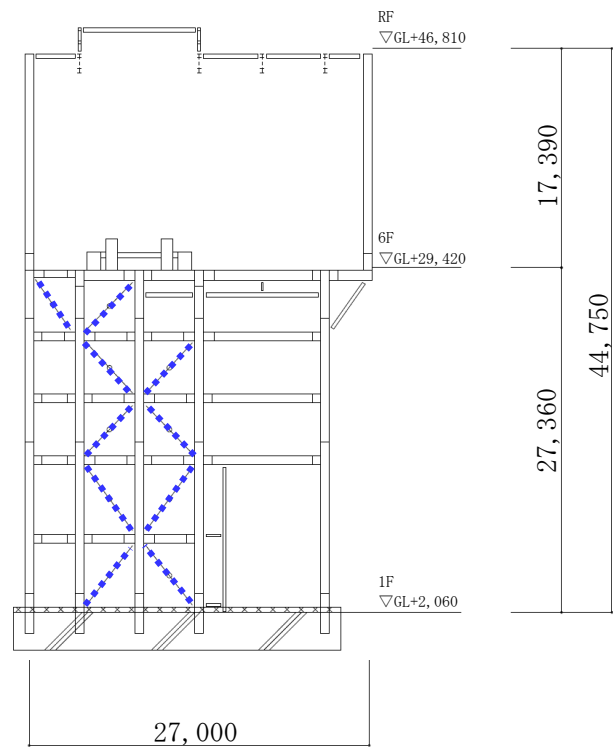


(2) オイルダンパ位置図 (B-B 断面図)

図-6 オイルダンパ位置図①

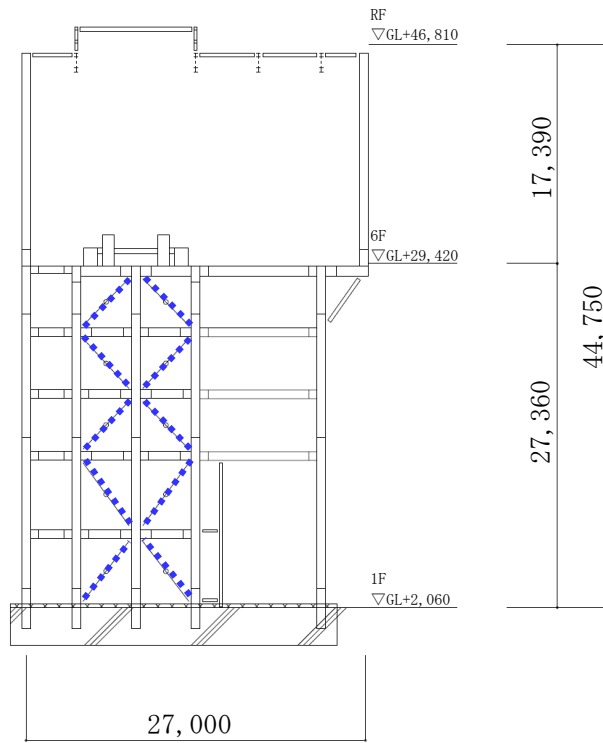


(1) オイルダンパ位置図 (C-C 断面図)

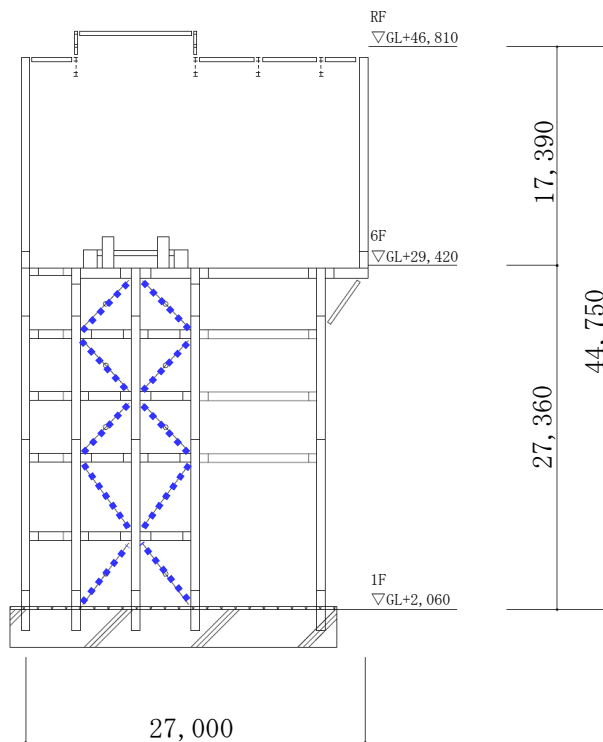


(2) オイルダンパ位置図 (D-D 断面図)

図-7 オイルダンパ位置図②

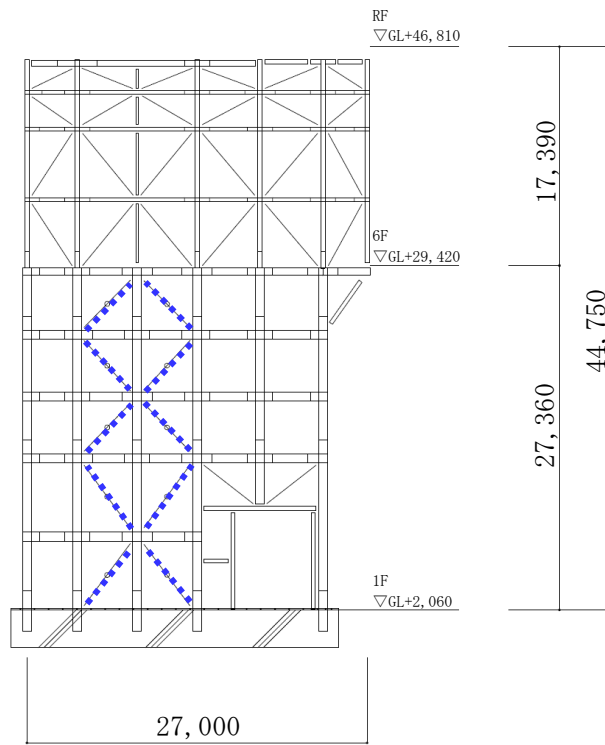


(1) オイルダンパ位置図 (E-E 断面図)



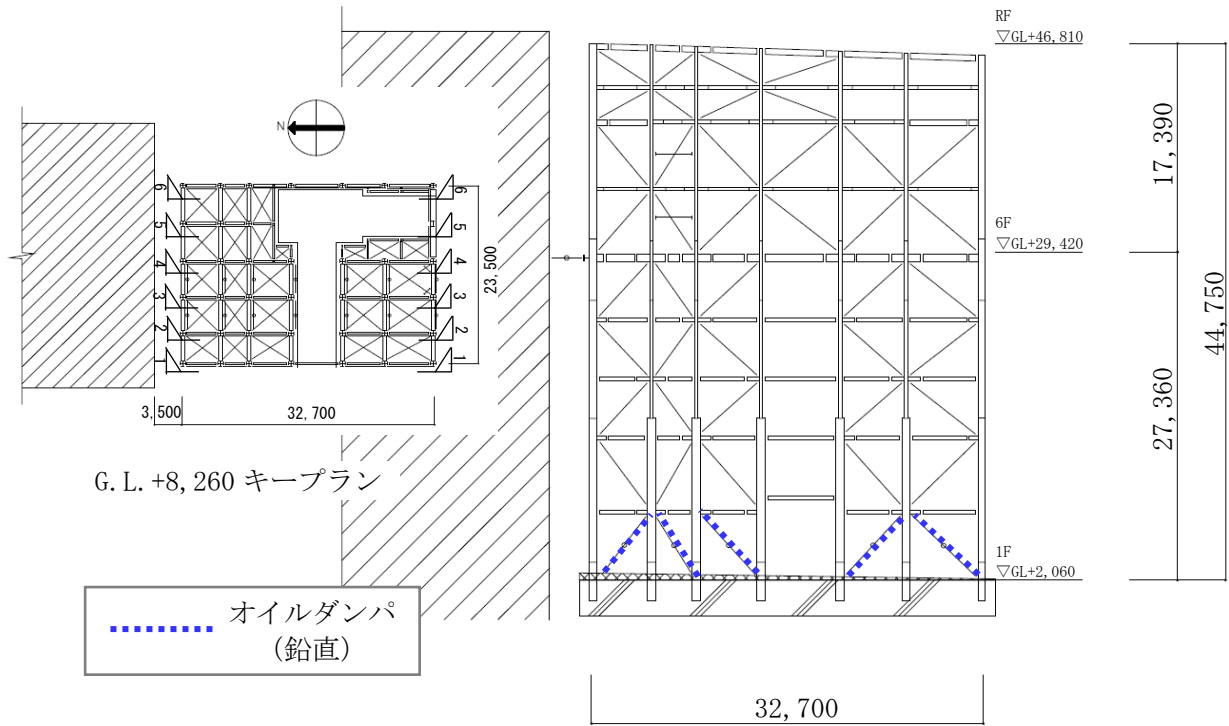
(2) オイルダンパ位置図 (F-F 断面図)

図-8 オイルダンパ位置図③

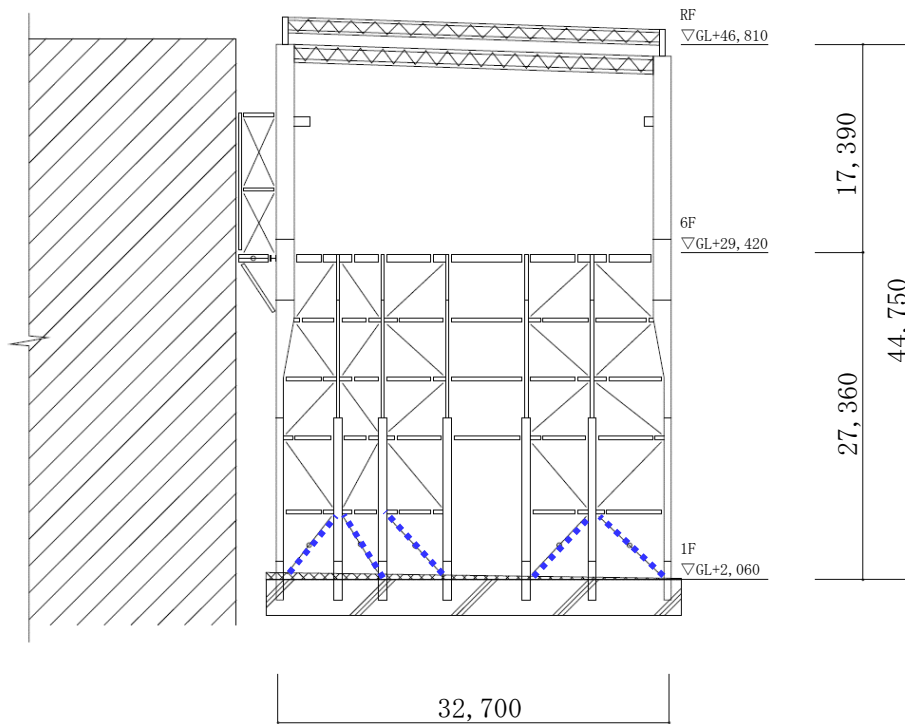


(1) オイルダンパ位置図 (G-G 断面図)

図-9 オイルダンパ位置図④

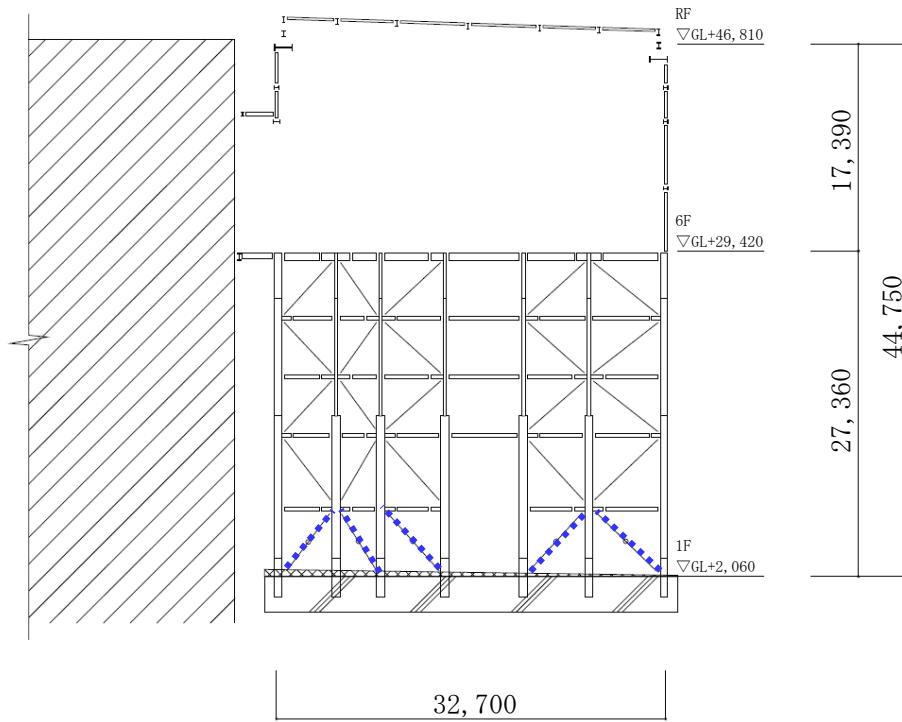


(1) オイルダンパ位置図 (1-1 断面図)

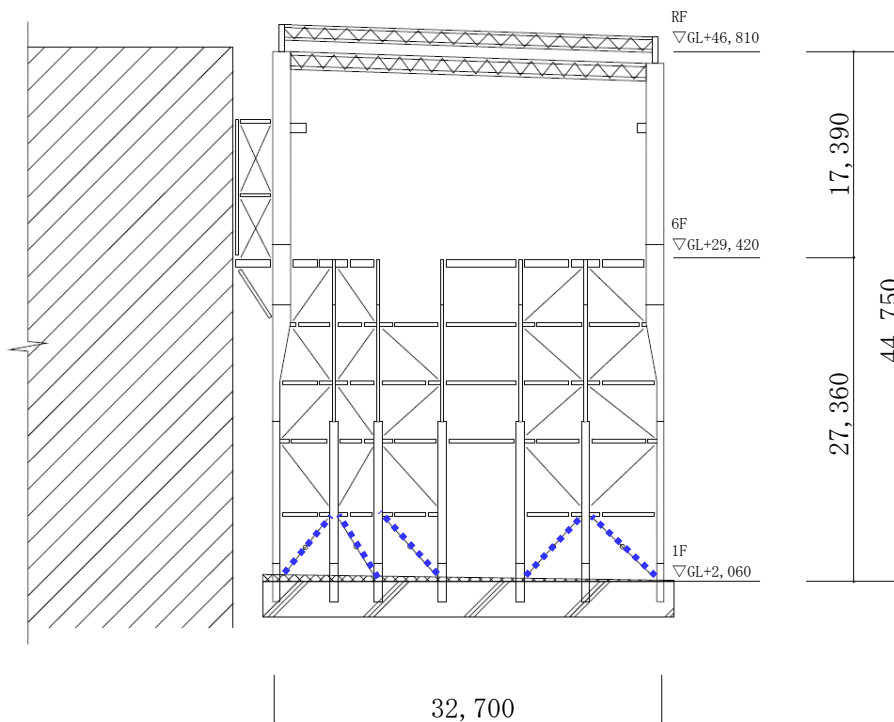


(2) オイルダンパ位置図 (2-2 断面図)

図-10 オイルダンパ位置図⑤

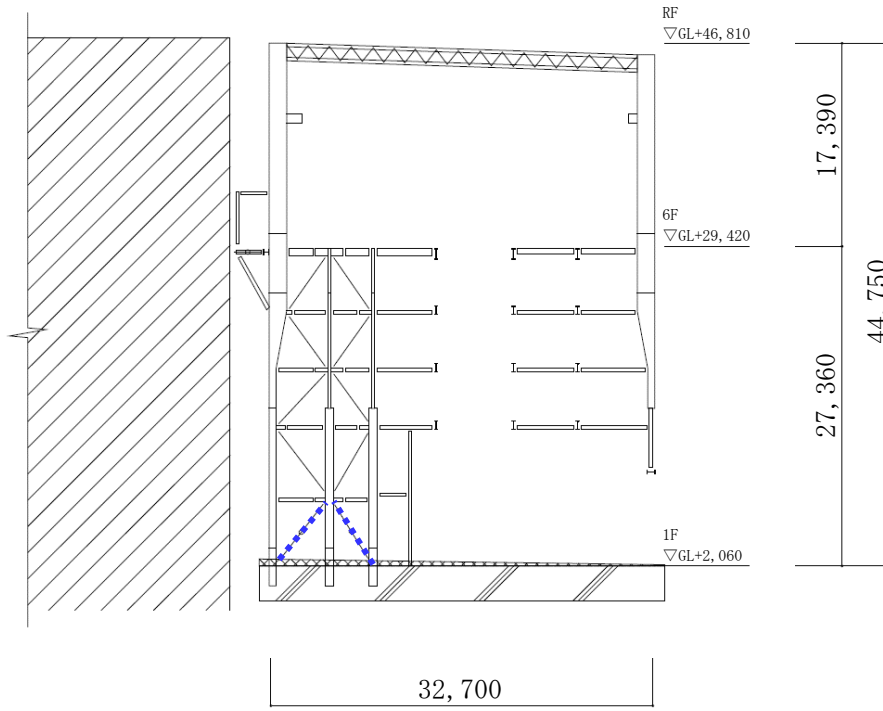


(1) オイルダンパ位置図 (3-3 断面図)

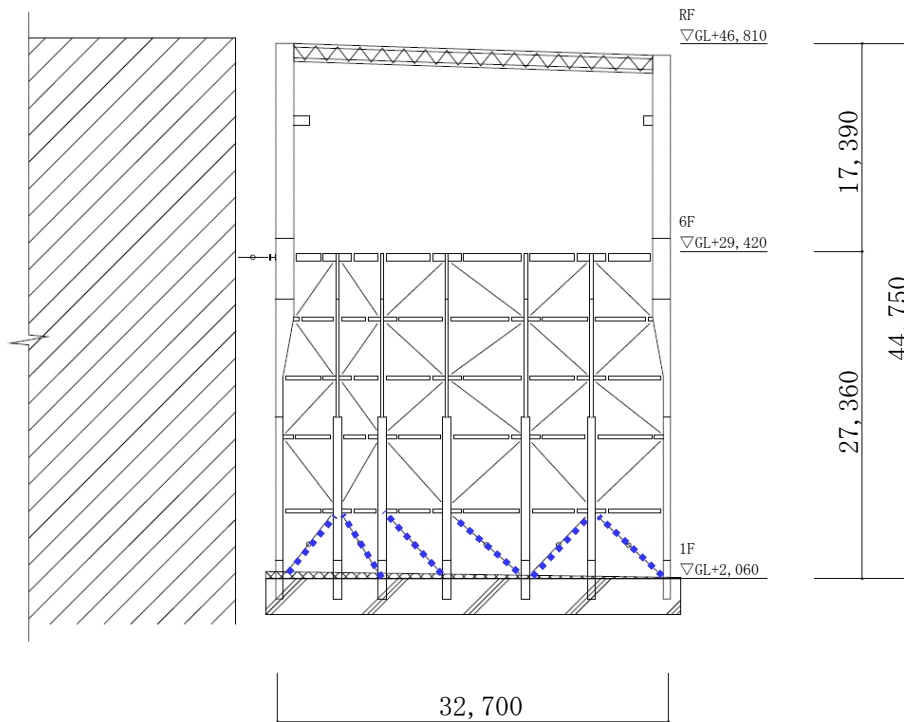


(2) オイルダンパ位置図 (4-4 断面図)

図-11 オイルダンパ位置図⑥

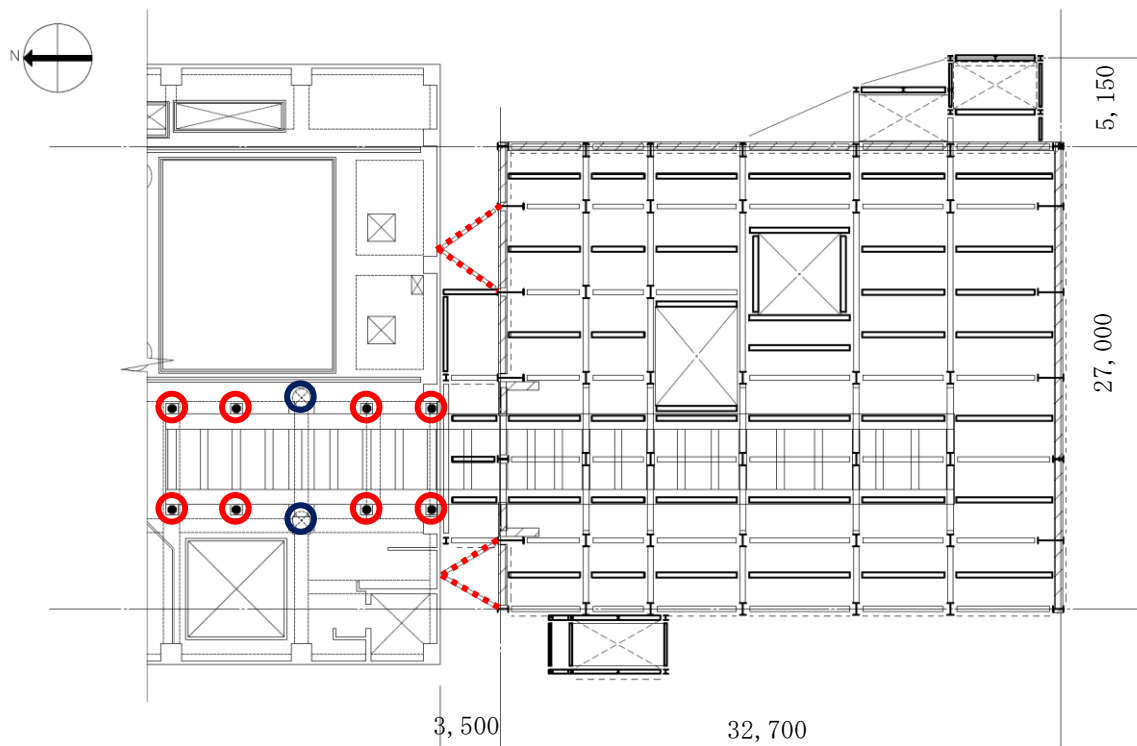


(1) オイルダンパ位置図 (5-5 断面図)



(2) オイルダンパ位置図 (6-6 断面図)

図-12 オイルダンパ位置図⑦






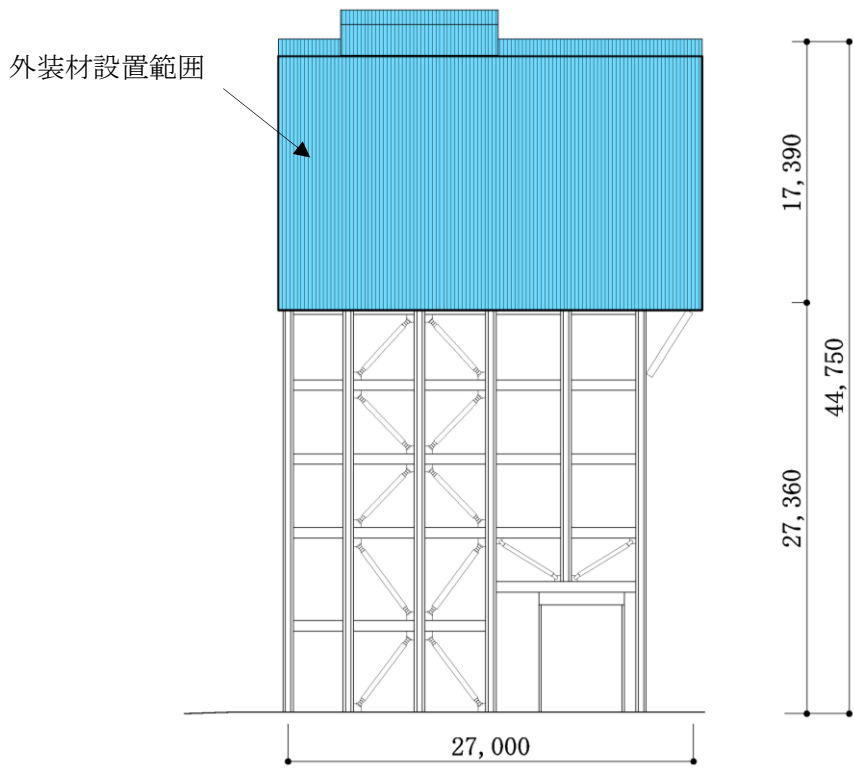
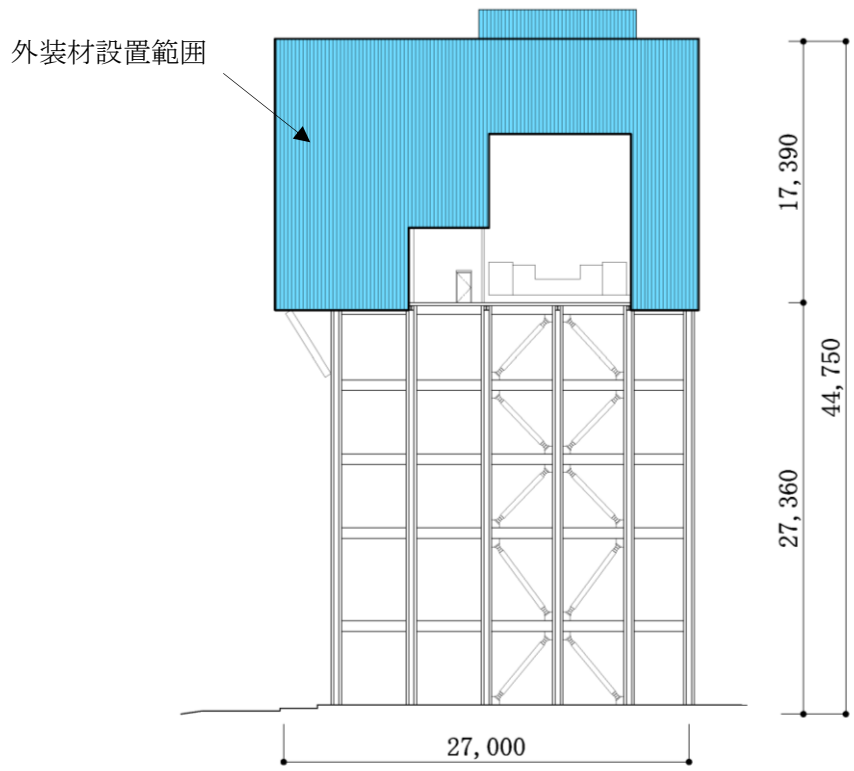
- | | | |
|---|------------------|----------------------|
|  | オイルダンパ
(水平棟間) | G. L. +29, 420 キープラン |
|  | ばね付き
オイルダンパ | |
|  | 弾性支承 | |

図-13 オイルダンパおよび弾性支承位置図



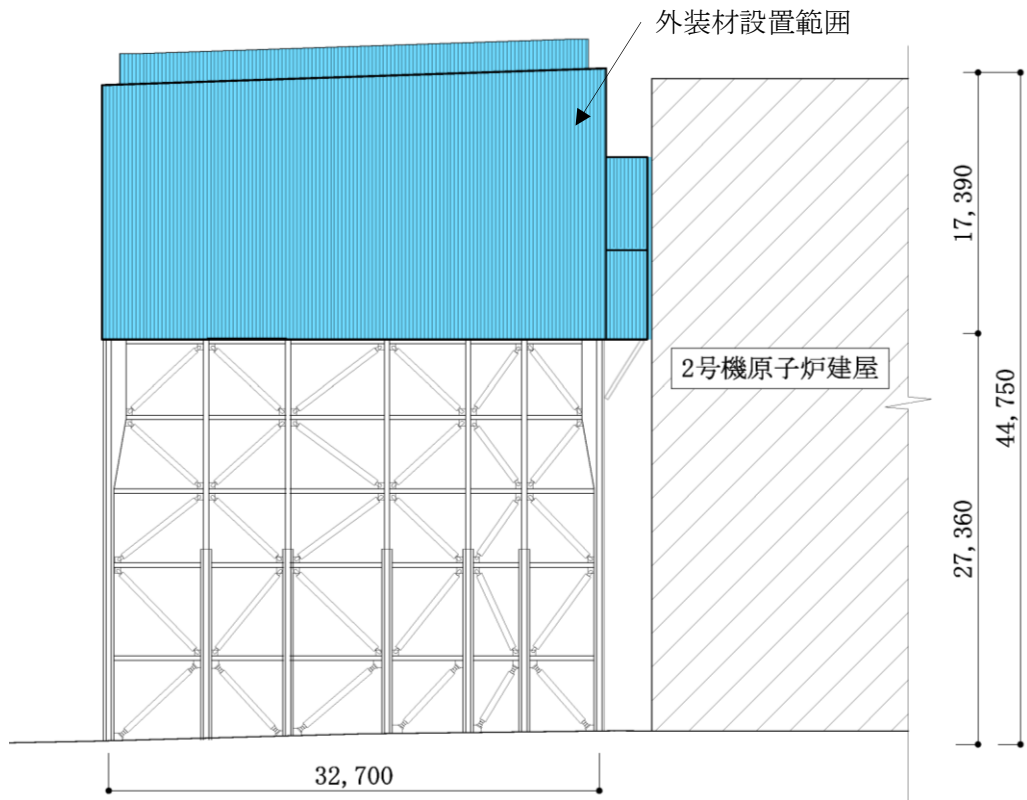
南側立面



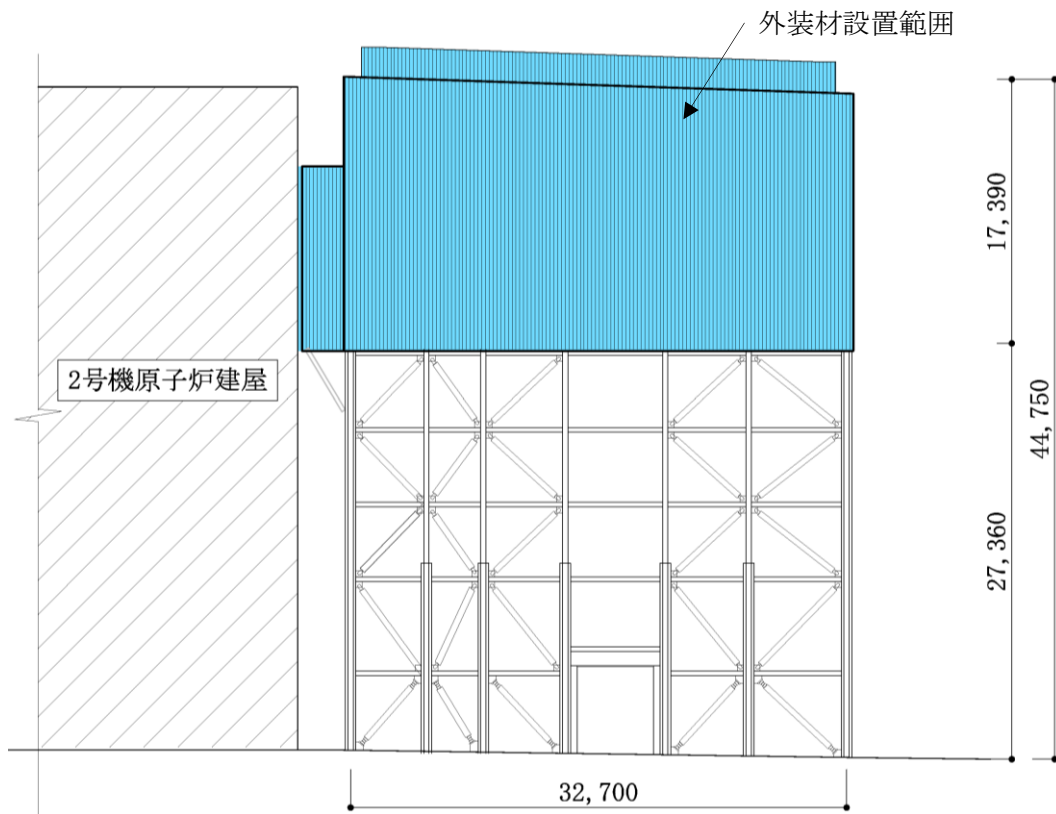
北側立面

図-14 外装材設置範圍図①

II-2-11-添 4-2-339



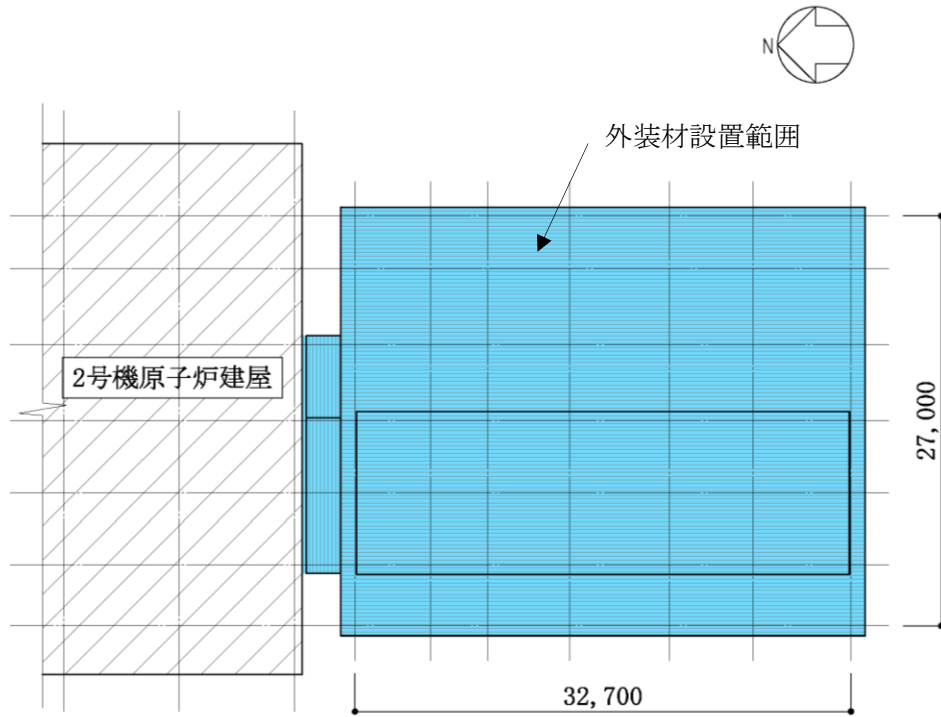
東側立面



西側立面

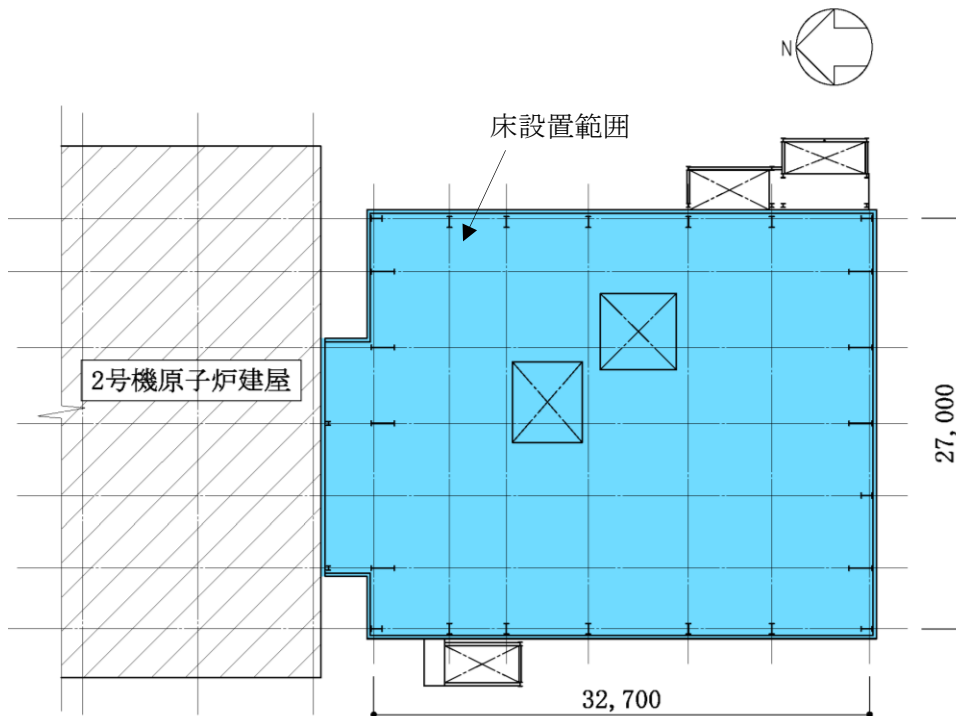
図-15 外装材設置範囲図②

II-2-11-添 4-2-340



屋根伏図

図-16 外装材設置範囲図③



6F 伏図 (G. L. 29, 420)

図-17 床設置範囲図

2号機原子炉建屋 オペレーティングフロア床面に設置する遮蔽体の落下防止について

1. 概要

2号機原子炉建屋内の作業環境改善のため、原子炉建屋内オペレーティングフロア床面及び壁側に遮蔽体を設置する計画としている。オペレーティングフロアに設置する遮蔽体のうち、使用済燃料プール周りに設置するものが、地震時时使用済燃料プール及び使用済燃料ラックに波及的影響を及ぼさないことを、遮蔽体の地震水平方向荷重に対する支持部材の構造強度を評価により確認する。

本資料では、地震時における使用済燃料プール周りに設置する下記遮蔽体の支持部材の構造評価の結果を示す。各遮蔽体の配置を図 1-1 に示す。

- (1) 使用済燃料プール(SFP)北側遮蔽
- (2) 使用済燃料プール(SFP)南側遮蔽
- (3) 使用済燃料プール(SFP)東側遮蔽
- (4) 使用済燃料プール(SFP)西側遮蔽

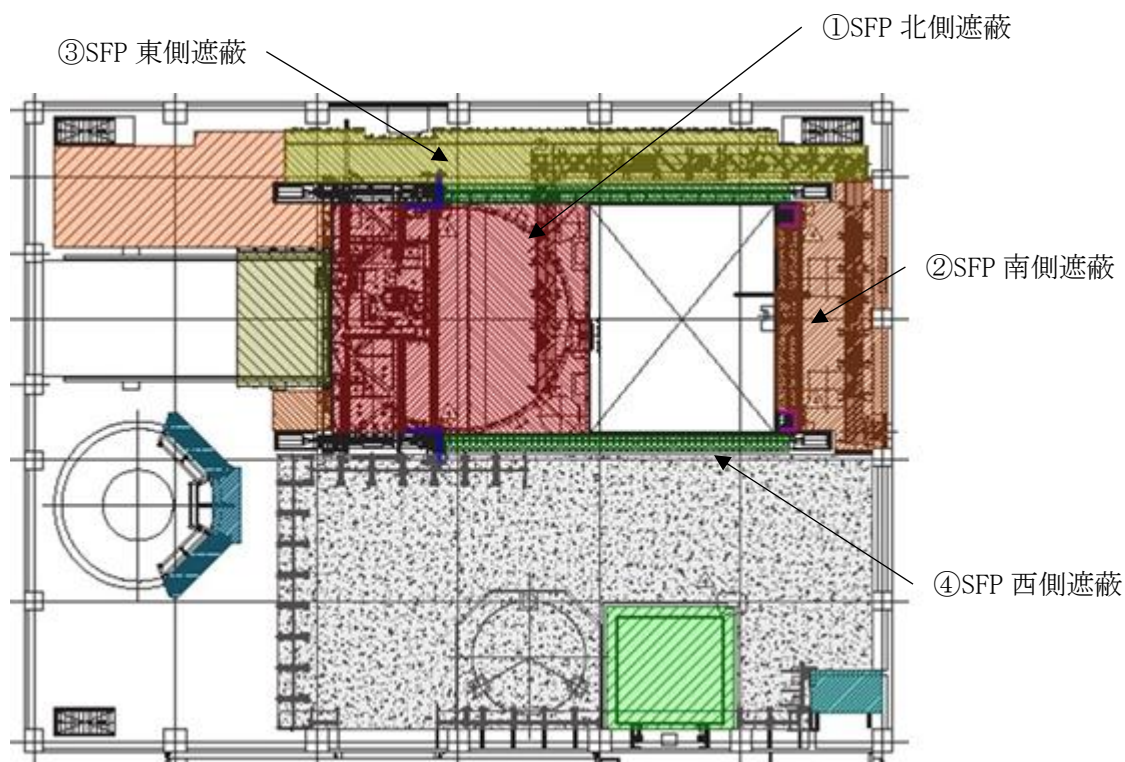


図 1-1 使用済燃料プール周りに設置する遮蔽体

2. 遮蔽体の耐震評価

2.1 評価方法

遮蔽体の耐震評価には、燃料取り出し用構台検討用モデルの地震応答解析結果のうち、原子炉建屋オペレーティングフロアの層せん断係数より保守的に設定した水平震度を用いる。解析に用いる地震動は、2波ある1/2Ss450のうち振幅の大きな検討用地震動①の1/2の地震動を用いるが、実施計画の審査期間中に適用地震動見直しが行われたことから、Ss600に対する地震応答解析結果との比較から耐震性を確認する。(別冊2-8 P104 参照) なお、1/2Ss450を適用した場合の算出応力は、Ss600での算出応力に包絡されている。

また、遮蔽体は原子炉建屋のオペレーティングフロア上に設置されるため、摩擦係数($\mu=0.25$)を考慮する。地震時水平方向荷重により支持部材に生じる応力を、JEAG4601-1987の支持構造物の評価基準値を用いて評価する。

2.1.1 SFP 北側遮蔽

SFP 北側遮蔽の地震時水平方向荷重が D/S プールカバー支持ビームを介して D/S プール南壁と取合うブラケットに負荷されるものとしてブラケットの強度評価を行う。評価対象部を図 2-1 に示す。

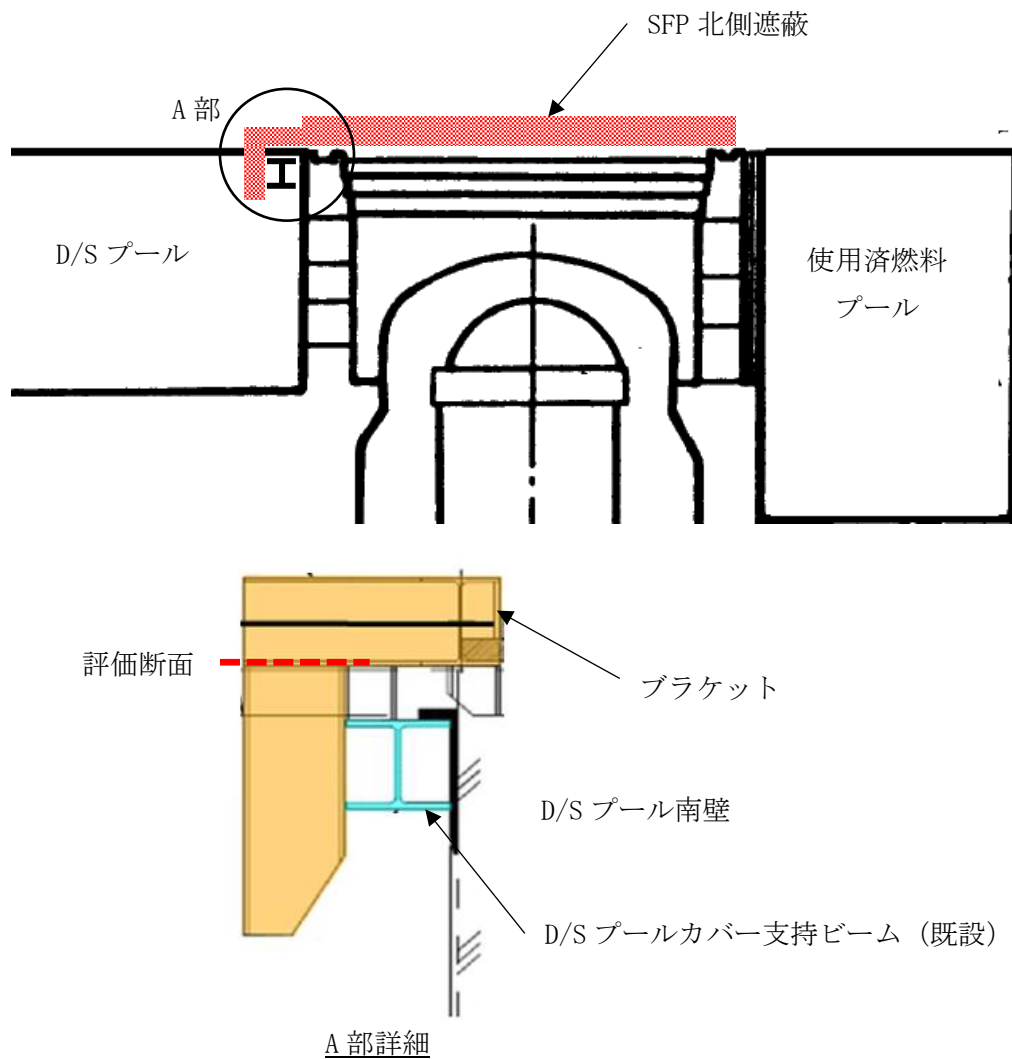


図 2-1 SFP 北側遮蔽 評価対象部

2.1.2 SFP 南側遮蔽

SFP 南側遮蔽の地震時水平荷重が、ジブクレーン及びチャンネル取扱いブームと取り合う荷重受け部材に負荷されるものとして荷重受け部材の強度評価を行う。また、SFP 南側遮蔽のうち、荷重受け部材より使用済燃料プール側に設置する遮蔽体の地震時水平荷重が、同遮蔽体の引っ掛け部材に負荷されるものとして引っ掛け部材の強度評価を行う。評価対象部を図 2-2 に示す。

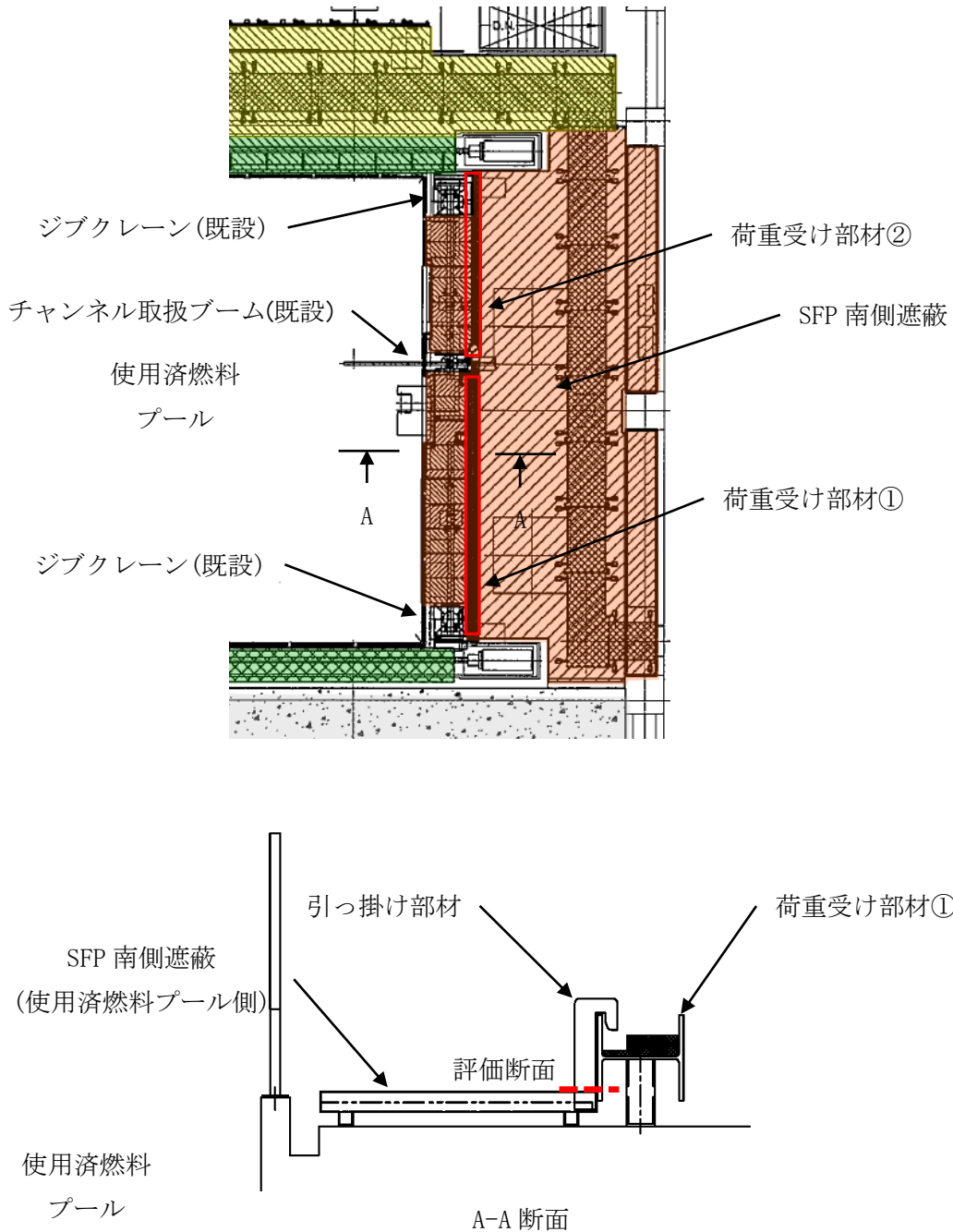


図 2-2 SFP 南側遮蔽体 評価対象部

2.1.3 SFP 東側遮蔽

SFP 東側遮蔽のうち、燃料取替機レールより使用済燃料プール側に設置する遮蔽体の地震時水平方向荷重が、同遮蔽体の引っ掛け部材及び燃料取替機レールよりプール外側に設置する遮蔽体の荷重受け部材に負荷されるものとして引っ掛け部材及び荷重受け部材の強度評価を行う。評価対象部を図 2-3 に示す。

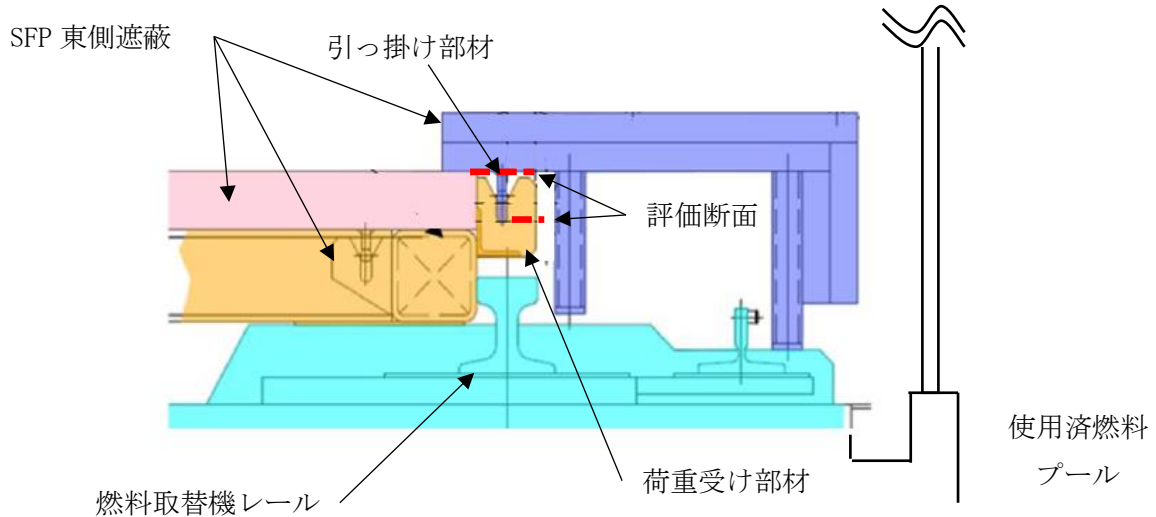


図 2-3 SFP 東側遮蔽体 評価対象部

2.1.4 SFP 西側遮蔽

SFP 西側遮蔽の地震時水平方向荷重が、燃料取替機レールと取合う荷重受け部材に負荷されるものとして、荷重受け部材の強度評価を行う。評価対象部を図 2-4 に示す。

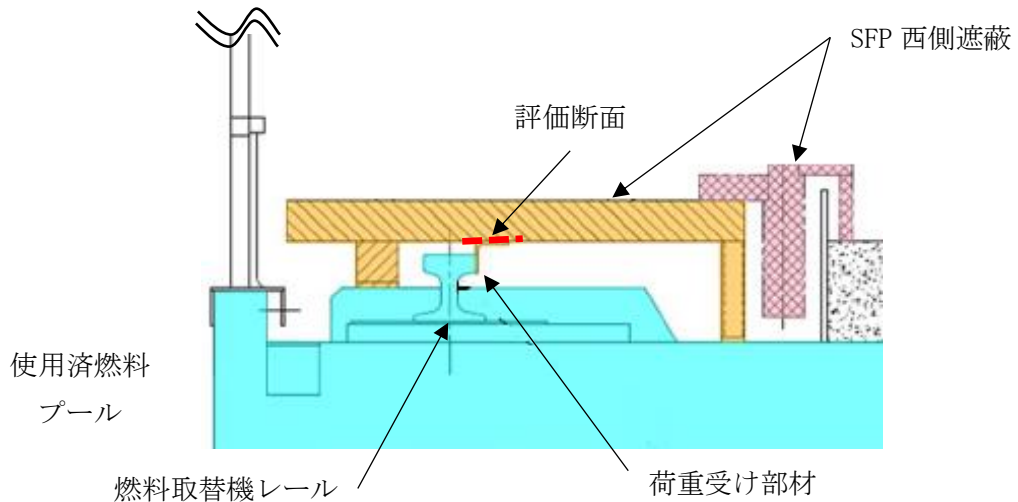


図 2-4 SFP 西側遮蔽 評価対象部

2.2 評価結果

強度評価の結果を表 2-1 に示す。使用済燃料プール周りに設置する遮蔽体について、地震時水平荷重に対して支持部材に生じる応力は許容応力を下回るため、遮蔽体が使用済燃料プールへ落下することはない。

表 2-1 遮蔽体支持部材の構造強度評価結果

部位		材質	許容応力 (MPa)		算出応力 Ss600 (MPa)	算出応力 1/2Ss450 (MPa)
SFP 北側遮蔽	ブラケット	SS400	曲げ	280	146	143
			せん断	161	46	46
			組合せ	280	167	164
SFP 南側遮蔽	荷重受け部材 ①	SS400	曲げ	280	244	240
			せん断	161	17	17
			組合せ	280	246	242
	荷重受け部材 ②	SS400	曲げ	280	270	265
			せん断	161	20	19
			組合せ	280	273	268
	引っ掛け部材	SS400	曲げ	280	52	51
			せん断	161	3	3
			組合せ	280	53	52
SFP 東側遮蔽	荷重受け部材	SS400	曲げ	280	23	23
			せん断	161	6	5
			組合せ	280	26	25
	引っ掛け部材	SS400	曲げ	323	201	186
			せん断	161	13	12
			組合せ	280	203	188
SFP 西側遮蔽	荷重受け部材	SS400	曲げ	323	57	56
			せん断	161	2	2
			組合せ	280	58	57

燃料取り出し用カバー換気設備の構造強度及び耐震性に関する説明書

1 構造強度

燃料取り出し用カバー換気設備は、その用途から換気空調設備に類似すると考える。当該設備は、「JSME S NC-1 発電用原子力設備規格 設計・建設規格」に定められた内包する流体の放射性物質の濃度が $37\text{mBq}/\text{cm}^3$ 未満であることから適用除外の設備と位置付けられるが、系統機能試験等を行い、有意な変形や漏えい、運転状態に異常がないことを確認することで、必要な構造強度を有するものと評価する。

2 耐震性

2.1 基本方針

燃料取り出し用カバーの換気設備は、換気空調系であるCクラス相当と位置付けられることから、一般構造物と同等の耐震性を有する設計とする。

2.2 主要設備の耐震構造

「JEAG4601-1987 原子力発電所耐震設計技術指針」等を準用し、静的震度（1.2Ci）に基づく主要機器の転倒等の評価を行い、Cクラス相当の耐震性を有するものと評価する。

2.3 第4号機燃料取り出し用カバー換気設備の耐震性

2.3.1 送風機・排風機の耐震性

送風機・排風機の耐震性評価として、「JEAG4601-1987 原子力発電所耐震設計技術指針」を準用し、送風機・排風機基礎の溶接部の評価を行った。なお、震度については、耐震設計審査指針上の耐震Cクラス設備に適用される静的地震力に余裕を持たせた $0.36G$ を採用した。基礎の溶接部の許容応力については、供用状態Dにおける許容応力を適用し、溶接部の評価温度は 50°C とした。基礎の溶接部のせん断応力を評価した結果、基礎の溶接部に生じるせん断応力は許容応力以下であり、基礎の溶接部の強度が確保されることを確認した（表 2.3-1 参照）。

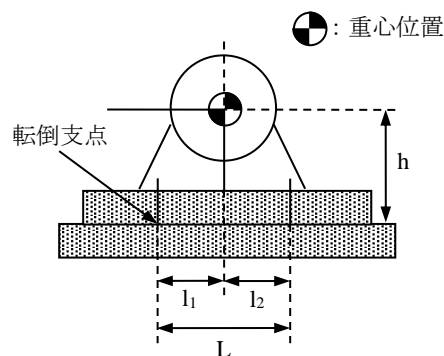


図 2.3-1 送風機・排風機の耐震評価モデル

- ・評価部位：基礎の溶接部
- ・考慮する荷重：地震荷重 / 送風機・排風機振動による荷重
- ・計算に用いる数式

$$\text{鉛直方向のせん断力 } Q_v = \frac{W \cdot g \cdot (C_H + C_P) \cdot h + M_P - W \cdot g \cdot (1 - C_P) \cdot l_1}{\frac{1}{2} n_f \cdot (l_1 + l_2)}$$

$$\text{鉛直方向のせん断応力 } \tau_v = \frac{Q_v}{A_w}$$

$$\text{水平方向のせん断力 } Q_H = W \cdot g \cdot (C_H + C_P)$$

$$\text{水平方向のせん断応力 } \tau_H = \frac{Q_H}{n \cdot A_w}$$

W : 据付面に作用する重量

g : 重力加速度 (=9.80665)

h : 据付面から重心までの距離

M_P : 送風機・排風機回転により働くモーメント

※基礎溶接部に M_P は作用しない

l₁ : 送風機・排風機重心と基礎の溶接部間の距離

l₂ : 送風機・排風機重心と基礎の溶接部間の距離 (l₁ ≤ l₂)

n_f : 鉛直方向のせん断力の作用する基礎の溶接部の評価箇所数

n : 基礎の溶接部の箇所数

A_w : 基礎の溶接部の断面積

C_H : 水平方向設計震度

C_P : 送風機・排風機振動による震度

表 2.3-1 送風機・排風機基礎の溶接部の強度評価

評価対象機器	部位	材料	応力種類	算出応力 (MPa)	許容応力 (MPa)
送風機	基礎の溶接部	SS400 相当	せん断	34	65
排風機	基礎の溶接部	SS400 相当	せん断	23	65

2.3.2 フィルタユニットの耐震性

フィルタユニットの耐震性評価として、「JEAG4601-1987 原子力発電所耐震設計技術指針」を準用し、2.3.1 項と同様の方法で基礎の溶接部の評価を行った。なお、震度については、耐震設計審査指針上の耐震Cクラス設備に適用される静的地震力に余裕を持たせた 0.36G を採用した。基礎の溶接部の許容応力については、供用状態Dにおける許容応力を適用し、溶接部の評価温度は 50℃ とした。基礎の溶接部のせん断応力を評価した結果、基礎の溶接部に生じるせん断応力は許容応

力以下であり，基礎の溶接部の強度が確保されることを確認した（表 2.3-2 参照）。

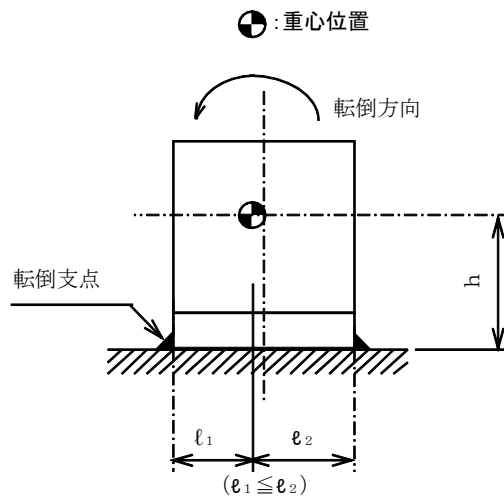


図 2.3-2 フィルタユニットの耐震評価モデル

- ・評価部位：基礎の溶接部
- ・考慮する荷重：地震荷重
- ・計算に用いる数式

$$\text{鉛直方向せん断力 } Q_v = \frac{W \cdot g \cdot C_H \cdot h - W \cdot g \cdot (1 - C_v) \cdot l_1}{n_f \cdot (l_1 + l_2)}$$

$$\text{鉛直方向せん断応力 } \tau_v = \frac{Q_v}{A_w}$$

$$\text{水平方向せん断力 } Q_H = W \cdot g \cdot C_H$$

$$\text{水平方向せん断応力 } \tau_H = \frac{Q_H}{n \cdot A_w}$$

W : 据付面に作用する重量

g : 重力加速度 (=9.80665)

h : 据付面から重心までの距離

l₁ : フィルタユニット重心と基礎の溶接部間の距離

l₂ : フィルタユニット重心と基礎の溶接部間の距離 (l₁ ≤ l₂)

n_f : 鉛直方向のせん断力の作用する基礎の溶接部の評価箇所数

n : 基礎の溶接部の箇所数

A_w : 基礎の溶接部の断面積

C_H : 水平方向設計震度

C_V : 鉛直方向設計震度

表 2.3-2 フィルタユニット基礎の溶接部の強度評価

評価対象機器	部位	材料	応力種類	算出応力 (MPa)	許容応力 (MPa)
給気フィルタユニット (プレフィルタ)	基礎の溶接部	SS400 相当	せん断	9	65
給気フィルタユニット (高性能粒子フィルタ)	基礎の溶接部	SS400 相当	せん断	8	65
排気フィルタユニット	基礎の溶接部	SS400 相当	せん断	11	65

2.3.3 ダクトの耐震性

ダクトの耐震性評価として、許容座屈曲げモーメント以下となる基準支持間隔の評価を行った。なお、震度については、耐震設計審査指針上の耐震Cクラス設備に適用される静的地震力に余裕を持たせた 0.36G を採用した。ダクトは基準支持間隔 (表 2.3-3) よりも小さい間隔で支持することで耐震性を確保する計画である。

なお、燃料取り出し用カバー内のダクトは、燃料取り出し用カバーのクレーン支持用架構を利用している (添付資料-3-1 図 2.2 参照)。クレーン支持用架構は、添付資料-4-2 「燃料取り出し用カバーの構造強度及び耐震性に関する説明書」で、基準地震動 S_s に対する地震応答解析を実施し崩壊しないことを確認していることから、使用済燃料プールへ波及的影響は与えない。

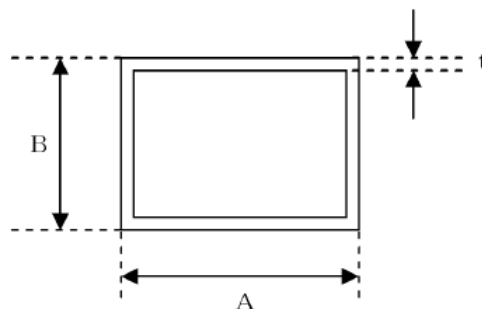


図 2.3-3 角ダクトの評価モデル

- ・評価部位：角ダクト
- ・考慮する荷重：地震荷重
- ・計算に用いる数式

自重による許容座屈曲げモーメント以下とする基準支持間隔

$$L = \sqrt{\frac{8 \cdot M_x \cdot 1000}{W \cdot g}}$$

地震による許容座屈曲げモーメント以下とする基準支持間隔

$$L = \sqrt{\frac{8 \cdot M_y \cdot 1000}{W \cdot g} \cdot \frac{1}{C_H}}$$

許容曲げモーメントとの関係は次式となる

$$\frac{M_X}{M_{Xa}} = \frac{M_Y}{M_{Ya}} = 1$$

上記式を解くと

$$\text{基準支持間隔 } L = \frac{1}{\sqrt{\frac{W \cdot g}{1000 \cdot 8 \cdot M_{Xa}} + C_H \frac{W \cdot g}{1000 \cdot 8 \cdot M_{Ya}}}}$$

- L : 基準支持間隔
- M_x : 水平方向座屈曲げモーメント
- $M_{x a}$: 水平方向許容座屈曲げモーメント
- M_y : 鉛直方向座屈曲げモーメント
- $M_{y a}$: 鉛直方向許容座屈曲げモーメント
- W : ダクト単位長さ当たり質量
- g : 重力加速度 (=9.80665)
- C_H : 水平方向設計震度

表 2.3-3 角ダクトの評価

評価対象ダクト	材料	基準支持間隔 (mm)
1100×1100×1.0t	溶融亜鉛めっき鋼板	10998
850×850×1.0t	溶融亜鉛めっき鋼板	13703

2.4 第3号機燃料取り出し用カバー換気設備の耐震性

2.4.1 排風機の耐震性

排風機の耐震性評価として、「JEAG4601-1987 原子力発電所耐震設計技術指針」を準用し、排風機の基礎ボルト・取付ボルトの評価を行った。なお、震度については、耐震設計審査指針上の耐震Cクラス設備に適用される静的地震力に余裕を持たせた0.36Gを採用した。基礎ボルトの許容荷重及び取付ボルトの許容応力については、評価温度50℃とした。基礎ボルト・取付ボルトのせん断・引張を評価した結果、基礎ボルト・取付ボルトに生じる荷重・応力は許容値以下であり、基礎ボルト・取付ボルトの強度が確保されることを確認した（表2.4-1, 2.4-2 参照）。

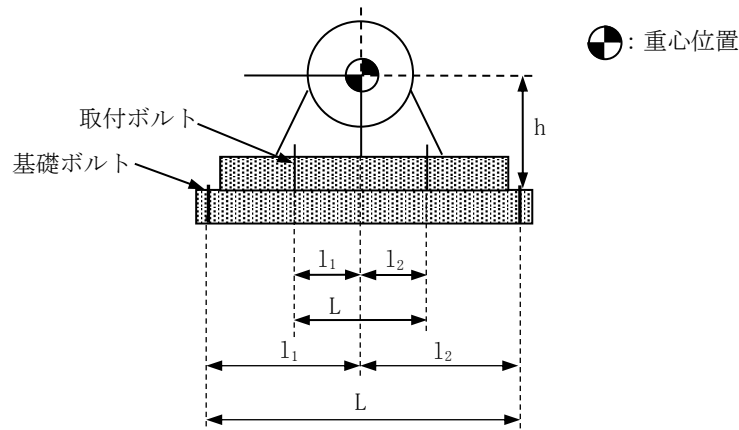


図 2.4-1 排風機の耐震評価モデル

- ・評価部位：基礎ボルト・取付ボルト
- ・考慮する荷重：地震荷重 / 排風機振動による荷重
- ・計算に用いる数式

$$\text{引張力} \quad Q_v = \frac{W \cdot g \cdot (C_H + C_P) \cdot h + M_p - W \cdot g \cdot (1 - C_P) \cdot l_1}{n_f \cdot (l_1 + l_2)}$$

$$\text{引張応力} \quad \tau_v = \frac{Q_v}{A_b}$$

$$\text{せん断力} \quad Q_H = W \cdot g \cdot (C_H + C_P)$$

$$\text{せん断応力} \quad \tau_H = \frac{Q_H}{n \cdot A_b}$$

W : 据付面に作用する重量

g : 重力加速度 (=9.80665)

h : 据付面から重心までの距離

M_p : 排風機回転により働くモーメント

※基礎ボルト・取付ボルト部に M_p は作用しない

l₁ : 排風機重心と基礎ボルト・取付ボルト間の距離

l₂ : 排風機重心と基礎ボルト・取付ボルト間の距離 (l₁ ≤ l₂)

n_f : 評価上引張を受けるボルト本数

n : 全ボルト本数

A_b : 基礎ボルト・取付ボルトの断面積

C_H : 水平方向設計震度

C_P : 排風機振動による震度

表 2.4-1 排風機の基礎ボルトの強度評価

評価対象 機器	部位*	材料	評価 項目	算出荷重(N)/本		許容荷重(N)/本*	
				せん断	引張	せん断	引張
排風機	基礎 ボルト	SS400	荷重	2829	作用 しない	21300	23900

※基礎ボルトの評価部位及び許容荷重は、ケミカルアンカー部を示す。

表 2.4-2 排風機の取付ボルトの強度評価

評価対象 機器	部位	材料	評価 項目	算出応力(MPa)		許容応力(MPa)	
				せん断	引張	せん断	引張
排風機	取付 ボルト	SS400	応力	3	作用 しない	133	173

2.4.2 フィルタユニットの耐震性

フィルタユニットの耐震性評価として、「JEAG4601-1987 原子力発電所耐震設計技術指針」を準用し、2.4.1項と同様の方法で基礎ボルト・取付ボルトの評価を行った。なお、震度については、耐震設計審査指針上の耐震Cクラス設備に適用される静的地震力に余裕を持たせた0.36Gを採用した。基礎ボルトの許容荷重及び取付ボルトの許容応力については、評価温度50℃とした。基礎ボルト・取付ボルトのせん断・引張を評価した結果、基礎ボルト・取付ボルトに生じる荷重及び応力は許容値以下であり、基礎ボルト・取付ボルトの強度が確保されることを確認した(表2.4-3, 2.4-4 参照)。

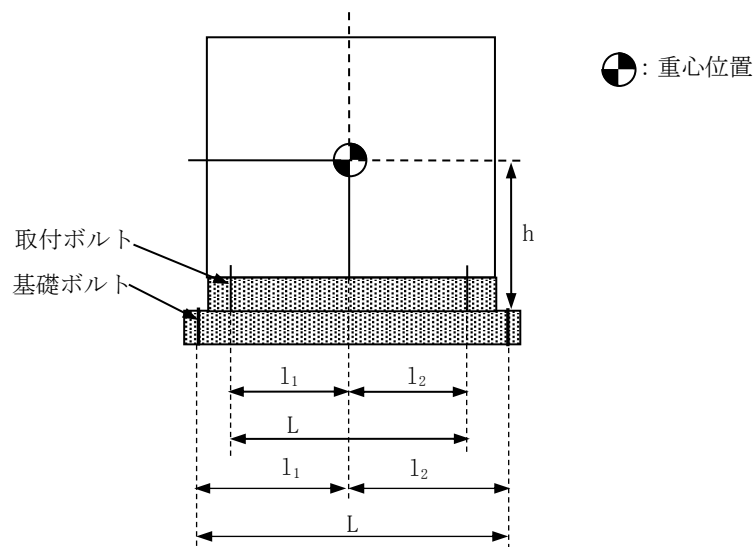


図 2.4-2 フィルタユニットの耐震評価モデル

- ・評価部位：基礎ボルト・取付ボルト
- ・考慮する荷重：地震荷重
- ・計算に用いる数式

$$\text{引張力} \quad Q_v = \frac{W \cdot g \cdot C_H \cdot h - W \cdot g \cdot (1 - C_v) \cdot l_1}{n_f \cdot (l_1 + l_2)}$$

$$\text{引張応力} \quad \tau_v = \frac{Q_v}{A_b}$$

$$\text{せん断力} \quad Q_H = W \cdot g \cdot C_H$$

$$\text{せん断応力} \quad \tau_H = \frac{Q_H}{n \cdot A_b}$$

W : 据付面に作用する重量

g : 重力加速度 (=9.80665)

h : 据付面から重心までの距離

l₁ : フィルタユニット重心と基礎ボルト・取付ボルト間の距離

l₂ : フィルタユニット重心と基礎ボルト・取付ボルト間の距離
(l₁ ≤ l₂)

n_f : 評価上引張を受けるボルト本数

n : 全ボルト本数

A_b : 基礎ボルト・取付ボルトの断面積

C_H : 水平方向設計震度

C_V : 鉛直方向設計震度

表 2.4-3 フィルタユニットの基礎ボルトの強度評価

評価対象機器	部位※	材料	評価項目	算出荷重(N)/本		許容荷重(N)/本※	
				せん断	引張	せん断	引張
排気フィルタユニット	基礎ボルト	SS400	荷重	1476	作用しない	21300	23900

※基礎ボルトの評価部位及び許容荷重は、ケミカルアンカー部を示す。

表 2.4-4 フィルタユニットの取付ボルトの強度評価

評価対象機器	部位	材料	評価項目	算出応力(MPa)		許容応力(MPa)	
				せん断	引張	せん断	引張
排気フィルタユニット	取付ボルト	SS400	応力	5	7	139	180

2.4.3 ダクトの耐震性

ダクトの耐震性評価として、許容座屈曲げモーメント以下となる基準支持間隔の評価を行った。なお、震度については、耐震設計審査指針上の耐震Cクラス設備に適用される静的地震力に余裕を持たせた0.36Gを採用した。ダクトは基準支持間隔(表2.4-5, 2.4-6参照)よりも小さい間隔で支持することで耐震性を確保する計画である。

なお、燃料取り出し用カバー内のダクトは、使用済燃料プール上に配置しないことから、使用済燃料プールへ波及的影響は与えない。

(1) 角ダクトの耐震計算

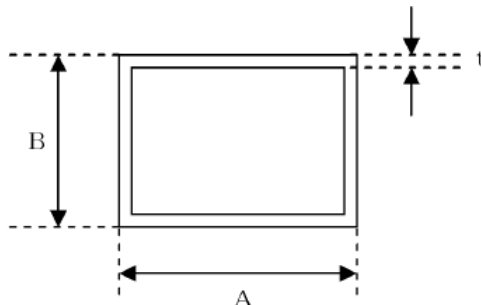


図 2.4-3 角ダクトの評価モデル

- ・評価部位：角ダクト
- ・考慮する荷重：地震荷重
- ・計算に用いる数式

自重による許容座屈曲げモーメント以下とする基準支持間隔

$$L = \sqrt{\frac{8 \cdot M_X \cdot 1000}{W \cdot g}}$$

地震による許容座屈曲げモーメント以下とする基準支持間隔

$$L = \sqrt{\frac{8 \cdot M_Y \cdot 1000}{W \cdot g} \cdot \frac{1}{C_H}}$$

許容曲げモーメントとの関係は次式となる

$$\frac{M_X}{M_{Xa}} = \frac{M_Y}{M_{Ya}} = 1$$

上記式を解くと

$$\text{基準支持間隔 } L = \frac{1}{\sqrt{\frac{W \cdot g}{1000 \cdot 8 \cdot M_{Xa}} + C_H \frac{W \cdot g}{1000 \cdot 8 \cdot M_{Ya}}}}$$

- L : 基準支持間隔
- M_X : 水平方向座屈曲げモーメント
- M_{Xa} : 水平方向許容座屈曲げモーメント
- M_Y : 鉛直方向座屈曲げモーメント
- M_{Ya} : 鉛直方向許容座屈曲げモーメント
- W : ダクト単位長さ当たり質量
- g : 重力加速度 (=9.80665)
- C_H : 水平方向設計震度

表 2.4-5 角ダクトの評価

評価対象ダクト	材料	基準支持間隔 (mm)
1100×1100×3.2t	ガルバニウム鋼板	37633
900×900×3.2t	ガルバニウム鋼板	40671
650×500×3.2t	ガルバニウム鋼板	43643
1100×1100×2.3t	ガルバニウム鋼板	26033
1300×1300×1.2t	ガルバニウム鋼板	9740
1300×1000×1.2t	ガルバニウム鋼板	10334
1100×1100×1.2t	ガルバニウム鋼板	11589
900×900×1.2t	ガルバニウム鋼板	13882
700×700×1.2t	ガルバニウム鋼板	15364

(2) 丸ダクトの耐震計算

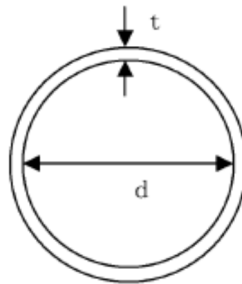


図 2.4-4 丸ダクトの評価モデル

- ・評価部位：丸ダクト
- ・考慮する荷重：地震荷重
- ・計算に用いる数式

自重と地震を合成した座屈曲げモーメント

$$M = \sqrt{1^2 + C_H^2} \cdot \frac{W \cdot g}{1000} \cdot \frac{L^2}{8}$$

$$\frac{M}{M_a} = 1$$

上記式を解くと

$$\text{基準支持間隔} \quad L = \sqrt{\frac{8 \cdot M_a}{\frac{W \cdot g}{1000} \sqrt{(1 + C_H^2)}}$$

L : 基準支持間隔

M : 座屈曲げモーメント

- M_a : 許容座屈曲げげモーメント
 W : ダクト単位長さ当たり質量
 g : 重力加速度 (=9.80665)
 C_H : 水平方向設計震度

表 2.4-6 丸ダクトの評価

評価対象ダクト	材料	基準支持間隔 (mm)
1200 ϕ \times 3.2t	鋼板	42685
700 ϕ \times 3.2t	鋼板	42674

2.5 第2号機原子炉建屋オペレーティングフロア及び燃料取り出し用構台換気設備の耐震性

2.5.1 排風機の耐震性

排風機の耐震性評価として、「JEAG4601-1987 原子力発電所耐震設計技術指針」を準用し、排風機の基礎ボルトの評価を行った。なお、震度については、耐震設計審査指針上の耐震Cクラス設備に適用される静的地震力 0.2G を採用した。基礎ボルトの許容荷重については、評価温度 50°C とした。基礎ボルトのせん断・引張を評価した結果、基礎ボルトに生じる荷重は許容荷重以下であり、基礎ボルトの強度が確保されることを確認した（表 2.5-1 参照）。

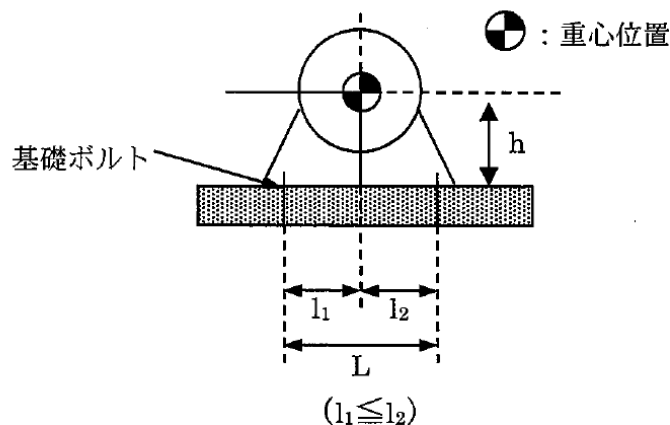


図 2.5-1 排風機の耐震評価モデル

- ・評価部位：基礎ボルト
- ・考慮する荷重：地震荷重，排風機振動による荷重
- ・計算に用いる数式

$$\text{引張力} \quad Q_V = \frac{W \cdot g \cdot (C_H + C_P) \cdot h - W \cdot g \cdot (1 - C_P) \cdot l_1}{n_f \cdot (l_1 + l_2)}$$

$$\text{せん断力} \quad Q_H = \frac{W \cdot g \cdot (C_H + C_P)}{n}$$

- W : 排風機質量
- g : 重力加速度 (=9.80665 m/s²)
- h : 据付面から重心までの距離
- l₁ : 排風機重心と基礎ボルト間の距離
- l₂ : 排風機重心と基礎ボルト間の距離 (l₁ ≤ l₂)
- n_f : 評価上引張を受けるボルト本数
- n : 全ボルト本数
- C_H : 水平方向設計震度
- C_P : 排風機振動による加速度

表 2.5-1 排風機の基礎ボルトの強度評価結果

評価対象 機器	部位	材料	評価 項目	算出荷重(N)/本		許容荷重(N)/本	
				せん断	引張	せん断	引張
排風機	基礎 ボルト	SS400	荷重	654.1	作用 しない	20550	35600

2.5.2 フィルタユニットの耐震性

フィルタユニットの耐震性評価として、「JEAG4601-1987 原子力発電所耐震設計技術指針」を準用し、2.5.1項と同様の方法で基礎ボルトの評価を行った。なお、震度については、耐震設計審査指針上の耐震Cクラス設備に適用される静的地震力として0.2Gを採用した。基礎ボルトの許容荷重については、評価温度50℃とした。基礎ボルトのせん断・引張を評価した結果、基礎ボルトに生じる荷重は許容荷重以下であり、基礎ボルトの強度が確保されることを確認した（表2.5-2参照）。

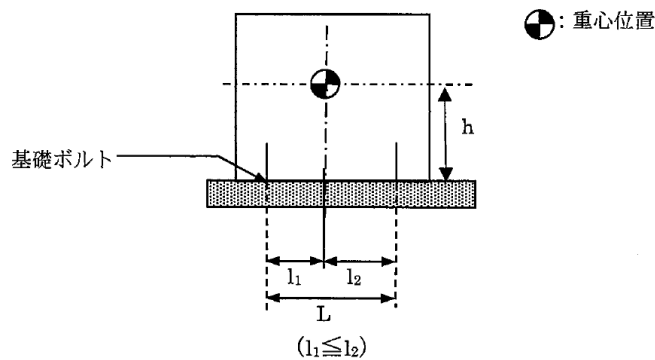


図 2.5-2 フィルタユニットの耐震評価モデル

- ・評価部位：基礎ボルト
- ・考慮する荷重：地震荷重
- ・計算に用いる数式

$$\text{引張力} \quad Q_V = \frac{W \cdot g \cdot C_H \cdot h - W \cdot g \cdot l_1}{n_f \cdot (l_1 + l_2)}$$

$$\text{せん断力} \quad Q_H = \frac{W \cdot g \cdot C_H}{n}$$

W : フィルタユニット質量

g : 重力加速度 (=9.80665 m/s²)

h : 据付面から重心までの距離

l₁ : フィルタユニット重心と基礎ボルト間の距離

l₂ : フィルタユニット重心と基礎ボルト間の距離

(l₁ ≤ l₂)

n_f : 評価上引張を受けるボルト本数
 n : 全ボルト本数
 C_H : 水平方向設計震度

表 2.5-2 フィルタユニットの基礎ボルトの強度評価

評価対象機器	部位	材料	評価項目	算出荷重(N)/本		許容荷重(N)/本	
				せん断	引張	せん断	引張
排気フィルタユニット	基礎ボルト	SS400	荷重	281.9	作用しない	11400	14300

2.5.3 ダクトの耐震性

ダクトの耐震性評価として、「JEAG4601-1987 原子力発電所耐震設計技術指針」を準用し、基準支持間隔の評価を行った。なお、震度については、耐震設計審査指針上の耐震Cクラス設備に適用される静的地震力として燃料取り出し用構台側は 0.27G、原子炉建屋側は 0.94G を採用した。ダクトは基準支持間隔(表 2.5-3、表 2.5-4 参照)よりも小さい間隔で支持することで耐震性を確保する計画である。

なお、当該ダクトは、使用済燃料プール上に配置しないことから、使用済燃料プールへ波及的影響を与えない。

(1) 角ダクトの耐震計算

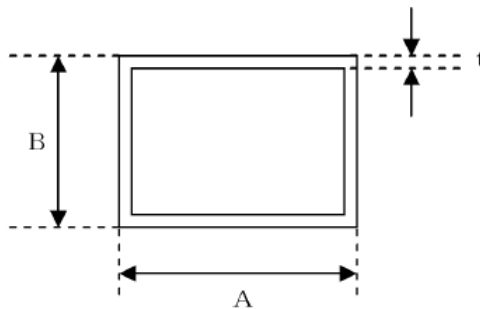


図 2.5-3 角ダクトの評価モデル

- ・評価部位：角ダクト
- ・考慮する荷重：地震荷重
- ・計算に用いる数式

自重による水平軸廻り座屈曲げモーメント

$$M_x = \frac{1}{8} \cdot \frac{W \cdot g}{1000} \cdot L^2$$

地震による鉛直軸廻り座屈曲げモーメント

$$M_y = \frac{1}{8} \cdot \frac{W \cdot g \cdot C_H}{1000} \cdot L^2$$

許容座屈曲げモーメントとの関係

$$\frac{M_X}{M_{Xa}} + \frac{M_Y}{M_{Ya}} = 1$$

上記式を解くと基準支持間隔は次式となる。

$$L = \frac{1}{\sqrt{\frac{W \cdot g}{1000 \cdot 8 \cdot M_{Xa}} + C_H \frac{W \cdot g}{1000 \cdot 8 \cdot M_{Ya}}}}$$

- L : 基準支持間隔
 M_X : 水平軸廻り座屈曲げモーメント
 M_{Xa} : 水平軸廻り許容座屈曲げモーメント
 M_Y : 鉛直軸廻り座屈曲げモーメント
 M_{Ya} : 鉛直軸廻り許容座屈曲げモーメント
 W : ダクト単位長さ当たり質量
 g : 重力加速度 (=9.80665 m/s²)
 C_H : 水平方向設計震度

表 2.5-3 角ダクトの評価

評価対象ダクト (mm)	材料	基準支持間隔 (mm)
1450×1050×3.2t	SS400	34488
1200×1200×3.2t	SS400	29352
900×900×3.2t	SS400	44585
650×500×3.2t	SS400	47815
1000×800×1.2t	ガルバリウム鋼板	12609
900×900×1.2t	ガルバリウム鋼板	13526
708×558×1.2t	ガルバリウム鋼板	15603

(2) 丸ダクトの耐震計算

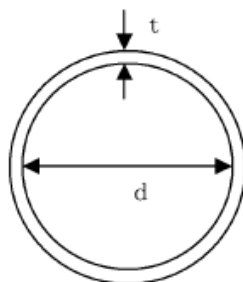


図 2.5-4 丸ダクトの評価モデル

- ・評価部位：丸ダクト
- ・考慮する荷重：地震荷重
- ・計算に用いる数式

自重と地震を合成した座屈曲げモーメント

$$M = \sqrt{1^2 + C_H^2} \cdot \frac{W \cdot g}{1000} \cdot \frac{L^2}{8}$$

許容座屈曲げモーメントとの関係

$$\frac{M}{M_a} = 1$$

上記式を解くと基準支持間隔は次式となる。

$$L = \sqrt{\frac{8 \cdot M_a}{\frac{W \cdot g}{1000} \sqrt{1 + C_H^2}}}$$

L : 基準支持間隔

M : 座屈曲げモーメント

M_a : 許容座屈曲げモーメント

W : ダクト単位長さ当たり質量

g : 重力加速度 (=9.80665 m/s²)

C_H : 水平方向設計震度

表 2.5-4 丸ダクトの評価

評価対象ダクト (mm)	材料	基準支持間隔 (mm)
1000 φ × 3.2t	SS400	41890
700 φ × 3.2t	SS400	43507
753.6 φ × 3.2t	SS400	44452

使用済燃料プールからの燃料取り出し工程表

第4号機使用済燃料プールからの燃料取り出し 工程表

	平成 24 年度				平成 25 年度			
	4 月	7 月	10 月	1 月	第一 四半期	第二 四半期	第三 四半期	第四 四半期
第4号機 燃料取り出し 用カバー/燃料 取扱設備設置	がれき撤去						燃料取り出し開始 (目標) ▽	
	[Progress bar from April to October]							
	地盤改良工事							
	[Progress bar from April to October]							
	燃料取り出し用カバー設置工事							
	燃料取り出し用カバー換気設備設置工事							
	[Progress bar from April to October]							☐☐☐ ※
					燃料取扱設備設置工事		☐☐☐ ※	
				プール内	がれき撤去・燃料調査等		☐☐☐ ※	

※：燃料取扱設備設置工事/プール内がれき撤去の進捗によって工程に影響を与える可能性有

第3号機使用済燃料プールからの燃料取り出し 工程表

	平成24年度		平成25年度				平成26年度				平成27年度	
	10月	1月	第一 四半期	第二 四半期	第三 四半期	第四 四半期	第一 四半期	第二 四半期	第三 四半期	第三 四半期	上半期	下半期
第3号機 燃料取り 出し用カ バー/燃料 取扱設備 設置		オペプロがれき撤去		プール内がれき撤去							燃料取り出し開始 (目標) ▽	
						※1						

※1: がれきの状況により終了時期が変動する可能性有

※2: がれき撤去の進捗によっては、燃料取り出し用カバー/燃料取扱設備設置工事工程等に影響を与える可能性有

第2号機使用済燃料プールからの燃料取り出し 工程表

	令和3年度				令和4年度				令和5年度		令和6年度～令和8年度
	第一 四半期	第二 四半期	第三 四半期	第四 四半期	第一 四半期	第二 四半期	第三 四半期	第四 四半期	上期	下期	
第2号機 燃料取り出し 用構台/燃料 取扱設備設置	原子炉建屋オペレーティングフロア除染及び遮蔽体設置工事										燃料取り出し開始 ▽
	燃料取り出し用構台設置工事										
	燃料取扱設備設置工事								※		

※：原子炉建屋オペレーティングフロア除染及び遮蔽体設置工事の進捗により、燃料取扱設備設置工事工程に影響を与える可能性有