

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

本資料は、2号機使用済燃料プールからの燃料取り出しを目的とした設備に係る実施計画画面談資料のうち、実施計画本文や添付資料の補足として必要な部分、及び評価の根拠を示すための計算書を取り纏めたものである。

I 燃料取り出し用構台 補足説明資料

2号機燃料取扱設備及び燃料取り出し用構台の設置について

燃料取り出し用構台 補足説明資料



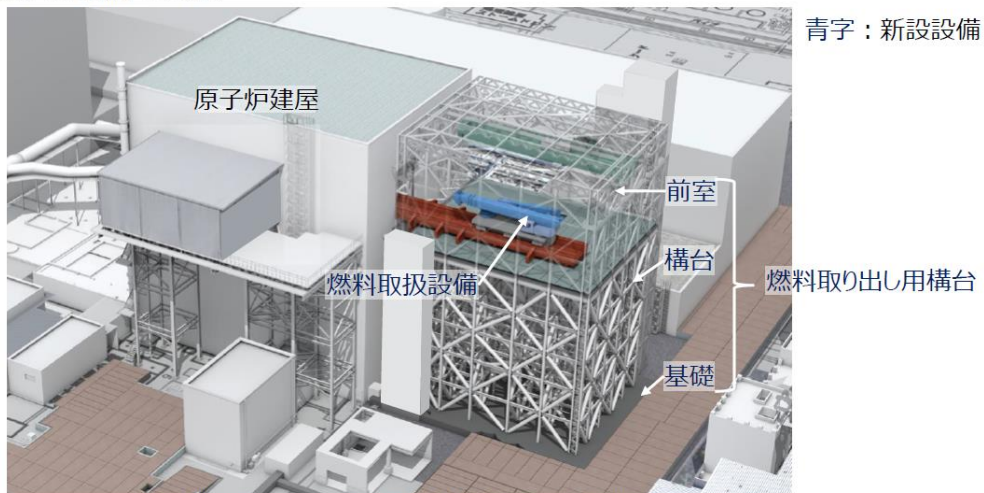
東京電力ホールディングス株式会社

©Tokyo Electric Power Company Holdings, Inc. All Rights Reserved. 無断複製・転載禁止 東京電力ホールディングス株式会社

概要（燃料取り出し用構台）



- 原子炉建屋上部を全面解体せず，建屋南側に燃料取り出し用構台を設置した上で，南側外壁の小開口から燃料と輸送容器を取り扱う。
- ブーム型クレーン式の燃料取扱設備を採用することで，南側外壁の開口部は小さくなり，原子炉建屋の構造部材のうち柱と梁の解体を回避できる。
- 燃料取扱設備は，燃料取り出し用構台上での組立・保守作業が可能となることから，作業員被ばくを低減できる。



燃料取り出し用構台概念図（鳥瞰図）

©Tokyo Electric Power Company Holdings, Inc. All Rights Reserved. 無断複製・転載禁止 東京電力ホールディングス株式会社

4.1.1 一般事項（燃料取り出し用構台）



- 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。

*：耐震設計における耐震クラス分類は、「令和3年2月13日の福島県沖の地震を踏まえた東京電力福島第一原子力発電所の耐震設計における地震動とその適用の考え方（2回目）」（原子力規制庁、令和3年9月8日）に基づき、地震により安全機能を失った際の公衆への被ばく影響を行い、BクラスもしくはB+クラスと判断されるが、通常のBクラスよりも高い耐震性が求められるB+クラスの対象設備の要件として挙げられる使用済燃料を移動させるために必要な燃料取出設備の間接支持構造物としてB+クラス相当とする。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～P100（V 2号燃料取扱設備破損時の被ばく評価についての計算書）](#)参照。

©Tokyo Electric Power Company Holdings, Inc. All Rights Reserved. 無断複製・転載禁止 東京電力ホールディングス株式会社

4.1.1 一般事項（燃料取り出し用構台）



- 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）（以下、バックチェックと記載）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。
- 上記1/2Ss450を用いた評価については、「IV 2号燃料取り出し関連設備に対する1/2Ss450評価について」に記載するため、本資料（I 燃料取り出し用構台 補足説明資料）への記載は省略し、Ss600（本資料では基準地震動Ssと記載）に対する評価を記載する。

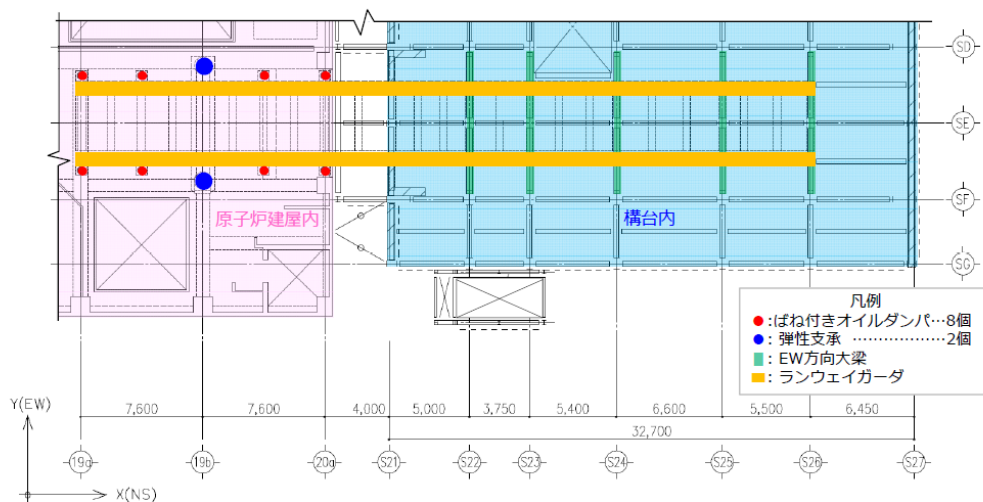
©Tokyo Electric Power Company Holdings, Inc. All Rights Reserved. 無断複製・転載禁止 東京電力ホールディングス株式会社

4.1.2 構造概要（燃料取り出し用構台）

- 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。
- 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。

©Tokyo Electric Power Company Holdings, Inc. All Rights Reserved. 無断複製・転載禁止 東京電力ホールディングス株式会社

4.1.2 構造概要（燃料取り出し用構台）



©Tokyo Electric Power Company Holdings, Inc. All Rights Reserved. 無断複製・転載禁止 東京電力ホールディングス株式会社

- オイルダンパ（水平棟間）

原子炉建屋は剛構造（＝短周期）であり、長周期の燃料取り出し用構台と地震時の揺れ方が異なるため、2棟の相対変位を制御するとともに、構台上部の変形を抑制するためにオイルダンパを棟間に計4台設置する。
- オイルダンパ（鉛直）

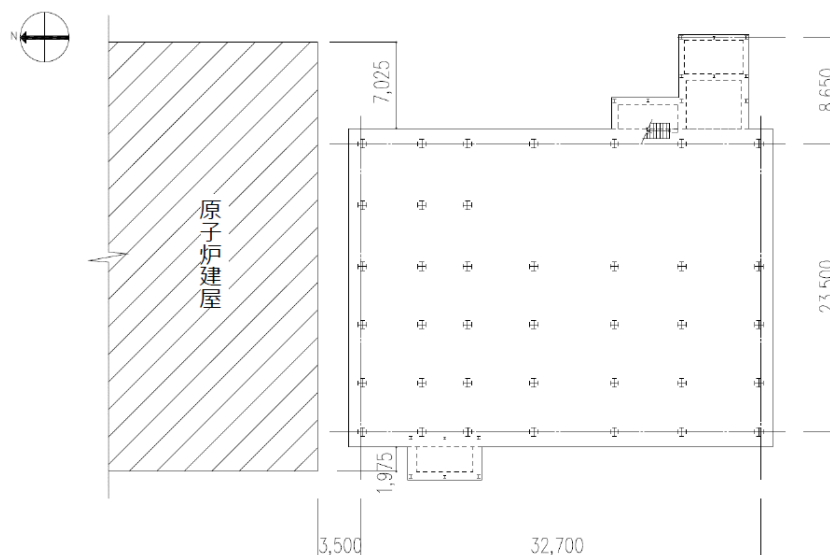
地震時のランウェイガーダの水平方向加速度応答スペクトルの低減を目的として、構台にオイルダンパをブレース状に計98台配置し構台の減衰の付与を図る。
- ばね付きオイルダンパ

ランウェイガーダ～オペフロ床間にはばね付きオイルダンパを計8台設置し、ランウェイガーダの鉛直方向加速度応答スペクトルの低減を図る。原子炉建屋床面との固定を行わないことにより、鉛直方向（原子炉建屋に対して下向き挙動時）のみ減衰力が作用し、水平方向には減衰力は作用しない。
- 弾性支承

ランウェイガーダ及び燃料取扱設備の重量を原子炉建屋内で支持する支点とするため、計2台設置する。免震で用いる弾性支承を用い、原子炉建屋床面との固定を行わないことにより、鉛直方向力（圧縮）を支持し、水平方向力を負担しない機構としている。また、軸剛性が剛でなく積層ゴムの剛性であることにより、燃料取扱設備の地震時鉛直方向の加速度応答低減の役割も有する。

©Tokyo Electric Power Company Holdings, Inc. All Rights Reserved. 無断複製・転載禁止 東京電力ホールディングス株式会社

4.1.2 構造概要（燃料取り出し用構台）

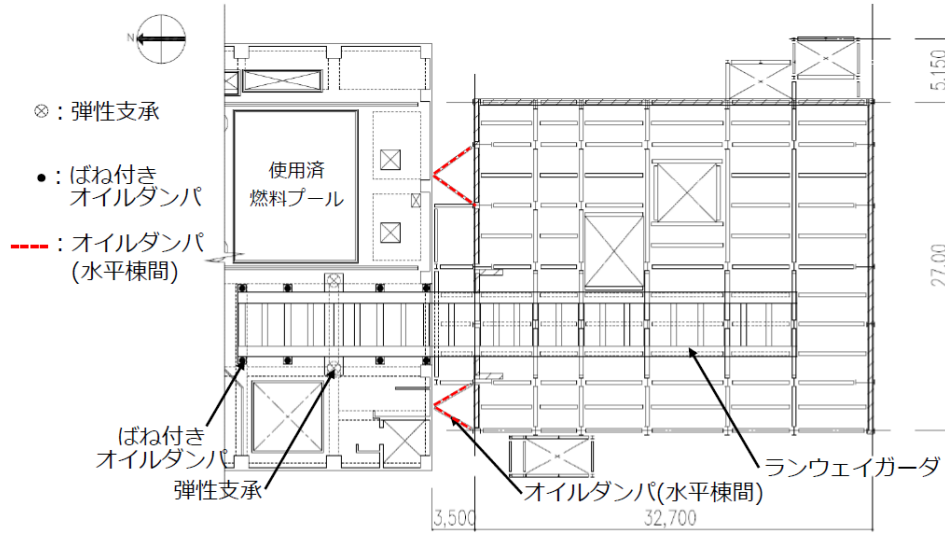


(a) 1F伏図 (G.L.2,060)

図 4.1.2-1 燃料取り出し用構台の概要（単位：mm）

©Tokyo Electric Power Company Holdings, Inc. All Rights Reserved. 無断複製・転載禁止 東京電力ホールディングス株式会社

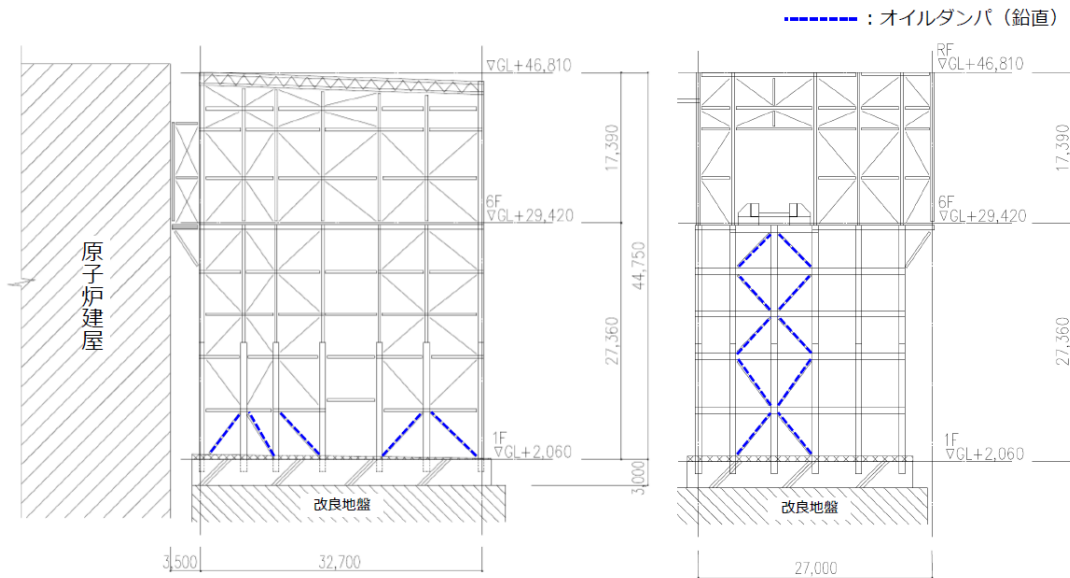
4.1.2 構造概要（燃料取り出し用構台）



(b) 6F伏図 (G.L.29,420)
 図 4.1.2-2 燃料取り出し用構台の概要 (単位: mm)

©Tokyo Electric Power Company Holdings, Inc. All Rights Reserved. 無断複製・転載禁止 東京電力ホールディングス株式会社

4.1.2 構造概要（燃料取り出し用構台）

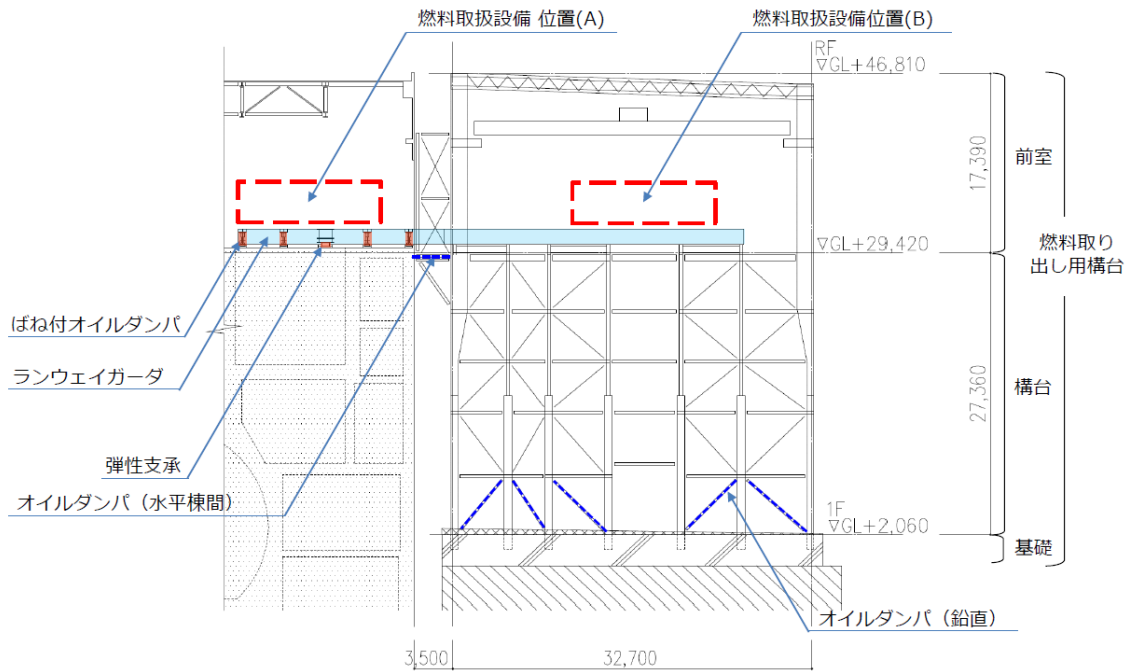


(a) 構台最西側軸組図 (b) 構台最北側軸組図
 図 4.1.2-3 燃料取り出し用構台の概要 (単位: mm)

©Tokyo Electric Power Company Holdings, Inc. All Rights Reserved. 無断複製・転載禁止 東京電力ホールディングス株式会社

オイルダンパ, 弾性支承の配置

TEPCO

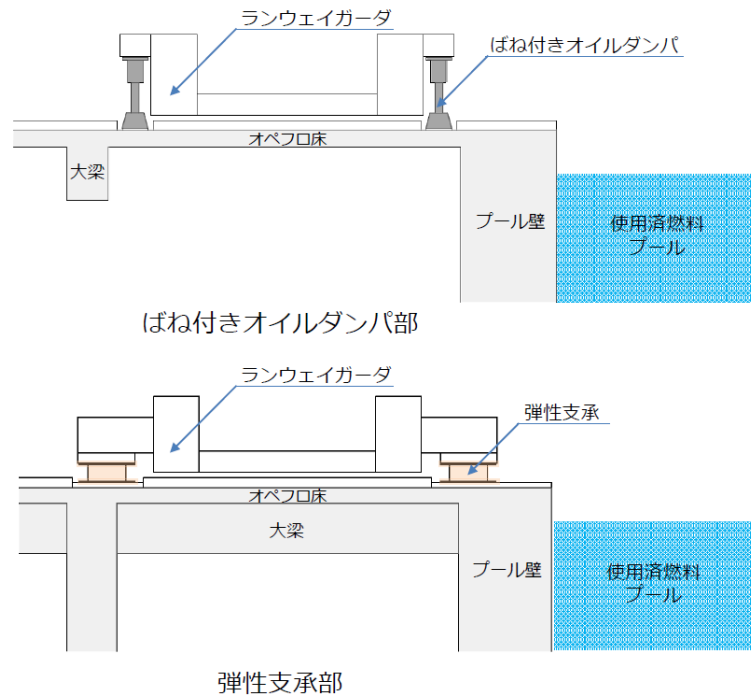


ランウェイガード部断面図

©Tokyo Electric Power Company Holdings, Inc. All Rights Reserved. 無断複製・転載禁止 東京電力ホールディングス株式会社

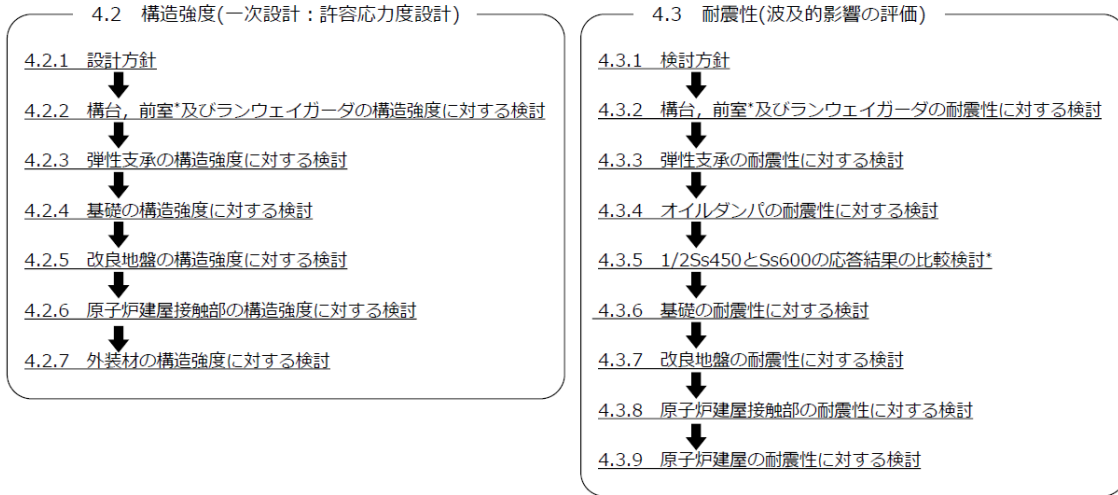
オイルダンパ, 弾性支承の配置

TEPCO



©Tokyo Electric Power Company Holdings, Inc. All Rights Reserved. 無断複製・転載禁止 東京電力ホールディングス株式会社

4.1.3 検討フロー



* : 「IV 2号燃料取り出し関連設備に対する1/2Ss450評価について」に記載する

図 4.1.3-1 燃料取り出し用構台の検討フロー

©Tokyo Electric Power Company Holdings, Inc. All Rights Reserved. 無断複製・転載禁止 東京電力ホールディングス株式会社

4.2.1 設計方針（構造強度）

構造強度の検討は、構台及びランウェイガーダ、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。

表 4.2.1-1(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/mm ²)						
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

[引用文献]

- 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)
- 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)

©Tokyo Electric Power Company Holdings, Inc. All Rights Reserved. 無断複製・転載禁止 東京電力ホールディングス株式会社

4.2.1 設計方針

表 4.2.1-1(2) 燃料取り出し用構台の物性値及び許容応力度

鉄筋の許容応力度		(単位：N/mm ²)			
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/mm ²)		
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		

©Tokyo Electric Power Company Holdings, Inc. All Rights Reserved. 無断複製・転載禁止 東京電力ホールディングス株式会社

4.2.1 設計方針

表 4.2.1-2 弾性支承の物性値

弾性支承の物性値		ゴム			鋼材	
種別	ゴム径 (mm)	鉛直剛性 (×10 ³ kN/m)	水平剛性 (×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。

プリチストン「建築免震用積層ゴム製品仕様一覧 2019 VoL.1」による。

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/m ²)					
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/m ²)	
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。

©Tokyo Electric Power Company Holdings, Inc. All Rights Reserved. 無断複製・転載禁止 東京電力ホールディングス株式会社

4.2.1 設計方針

■ 荷重

- 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)
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

4.2.1 設計方針

- 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

- 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。

表 4.2.1-5 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)
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。

4.2.1 設計方針

- 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。

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

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

ここで、

Q_i : 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_o : 標準せん断力係数 ($C_o=0.2$)

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)

4.2.1 設計方針

表 4.2.1-6 燃料取り出し用構台の水平震度の算定結果

標高 G.L.(m)	各階重量 w_i (kN)	NS方向		EW方向	
		水平地震力 P_i (kN)	水平震度 k_i	水平地震力 P_i (kN)	水平震度 k_i
46.81	3523.2	1068	0.304	1147	0.326
46.81~40.42	2275.1	655	0.288	719	0.317
40.42~34.82	1316.1	354	0.269	376	0.286
34.82~29.42	22168.4	5631	0.254	6033	0.273
29.42~24.30	2805.8	638	0.228	609	0.217
24.30~19.38	2426.8	487	0.201	394	0.163
19.38~14.46	2957.4	524	0.178	339	0.115
14.46~8.26	3530.4	484	0.138	224	0.064
8.26~2.06	—	—	—	—	—

- 燃料取り出し用構台設置時に必要な足場（歩廊）を設置後に転用し、耐震安全上重要であるオイルダンパの点検を行うための歩廊として活用
- 必要に応じ歩廊の追加設置を行う予定
- 歩廊は2次部材であるため剛性は考慮せず、重量のみ解析モデルに反映

今後の申請のうち構台の評価に取り込む条件について

- 燃料取り出し用構台設置に係る実施計画変更認可申請以降の申請内容（燃料取扱設備設置、南側開口設置）および遮蔽体重量について、以下の通り解析条件に取り込んでいる
- 後段の申請にあたり、取り込んだ条件に変更が生じた場合、速やかに燃料取り出し用構台への影響を確認のうえ、影響が生じる場合は燃料取り出し用構台の変更認可申請を実施する

【燃料取扱設備】

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下記重量を、燃料取扱設備の動作姿勢（R/B内：キャスクピットへのキャスク揚重、構台内：機器ハッチへのキャスク揚重）を考慮したうえで構台の解析モデル（ランウェイガーダ上）に分配

機器名	重量 (t)
キャスク	50
クレーン	54
燃料取扱機	23
ジブクレーン	13
走行台車	170
全体	310

※現設計における概算重量は設計裕度に収まる

【南側開口】

6.75m（幅）× 8.3m（高さ）を考慮し、原子炉建屋のEW方向解析モデルのせん断断面積および断面二次モーメント、UD方向の軸断面積および軸ばね剛性を低減

【遮蔽体】

原子炉建屋オペフロ上および燃料取り出し用構台前室に設置する遮蔽体の重量を、下記の通り想定したうえで、それを上回る重量を原子炉建屋および構台の解析モデルに配置

名称	重量 (t)
オペフロ遮蔽体 (R/B)	1560
前室遮蔽体 (構台)	230

※現設計における概算重量は設計裕度に収まる

4.2.1 設計方針

■ 荷重組合せ

表 4.2.1-7 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。



図 4.2.1-1 燃料取扱設備の位置

©Tokyo Electric Power Company Holdings, Inc. All Rights Reserved. 無断複製・転載禁止 東京電力ホールディングス株式会社

4.2.1 設計方針

■ 層せん断力

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。

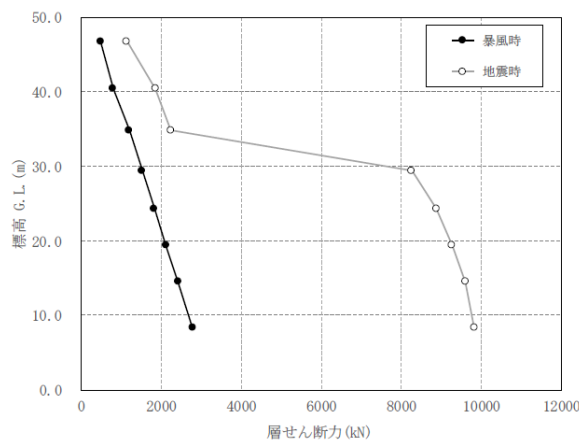


図4.2.1-2 地震時と暴風時の層せん断力の比較 (EW方向)

©Tokyo Electric Power Company Holdings, Inc. All Rights Reserved. 無断複製・転載禁止 東京電力ホールディングス株式会社

4.2.2 構台、前室及びランウェイガードの構造強度に対する検討 **TEPCO**

■ 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ド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。構造強度に対する検討は静的検討であるため、動的荷重（応答速度）に対し減衰力を発揮するオイルダンパはモデル化しない。

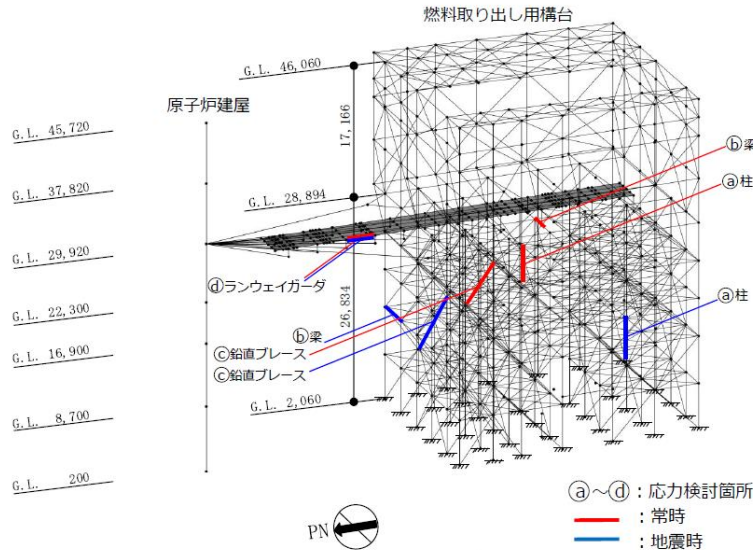


図 4.2.2-1 解析モデル

©Tokyo Electric Power Company Holdings, Inc. All Rights Reserved. 無断複製・転載禁止 東京電力ホールディングス株式会社

4.2.2 構台、前室及びランウェイガードの構造強度に対する検討 **TEPCO**

■ 柱及び梁部材の検討

部材の応力度比は、「鋼構造設計規準（2005年9月）」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。

$$\cdot \text{軸圧縮の場合} \quad \sqrt{\left(\frac{\sigma_c}{f_c} + \frac{\sigma_{by}}{f_{by}} + \frac{\sigma_{bz}}{f_{bz}}\right)^2 + \left(\frac{\tau}{f_s}\right)^2} \leq 1 \quad \cdot \text{軸引張の場合} \quad \sqrt{\left(\frac{\sigma_t}{f_t} + \frac{\sigma_{by}}{f_{by}} + \frac{\sigma_{bz}}{f_{bz}}\right)^2 + \left(\frac{\tau}{f_s}\right)^2} \leq 1$$

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)

©Tokyo Electric Power Company Holdings, Inc. All Rights Reserved. 無断複製・転載禁止 東京電力ホールディングス株式会社

4.2.2 構台、前室及びランウェイガードの構造強度に対する検討 **TEPCO**

■ トラス梁の斜材、ブレースの検討

応力度比の検討は、「鋼構造設計規準（2005年9月）」に従い、軸力に対し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)

©Tokyo Electric Power Company Holdings, Inc. All Rights Reserved. 無断複製・転載禁止 東京電力ホールディングス株式会社

4.2.2 構台、前室及びランウェイガードの構造強度に対する検討 **TEPCO**

表 4.2.2-1 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	
鉄骨 部材	①	柱	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			
				T	3.8	f_s	125			
	②	梁	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			
				T	41.4	f_s	125			
	③	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.
	④	ランウェイ イガード	□-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		
					T	9.2	f_s	113		

*1: ①~④の符号は図 4.2.2-1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)

©Tokyo Electric Power Company Holdings, Inc. All Rights Reserved. 無断複製・転載禁止 東京電力ホールディングス株式会社

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 **TEPCO**

表 4.2.2-2 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
鉄骨 部材	㉑	柱	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		
				T	7.3	f_s	187		
	㉒	梁	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		
				T	38.1	f_s	187		
	㉓	鉛直 ブレース	E2 (B)	σ_t	83.8	f_t	231	0.37	O.K.
	㉔	ランウェイ ガーダ	E3 (B)	σ_c	14.3	f_c	294	0.22	O.K.
				σ_b	45.7	f_b	294		
				T	9.2	f_s	169		

*1: ㉑~㉔の符号は図 4.2.2-1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)

©Tokyo Electric Power Company Holdings, Inc. All Rights Reserved. 無断複製・転載禁止 東京電力ホールディングス株式会社

4.2.3 弾性支承の構造強度に対する検討 **TEPCO**

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。

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.

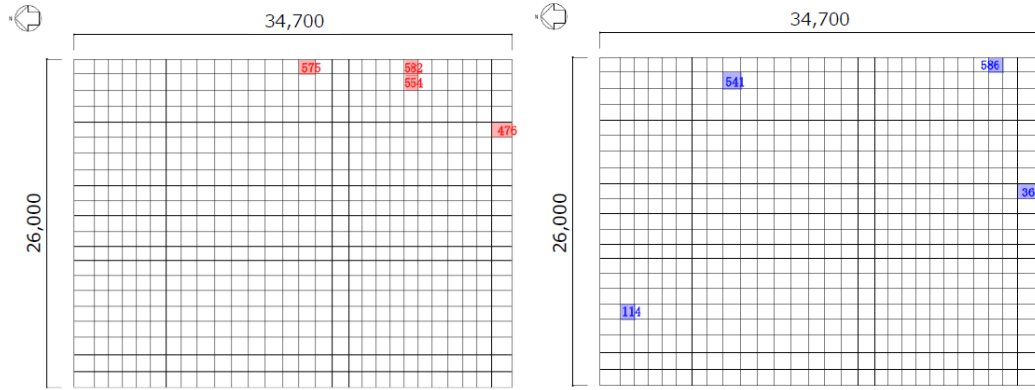
*: ()内は、燃料取扱設備の位置を示す。(表4.2.1-4参照)

©Tokyo Electric Power Company Holdings, Inc. All Rights Reserved. 無断複製・転載禁止 東京電力ホールディングス株式会社

4.2.4 基礎の構造強度に対する検討

■ 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い、解析モデルは下図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。



凡例 ■■■ : 断面算定要素(常時:C) (数字は要素番号)

(常時:C)

図 4.2.4-1 解析モデル図 (単位: mm)

凡例 ■■■ : 断面算定要素(地震時:E1~E4) (数字は要素番号)

(地震時:E1~E4)

図 4.2.4-2 解析モデル図 (単位: mm)

4.2.4 基礎の構造強度に対する検討

■ 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(2013年8月)」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。

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 (pt:%) 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 (0.38) 2-D38@200 (0.38)	75.5	1775	O.K.
476	EW	C(B)	-0.8	798.1	0.000	0.089	0.051	2-D38@200 (0.38) 2-D38@200 (0.38)	101.1	1775	O.K.
582	NS	C(B)	1.6	75.3	0.001	0.008	0.005	2-D38@200 (0.38) 2-D38@200 (0.38)	466.3	1775	O.K.
554	EW	C(B)	-0.7	22.0	0.000	0.002	0.001	2-D38@200 (0.38) 2-D38@200 (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 (pt:%) 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 (0.38) 3-D38@200 (0.57)	50.8	2616	O.K.
114	EW	E4(A)	-104.7	1140.3	0.035	0.127	0.046	2-D38@200 (0.38) 2-D38@200 (0.38)	14.4	2663	O.K.
586	NS	E3(A)	29.4	316.8	0.010	0.035	0.010	2-D38@200 (0.38) 2-D38@200 (0.38)	748.8	2663	O.K.
364	EW	E1(B)	26.5	109.7	0.009	0.012	0.003	2-D38@200 (0.38) 2-D38@200 (0.38)	677.2	2663	O.K.

*1: 燃料取扱設備の位置を示す。 *2: 圧縮を正とする。

4.2.4 基礎の構造強度に対する検討

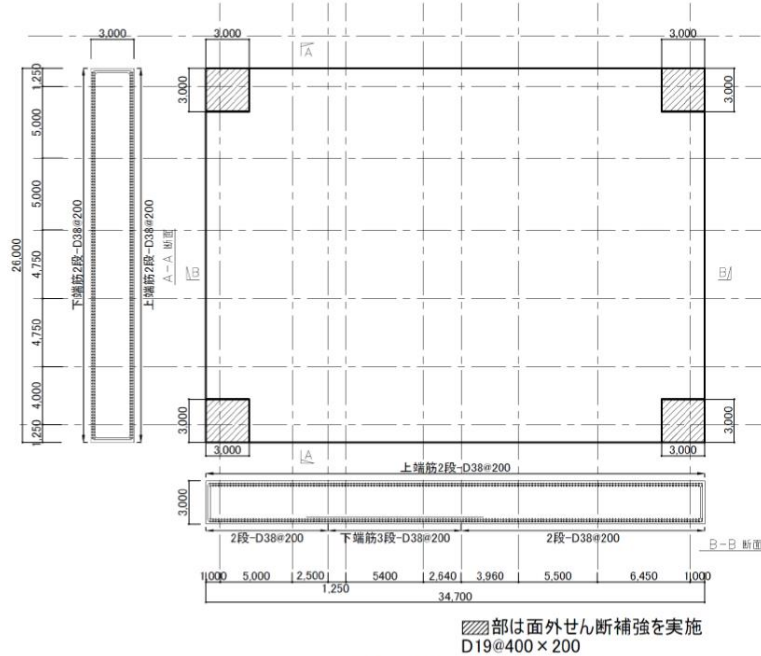


図 4.2.4-3 基礎の配筋図 (単位: mm)

©Tokyo Electric Power Company Holdings, Inc. All Rights Reserved. 無断複製・転載禁止 東京電力ホールディングス株式会社

4.2.5 改良地盤の構造強度に対する検討

■ 常時に対する検討

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程度*1とし、G.L.-8.1mの支持地盤*2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、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。

*1: MMR等の既存地下構造物のため、位置により異なる

*2: MMRまたは泥岩相当の地盤

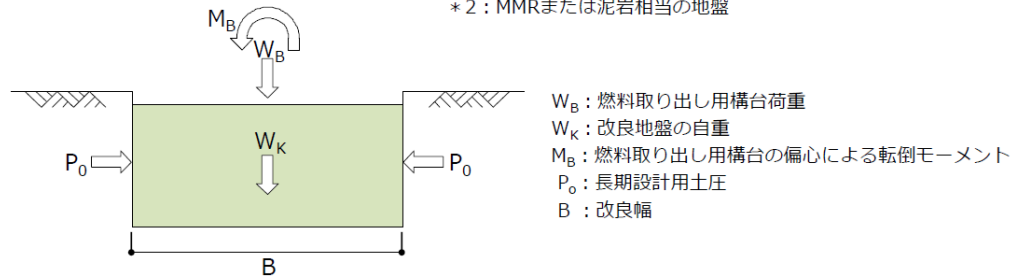


図 4.2.5-1 作用荷重 (常時:C)

◆ 改良地盤の検討

最大接地圧 $q_r = 279 \text{ kN/m}^2 \leq$ 長期許容圧縮応力度 $\leq f_{sc} = 980 \text{ kN/m}^2$

◆ 支持力の検討

最大接地圧 $q_r = 279 \text{ kN/m}^2 \leq$ 長期許容支持力度 $\leq q_a = 1960 \text{ kN/m}^2$

◆ 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

©Tokyo Electric Power Company Holdings, Inc. All Rights Reserved. 無断複製・転載禁止 東京電力ホールディングス株式会社

4.2.5 改良地盤の構造強度に対する検討

■ 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、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

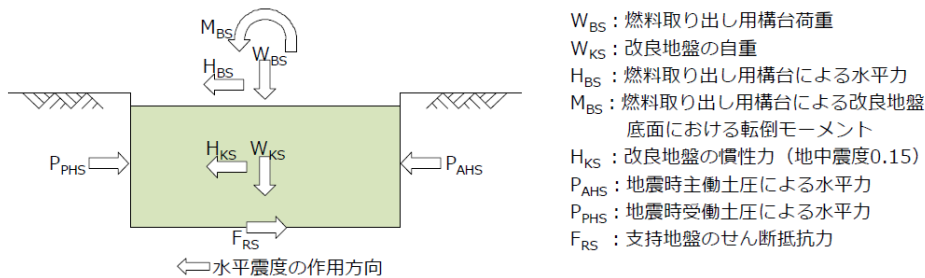


図 4.2.5-2 作用荷重（地震時：E1～E4）

◆ 改良地盤の検討

$$\text{最大接地圧 } q_{1S} = 440 \text{ kN/m}^2 \leq \text{短期許容応力度 } s_f s_{SC} = 1960 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{最大せん断応力 } T_{\max} = 50 \text{ kN/m}^2 \leq \text{短期許容応力度 } s_f s_{SS} = 300 \text{ kN/m}^2$$

◆ 支持力の検討

$$\text{最大接地圧 } q_{1S} = 440 \text{ kN/m}^2 \leq \text{短期許容支持力度 } s_q a = 3920 \text{ kN/m}^2$$

©Tokyo Electric Power Company Holdings, Inc. All Rights Reserved. 無断複製・転載禁止 東京電力ホールディングス株式会社

4.2.6 原子炉建屋接触部の構造強度に対する検討

■ 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、梁の長期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。

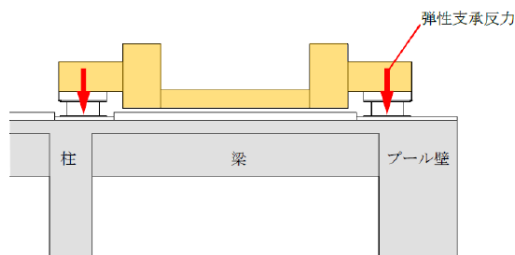


図 4.2.6-1 弾性支承からの反力

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)

©Tokyo Electric Power Company Holdings, Inc. All Rights Reserved. 無断複製・転載禁止 東京電力ホールディングス株式会社

4.2.7 外装材の構造強度に対する検討

■ 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。

■ 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。

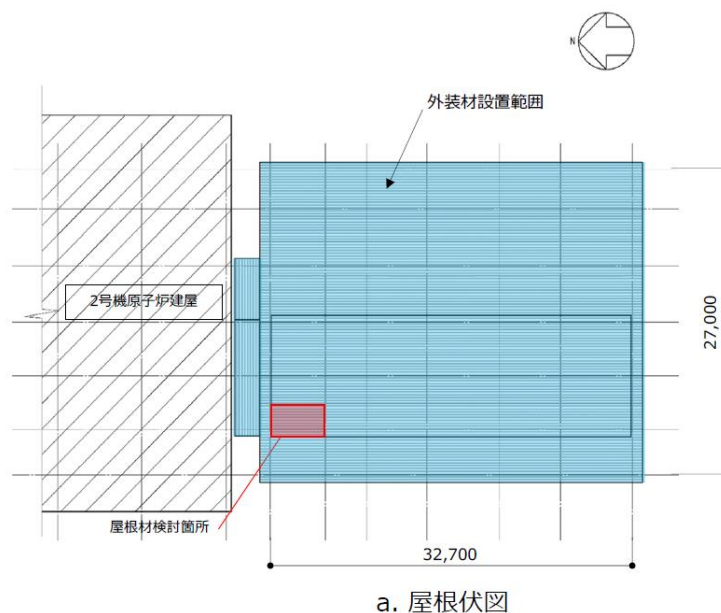
■ 検討箇所

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。

©Tokyo Electric Power Company Holdings, Inc. All Rights Reserved. 無断複製・転載禁止 東京電力ホールディングス株式会社

4.2.7 外装材の構造強度に対する検討

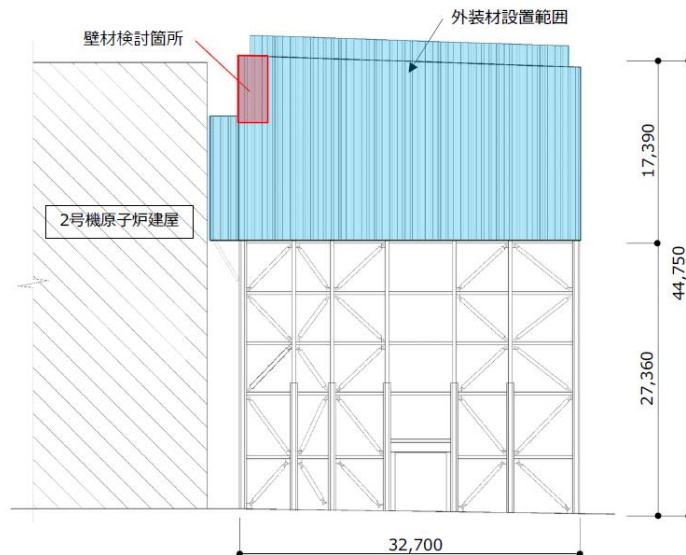
■ 検討箇所



©Tokyo Electric Power Company Holdings, Inc. All Rights Reserved. 無断複製・転載禁止 東京電力ホールディングス株式会社

4.2.7 外装材の構造強度に対する検討

■ 検討箇所



b. 西側立面

図 4.2.7-1(2) 外装材検討箇所 (単位 : mm)

©Tokyo Electric Power Company Holdings, Inc. All Rights Reserved. 無断複製・転載禁止 東京電力ホールディングス株式会社

4.2.7 外装材の構造強度に対する検討

■ 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 E_r	基準風速 V_0 (m/s)	平均速度圧 q (N/m ²)
47	1.258	30	855

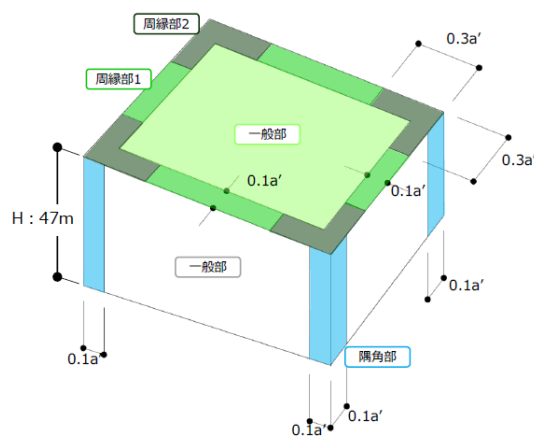
表 4.2.7-2 ピーク風力係数 (屋根)

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 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

©Tokyo Electric Power Company Holdings, Inc. All Rights Reserved. 無断複製・転載禁止 東京電力ホールディングス株式会社

4.2.7 外装材の構造強度に対する検討

■ 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、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、壁材が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、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。

① 屋根材

$$w = 855 \times (-4.30) = -3678 \Rightarrow -3680 (\text{N/m}^2)$$

$$M = w \times L^2 / 8 = (-3680) \times 3.3^2 \times 10^{-3} / 8 = -5.0 (\text{kNm/m})$$

$$\sigma_b = M / Z_x = 5.0 \times 10^6 / (40.6 \times 10^3) = 123.2 \Rightarrow 124 (\text{N/mm}^2)$$

$$\sigma_b / f_b = 124 / 205 = 0.61 \leq 1.0 \quad \text{OK}$$

② 壁材

$$w = 855 \times (2.60) = 2223 \Rightarrow 2230 (\text{N/m}^2)$$

$$M = w \times L^2 / 8 = (2230) \times 0.75^2 \times 10^{-3} / 8 = 0.16 (\text{kNm/m})$$

$$\sigma_b = M / Z_x = 0.16 \times 10^6 / (1.67 \times 10^3) = 95.8 \Rightarrow 96 (\text{N/mm}^2)$$

$$\sigma_b / f_b = 96 / 205 = 0.47 \leq 1.0 \quad \text{OK}$$

ただし w : 風圧力(N/m²)
 M : 単位幅当りの外装材に生ずる最大曲げモーメント(kNm/m)
 L : スパン(m)
 σ_b : 曲げモーメントによる応力度(N/mm²)
 Z_x : 単位幅当りの断面係数(mm³/m)
 f_b : 許容曲げ応力度(N/mm²)

©Tokyo Electric Power Company Holdings, Inc. All Rights Reserved. 無断複製・転載禁止 東京電力ホールディングス株式会社

4.2.7 外装材の構造強度に対する検討

■ 外装材の強度検討

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

©Tokyo Electric Power Company Holdings, Inc. All Rights Reserved. 無断複製・転載禁止 東京電力ホールディングス株式会社

4.3.1 検討方針（耐震性）

TEPCO

- 耐震性の検討は、構台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、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。
- 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。

©Tokyo Electric Power Company Holdings, Inc. All Rights Reserved. 無断複製・転載禁止 東京電力ホールディングス株式会社

4.3.2 構台、前室およびランウェイガーダの耐震性に対する検討

TEPCO

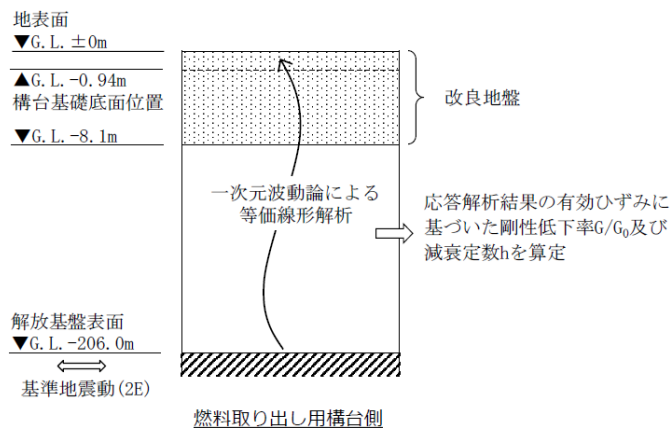
- 解析に用いる入力地震動
入力地震動は、バックチェックにて作成した解放基盤表面で定義される基準地震動 S_s を用いる。

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。

©Tokyo Electric Power Company Holdings, Inc. All Rights Reserved. 無断複製・転載禁止 東京電力ホールディングス株式会社

■ 地震応答解析モデルへの入力地震動策定

水平地震動は、基準地震動 S_s をG.L.-206.0mの解放基盤位置に入力し、初期地盤物性に対して一次元波動論に基づいた等価線形解析を行い、各層で生じる地盤のひずみ依存特性を考慮した等価な剛性低下率 G/G_0 及び減衰定数 h を定め、定めた地盤物性値をもとに、線形解析を行っている。
 なお、鉛直地震動は、等価線形解析を実施せず、水平方向の等価地盤物性から V_p を算定し、線形解析により設定する。



©Tokyo Electric Power Company Holdings, Inc. All Rights Reserved. 無断複製・転載禁止 東京電力ホールディングス株式会社

4.3.2 構台、前室およびランウェイガーダの耐震性に対する検討 **TEPCO**

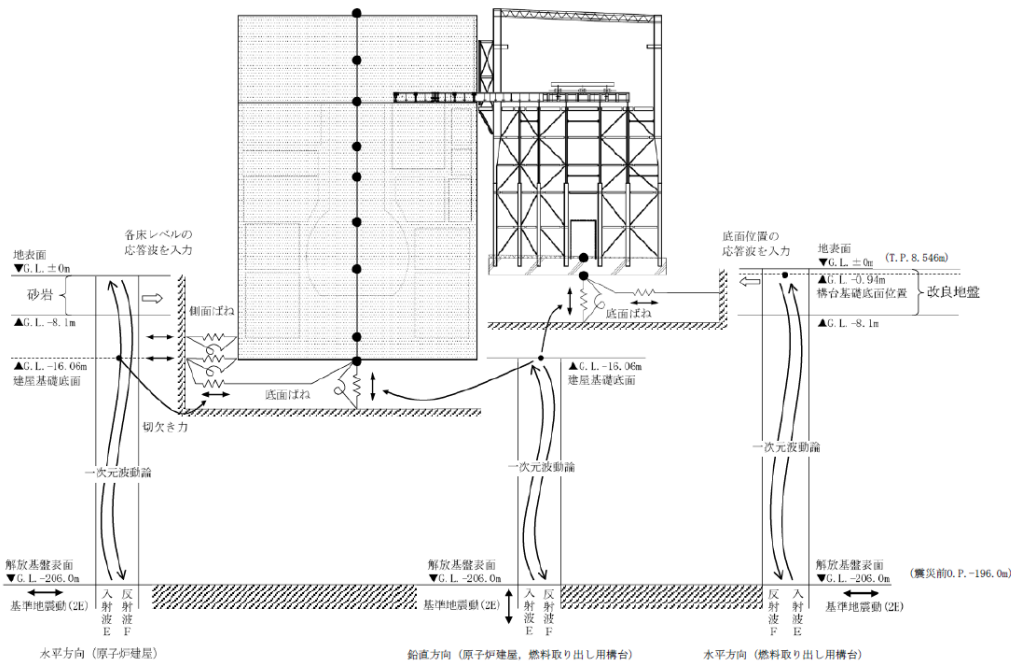


図 4.3.2-1 地震応答解析に用いる入力地震動の概念図

©Tokyo Electric Power Company Holdings, Inc. All Rights Reserved. 無断複製・転載禁止 東京電力ホールディングス株式会社

4.3.2 構台、前室およびランウェイガーダの耐震性に対する検討 **TEPCO**

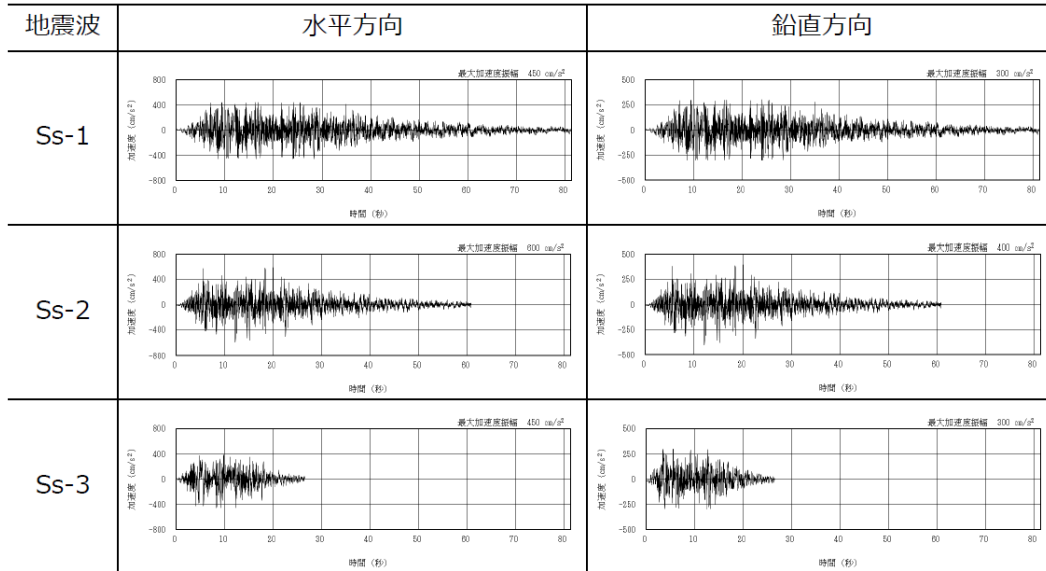


図 4.3.2-2 解放基盤表面における地震動の加速度時刻歴波形

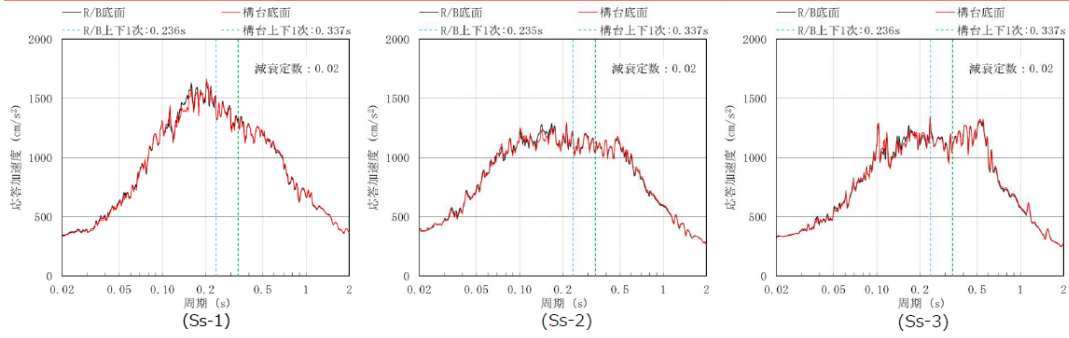
©Tokyo Electric Power Company Holdings, Inc. All Rights Reserved. 無断複製・転載禁止 東京電力ホールディングス株式会社

解析モデルへの入力方法の考え方と妥当性(上下動) **TEPCO**

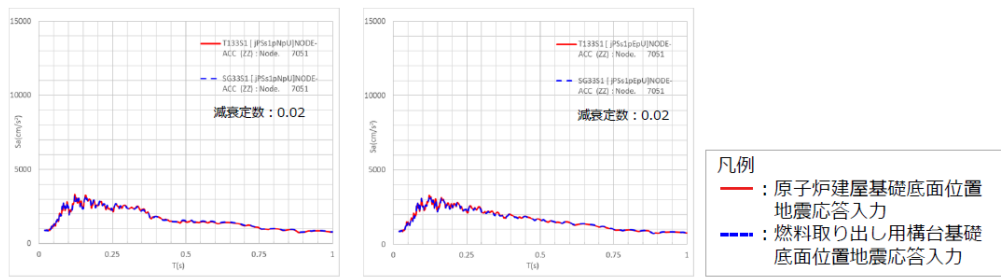
- 使用する解析コードの制約から上下動の入力波は1つに限られるため、燃料取り出し用構台についても原子炉建屋底面位置での上下動を、入力波として使用している。
- 原子炉建屋及び構台の基礎底面位置の上下方向の地盤応答加速度応答スペクトルの比較を次頁に示す。これによると、原子炉建屋及び構台の上下方向の1次固有周期で双方にほとんど差がみられず、その他の周期帯でも、0.1~0.2秒の周期帯を除き、はほとんど差が見られない
- また、原子炉建屋底面及び構台基礎底面位置の上下動を入力波とした場合のランウェイガーダ先端部の加速度応答スペクトルの比較を次頁に示す。これによると、双方に全ての周波数帯でほとんど差がみられない。
- さらに、原子炉建屋、燃料取り出し用構台それぞれの基礎底面位置での変位時刻歴波形と、相対変位時刻歴波形を次々頁に示す。相対変位がほとんど生じないことを確認した。
- 上記から、原子炉建屋基礎底面位置の地盤応答を構台に入力することによる構台の応答結果には影響が無く、妥当だと判断した

©Tokyo Electric Power Company Holdings, Inc. All Rights Reserved. 無断複製・転載禁止 東京電力ホールディングス株式会社

解析モデルへの入力方法の考え方と妥当性(上下動)



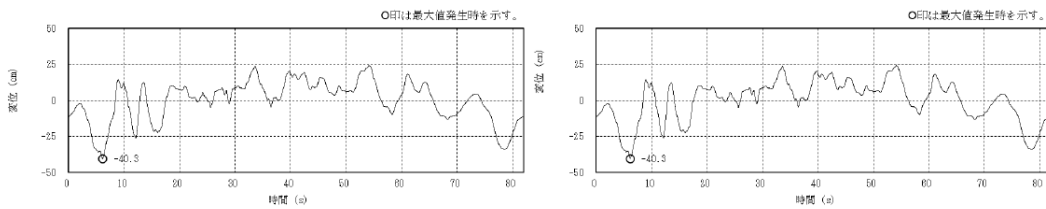
原子炉建屋及び構台の基礎底面位置の加速度応答スペクトル比較



ランウェイガーダ先端部の加速度応答スペクトル比較 (Ss-1)

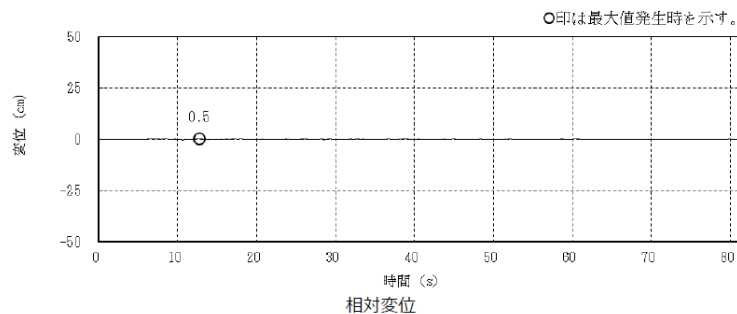
©Tokyo Electric Power Company Holdings, Inc. All Rights Reserved. 無断複製・転載禁止 東京電力ホールディングス株式会社

解析モデルへの入力方法の考え方と妥当性(上下動)



原子炉建屋 (G.L. -16.06 m)

燃料取り出し用構台 (G.L. -0.94 m)



基礎底面位置 変位時刻歴波形比較

©Tokyo Electric Power Company Holdings, Inc. All Rights Reserved. 無断複製・転載禁止 東京電力ホールディングス株式会社

4.3.2 構台、前室およびランウェイガーダの耐震性に対する検討 **TEPCO**

- 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を考慮して、重量や剛性を増減させたモデルとする。なお、原子炉建屋の質点は炉心位置にモデル化する。
- 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。
- 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。

©Tokyo Electric Power Company Holdings, Inc. All Rights Reserved. 無断複製・転載禁止 東京電力ホールディングス株式会社

4.3.2 構台、前室およびランウェイガーダの耐震性に対する検討 **TEPCO**

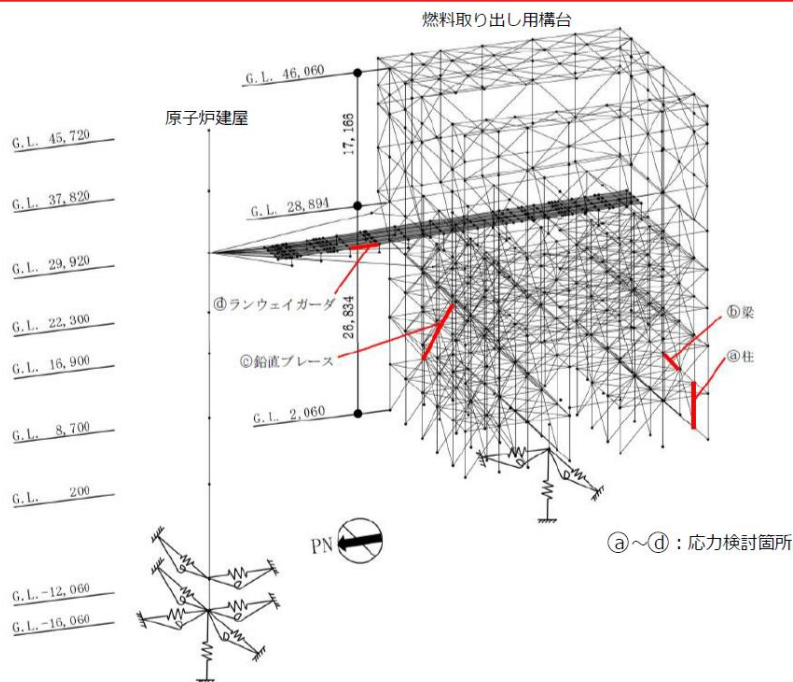
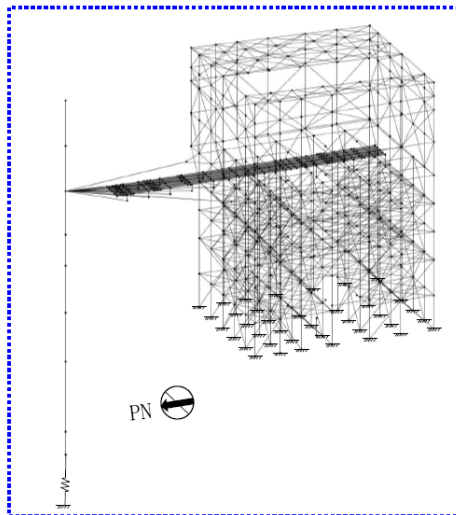


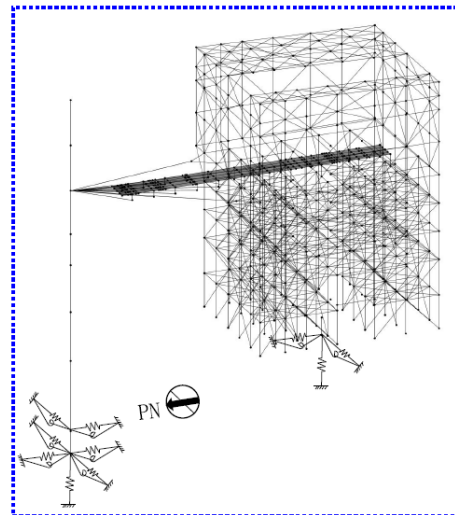
図 4.3.2-3 地震応答解析モデル (単位: mm)

©Tokyo Electric Power Company Holdings, Inc. All Rights Reserved. 無断複製・転載禁止 東京電力ホールディングス株式会社

- 耐震性の検討（動的解析）に使用する解析モデルは、構造強度の検討（静的解析）と比較し、脚部境界条件およびオイルダンパのモデル化の点が異なる



■ 構造強度(1.5Ci 静的解析)
脚部境界条件：鉄骨柱脚部を固定
その他：ダンパ考慮しない



■ 耐震性(Ss-1～Ss-3 動的解析)
脚部境界条件：地盤をSRばねとして考慮
その他：ダンパ考慮

©Tokyo Electric Power Company Holdings, Inc. All Rights Reserved. 無断複製・転載禁止 東京電力ホールディングス株式会社

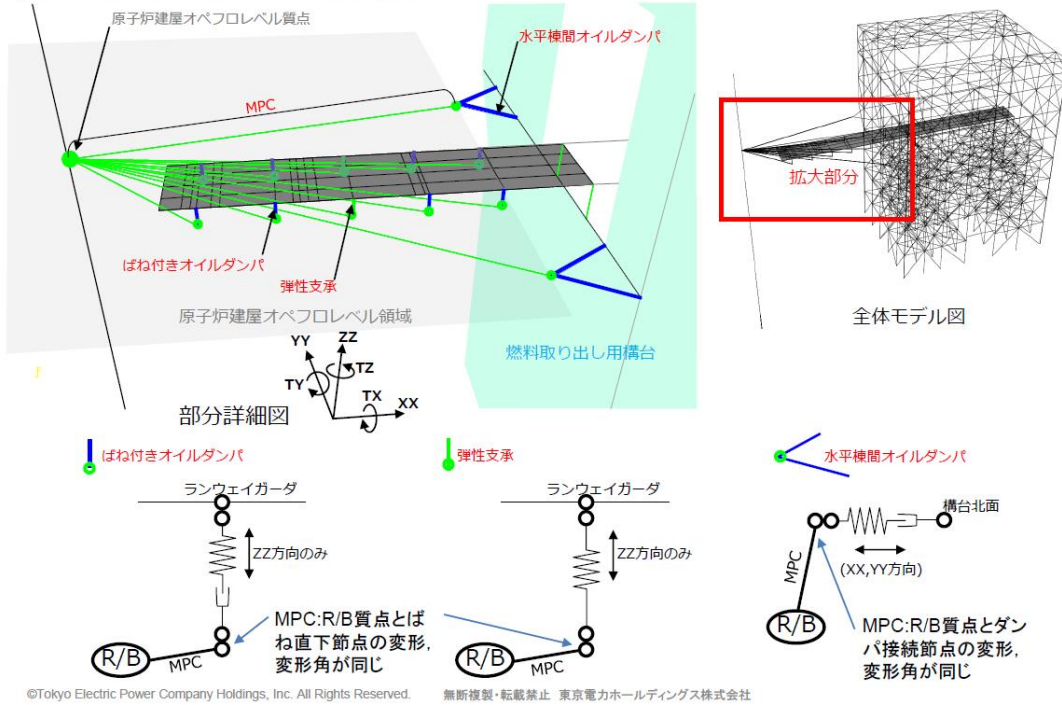
解析モデル詳細（原子炉建屋～構台間の接続条件）

- 次頁に記載の通り、解析モデル上、原子炉建屋～構台間の接続にはMPC*を用いる
- 原子炉建屋オペレーティングフロア床面上に配置する弾性支承およびばね付きオイルダンパは、鉛直方向の軸力のみ作用するモデルとするため、上下方向のみの自由度を有し、原子炉建屋のオペレーティングフロアレベルの質点と、弾性支承およびばね付きオイルダンパ各々のばね直下質点とをMPC要素で拘束する
- 水平棟間オイルダンパは水平面内の軸力のみ作用するモデルとするため、水平面内のみ自由度を有し、原子炉建屋のオペレーティングフロアレベルの質点とMPC要素で拘束する

* : Multi Point Constraint（多点拘束）
節点自由度を他の1つ、または複数の節点自由度により定義するもの。

©Tokyo Electric Power Company Holdings, Inc. All Rights Reserved. 無断複製・転載禁止 東京電力ホールディングス株式会社

■ 原子炉建屋～構台間の接続条件について



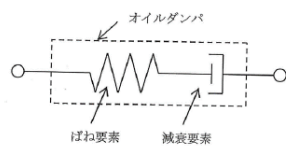
4.3.2 構台、前室およびランウェイガーダの耐震性に対する検討 **TEPCO**

表 4.3.2-1 地震応答解析に用いる物性値

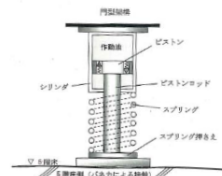
部位	材料	ヤング係数 E(N/mm ²)	ポアソン比 ν	単位体積重量 γ (kN/m ³)	減衰定数 h(%)	備考
燃料取り出し用構台	鉄骨	2.05×10 ⁵	0.3	77.0	2	SS400, SM490A, STK490, SN490B, SN490C, TMCP325

表4.3.2-2 オイルダンパの物性値及び許容値

ダンパ種類	最大減衰力 (kN)	リリース荷重 (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)
オイルダンパ (水平棟間)	1970	1700	0.70	12000	490	±100
オイルダンパ (鉛直)	2060	1600	0.50	40000	1000	±60
ばね付きオイルダンパ	1500	1200	1.00	5000	395	±100



オイルダンパのモデル化



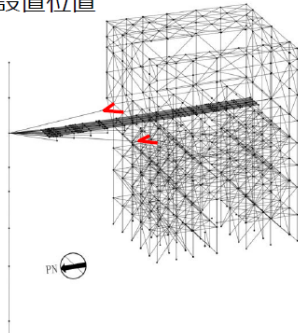
ばね付きオイルダンパ概念図

オイルダンパ（水平棟間）の物性について

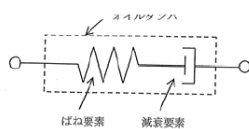
TEPCO

オイルダンパは特注品となるため、仕様(物性値及び許容値)に従ったオイルダンパを製作し、全数製品試験を行い性能を満たしていることを確認する。

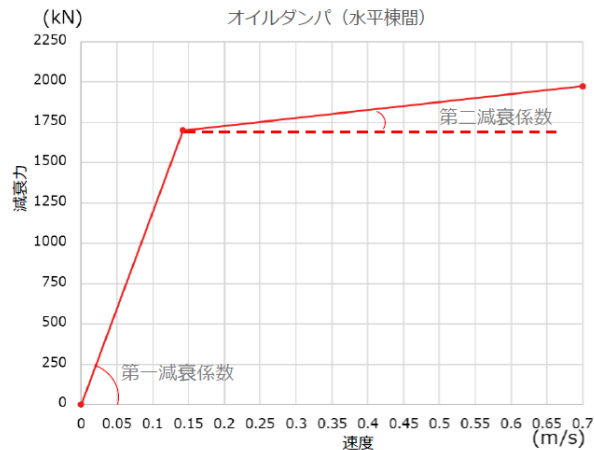
■ 設置位置



■ モデル化



■ 設計特性



■ 物性値及び許容値

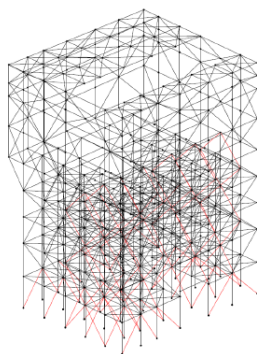
最大減衰力 (kN)	リリース荷重 (kN)	最大速度 (m/s)	第一減衰係数 (kN・s/m)	第二減衰係数 (kN・s/m)	ストローク (mm)
1970	1700	0.70	12000	490	±100

©Tokyo Electric Power Company Holdings, Inc. All Rights Reserved. 無断複製・転載禁止 東京電力ホールディングス株式会社

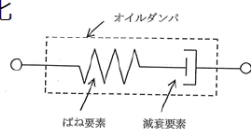
オイルダンパ（鉛直）の物性について

TEPCO

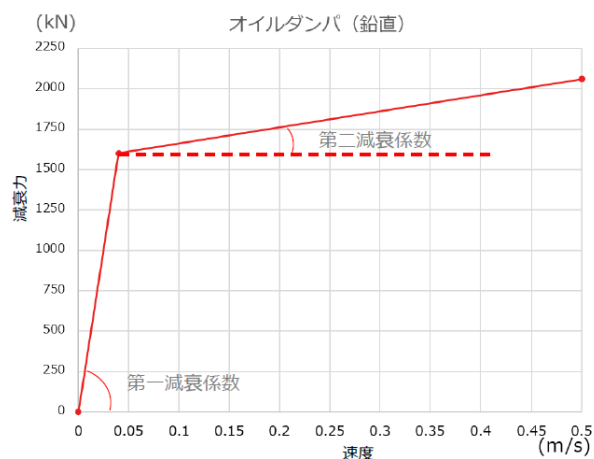
■ 設置位置



■ モデル化



■ 設計特性



■ 物性値及び許容値

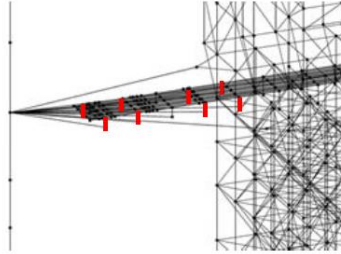
最大減衰力 (kN)	リリース荷重 (kN)	最大速度 (m/s)	第一減衰係数 (kN・s/m)	第二減衰係数 (kN・s/m)	ストローク (mm)
2060	1600	0.50	40000	1000	±60

©Tokyo Electric Power Company Holdings, Inc. All Rights Reserved. 無断複製・転載禁止 東京電力ホールディングス株式会社

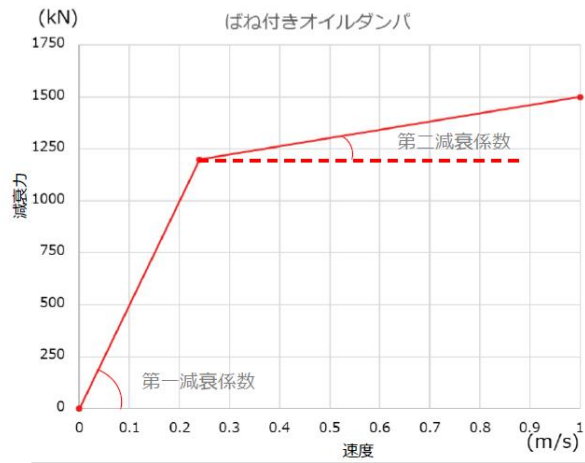
ばね付きオイルダンパの物性について



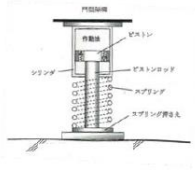
■ 設置位置



■ 設計特性



■ 概念図



■ 物性値及許容値

最大減衰力 (kN)	リリース荷重 (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	1.00	5000	395	±100

©Tokyo Electric Power Company Holdings, Inc. All Rights Reserved. 無断複製・転載禁止 東京電力ホールディングス株式会社

4.3.2 構台、前室およびランウェイガーダの耐震性に対する検討

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 ₀ (×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)
45.72	12880	23.28	18.6	10154
37.82	10220	18.53		
29.92	74470	134.76	16.1	10626
22.3	79440	143.78	184.3	22551
16.9	107720	194.96	166.8	24629
8.7	116670	211.14	249.3	44401
0.2	201190	364.11	157.1	40661
-12.06	341290	617.55	456.8	110444
-16.06	125030	226.24	2656.2	480675
合計	1068910			

ヤング係数 E_c 2.57 × 10⁷ (kN/m²)
 せん断弾性係数 G 1.07 × 10⁷ (kN/m²)
 ポアソン比 ν 0.20
 減衰 h 5%

©Tokyo Electric Power Company Holdings, Inc. All Rights Reserved. 無断複製・転載禁止 東京電力ホールディングス株式会社

4.3.2 構台、前室およびランウェイガーダの耐震性に対する検討 **TEPCO**

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 (×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)
45.72	12880	13.18	13.6	5926
37.82	10220	10.40		
29.92	74470	76.06	12.6	6255
22.3	79440	81.06	108.2	11927
16.9	107720	194.96	117.3	14199
8.7	116670	211.14	185.7	33796
0.2	201190	544.79	173.1	41960
-12.06	341290	923.98	418.1	132121
-16.06	125030	338.53	2656.2	719166
合計	1068910		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%	

©Tokyo Electric Power Company Holdings, Inc. All Rights Reserved. 無断複製・転載禁止 東京電力ホールディングス株式会社

4.3.2 構台、前室およびランウェイガーダの耐震性に対する検討 **TEPCO**

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 _s (m ²)	軸ばね剛性 K _A (×10 ⁸ kN/m)
45.72	12880	43.0	1.40
37.82	10220		
29.92	74470	42.5	1.38
22.3	79440	291.9	9.84
16.9	107720	295.1	14.04
8.7	116670	437.5	13.71
0.2	201190	359.4	10.87
-12.06	341290	627.4	13.15
-16.06	125030	2656.2	170.66
合計	1068910	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%	

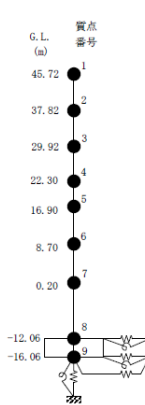
©Tokyo Electric Power Company Holdings, Inc. All Rights Reserved. 無断複製・転載禁止 東京電力ホールディングス株式会社

バックチェック時の解析モデルとの変更点と理由



■ バックチェック時と今回実施計画変更認可申請時の原子炉建屋解析モデル諸元の比較を行い、変更点とその理由を以下に記載する

(バックチェックモデル)
(NS方向)



質点番号	質点重量 W (kN)	回転慣性重量 $I_c (\times 10^4 \text{ kN}\cdot\text{m}^2)$	せん断断面積 $A_s (\text{m}^2)$	断面二次モーメント I (m ⁴)
1	14,380	25.99	18.6	10,154
2	10,220	18.53	18.6	10,675
3	58,470	105.81	184.3	22,551
4	70,440	127.49	166.8	24,629
5	107,720	194.96	249.3	44,401
6	116,670	211.14	157.1	40,661
7	199,190	360.49	456.8	110,444
8	277,540	502.20	2,656.2	480,675
9	125,030	226.24		
合計	979,660			

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 δ 5%
 基礎形状 46.6m(NS方向) × 57.0m(EW方向)

(申請モデル)
(NS方向)

質点番号	質点重量 W (kN)	回転慣性重量 $I_c (\times 10^4 \text{ kN}\cdot\text{m}^2)$	せん断断面積 $A_s (\text{m}^2)$	断面二次モーメント I (m ⁴)
1	12980 (15000)*1	23.28 (2.71)*1	18.6	10154
2	10220	18.53	18.6	10675
3	74470 (16000)*2	134.76 (28.95)*2	184.3	22551
4	79140 (9000)*3	143.75 (16.29)*3	166.8	24629
5	107720	194.96	249.3	44401
6	116670	211.14	157.1	40661
7	201190 (2000)*4	364.11 (3.62)*4	456.8	110444
8	241290 (63750)*4	617.55 (18.35)*4	2656.2	480675
9	125030	226.24		
合計	1068910			

■ 質点重量及び回転慣性重量
 * 1: 屋根保護層撤去による減少
 * 2: 遮へい体追加による増加
 * 3: 西側構台追加による増加
 * 4: 滞留水考慮による増加

■ せん断断面積及び断面二次モーメント
 * 5: フローアウトパネル開口考慮による減少
 * 6: 西側外壁開口による減少

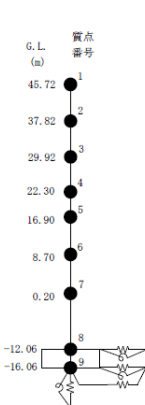
原子炉建屋解析モデル諸元比較 (NS方向)

©Tokyo Electric Power Company Holdings, Inc. All Rights Reserved. 無断複製・転載禁止 東京電力ホールディングス株式会社

バックチェック時の解析モデルとの変更点と理由



(バックチェックモデル)
(EW方向)



質点番号	質点重量 W (kN)	回転慣性重量 $I_c (\times 10^4 \text{ kN}\cdot\text{m}^2)$	せん断断面積 $A_s (\text{m}^2)$	断面二次モーメント I (m ⁴)
1	14,380	14.71	14.0	5,941
2	10,220	10.40	14.0	6,307
3	58,470	59.72	108.2	11,927
4	70,440	71.88	117.3	14,199
5	107,720	194.96	185.7	33,796
6	116,670	211.14	173.1	41,960
7	199,190	539.37	418.1	132,121
8	277,540	751.39	2,656.2	719,166
9	125,030	338.53		
合計	979,660			

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 δ 5%
 基礎形状 46.6m(NS方向) × 57.0m(EW方向)

(申請モデル)
(EW方向)

質点番号	質点重量 W (kN)	回転慣性重量 $I_c (\times 10^4 \text{ kN}\cdot\text{m}^2)$	せん断断面積 $A_s (\text{m}^2)$	断面二次モーメント I (m ⁴)
1	12980 (15000)*1	13.18 (1.53)*1	13.6 (0.4)*5	5926 (15)*5
2	10220	10.40	12.6 (1.4)*5	6255 (52)*5
3	74470 (16000)*2	76.06 (16.34)*2	108.2	11927
4	79140 (9000)*3	81.36 (9.18)*3	117.3	14199
5	107720	194.96	185.7	33796
6	116670	211.14	173.1	41960
7	201190 (2000)*4	544.79 (5.42)*4	418.1	132121
8	241290 (63750)*4	923.98 (172.59)*4	2656.2	719166
9	125030	338.53		
合計	1068910			

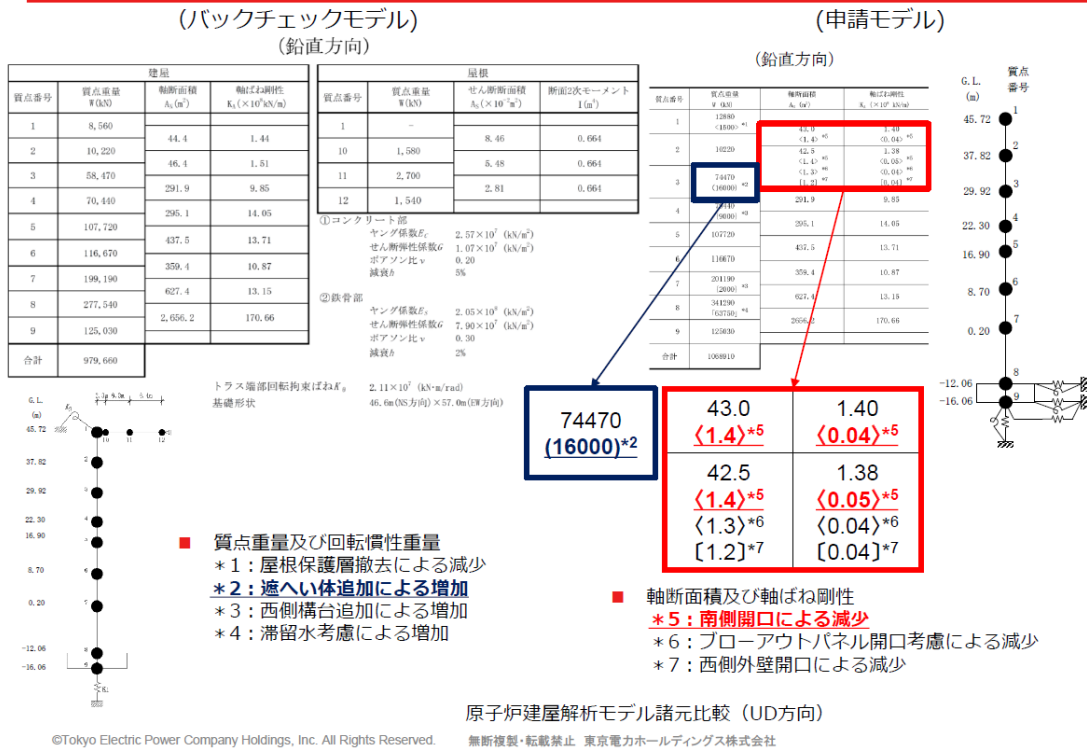
■ 質点重量及び回転慣性重量
 * 1: 屋根保護層撤去による減少
 * 2: 遮へい体追加による増加
 * 3: 西側構台追加による増加
 * 4: 滞留水考慮による増加

■ せん断断面積及び断面二次モーメント
 * 5: 南側開口による減少

原子炉建屋解析モデル諸元比較 (EW方向)

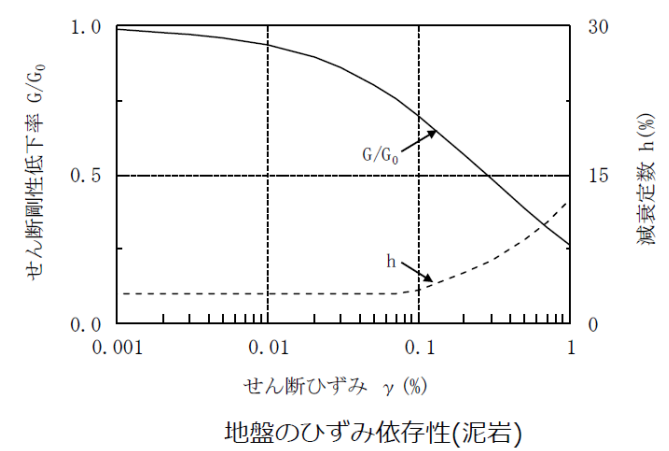
©Tokyo Electric Power Company Holdings, Inc. All Rights Reserved. 無断複製・転載禁止 東京電力ホールディングス株式会社

バックチェック時の解析モデルとの変更点と理由



4.3.2 構台、前室およびランウェイガーダの耐震性に対する検討

- 燃料取り出し用構台の地盤定数は、バックチェック時の地盤定数を参考に、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
- 原子炉建屋の地盤定数は、バックチェック時に作成したモデルと同様としている



4.3.2 構台、前室およびランウェイガーダの耐震性に対する検討 **TEPCO**

表 4.3.2-4 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 G0($\times 10^5$ 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

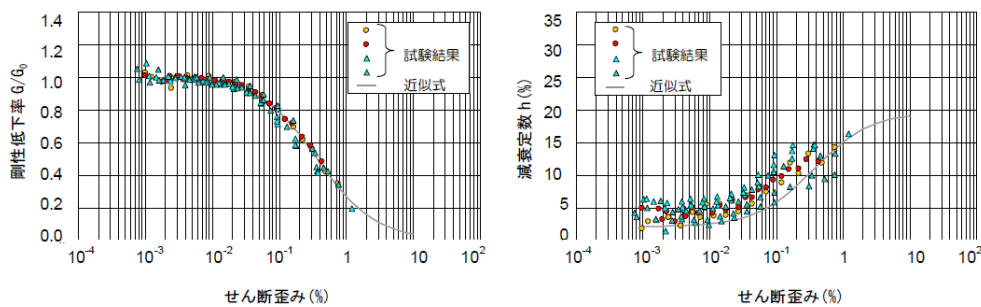
©Tokyo Electric Power Company Holdings, Inc. All Rights Reserved. 無断複製・転載禁止 東京電力ホールディングス株式会社

改良地盤物性の設定について

TEPCO

- 類似条件下での改良地盤の試験結果を以下に示す。

出典：『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



©Tokyo Electric Power Company Holdings, Inc. All Rights Reserved. 無断複製・転載禁止 東京電力ホールディングス株式会社

4.3.2 構台、前室およびランウェイガーダの耐震性に対する検討 **TEPCO**

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) 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	800	17.7	0.310	11.40	11.52	0.99	29.87	2	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	-

©Tokyo Electric Power Company Holdings, Inc. All Rights Reserved. 無断複製・転載禁止 東京電力ホールディングス株式会社

4.3.2 構台、前室およびランウェイガーダの耐震性に対する検討 **TEPCO**

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) 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	800	17.7	0.310	11.40	11.52	0.99	29.87	2	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	1.00	26.26	-

©Tokyo Electric Power Company Holdings, Inc. All Rights Reserved. 無断複製・転載禁止 東京電力ホールディングス株式会社

4.3.2 構台、前室およびランウェイガーダの耐震性に対する検討 **TEPCO**

表4.3.2-5(3) 地盤定数の設定結果（燃料取り出し用構台）
(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	改良地盤	800	17.7	0.310	11.40	11.52	0.99	29.87	2	8.1
-8.1		450	16.5	0.464	2.63	3.41	0.77	7.70	3	11.9
-20.0	泥岩	500	17.1	0.455	3.36	4.36	0.77	9.78	3	70.0
-90.0		560	17.6	0.446	4.34	5.63	0.77	12.55	3	28.0
-118.0		600	17.8	0.442	5.03	6.53	0.77	14.51	3	88.0
-206.0		(解放基盤)	700	18.5	0.421	9.24	9.24	1.00	26.26	-

©Tokyo Electric Power Company Holdings, Inc. All Rights Reserved. 無断複製・転載禁止 東京電力ホールディングス株式会社

4.3.2 構台、前室およびランウェイガーダの耐震性に対する検討 **TEPCO**

表 4.3.2-6(1) 地盤定数の設定結果（原子炉建屋）
(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		(解放基盤)	700	18.5	0.421	9.24	9.24	1.00	26.26	-

©Tokyo Electric Power Company Holdings, Inc. All Rights Reserved. 無断複製・転載禁止 東京電力ホールディングス株式会社

4.3.2 構台、前室およびランウェイガーダの耐震性に対する検討 **TEPCO**

表 4.3.2-6(2) 地盤定数の設定結果（原子炉建屋）
(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		(解放基盤)	700	18.5	0.421	9.24	9.24	1.00	26.26	-

©Tokyo Electric Power Company Holdings, Inc. All Rights Reserved. 無断複製・転載禁止 東京電力ホールディングス株式会社

4.3.2 構台、前室およびランウェイガーダの耐震性に対する検討 **TEPCO**

表 4.3.2-6(3) 地盤定数の設定結果（原子炉建屋）
(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		(解放基盤)	700	18.5	0.421	9.24	9.24	1.00	26.26	-

©Tokyo Electric Power Company Holdings, Inc. All Rights Reserved. 無断複製・転載禁止 東京電力ホールディングス株式会社

改良地盤物性の設定について

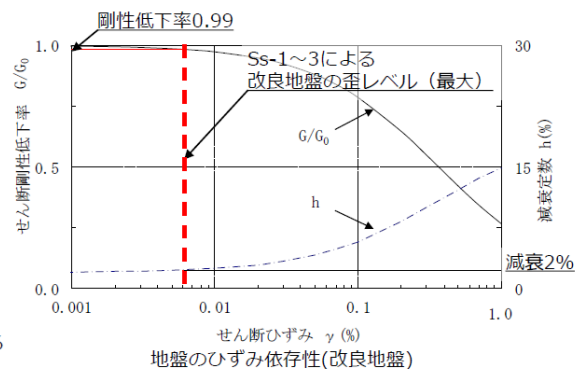
- 燃料取り出し用構台基礎直下は支持層（泥岩）に到達していないため、高圧噴射攪拌工法により地盤改良を行う。
- 物性値のうち圧縮強度とせん断波速度は、2号機燃料取り出し用構台と同一条件の4号機燃料取り出し用力バーでの実績値に基づき設定している。
- ひずみ依存特性は、本件と同様に、原地盤が砂質埋め戻し土及び砂岩であり、改良方法が高圧噴射攪拌工法を用いた類似条件下での物性を参照する。
- ひずみ依存性は、福島サイトでの実績値はないが、上記理由のほか、今回の入力地震動では剛性低下をほぼ起こさない応答レベルであり、減衰についても下限値の2%としている。
- 施工例が少なく、同工法、同設計値（剛性、強度）でのひずみ依存特性の実績値は上記を除き確認できなかったため、パラメトリックスタディを実施し、改良地盤のひずみ依存特性が応答に与える影響を確認した。（次頁以降記載）

	2号燃料取り出し用構台		(参考) 4号機燃料取り出し用力バー	
	設計仕様	設計仕様	設計仕様	実施後の試験結果
せん断波速度 Vs(m/s)	800	800	800	836
圧縮強度 (N/mm ²)	5	5	5	4.498*
設計基準強度 (N/mm ²)	3	3	3	2.300*

* : 設計バックフィットを実施し、設計成立性を確認している

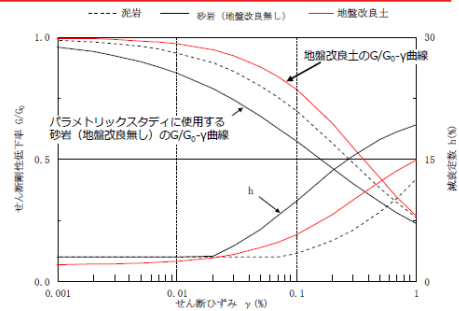
©Tokyo Electric Power Company Holdings, Inc. All Rights Reserved.

無断複製・転載禁止 東京電力ホールディングス株式会社



改良地盤物性の設定について

- 地盤改良を実施すると、改良前地盤よりせん断剛性低下率のひずみ依存性が改善される
- ここでは仮に、地盤改良を実施しない砂岩のせん断剛性低下率のひずみ依存性を用いて基礎下入力動に及ぼす影響を確認する
- 一方、初期せん断剛性や減衰定数は、地盤改良土の物性をそのまま用いる
- 上記条件の場合、剛性低下しやすくなり、応答が大きくなる傾向となる
- 入力波基準地震動Ss-1とする



■■■■ 地盤改良土の物性をそのまま使用

□□□□ ひずみ依存特性を変更したことにより変更

標高 G.L. (m)	地質	初期せん断波速度 Vs0 (m/s)	単位体積重量 γt (kN/m ³)	ポアソン比 ν	初期せん断弾性係数 G0 (×10 ⁶ kN/m ²)	剛性低下率 G/G0	せん断弾性係数 G (×10 ⁶ kN/m ²)	剛性低下後せん断波速度 Vs (m/s)	剛性低下後縦波速度 Vp (m/s)	減衰定数 h (%)	層厚 h (m)
0.0	(地盤改良土)	800	17.7	0.310	11.52	0.93	10.71	770	1470	2	8.1
-8.1	泥岩	450	16.5	0.464	3.41	0.78	2.66	398	1530	3	11.9
-20.0		500	17.1	0.455	4.36	0.78	3.40	442	1540	3	70.0
-90.0		560	17.6	0.446	5.63	0.78	4.39	495	1580	3	28.0
-118.0		600	17.8	0.442	6.53	0.78	5.09	530	1640	3	88.0
-206.0	(解放基盤)	700	18.5	0.421	9.24	-	9.24	700	1890	-	-

【参考】

砂岩の物性値

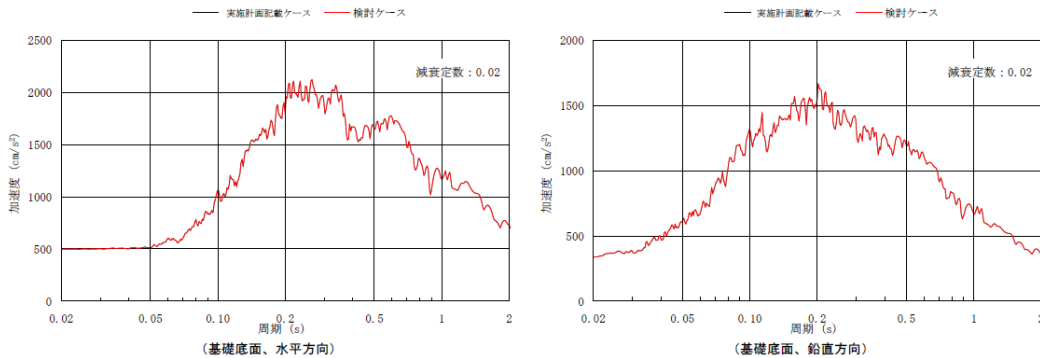
0.0	砂岩	380	17.8	0.473	2.62	0.85	2.23	350	○○	3	8.1
-----	----	-----	------	-------	------	------	------	-----	----	---	-----

©Tokyo Electric Power Company Holdings, Inc. All Rights Reserved.

無断複製・転載禁止 東京電力ホールディングス株式会社

改良地盤物性の設定について

- 基礎下入力動の比較を以下に示す
- 地盤改良を実施しない砂岩のひずみ依存特性を適用した場合においても、基礎下入力動は地盤改良を実施した類似条件下のひずみ依存性を用いた場合とほぼ同等であり、改良地盤のひずみ依存特性が応答に与える影響は十分小さいことを確認した

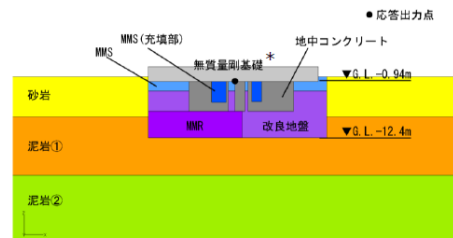


基礎下入力動の加速度応答スペクトルの比較（基準地震動Ss-1）

©Tokyo Electric Power Company Holdings, Inc. All Rights Reserved. 無断複製・転載禁止 東京電力ホールディングス株式会社

改良地盤部の地中構築物影響について

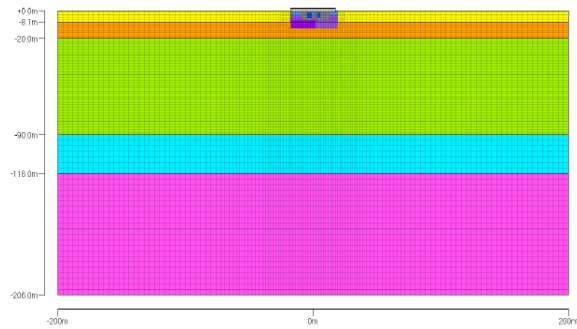
- 改良地盤部には、地中構築物（コンクリート）やMMRが残置されており、これらの影響について2D-FEMモデルを用いて確認する
- 地中コンクリート及びMMRは、建設時の工事記録の設計基準強度を参照し、剛性を設定する
- 2D-FEMモデル下端は解放基礎（G.L.-206.0m）までとし、下端には粘性境界を、側方はエネルギー伝達境界を設定する
- 検討用地震動は、3波のうち最も応答が大きくなる傾向がある基準地震動Ss-1とする
- 入力方法は、水平と鉛直の同時入力とする



*：一次元波動論により算出した応答との比較を行うため、一次元波動論での算出時にモデル化していない基礎は、無質量剛基礎とした

改良地盤部の地盤物性値			
	改良地盤・MMS (設計仕様)	地中コンクリート	MMR
せん断波速度 Vs(m/s)	800	—	—
圧縮強度 (N/mm ²)	5	—	—
設計基準強度 (N/mm ²)	3	22.1*	13.7*

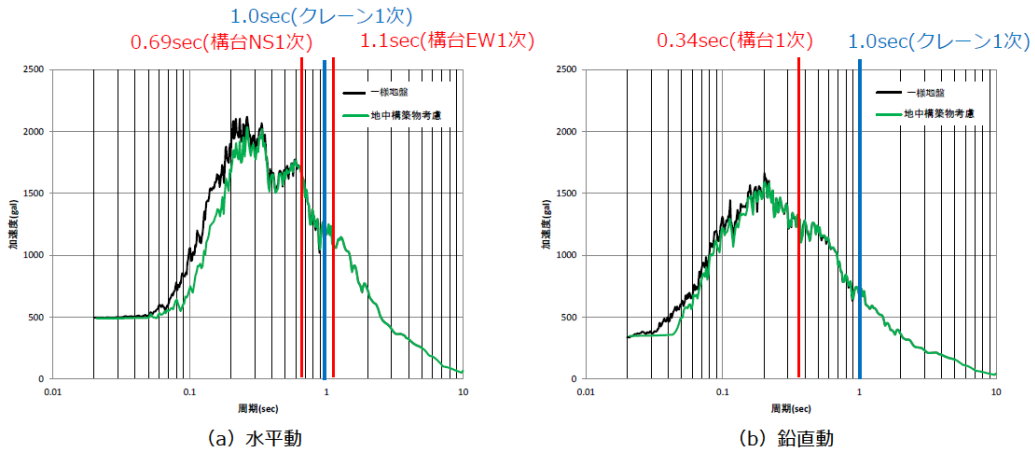
*：剛性の算定は日本建築学会RC規準に基づく



地盤FEMモデル

©Tokyo Electric Power Company Holdings, Inc. All Rights Reserved. 無断複製・転載禁止 東京電力ホールディングス株式会社

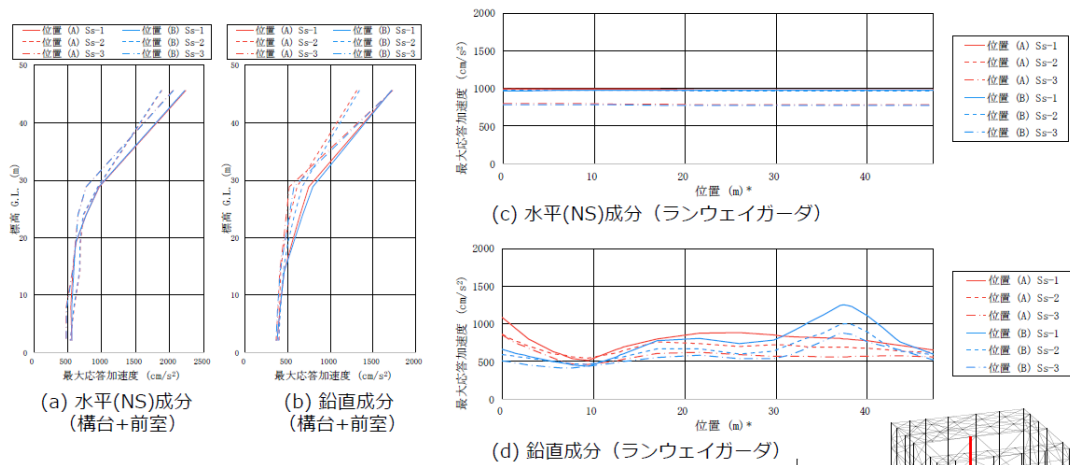
- 基礎下入力動の比較を以下に示す
- 水平動および鉛直動ともに、地中構築物を考慮した解析結果は、実施計画変更認可申請に記載した結果（地中構築物を考慮せず、一様な改良地盤と仮定し次元波動論により算出（以下「一様地盤」と呼ぶ））と比較して、ほぼ同等で一部周期帯では下回る結果となった
- 以上より、架構、燃料取扱設備とも地中構築物を考慮せず、一様な改良地盤として評価する方が保守的な評価になっており、妥当であることを確認した



基礎下入力動の加速度応答スペクトルの比較（基準地震動Ss-1, h=2%）

©Tokyo Electric Power Company Holdings, Inc. All Rights Reserved. 無断複製・転載禁止 東京電力ホールディングス株式会社

4.3.2 構台、前室およびランウェイガーダの耐震性に対する検討 TEPCO

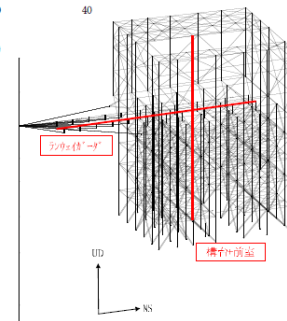


注：凡例位置の条件は表4.2.1-4に示す。

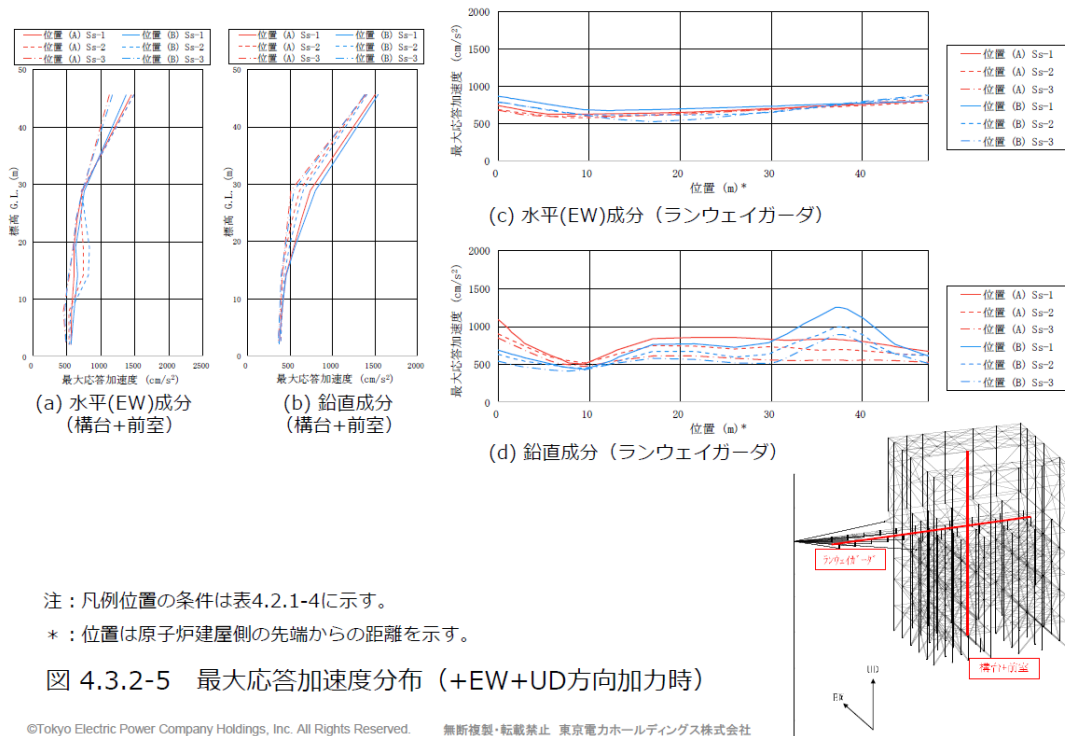
*：位置は原子炉建屋側の先端からの距離を示す。

図 4.3.2-4 最大応答加速度分布（+NS+UD方向加力時）

©Tokyo Electric Power Company Holdings, Inc. All Rights Reserved. 無断複製・転載禁止 東京電力ホールディングス株式会社



4.3.2 構台、前室およびランウェイガーダの耐震性に対する検討 **TEPCO**



4.3.2 構台、前室およびランウェイガーダの耐震性に対する検討 **TEPCO**

■ 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3月）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。

*：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

表 4.3.2-7 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
構台 (1F-6F間) G.L.28.894(m) ~G.L.2.060(m)	Ss-1	NS (B)	1/443	1/75	O.K.
		EW (B)	1/320	1/75	O.K.
	Ss-2	NS (B)	1/461	1/75	O.K.
		EW (B)	1/280	1/75	O.K.
	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）

4.3.2 構台、前室およびランウェイガーダの耐震性に対する検討 **TEPCO**

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。なお、材料強度は「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 断面検討結果

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	
			σ_c	σ_{by}	f_c	f_{by}			
鉄骨 部材	① 柱	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			
			T	18.8	f_s	205			
	② 梁	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			
			T	41.5	f_s	205			
	③	鉛直 ブレース	Ss-1 +NS-UD (B)	σ_c	214.2	f_c	294	0.73	O.K.
	④	ランウェイ イガーダ	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		
				T	14.9	f_s	186		

*1: ①～④の符号は図 4.3.2-4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)

©Tokyo Electric Power Company Holdings, Inc. All Rights Reserved. 無断複製・転載禁止 東京電力ホールディングス株式会社

JSCA性能メニューと損傷レベル

TEPCO

■ JSCA性能メニューに定められた各クライテリアの損傷レベルについて

対象	性能評価項目	損傷限界	安全限界余裕度 I <性能限界余裕度 I>	安全限界余裕度 II <性能限界余裕度 II>	安全限界 <性能限界>		
建物挙動	R (rad)	1/200	1/150	1/100	1/75		
構造 体	Q	Q_y	Q_u				
	μ	1.0	$\mu_u / 2.0$	$\mu_u / 1.33$ < $\mu_u / 1.50$ >	$\mu_u = 4.0$ < $\mu_u = 3.0$ >		
	η	JASS6 型	0	$\eta_u / 4.0$	$\eta_u / 1.77$	$\eta_u = 10.7(\delta_v/\delta_{eq})$	
		ノックアップ	0	$\eta_u / 4.0$	$\eta_u / 1.77$	$\eta_u = 18.2(\delta_v/\delta_{eq})$	
		梁端混用	0	$\eta_u / 4.0$	$\eta_u / 1.77$	$\eta_u = 6.7(\delta_v/\delta_{eq})$	
	構造部材	γ (%)	0	30	60	100	
		μ_m	1.0	$\mu_{mu} / 2.0$	$\mu_{mu} / 1.33$	$\mu_{mu} = 5.0$	
		η_m	JASS6 型	0	$\eta_{mu} / 4.0$	$\eta_{mu} / 1.77$	$\eta_{mu} = 21.5$
			ノックアップ	0	$\eta_{mu} / 4.0$	$\eta_{mu} / 1.77$	$\eta_{mu} = 36.5$
			梁端混用	0	$\eta_{mu} / 4.0$	$\eta_{mu} / 1.77$	$\eta_{mu} = 13.5$
制振 免震部材	η_d	—	$\eta_{du} / 4.0$	$\eta_{du} / 1.77$	η_{du}		
	W_d	—	$W_{du} / 4.0$	$W_{du} / 1.77$	W_{du}		
	δ_I	—	$\delta_{Iu} / 2.0$	$\delta_{Iu} / 1.33$	δ_{Iu}		
建物の状態	無被害 機能維持 修復不要	軽微な被害 主要機能確保 軽微な修復	小破 指定機能確保 小規模修復	中破 限定機能確保 中規模修復			

※>内は 2017 年版 JSCA 性能設計説明書において変更した項目

出典: JSCA性能設計説明書2017年版【耐震性能編】(社団法人日本建築構造技術者協会)

©Tokyo Electric Power Company Holdings, Inc. All Rights Reserved. 無断複製・転載禁止 東京電力ホールディングス株式会社

■ 地震によるS造建物の状態

被害の程度	軽微な被害	小 破	中 破	大 破
構造部材	無被害	ほぼ無被害	ブレースなどの一部に座屈などの損傷が生じる	建物を支持する部材に座屈・破断が生じる
外 壁	ほぼ無被害	継目のシール材に剥離、ずれなどの損傷が生じる	外装材の一部に損傷が生じるが、脱落はしない	外装材が破損し、脱落が生じる
内 壁	下地材の継目で仕上げ材(クロス)に亀裂などの損傷が生じる	下地材の一部に損傷が生じる	下地材に損傷が生じ、一部で脱落する	下地材が破損し、脱落が生じる
天 井	ほぼ無被害	天井材の一部に損傷が生じる	天井材に損傷が生じ、一部で脱落する	天井材が破損し、脱落が生じる

■ 中破の被災イメージ



出典：JSCA性能設計説明書2017年版【耐震性能編】（社団法人日本建築構造技術者協会）

©Tokyo Electric Power Company Holdings, Inc. All Rights Reserved. 無断複製・転載禁止 東京電力ホールディングス株式会社

No.25 国交省で定められたF値の1.1倍適用の考え方

■燃料取り出し用構台に用いる鋼材は以下告示に定めるJIS規格品を用いるため適用可能。

告示 平12建告第2464号 第1・第3

鋼材等及び溶接部の許容応力度並びに材料強度の基準強度を定める件

建築基準法施行令（昭和25年政令第338号）第90条，第92条，第96条及び第98条の規定に基づき，鋼材等及び溶接部の許容応力度並びに鋼材等及び溶接部の材料強度の基準強度を次のように定める。

第1 表 鋼材等の許容応力度の基準強度（抜粋）

鋼材等の種類及び品質					基準強度(単位1平方ミリメートルにつきニュートン)
炭素鋼	構造用鋼材	SS400	JIS G3101	鋼材の厚さが40ミリメートル以下のもの	235
		SM490A	JIS G3106	鋼材の厚さが40ミリメートルを超え100以下のもの	215
		SN490B	JIS G3136	鋼材の厚さが40ミリメートル以下のもの	235
		SN490C	JIS G3136		
		STK490	JIS G3444	鋼材の厚さが40ミリメートルを超え100以下のもの	295
異形鉄筋		SD295	JIS G3112,	-	295
		SD345	JIS G3117	-	345

第3 鋼材等の材料強度の基準強度

一 鋼材等の材料強度の基準強度は，次号に定めるもののほか，第1の表の数値とする。ただし，炭素鋼の構造用鋼材，丸鋼及び異形鉄筋のうち，同表に掲げるJISに定めるものについては，同表の数値のそれぞれ1.1倍以下の数値とすることができる。

©Tokyo Electric Power Company Holdings, Inc. All Rights Reserved. 無断複製・転載禁止 東京電力ホールディングス株式会社

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。

表 4.3.3-1 弾性支承の耐震性に対する検討結果

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	Ss-1+NS-UD(A)	43.00	10.83	0.26	O.K.
東側	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)

弾性支承の耐震性に対する検討

- 下記製品相当品を使用予定

出典: プリズトン建築免震用積層ゴム製品仕様一覧2019 Vol.1

天然ゴム系積層ゴム (NRB)
 国土交通省免震材料認定番号 MVBR-0295 (N3、G3、G5) 取得: 2006年1月
 MVBR-0509/MVBR-0518 (G4) 取得: 2014年12月

●製品形状

項目	目	解説
ゴム外径	: D_o (mm)	
ゴム内径	: D (mm)	
ゴム内径数	: n_i	
有効断面積	: A ($\times 10^3$ mm ²)	
ゴム一層厚	: t (mm)	
ゴム層数	: n	
ゴム総厚	: $H = n \cdot t$ (mm)	
1次形状係数	$S_1 = (D_o^2 - n_i \cdot D^2) / (4 \cdot t \cdot (D_o + n_i \cdot D))$	
2次形状係数	$S_2 = D_o / (n \cdot t)$	
フランジ外径	: D_1 (mm)	
フランジ厚さ・端部/中央部	: t_1/t_2 (mm)	
取付ボルト穴 PCD	: P.C.D. (mm)	
取付ボルト穴径×数	: d_5 (mm) × 数	
想定ボルトサイズ	: M ($d_5 - G$)	
内部鋼板厚さ	: t_3 (mm)	
製品総高さ	: H_1 (mm)	
製品総重量 1 (kN)	= 1/9.80665 (tonf)	

出典: プリチストン建築免震用積層ゴム製品仕様一覧2019 Vol.1(つづき)

鉛直性能

鉛直剛性 K_v

●鉛直剛性 K_v は以下の式より算出します。

$$K_v = E_c \cdot \frac{A}{H} \quad E_c = \frac{E(1+2\kappa S_2^2)}{1+E(1+2\kappa S_2^2)/E_m}$$

圧縮限界強度 (右図参照)

●せん断ひずみ 0 時の座屈面圧 σ_c は次式で決定しています。

$$\sigma_c = \pi / 4 \cdot \alpha_c \cdot (G_m \cdot E_b)^{0.5} \cdot S_2$$

ただし、 $E_b = E(1+2/3 \cdot \kappa \cdot S_2^2) / \{1+E(1+2/3 \cdot \kappa \cdot S_2^2)/E_m\}$
 α_c : 弊社試験データより定めた S_2 による補正係数
 $S_2 \geq 5$ の場合: $\alpha_c = 1.0$ $S_2 < 5$ の場合: $\alpha_c = 0.10 \cdot (S_2 - 5) + 1$

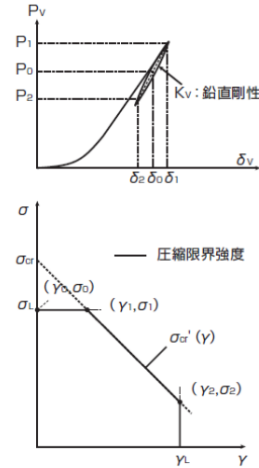
●任意のせん断ひずみ γ における圧縮限界強度 $\sigma_c'(\gamma)$ は、 σ_c を用いて次式で決定しています。

$$\sigma_c'(\gamma) = \sigma_c \cdot (1 - \beta \cdot \gamma / S_2)$$

β : 弊社試験データより定めた S_2 による補正係数
 $S_2 \geq 5$ の場合: $\beta = 0.76$ $S_2 < 5$ の場合: $\beta = 0.76 / \{0.15 \cdot (S_2 - 5) + 1\}$

●圧縮限界強度はゴム材料の弾性係数に応じて以下の上限値 σ_{L1} を超えない領域までとし、ひずみ領域としては 0 面圧時の限界ひずみ γ_{L1} を超えない範囲まで規定しています。

ゴム材料 (呼称) G0.30, G0.35 の場合: $\sigma_{L1} = 40$ (N/mm²)
 ゴム材料 (呼称) G0.40, G0.45 の場合: $\sigma_{L1} = 60$ (N/mm²)
 $\gamma_{L1} = 400\%$ または $S_2 \times 100\%$ のうち小さい値



出典: プリチストン建築免震用積層ゴム製品仕様一覧2019 Vol.1(つづき)

認定番号 MVR0-0509/MVR0-0519(G4)

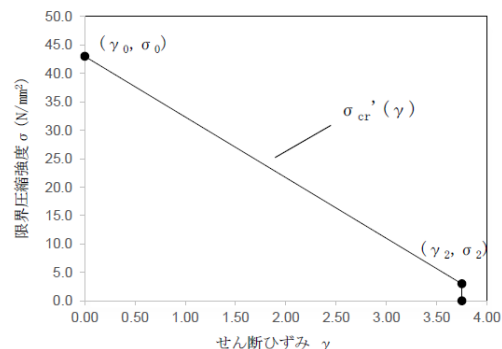
●NHシリーズ(ゴム総厚20cmタイプ)

ゴム種別	圧縮率	圧縮率係数 (N/mm ²)
G4	0.30	0.302

項目	NHシリーズ(ゴム総厚20cmタイプ)									
	MVR0-0509	MVR0-0519	MVR0-0529	MVR0-0539	MVR0-0549	MVR0-0559	MVR0-0569	MVR0-0579	MVR0-0589	MVR0-0599
ゴム厚 (mm)	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100
ゴム内径 (mm)	15	15	15	15	15	15	15	15	15	15
許容断面積 (×10 ⁴ mm ²)	2626	2917	3264	3671	4141	4671	5261	5911	6621	7391
ゴム厚率 (%)	4.0	4.4	4.8	5.2	5.6	6.0	6.4	6.8	7.2	7.6
ゴム層数	50	45	40	35	30	25	20	15	10	5
ゴム層厚 (mm)	2.00	2.22	2.45	2.71	2.98	3.26	3.54	3.82	4.10	4.38
1次せん断係数	36.9	38.1	39.3	40.5	41.7	42.9	44.1	45.3	46.5	47.7
2次せん断係数	3.00	3.08	3.14	3.20	3.26	3.32	3.38	3.44	3.50	3.56
フランジ外径 (mm)	300	300	300	300	300	300	300	300	300	300
フランジ内径 (mm)	220	220	220	220	220	220	220	220	220	220
ボルト穴径 (mm)	17.5	17.5	17.5	17.5	17.5	17.5	17.5	17.5	17.5	17.5
ボルト穴径間隔 (mm)	40	40	40	40	40	40	40	40	40	40
形状係数 (mm)	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
せん断係数 (mm)	3.1	3.1	3.1	3.1	3.1	3.1	3.1	3.1	3.1	3.1
せん断係数 (mm)	477.6	496.4	515.2	534.0	552.8	571.6	590.4	609.2	628.0	646.8
せん断係数 (mm)	0.85	0.78	0.71	0.64	0.57	0.50	0.43	0.36	0.29	0.22
せん断係数 (mm)	8.5	7.0	5.5	4.0	2.5	1.0	0.5	0.0	0.0	0.0
せん断係数 (mm)	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
せん断係数 (mm)	0.031	0.026	0.021	0.016	0.011	0.006	0.001	0.000	0.000	0.000
せん断係数 (mm)	0.762	0.620	0.478	0.336	0.194	0.052	0.010	0.000	0.000	0.000
せん断係数 (mm)	8.0	7.0	6.0	5.0	4.0	3.0	2.0	1.0	0.0	0.0
せん断係数 (mm)	27.3	23.0	18.7	14.4	10.1	5.8	1.5	0.0	0.0	0.0
せん断係数 (mm)	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
せん断係数 (mm)	0.004	0.003	0.002	0.001	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000

装置性能

せん断ひずみ	限界圧縮強度
γ_0	σ_0
γ_2	σ_2



弾性支承の設置条件

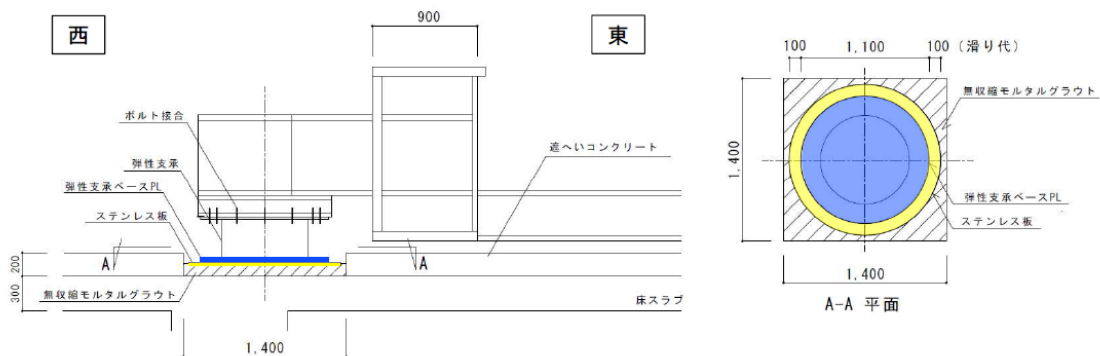
TEPCO

- 次頁に示すように、弾性支承は原子炉建屋床面上にステンレス板を設置し、その上に直接設置する計画としているが、被ばく量の低減のためテフロン板、防塵カバーの設置や床面への固定は行わない
- Ss時の水平方向の最大応答相対変位は、NS方向で45mm、EW方向で71mmであり、滑り代100mm以下であるため、弾性支承がステンレス板上を滑動しても問題無い
- Ss時の水平方向の最大応答相対変位は、弾性支承のせん断変形に対する許容値400 mm（せん断歪み $\gamma = 200\%$ に相当）と比較し十分小さいことから、ベースプレートとステンレス板の摩擦により弾性支承が滑動しなかったとしても、地震により発生するせん断歪みで損傷することは無い
- 水平方向の摩擦力は地震時にランウェイガードの応答を抑制する側に作用するため、地震応答解析では摩擦力を考慮せず、フリーの条件とすることは、ランウェイガードの応答を保守的に評価することとなる
- 以上から、現状の摩擦力を考慮しない境界条件は、妥当だと判断している

©Tokyo Electric Power Company Holdings, Inc. All Rights Reserved. 無断複製・転載禁止 東京電力ホールディングス株式会社

弾性支承の設置条件

TEPCO



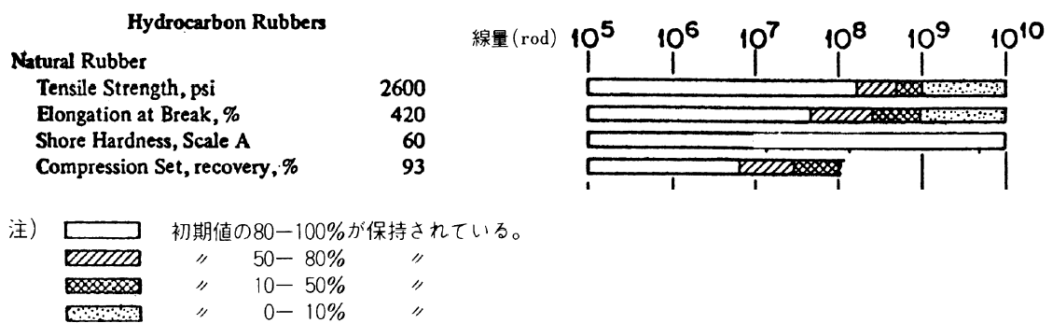
弾性支承設置概要図（単位：mm）

©Tokyo Electric Power Company Holdings, Inc. All Rights Reserved. 無断複製・転載禁止 東京電力ホールディングス株式会社

【弾性支承（天然ゴム系積層ゴム）の耐放射線性】

- 弾性支承の放射線に対する耐久性は以下の文献を参照し、 10^6rad ($=1.0 \times 10^4 \text{Gy}$) 程度であれば大きな劣化は起こらず問題無いと判断している
- 設置環境を仮定し、どの程度の照射量となるか試算した
 $2 \text{年} \times 365 \text{日} \times 24 \text{時間} \times 19 \text{mSv/h}^* = 332.9 \text{Sv} \rightarrow 332.9 \text{Gy} < 1.0 \times 10^4 \text{Gy}$
 使用限界線量に対し十分小さいことを確認した

* : 2021年2月～3月（除染及び遮蔽未実施）の実測値であり今後低減させる見込み



出典：日本ゴム協会誌 第52巻 第2号(1979) ゴムの耐放射線性 町 末男

©Tokyo Electric Power Company Holdings, Inc. All Rights Reserved. 無断複製・転載禁止 東京電力ホールディングス株式会社

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 オイルダンパ（水平棟間）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-1	NS (B)	50	±100	O.K.
オイルダンパ速度 (m/s)	Ss-2	NS (B)	0.54	0.70	O.K.

表 4.3.4-2 オイルダンパ（鉛直）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	EW (B)	18	±60	O.K.
オイルダンパ速度 (m/s)	Ss-1	NS (B)	0.16	0.50	O.K.

表 4.3.4-3 はね付きオイルダンパの検討結果

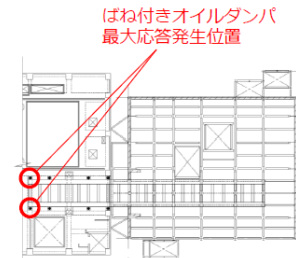
検討	地震波	入力方向(位置)*	最大応答値	許容値	判定
オイルダンパ変位 (mm)	Ss-1	NS (A)	18	±100	O.K.
オイルダンパ速度 (m/s)	Ss-1	NS (A)	0.14	1.00	O.K.

* : ()内は、燃料取扱設備の位置を示す。(表4.2.1-4参照)

©Tokyo Electric Power Company Holdings, Inc. All Rights Reserved. 無断複製・転載禁止 東京電力ホールディングス株式会社

ばね付きオイルダンパの設置条件

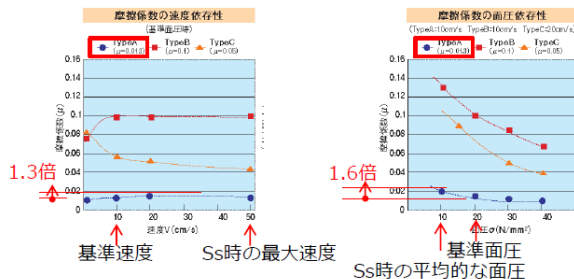
- 次頁に示すように、ばね付きオイルダンパの下面にはすべり材（テフロン板）を取付け、原子炉建屋屋面上に設置したすべり板（ステンレス板）との間で接触させ、水平方向に滑動できる計画としており、剛すべり支承*1の機構を参考に水平力を負担しない条件とした
 - Ss時の水平方向の最大応答相対変位は、NS方向で45mm、EW方向で76mmであり、滑り代100mm以下となっている
 - Ss時の最大面圧は13.4N/mm²であり、基準面圧*2（20N/mm²）を下回ることから、面圧によるテフロンの損傷は起こらない
 - ステンレス板（テフロンコーティング）とテフロン板との基準摩擦係数は0.013であり、非常に小さい
 - 摩擦係数はばらつきや次頁の通り速度依存性や面圧依存性があるため、設置条件を考慮し、保守的に摩擦係数を0.040と仮定すると、Ss時の応答解析結果から得られる最大発生軸力に、上記摩擦係数を掛けて得た最大摩擦力は、28kN（0.04×680kN（最大軸力））となり、ばね付きオイルダンパのせん断許容値である40kNを下回る
 - 一般的にオイルダンパは両端固定し設置し、伸方向/縮方向両方向で減衰力を発揮
 - 一方剛すべり支承は長期荷重を負担し、地震時に荷重を逃がす形で設置
 - 今回の設置方法は、オイルダンパ下部にすべり材（テフロン板）を備えており、縮方向のみ減衰力を発揮することや、長期荷重を負担しない部分にすべり材を設置することが一般的な設置条件と異なる
 - なお、3号機燃料取り出し用カバーで2号燃料取り出し用構台と同様の設置方法を用いており、実績がある
- *1 すべり材（テフロン板）を備え、すべり板（ステンレス板）上を滑らせる構造とした、「剛すべり支承」は、一般建物の渡り廊下や免震建物の付属施設（エレベータ、階段、周辺低層部）の下部に用いられている
- *2 長期許容面圧に相当



ばね付きオイルダンパの設置条件

	TypeA μ=0.013	TypeB μ=0.1	TypeC μ=0.05
長期鉛直荷重	100kN~10000kN		
短期鉛直荷重	200kN~20000kN(長期鉛直荷重x2.0)		
摩擦係数※1	0.013	0.1	0.05
基準面圧	20N/mm ²		30N/mm ²
変位量※2	±500mm		

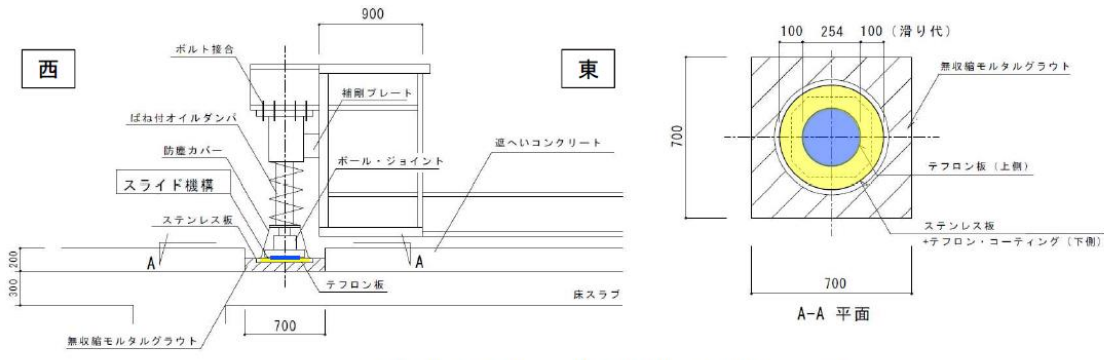
※1. TypeA, TypeBは正強波最大速度10cm/sの時、TypeCは20cm/sの時を示しております。
 ※2. 変位量は設計を考慮して広げることができます。



- ・摩擦係数のばらつき*：±30%
 - ・速度依存性：+30%
 - ・面圧依存性：+60%
- 変動要因をすべて考慮した摩擦係数
 $0.013 \times 1.3 \times 1.3 \times 1.6 = 0.035 \rightarrow 0.04$ と仮定

*：設計で参照したカタログ（MVBR-0293）には記載がないものの、最新の大臣認定（MVBR-0606）のカタログを参照し設定

基準摩擦係数および摩擦係数の速度および面圧依存特性（出典：日本ピラー工業（株）カタログ）



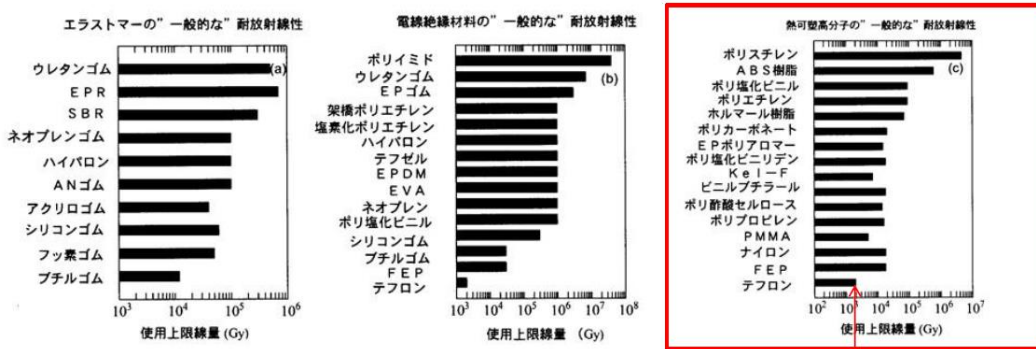
ばね付きオイルダンパ設置概要図 (単位 : mm)

©Tokyo Electric Power Company Holdings, Inc. All Rights Reserved. 無断複製・転載禁止 東京電力ホールディングス株式会社

【テフロンの耐放射線性】

- テフロンの放射線に対する耐久性は以下によると、約 2×10^3 Gyと評価されている
- 設置環境を仮定し、どの程度の照射量となるか試算した
 $2年 \times 365日 \times 24時間 \times 19mSv/h^* = 332.9Sv \rightarrow 332.9Gy < 2000Gy$
 使用限界線量に対し十分小さいことを確認した

* : 2021年2月~3月 (除染及び遮蔽未実施) の実測値であり今後低減させる見込み



出典 : 日本原子力研究所 高分子系材料の耐放射線特性とデータ集 (2003年9月)

©Tokyo Electric Power Company Holdings, Inc. All Rights Reserved. 無断複製・転載禁止 東京電力ホールディングス株式会社

燃料取扱設備位置選定の妥当性について

TEPCO

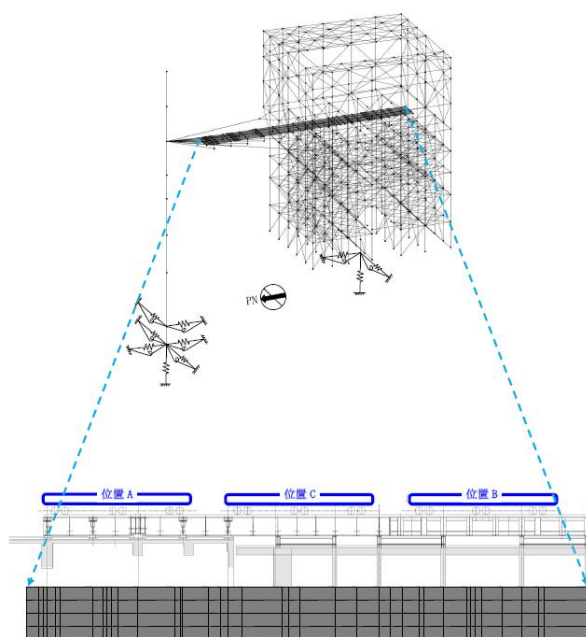
- 実施計画変更認可申請書において、燃料取扱設備が原子炉建屋側にある場合（位置 A）と構台内ある場合（位置 B）を、構造強度および耐震性の検討条件としていることの妥当性を確認するため、中間位置にある場合（以降 位置C）における走行台車位置応答、および燃料取り出し用構台を構成する各部材の応答結果の比較を行った

©Tokyo Electric Power Company Holdings, Inc. All Rights Reserved. 無断複製・転載禁止 東京電力ホールディングス株式会社

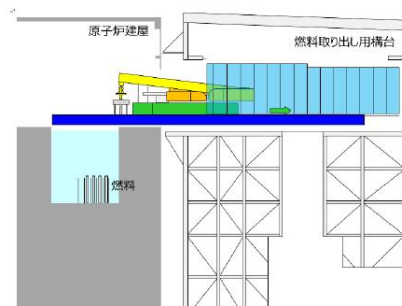
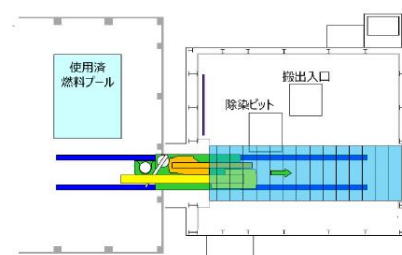
燃料取扱設備の位置の選定の妥当性について

TEPCO

- 燃料取扱設備の位置、および位置 C における作業姿勢は下図のとおり



燃料取扱設備位置図



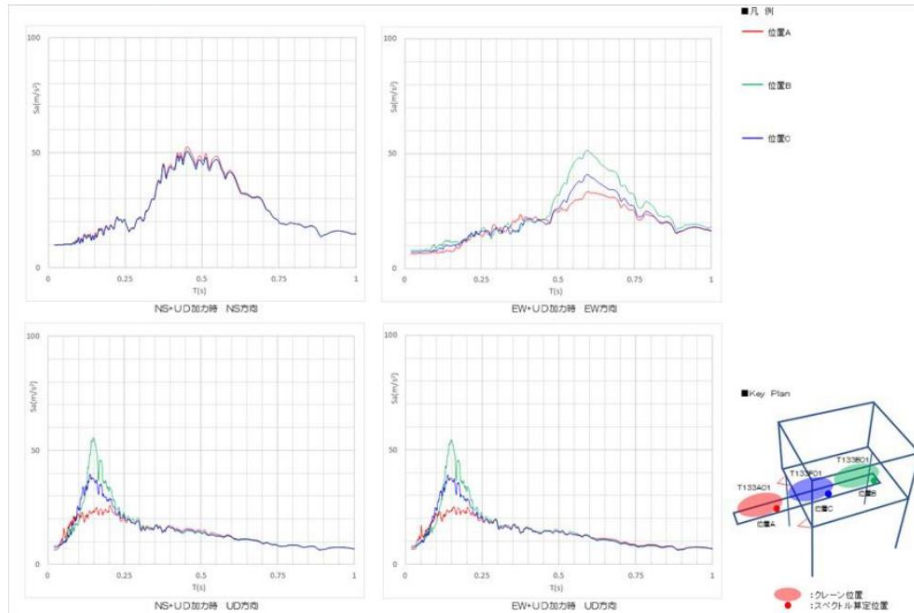
燃料取扱設備台車上の機器の姿勢

©Tokyo Electric Power Company Holdings, Inc. All Rights Reserved. 無断複製・転載禁止 東京電力ホールディングス株式会社

燃料取扱設備の位置の選定の妥当性について

TEPCO

- 位置Cにおける燃料取扱設備作業台車車輪位置での加速度応答スペクトルは、位置Aおよび位置Bにおける加速度応答スペクトルにほぼ包絡される形となり、中間位置での応答が燃料取扱設備に与える影響は十分に小さいことを確認した



©Tokyo Electric Power Company Holdings, Inc. All Rights Reserved. 無断複製・転載禁止 東京電力ホールディングス株式会社

燃料取扱設備の位置の選定の妥当性について

TEPCO

- 燃料取り出し用構台（鉄骨部材）の断面検討結果の比較は以下のとおり
- 位置の違いによる最大応力度比発生位置に違いは無く、位置Cの応答結果が位置A,Bの包絡値を下回ることを確認した

部位			部材形状(mm) <使用材料>	許容応力度 (N/mm ²)		位置A,B包絡値		位置C応答結果	
				f_c	f_s	作用応力度 (N/mm ²)	応力度比	作用応力度 (N/mm ²)	応力度比
鉄骨部材	a	柱	(X)H-700×300 ×36×36 (Y)H-700×350 ×36×40 <SM490A>	f_c	343	43.4	0.91	44.6	0.81
				f_{by}	337			215.6	
				f_{bz}	357			11.6	
				f_s	205			16.5	
	b	梁	H-750×350 ×40×40 <SM490A>	f_c	350	24.1	0.87	21.1	0.76
				f_{by}	352			231.4	
				f_{bz}	357			4.3	
				f_s	205			36.2	
	c	鉛直 ブレース	Φ-406.4×9.5 <STK490>	f_c	294	214.2	0.73	213.3	0.73
	d	ランウェイ イガータ	□-1500×900× (80+40)×80 <SN490B>	f_c	323	24.2	0.35	10.3	0.27
				f_b	323			73.3	
				f_s	186			12.7	

燃料取り出し用構台（鉄骨部材）の断面検討結果比較

©Tokyo Electric Power Company Holdings, Inc. All Rights Reserved. 無断複製・転載禁止 東京電力ホールディングス株式会社

燃料取扱設備の位置の選定の妥当性について

- 弾性支承およびオイルダンパの応答結果の比較は以下のとおり
- 位置Cでの応答結果が位置A,Bの包絡値を下回ることを確認した
- 前頁に記載した、燃料取扱設備台車車輪位置での加速度応答スペクトル、燃料取り出し用構台（鉄骨部材）の断面検討結果と併せ、位置Aおよび位置Bを構造強度および耐震性の検討条件として選定することの妥当性を確認した

		許容値	位置A,B	位置C	設置位置	圧縮限界強度 σ_v (N/mm ²)	位置A,B	位置C
			包絡値	最大応答値			包絡値	最大応答値
オイルダンパ° (水平棟間)	変位 (mm)	±100	50	47				
	速度 (m/s)	0.70	0.54	0.52				
オイルダンパ° (鉛直)	変位 (mm)	±60	18	16	西側	43.00	10.83	5.87
	速度 (m/s)	0.50	0.16	0.15				
ばね付き オイルダンパ°	変位 (mm)	±100	18	8	東側	43.00	10.83	5.92
	速度 (m/s)	1.00	0.14	0.12				

弾性支承の応答結果比較

オイルダンパの応答結果比較

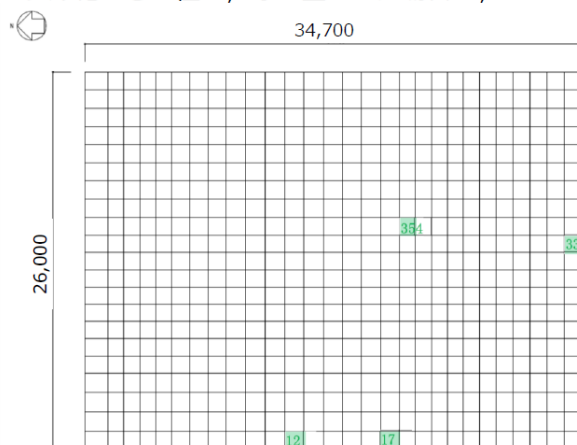
* : 【4.3.5 1/2Ss450とSs600の応答結果の比較検討】については、「IV 2号燃料取り出し関連設備に対する1/2Ss450評価について」に記載するため、本資料では省略する

©Tokyo Electric Power Company Holdings, Inc. All Rights Reserved. 無断複製・転載禁止 東京電力ホールディングス株式会社

4.3.6 基礎の耐震性に対する検討

■ 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。解析モデルは下図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。



凡例 ■■■ : Ss 地震時断面算定要素 (数字は要素番号)

図 4.3.6-1 基礎モデル(Ss 地震時)

©Tokyo Electric Power Company Holdings, Inc. All Rights Reserved. 無断複製・転載禁止 東京電力ホールディングス株式会社

4.3.6 基礎の耐震性に対する検討

■ 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（2013年8月）」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。なお、各許容応力度及び引張耐力算定時の材料強度は「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 4.3.6-1 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 (pt:%) 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	Ss-1 +NS-UD (A)	382.3	11137.8	0.127	1.238	0.378	2-D38@200 3-D38@200 (0.38) (0.57)	542.8	2616	O.K.
336	EW	Ss-3 +EW-UD (B)	702.3	8453.6	0.234	0.939	0.261	2-D38@200 2-D38@200 (0.38) (0.38)	513.9	2663	O.K.
17	NS	Ss-1 +NS-UD (A)	485.8	3585.9	0.162	0.398	0.099	2-D38@200 2-D38@200 (0.38) (0.38)	2048.4	2663	O.K.
354	EW	Ss-2 -EW+UD (B)	700.2	4994.3	0.233	0.555	0.139	2-D38@200 2-D38@200 (0.38) (0.38)	1806.0	2663	O.K.

*1：燃料取扱設備の位置を示す。*2：圧縮を正とする。

基礎版FEMの荷重条件と応力コンター

- 基礎版の断面検定において最大検定比となる荷重ケースを下表に示す。検定比最大ケースの応力コンター図を次ページ以降に示す。

表：検定比最大ケース一覧

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 (pt:%) 下段：下端筋 (pt:%)	せん断補強筋 (Pw:%)	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	Ss-1+NS -UD(A)	382.3	11137.8	0.127	1.238	0.378	2-D38@200 3-D38@200 (0.38) (0.57)	—	542.8	2616	O.K.
336	EW	Ss-3+EW -UD(B)	702.3	8453.6	0.234	0.939	0.261	2-D38@200 2-D38@200 (0.38) (0.38)	—	513.9	2663	O.K.
17	NS	Ss-1+NS -UD(A)	485.8	3585.9	0.162	0.398	0.099	2-D38@200 2-D38@200 (0.38) (0.38)	—	2048.4	2663	O.K.
354	EW	Ss-2-EW +UD(B)	700.2	4994.3	0.233	0.555	0.139	2-D38@200 2-D38@200 (0.38) (0.38)	—	1806.0	2663	O.K.

*1：燃料設備の位置を示す。*2：圧縮を正とする。

- 最大検定比が生じる要素が応力最大要素ではない。①配筋が異なること、②断面検定が応力の組み合わせを考慮しているためである。せん断力については最大検定比と最大応力の発生要素の領域が大きく異なるため、せん断力最大時の荷重ケースとコンター図も示す。

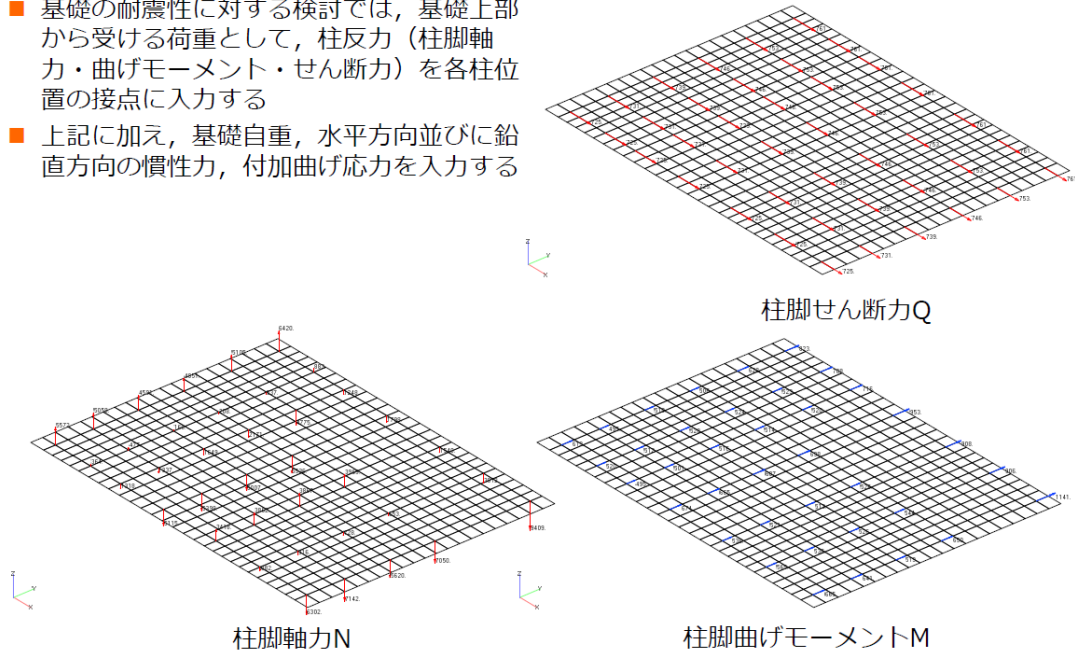
表：せん断力最大ケース一覧

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 (pt:%) 下段：下端筋 (pt:%)	せん断補強筋 (Pw:%)	設計面外 せん断力 Q(kN/m)	許容せん断力 α・f _s ・b・j Q _a (kN/m)	判定
			N ² (kN/m)	M (kN・m/m)								
587	NS	Ss-1+NS+UD (A)	-152.6	431.5	0.051	0.048	0.021	2-D38@200 2-D38@200 (0.38) (0.38)	D19#400×200 (0.36)	2201.9	5992	O.K.
560	EW	Ss-1+NS+UD (A)	7.4	13.4	0.002	0.001	0	2-D38@200 2-D38@200 (0.38) (0.38)	D19#400×200 (0.36)	2014.1	5992	O.K.

*1：燃料設備の位置を示す。*2：圧縮を正とする。

基礎版FEMの荷重条件と応力コンター

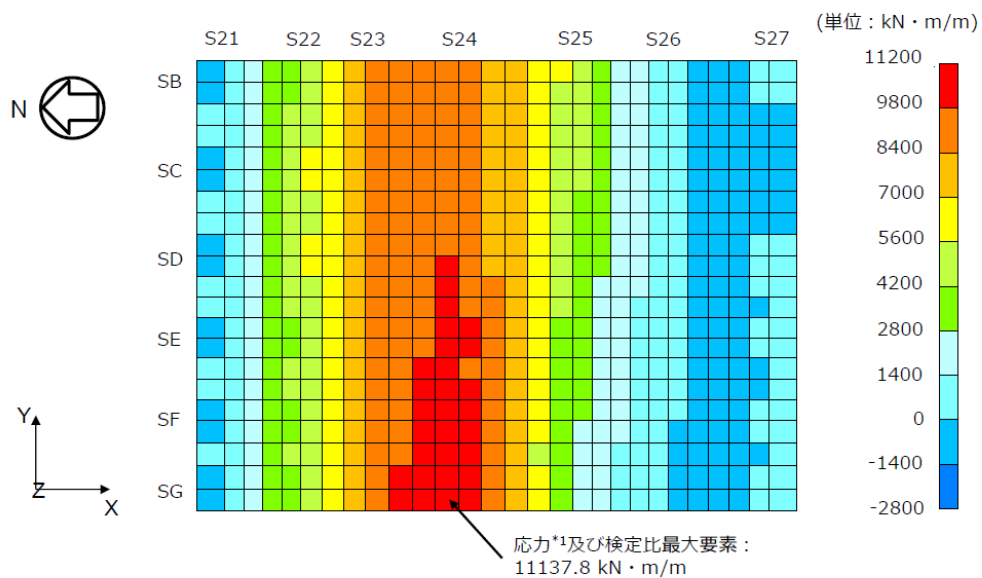
- 基礎の耐震性に対する検討では、基礎上部から受ける荷重として、柱反力（柱脚軸力・曲げモーメント・せん断力）を各柱位置の接点に入力する
- 上記に加え、基礎自重、水平方向並びに鉛直方向の慣性力、付加曲げ応力を入力する



荷重条件例：Ss-1+NS-UD(A)

©Tokyo Electric Power Company Holdings, Inc. All Rights Reserved. 無断複製・転載禁止 東京電力ホールディングス株式会社

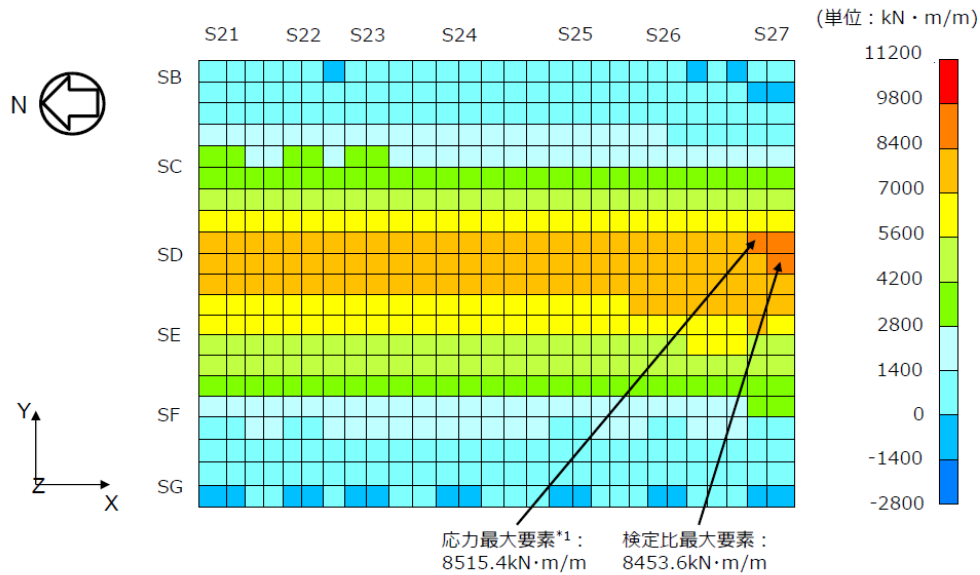
基礎版FEMの荷重条件と応力コンター



*1：本ケースにおける応力最大要素を示す。

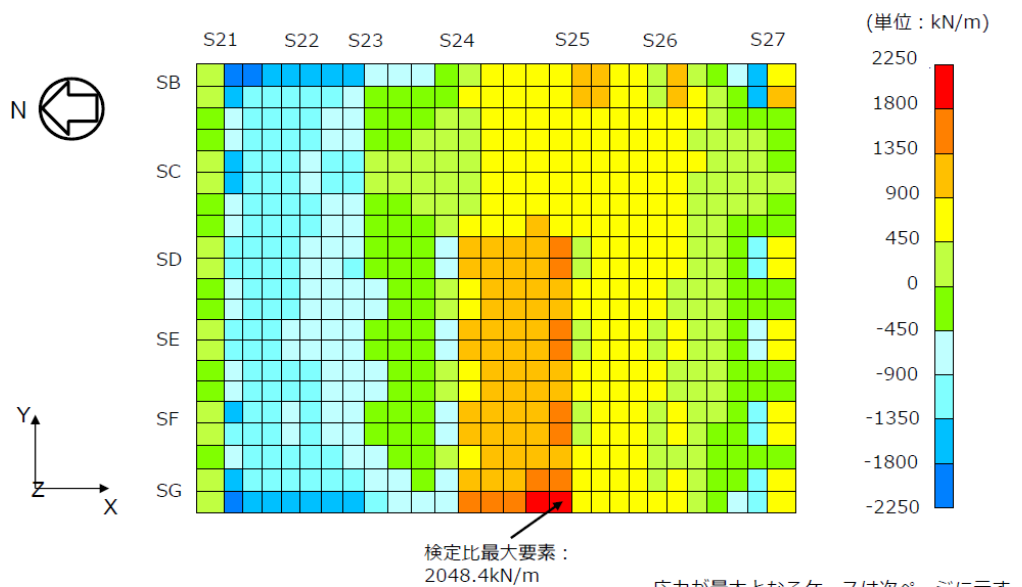
応力コンター（Y軸まわり曲げモーメント）
 応力及び検定比最大値発生荷重ケース：Ss-1+NS-UD(A)

©Tokyo Electric Power Company Holdings, Inc. All Rights Reserved. 無断複製・転載禁止 東京電力ホールディングス株式会社



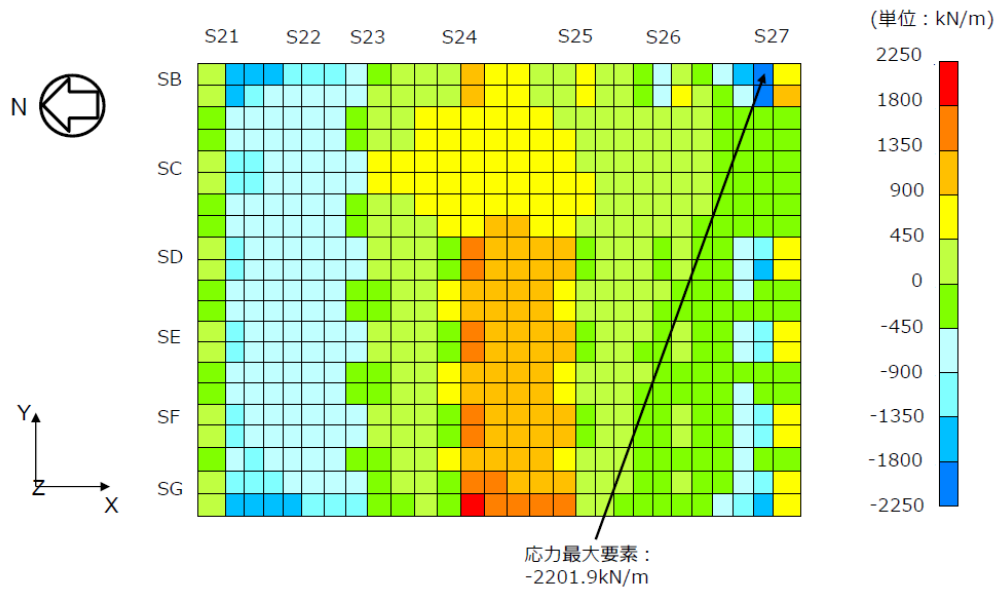
応力コンター (X軸まわり曲げモーメント)
 応力及び検定比最大値発生荷重ケース: Ss-3+EW-UD(B)

©Tokyo Electric Power Company Holdings, Inc. All Rights Reserved. 無断複製・転載禁止 東京電力ホールディングス株式会社



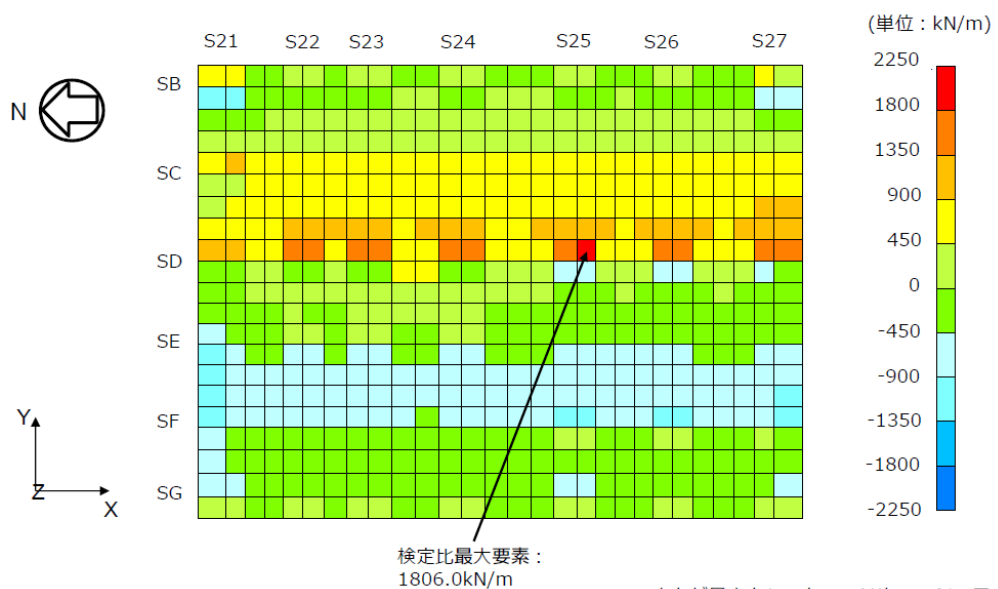
応力コンター (NS方向せん断力)
 検定比最大値発生荷重ケース: Ss-1+NS-UD(A)

©Tokyo Electric Power Company Holdings, Inc. All Rights Reserved. 無断複製・転載禁止 東京電力ホールディングス株式会社



応力コンター (NS方向せん断力)
応力最大値発生荷重ケース: Ss-1+NS+UD(A)

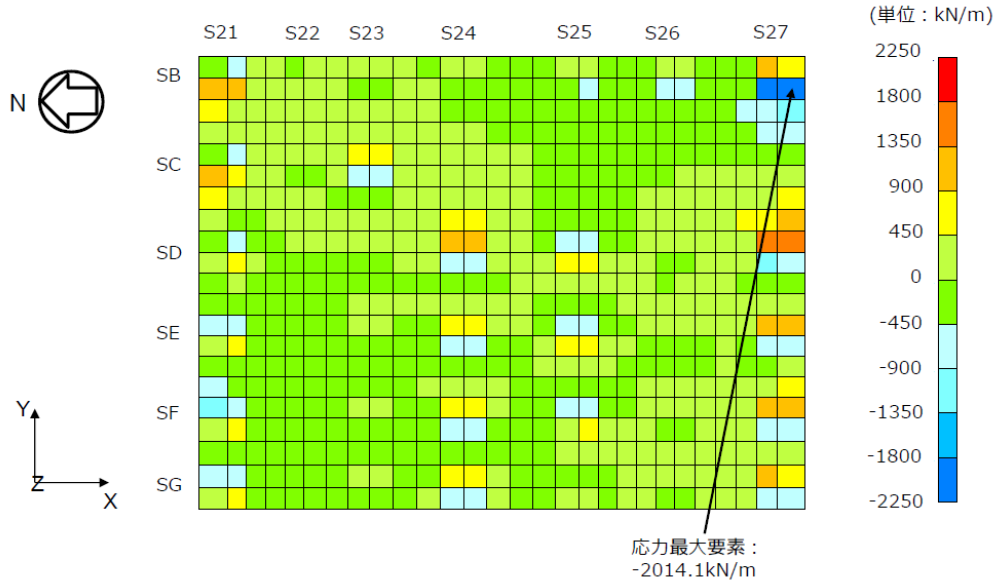
©Tokyo Electric Power Company Holdings, Inc. All Rights Reserved. 無断複製・転載禁止 東京電力ホールディングス株式会社



応力が最大となるケースは次ページに示す。

応力コンター (EW方向せん断力)
検定比最大値発生荷重ケース: Ss-2-EW+UD(B)

©Tokyo Electric Power Company Holdings, Inc. All Rights Reserved. 無断複製・転載禁止 東京電力ホールディングス株式会社



応力コンター (EW方向せん断力)
 応力最大値発生荷重ケース: Ss-1+NS+UD(A)

©Tokyo Electric Power Company Holdings, Inc. All Rights Reserved. 無断複製・転載禁止 東京電力ホールディングス株式会社

4.3.7 改良地盤の耐震性に対する検討

■ 基準地震動Ss時に対する検討

検討は「JEAC 4616-2009」に準拠し、基準地震動Ss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。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。

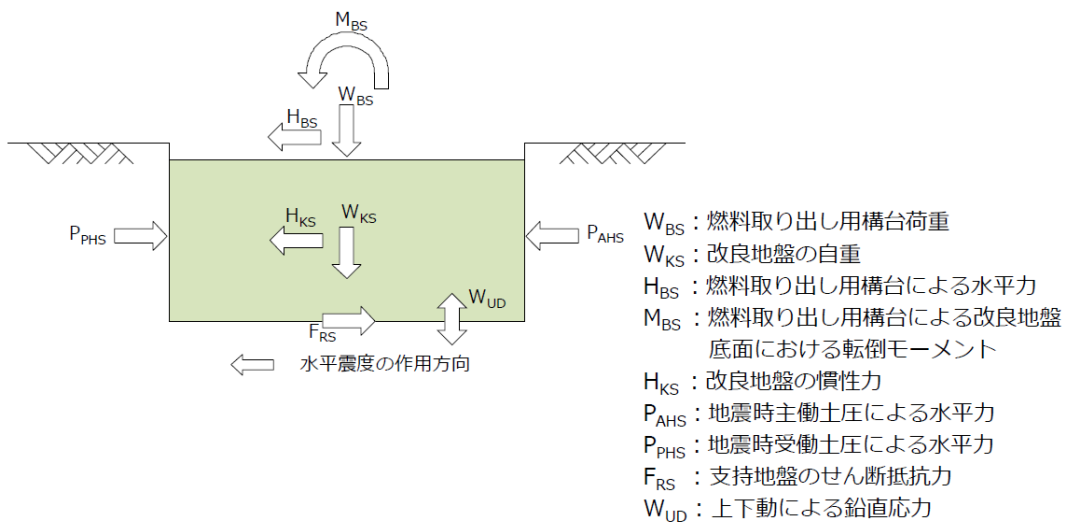


図4.3.7-1 作用荷重 (基準地震動Ss時)

©Tokyo Electric Power Company Holdings, Inc. All Rights Reserved. 無断複製・転載禁止 東京電力ホールディングス株式会社

4.3.7 改良地盤の耐震性に対する検討

■ 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/m²とし、断面欠損を考慮した場合 4900 kN/m²とする。

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 発生地震波	最大鉛直応力 $\sigma_{y\max}$ (kN/m ²)	圧縮強度 ssf_{sc} (kN/m ²)	安全率	カテゴリ	判定
NS	Ss-1	761	4900	6.43	1.50	OK
EW	Ss-2	793	4900	6.17	1.50	OK

4.3.7 改良地盤の耐震性に対する検討

■ 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 が1.5以上であることを確認する。

$$F_s = \frac{F_R}{F_H} \geq 1.5$$

ここで、 F_s :せん断に対する安全率
 F_R :せん断面上の地盤の水平抵抗力 (kN)
 F_H :せん断面上の地盤のせん断力 (kN)

表 4.3.7-2 改良地盤のせん断力に対する検討結果 (基礎直下)

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	カテゴリ	判定
NS	Ss-2	56816	676650	11.90	1.50	OK
EW	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	カテゴリ	判定
NS	Ss-2	105335	676650	6.42	1.50	OK
EW	Ss-1	106956	676650	6.32	1.50	OK

4.3.7 改良地盤の耐震性に対する検討

■ 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

表 4.3.7-4 支持地盤の鉛直応力に対する検討結果

方向	最大鉛直応力 発生地震波	最大鉛直応力 V (kN/m ²)	支持地盤の極限支持 力度 R_u (kN/m ²)*	安全率 F_s	クイリア	判定
NS	Ss-1	761	6860	9.01	1.50	OK
EW	Ss-2	793	6860	8.65	1.50	OK

*：「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。

4.3.8 原子炉建屋接触部の耐震性に対する検討

■ 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。

表 4.3.8-1 弾性支承反力に対する検討結果

部位	地震波	入力方向	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	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)

■ 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。

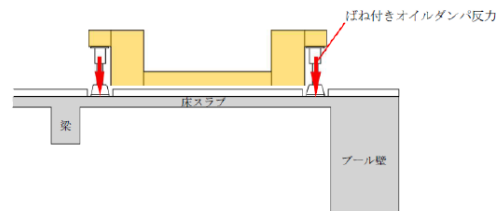


図 4.3.8-1 ばね付きオイルダンパ反力概要図

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	地震波	入力方向	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	Ss-1	NS(A)*	曲げM (kNm/m)	79	216	0.37	O.K.
			せん断Q(kN/m)	321	420	0.77	O.K.

*：()内は、燃料取扱設備の位置を示す。(表4.2.1-4参照)

4.3.8 原子炉建屋接触部の耐震性に対する検討

■ 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。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。

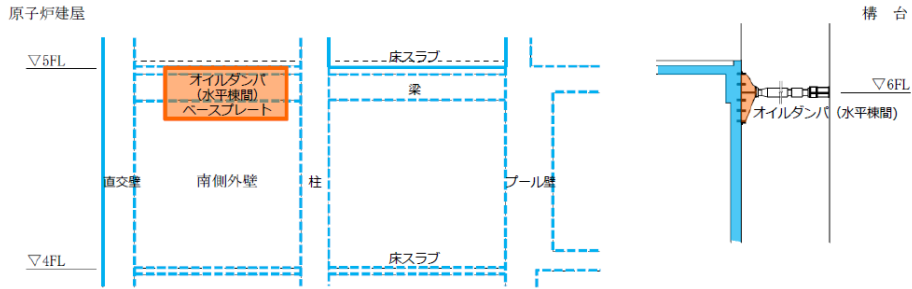


図 4.3.8-2 オイルダンパ（水平棟間）ベースプレート概要図

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	地震波	入力方向	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	Ss-2	NS(B)*	曲げM (kNm/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)

©Tokyo Electric Power Company Holdings, Inc. All Rights Reserved. 無断複製・転載禁止 東京電力ホールディングス株式会社

棟間ダンパー R/B南外壁接続について

- 棟間ダンパーは、R/B南側外壁のオペフロより下がった位置で、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。
- あと施工アンカーは、地震応答解析で得られた棟間ダンパーのR/B側節点反力（引張及びせん断方向）の最大値に対して短期許容強度を用いて必要本数を算出して配置している。

一般あと施工アンカー及びFMボルトの短期許容強度

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

ベースプレートに作用する設計用反力

設計用反力	Ss地震時最大値
面外引張力	3203 kN
面内せん断力	2219 kN

検定比

種類	径	検定比	
一般あと施工アンカー	M30	0.60	引張
FMボルト	M60	0.68	せん断

©Tokyo Electric Power Company Holdings, Inc. All Rights Reserved. 無断複製・転載禁止 東京電力ホールディングス株式会社

あと施工アンカーの適用性と妥当性について

TEPCO

- M30アンカーボルトの設計は、「各種合成構造設計指針・同解説（日本建築学会）」「4.5接着系アンカーボルトの設計」、及び「あと施工アンカー工法・製品評価認証書 セメフォースアンカー150, セメフォースアンカー500」（日本建築あと施工アンカー協会 認証番号：第17-0005号）による
- 以下の通り、M30のアンカーボルトの設計方法及び工法は妥当であると判断する
 - 躯体コンクリートの設計基準強度は22.1N/mm²であり、各種合成構造設計指針の適用範囲内（18～48N/mm²）である
 - アンカーボルト材料はSNR400であり、各種合成構造設計指針の適用範囲内である
 - 接着材は「あと施工アンカー工法・製品評価認証書」を取得した材料を用いる
 - セメフォースアンカーの製品評価認証書に定めてあるアンカーボルト径はD22までだが、D22を超える太径アンカー筋に対する無機系あと施工アンカーの付着強度に対する知見は土木学会論文に記載されており、D51まで各種合成構造設計指針の付着強度以上が確保されていることを確認していることから、適用には問題無い
- 本アンカーボルトは無機系材料（セメント系）を使用しており、耐久性や耐放射線性はコンクリート躯体同等である

©Tokyo Electric Power Company Holdings, Inc. All Rights Reserved. 無断複製・転載禁止 東京電力ホールディングス株式会社

あと施工アンカーの適用性と妥当性について

TEPCO

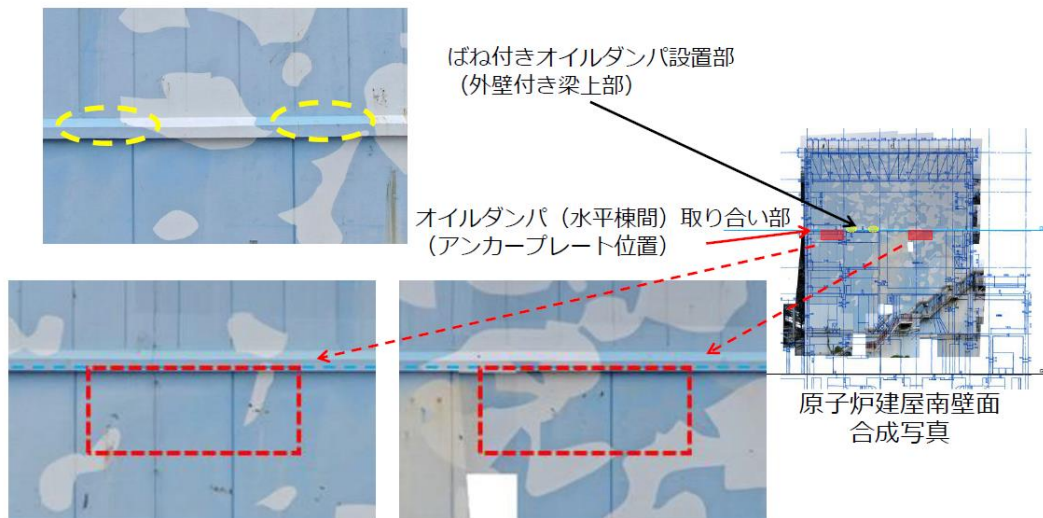
- M60のアンカーボルトの設計は、「評定書（工法等） FMボルト工法」（日本建築センター BCJ評定-SS0031-01）による
- 本評定書において、構造設計方法及び工法が妥当であることが示されている
- 以下の通り、M60のアンカーボルトの設計方法及び工法は妥当であると判断する
 - 躯体コンクリートの設計基準強度は22.1N/mm²であり、評定書の適用範囲内（21～42N/mm²）である
 - アンカーボルト材料はSNR400であり、評定書の適用範囲内である
 - 接着材は評定書で指定された材料である
 - アンカーボルト径M60は評定書の適用範囲内（30～60mm）である
- 本アンカーボルトは無機系材料（セメント系）を使用しており、耐久性や耐放射線性はコンクリート躯体同等である

©Tokyo Electric Power Company Holdings, Inc. All Rights Reserved. 無断複製・転載禁止 東京電力ホールディングス株式会社

原子炉建屋接触部の状況について (1)

TEPCO

- 現在に至るまでに該当箇所に損傷や劣化が生じていないかを、遠隔カメラによる画像で確認している。
- オイルダンパ（水平棟間）取り合い部およびばね付きオイルダンパ設置部の損傷は、3号機水素爆発によると思われる塗装面の傷が若干見られる程度であり、躯体構造に及ぼす影響は生じていない。



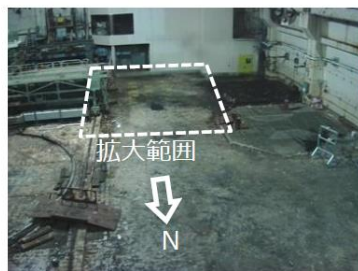
ドローンカメラによる遠隔撮影 (2020/6/29)

©Tokyo Electric Power Company Holdings, Inc. All Rights Reserved. 無断複製・転載禁止 東京電力ホールディングス株式会社

原子炉建屋接触部の状況について (2)

TEPCO

- 弾性支承およびばね付きオイルダンパ設置位置となる原子炉建屋オペレーティングフロア床面上部には大きな損傷は無く、躯体構造に及ぼす影響は生じていない。



オペフロ全景



原子炉建屋天井監視カメラにより遠隔撮影した合成写真 (2021/4/15)

©Tokyo Electric Power Company Holdings, Inc. All Rights Reserved. 無断複製・転載禁止 東京電力ホールディングス株式会社

4.3.9 原子炉建屋の耐震性に対する検討

■ 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、基準地震動Ss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。

■ 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、基準地震動Ss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。

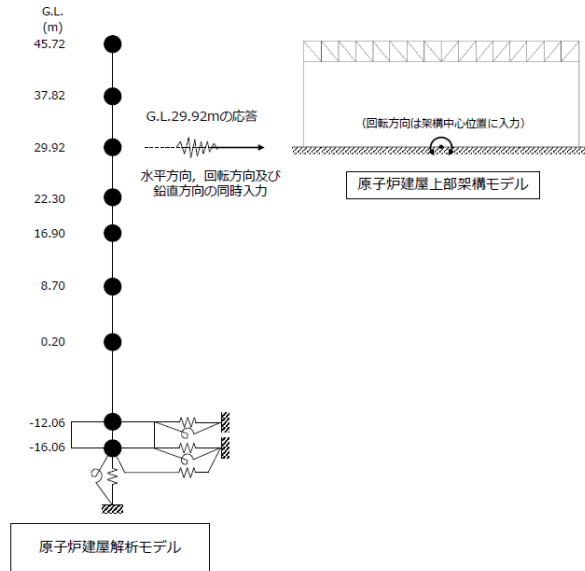


図 4.3.9-1 入力地震動の概念図

©Tokyo Electric Power Company Holdings, Inc. All Rights Reserved. 無断複製・転載禁止 東京電力ホールディングス株式会社

4.3.9 原子炉建屋の耐震性に対する検討

■ 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。

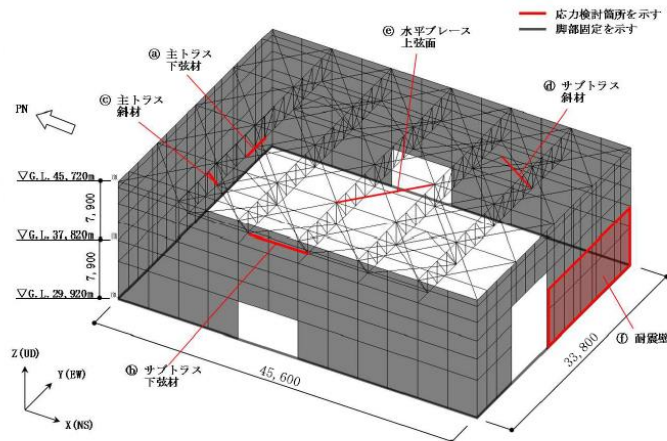


図 4.3.9-2 原子炉建屋上部架構の地震応答解析モデル

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。

©Tokyo Electric Power Company Holdings, Inc. All Rights Reserved. 無断複製・転載禁止 東京電力ホールディングス株式会社

4.3.9 原子炉建屋の耐震性に対する検討

■ 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3月）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。

■ 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。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「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。

4.3.9 原子炉建屋の耐震性に対する検討

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>	地震波入力方向 (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	㉑	下弦材 H-400×400×13×21 <SS400>	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	㉒	下弦材 H-248×249×8×13 <SS400>	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 : ㉑, ㉒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

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

4.3.9 原子炉建屋の耐震性に対する検討

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>	地震波入力方向 (位置) *2	塑性率		判定
主トラス	㉔	斜材	2Ls-100×100×13 <SS400>	Ss-1+NS+UD (A)	T/Tu	0.82	O.K.
サブトラス	㉕	斜材	2Ls-100×100×7 <SS400>	Ss-1+NS+UD (A)	C/Cu	0.58	O.K.
水平ブレース	㉖	上弦面	CT-125×250×9×14 <SS400>	Ss-2+EW-UD (A)	C/Cu	1.68	O.K.

*1 : ㉔, ㉕, ㉖ 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

4.3.9 原子炉建屋の耐震性に対する検討

■ 耐震壁のせん断ひずみの検討

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>	地震波入力方向 (位置) *2	せん断ひずみ ($\times 10^{-3}$)	判定
耐震壁	㉗	建屋南側 5F	t=200 <Fc22.1>	Ss-1+EW+UD (A)	0.24	O.K.

*1 : ㉗ 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)

4.3.9 原子炉建屋の耐震性に対する検討

「4.3.2 架構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」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示す。

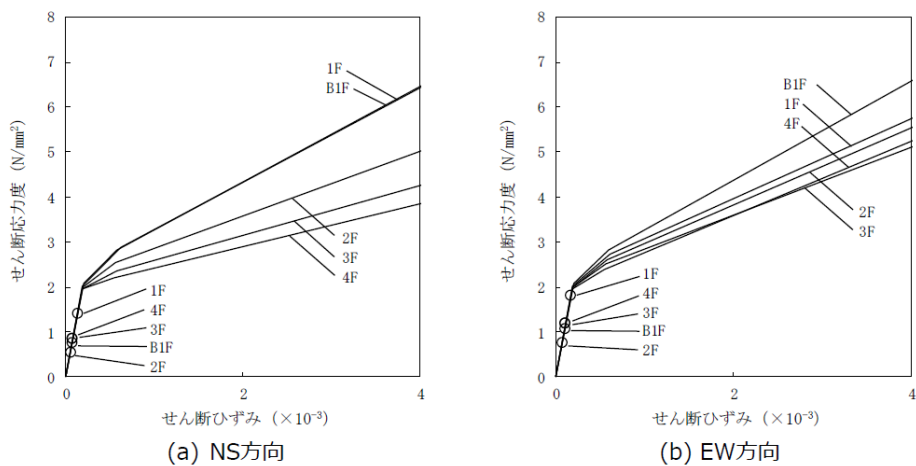


図4.3.9-3 せん断スケルトン曲線上の最大応答値

II 換気設備 換気風量について

1. 必要換気風量の設定

燃料取扱設備等の電気品保護のため、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前室内の環境を 40℃以下(設計値)となるよう換気設備の換気風量を設定する。また、各エリアの放射性物質濃度が上がらないよう換気回数 0.5 回/h 以上を確保することを目安とする。これらの要求を満足する換気風量として、原子炉建屋オペレーティングフロアの換気風量を 20000(m³/h)、燃料取り出し用構台の換気風量を 10000(m³/h)に設定した。具体的な算定結果を以下に示す。

1.1 原子炉建屋オペレーティングフロアの環境維持に必要な換気風量

(1) 設計用熱負荷の除熱に必要な換気風量

$$Q_1 = q_1 / (C_p \cdot \rho \cdot (t_{1a} - t_2) \cdot 1/3600) = 15580 \text{ (m}^3/\text{h)}$$

Q_1 :設計用熱負荷の除熱に必要な換気風量(m³/h)

q_1 :設計用熱負荷, 約 60 (kW)(機器発熱(照明), 使用済燃料プールからの熱)

C_p :定圧比熱, 1.004652(kJ/kg・℃)

ρ :密度, 1.2(kg/m³)

t_{1a} :原子炉建屋オペレーティングフロア温度, 40(℃)

t_2 :設計用外気温度, 28.5(℃)

(2) 換気回数の確保に必要な換気風量

$$Q'_1 = \text{Vol}_1 \cdot 0.5 = 13000 \text{ (m}^3/\text{h)}$$

Q'_1 :換気回数 0.5 回/h に必要な換気風量(m³/h)

Vol_1 :原子炉建屋オペレーティングフロア内容積, 約 26000(m³)

1.2 燃料取り出し用構台の環境維持に必要な換気風量

(1) 設計用熱負荷の除熱に必要な換気風量(m³/h)

$$Q_2 = q_2 / (C_p \cdot \rho \cdot (t_{1b} - t_2) \cdot 1/3600) = 5193 \text{ (m}^3/\text{h)}$$

Q_2 :設計用熱負荷の除熱に必要な換気風量(m³/h)

q_2 :設計用熱負荷, 約 20 (kW)(機器発熱(照明))

C_p :定圧比熱, 1.004652(kJ/kg・℃)

ρ :密度, 1.2(kg/m³)

t_{1b} :燃料取り出し用構台前室内温度, 40(℃)

t_2 :設計用外気温度, 28.5(℃)

(2) 換気回数の確保に必要な換気風量

$$Q'_2 = \text{Vol}_2 \cdot 0.5 = 8000 \text{ (m}^3/\text{h)}$$

Q'_2 :換気回数 0.5 回/h に必要な換気風量(m³/h)

Vol_2 :燃料取り出し用構台前室内内容積, 約 16000(m³)

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における気流の流れ
 1 章に基づき, 原子炉建屋オペレーティングフロアの換気風量を 20000(m³/h), 燃料取り出し用構台の換気風量を 10000(m³/h)に設定した場合の気流の流れを評価する。

2.1 評価モデル

評価モデルを図 1 に, 評価で考慮する隙間を表 1 に示す。

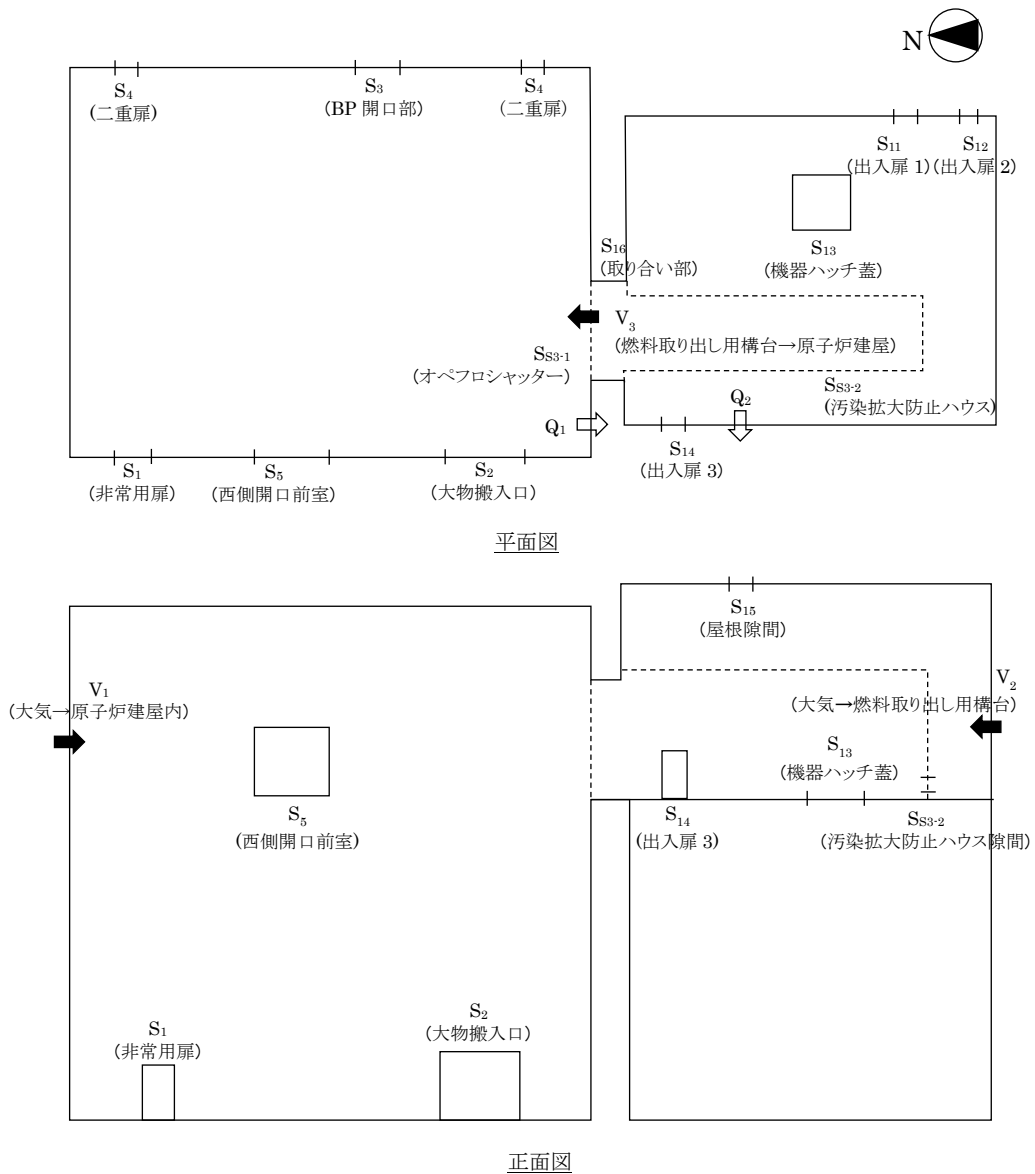


図 1 評価モデル

表 1 評価で考慮する隙間面積

記号	名称	単位	数値(*)	備考
S _{S1}	原子炉建屋隙間 合計面積	m ²	—	
S ₁	非常用扉 開口面積(*)	m ²	0	津波対策のため閉止済
S ₂	大物搬入口 開口面積(*)	m ²	0	津波対策のため閉止済
S ₃	ブローアウトパネル(BP)開口部 隙間面積(*)	m ²	0.34	
S ₄	原子炉建屋二重扉(南北)開口面積(*)	m ²	0	津波対策のため閉止済
S ₅	西側開口前室 開口面積(*)	m ²	0.467	西側開口前室隙間合計
S _{S2}	燃料取り出し用構台隙間合計面積	m ²	—	
S ₁₁	出入扉 1 隙間	m ²	0.06	
S ₁₂	出入扉 2 隙間	m ²	0.08	
S ₁₃	機器ハッチ蓋隙間	m ²	0.2	
S ₁₄	出入扉 3 隙間	m ²	0.06	
S ₁₅	燃料取り出し用構台屋根隙間	m ²	0.98	
S ₁₆	燃料取り出し用構台取り合い部隙間	m ²	0.42	オペフロシャッター開時は S _{S1} に加算 オペフロシャッター閉時は S _{S2} に加算
S _{S3-1}	オペフロシャッター隙間	m ²	2.33	オペフロシャッター閉時に 適用
S _{S3-2}	汚染拡大防止ハウス隙間	m ²	2.34	オペフロシャッター開時に 適用

(*)原子炉建屋からの放出量評価適用値。

2.2 評価ケース

燃料取り出し作業時に、大気から原子炉建屋へ、大気から燃料取り出し用構台へ、燃料取り出し用構台から原子炉建屋へ流入する気流が生じることを確認する。評価ケースは以下の2ケースとする。

(1) オペフロシャッター閉時

オペフロシャッター閉、汚染拡大防止ハウスは収納状態とした場合の評価モデルを図2に示す。

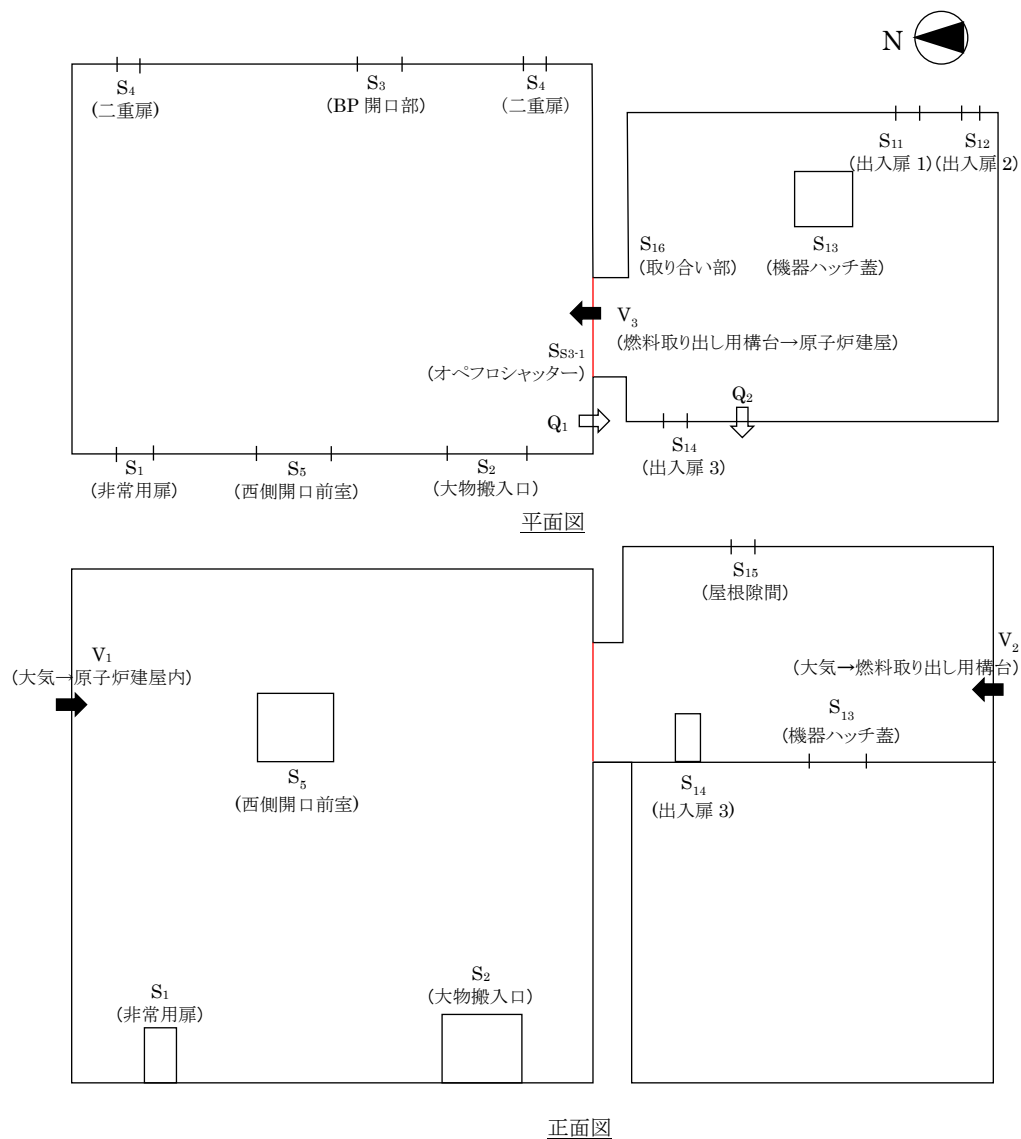


図2 オペフロシャッター閉時 評価モデル

(2) オペプロシャッター開時

オペプロシャッター開, 汚染拡大防止ハウスは展開状態とした場合の評価モデルを図 3 に示す。

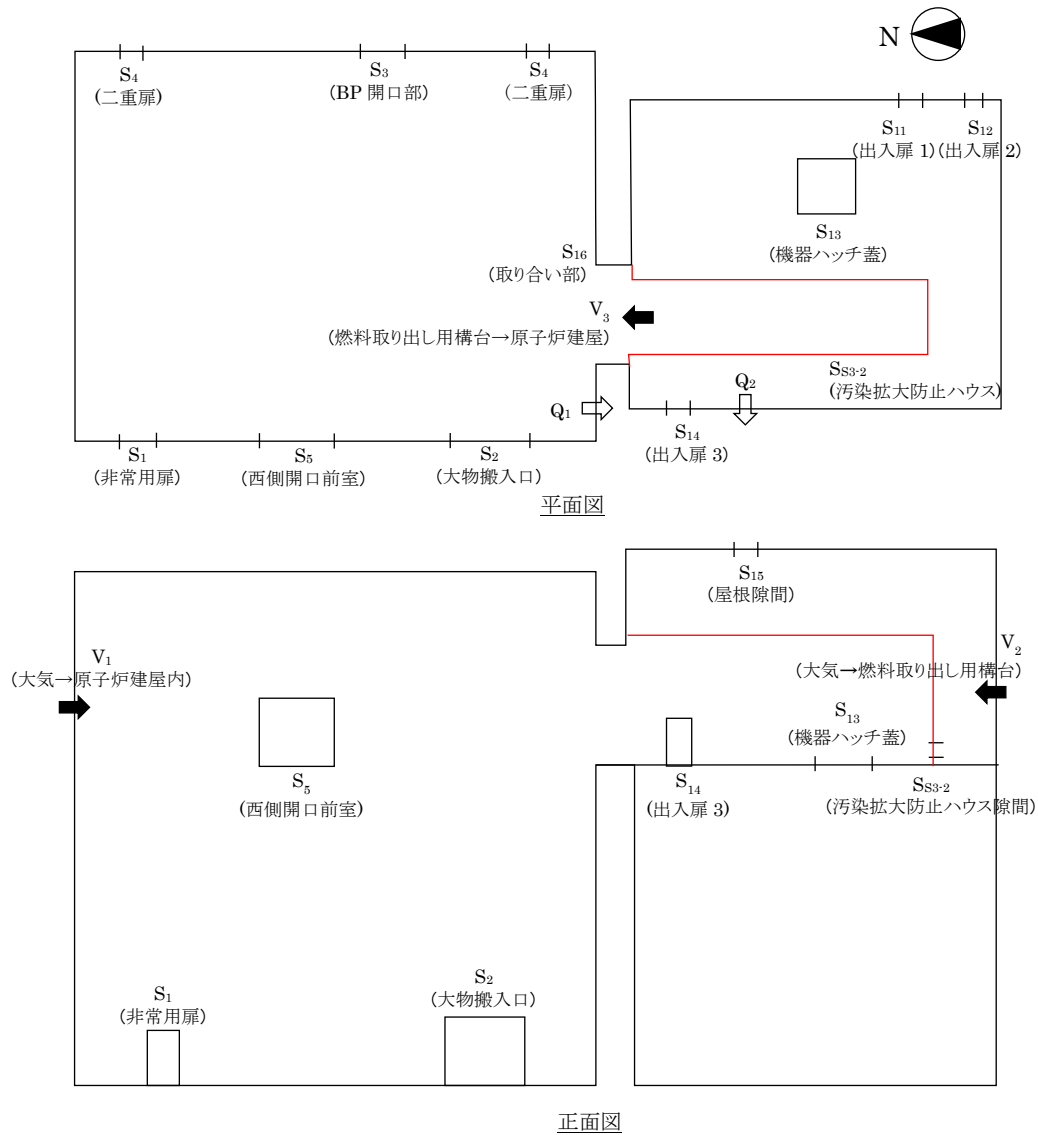


図 3 オペプロシャッター開時 評価モデル

2.3 評価方法

燃料取り出し用構台から原子炉建屋オペレーティングフロアへ気流の流れが生じている状態では原子炉建屋、燃料取り出し用構台でのマスバランスは以下の通りとなる。

$$Q_1 = (V_1 \times S_{S1} + V_3 \times S_{S3}) \times 3600 \quad (1)$$

$$Q_2 = (V_2 \times S_{S2} - V_3 \times S_{S3}) \times 3600 \quad (2)$$

Q_1 : 原子炉建屋換気風量 20000(m³/h)

Q_2 : 燃料取り出し用構台換気風量 10000(m³/h)

S_{S1} : 原子炉建屋隙間合計面積 表 1 参照

S_{S2} : 燃料取り出し用構台隙間合計面積 表 1 参照

S_{S3} : 原子炉建屋／燃料取り出し用構台間隙間 表 1 参照

V_1 : 大気から原子炉建屋への流入風速(m/s)

V_2 : 大気から燃料取り出し用構台への流入風速(m/s)

V_3 : 燃料取り出し用構台から原子炉建屋への流入風速(m/s)

各流入風速は以下の式より求める。

$$P_0 - P_1 = \zeta \times \rho \times V_1^2 / 2g \quad (3)$$

$$P_0 - P_2 = \zeta \times \rho \times V_2^2 / 2g \quad (4)$$

$$P_2 - P_1 = \zeta \times \rho \times V_3^2 / 2g \quad (5)$$

P_0 : 大気圧 0(Pa)

P_1 : 原子炉建屋内圧(Pa)

P_2 : 燃料取り出し用構台内圧(Pa)

ζ : 形状抵抗係数 2.00(-)

ρ : 空気密度 1.2(kg/m³)

g : 重力加速度 9.81(m/s²)

大気圧を 0(Pa)とし、(3)～(5)式を変形する。

$$V_1 = \sqrt{-P_1 \times 2g / (\zeta \times \rho)} \quad (6)$$

$$V_2 = \sqrt{-P_2 \times 2g / (\zeta \times \rho)} \quad (7)$$

$$V_3 = \sqrt{(P_2 - P_1) \times 2g / (\zeta \times \rho)} \quad (8)$$

(6)～(8)式を(1)、(2)式に代入し、マスバランスを満たす P_1 、 P_2 を求める。

2.4 算定結果

2.3 項に記載の方法に従い、原子炉建屋内圧、燃料取り出し用構台内圧を算定し、各流入風速を算定した。

記号	名称	単位	オペフロ シャッター開時	オペフロ シャッター閉時
P ₁	原子炉建屋内圧	Pa	-1.28	-1.38
P ₂	燃料取り出し用構台内圧	Pa	-1.22	-1.20
V ₁	大気から原子炉建屋への 流入風速	m/s	3.2	3.4
V ₂	大気から燃料取り出し用構台へ の流入風速	m/s	3.2	3.1
V ₃	燃料取り出し用構台から 原子炉建屋への流入風速	m/s	0.68	1.2

2.5 評価

2.4 項に示す通り、オペフロシャッターの開閉状態に関わらず、大気から原子炉建屋へ、大気から燃料取り出し用構台へ、燃料取り出し用構台から原子炉建屋へ流入する気流が生じる。

以上より、ダスト飛散抑制の観点で適切に換気風量が設定されていることを確認した。

3. まとめ

1 章及び 2 章に示す通り、原子炉建屋オペレーティングフロアの換気風量を 20000(m³/h)、燃料取り出し用構台の換気風量を 10000(m³/h)と設定することで、原子炉建屋及び燃料取り出し構台内の温度維持、換気回数の確保、ダスト飛散抑制のための気流の確保が可能となることを確認した。

Ⅲ 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耐震性についての計算書

1/2Ss450 を用いた評価については、「IV 2号機燃料取り出し関連設備に対する 1/2Ss450 評価について」に記載するため、本資料「III 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耐震性についての計算書」への記載は省略する。

I. 遮蔽体に係る耐震設計の基本方針

1. 設備の重要度による耐震クラス別分類

設備名	耐震 クラス別	確認用 地震動
遮蔽体	ノンクラス	Ss

2号機原子炉建屋内の作業環境改善のため、原子炉建屋内の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。

遮蔽体の耐震クラス別分類は原子力発電所耐震設計技術指針(JEAG4601・補-1984)に規定される放射性物質にかかわる設備には該当しないため、ノンクラスとなる。但し、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、地震による破損などの事象により、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。

本資料では、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強度の結果を示す。各遮蔽体の配置を図1に示す。なお、本書に示す形状は現場の状況に合わせて変更する可能性がある。

- (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

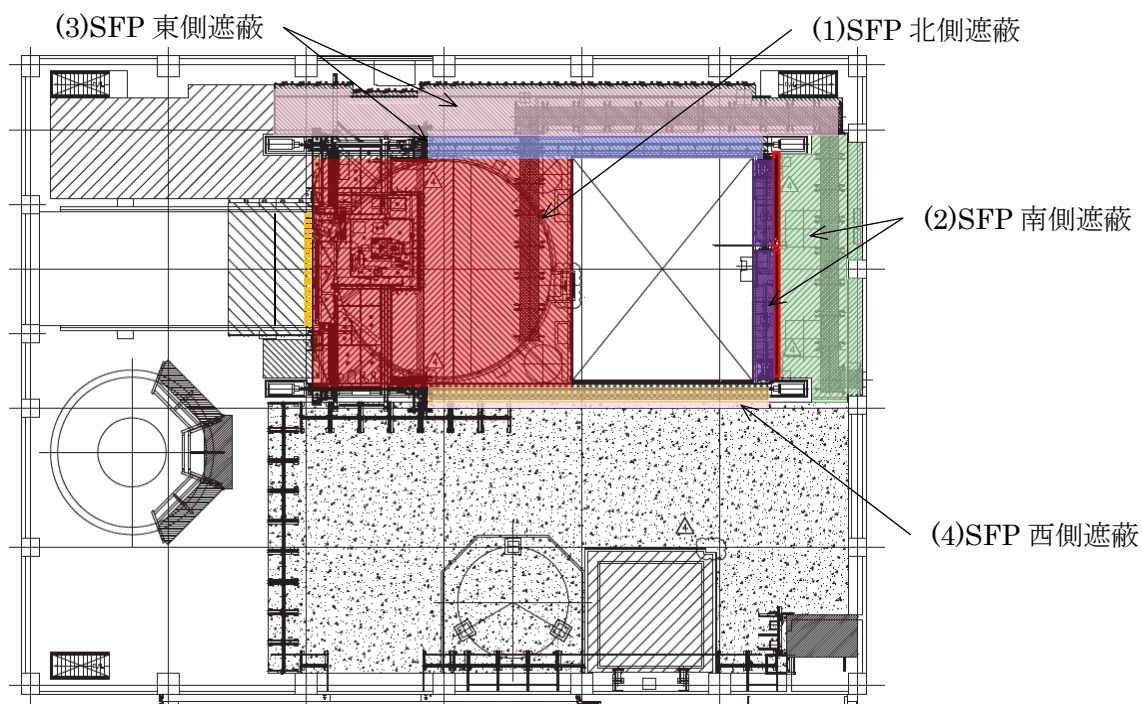


図 1 使用済燃料プール周りに設置する遮蔽体

2. 設計用地震力

遮蔽体の耐震評価には、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 1.2 倍の裕度を考慮した静的地震力(水平震度 0.99G, 鉛直震度 0.29), 地震応答解析結果から、遮蔽体を剛構造とみなし 1.2 倍の裕度を考慮した動的地震力(水平震度 0.94G, 鉛直震度 0.54)のうち、保守的となる地震力を選定する。

遮蔽体に負荷される水平力 F は以下のようにあらわされる。

$$F = mgC_H - \mu(1 - C_V)mg = (C_H - \mu(1 - C_V))mg$$

m : 遮蔽体質量

g : 重力加速度

C_H : 水平方向地震力

C_V : 鉛直方向地震力

μ : 摩擦係数(=0.25)

上式において静的地震力により遮蔽体に負荷される水平力 F は、

$$F = 0.8125mg$$

動的地震力による遮蔽体に負荷される水平力 F は、

$$F = 0.825mg$$

となり、動的地震力の方が大きくなる。以降の評価では、遮蔽体の設計用地震力として動的地震力を適用する。

3. 荷重の組合せ, 応力算定及び許容応力

記号の説明

D : 死荷重

Ss : Ss 地震動により求まる地震力

1.5f_s: 許容せん断応力

設計・建設規格 SSB-3121.3 により規定される値

1.5f_c: 許容圧縮応力

同上

1.5f_b: 許容曲げ応力

同上

荷重の組合せ	許容限界		
	1 次応力		
	せん断	圧縮	曲げ
D+Ss	1.5f _s	1.5f _c	1.5f _b

注) 組合せ応力についても評価する。

II. 遮蔽体の耐震性についての計算書

1. 概要

1.1. 一般事項

本計算書は遮蔽体の耐震性についての計算書である。

2. 計算条件

- (1) 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($\mu = 0.25$)*を考慮し、水平方向地震力からオペレーティングフロアと遮蔽体間の摩擦力を減じた荷重が遮蔽体に負荷されるものとする。

(*)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)より、コンクリート及び鋼材表面の塗装条件を様々に変化させた試験結果のうち、最も不利な摩擦係数を適用する。

3. 評価方法

3.1. 応力算定方法

各遮蔽体の支持部に発生する曲げ応力、せん断応力、支圧応力を工学算定式により算出し、それぞれ許容応力以下となることを確認する。また、曲げ応力とせん断応力が同時に負荷される場合には、組合せ応力が許容応力以下となることを確認する。

3.2. 応力の評価方法

材料及び許容応力を表 1 に示す。

表 1 材料及び許容応力

部位		材質	許容応力 (MPa)	
SFP 北側遮蔽	ブラケット	SS400	曲げ	280
			せん断	161
			組合せ	280
	D/S プールカバー 支持ビーム(既設)	A6061T6	支圧	252
SFP 南側遮蔽	荷重受け部材①	SS400	曲げ	280
			せん断	161
			組合せ	280
	荷重受け部材②	SS400	曲げ	280
			せん断	161
			組合せ	280
	引っ掛け部材	SS400	曲げ	280
			せん断	161
			組合せ	280
SFP 東側遮蔽	荷重受け部材	SS400	曲げ	280
			せん断	161
			組合せ	280
	引っ掛け部材	SS400	曲げ	323
			せん断	161
			組合せ	280
SFP 西側遮蔽	荷重受け部材	SS400	曲げ	323
			せん断	161
			組合せ	280

4. 設計条件

4.1. 耐震上の重要度分類 ハンクラス(Ss)

4.2. 据付場所及び床面高さ 原子炉建屋オペレーティングフロア T.P.38484

4.3. 設計震度

水平震度 0.94G, 鉛直震度 0.54G

4.4. 荷重条件

自重+地震荷重

5. 結論

強度評価の結果を表 2 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、地震時水平荷重負荷時に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 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 (MPa)
SFP 北側遮蔽	ブラケット	SS400	曲げ	280	146
			せん断	161	46
			組合せ	280	167
	D/S プールカバー 支持ビーム(既設)	A6061T6	支圧	252	73
SFP 南側遮蔽	荷重受け部材①	SS400	曲げ	280	244
			せん断	161	17
			組合せ	280	246
	荷重受け部材②	SS400	曲げ	280	270
			せん断	161	20
			組合せ	280	273
	引っ掛け部材	SS400	曲げ	280	52
			せん断	161	3
			組合せ	280	53
SFP 東側遮蔽	荷重受け部材	SS400	曲げ	280	23
			せん断	161	6
			組合せ	280	26
	引っ掛け部材	SS400	曲げ	323	201
			せん断	161	13
			組合せ	280	203
SFP 西側遮蔽	荷重受け部材	SS400	曲げ	323	57
			せん断	161	2
			組合せ	280	58

6. 数値計算

6.1. SFP 北側遮蔽

6.1.1 形状・寸法

SFP 北側遮蔽は図 2 に示す通り、SFP 北側のオペレーティングフロア上に並べられた各遮蔽体支持部材間を、かぎ型のフックで接続し、SFP 北側遮蔽全体の地震時水平方向荷重を、北側端部の遮蔽体支持部材のブラケットで支持する構造を有する。そのため、地震時水平方向荷重がブラケットに負荷された場合の強度評価を行う。また、ブラケットと取合い地震時荷重が負荷される D/S プールカバー支持ビームの強度評価を行う。

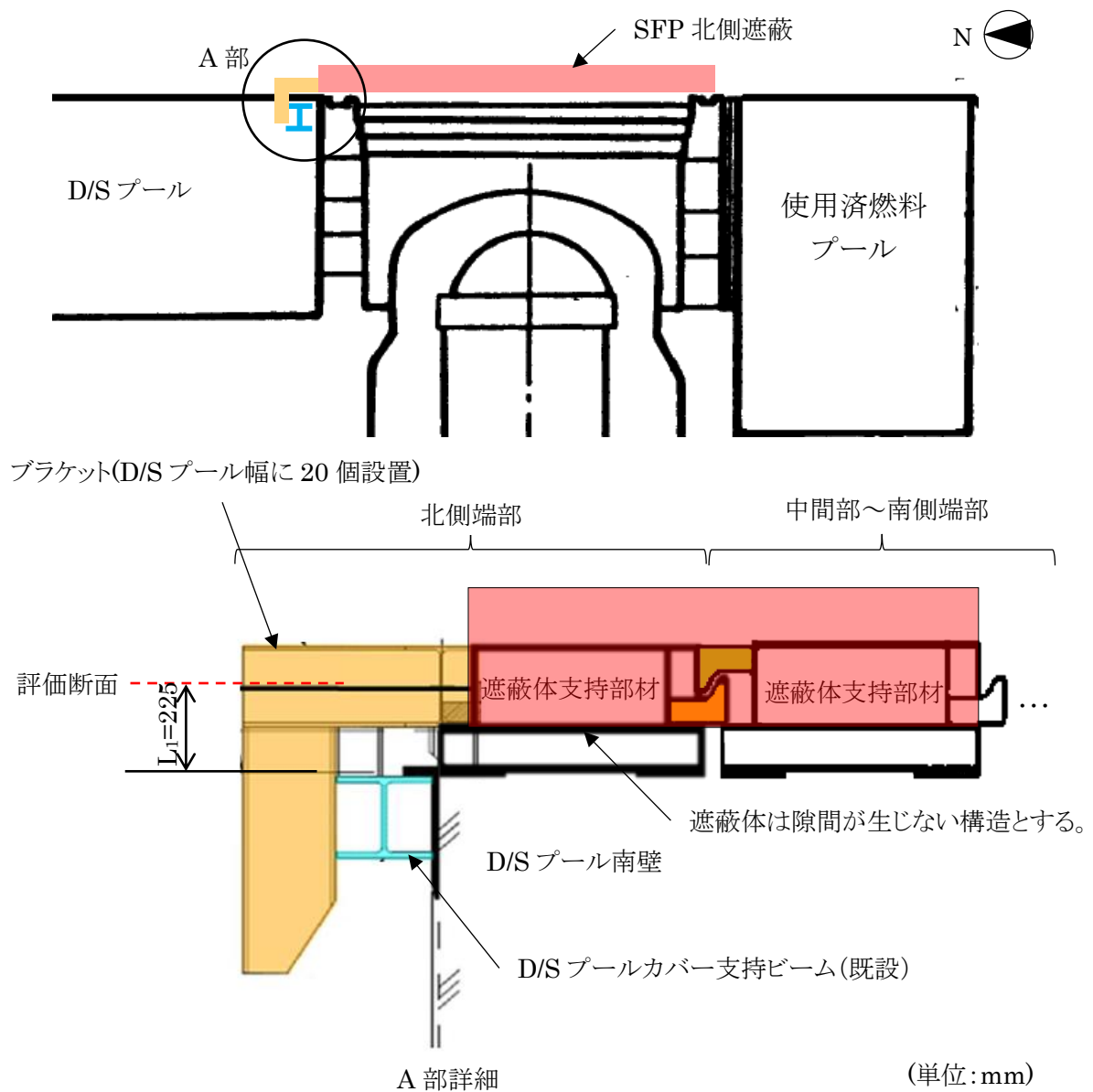


図 2 SFP 北側遮蔽 評価対象部

6.1.2 ブラケットの強度

(1) 曲げ応力

$$P_1 = W_1 \cdot g \cdot (C_H - \mu(1 - C_V))/N_1$$

P_1 :地震時にブラケット 1 個あたりに生じる荷重(N)

W_1 :SFP 北側遮蔽質量 432000(kg)

g :重力加速度 9.80665(m/s²)

C_H :水平方向設計震度 0.94

C_V :鉛直方向設計震度 0.54

μ :摩擦係数 0.25

N_1 :ブラケット数量 20

$$M_1 = P_1 \cdot L_1$$

$$\sigma_1 = M_1/Z_1 = 146(\text{MPa})$$

σ_1 :ブラケット 1 個あたりに生じる曲げ応力(MPa)

M_1 :ブラケット 1 個あたりに生じる曲げモーメント(N・mm)

L_1 :評価断面から荷重点の距離 225(mm)

Z_1 :ブラケットの断面係数 271000(mm³)

(2) せん断応力

$$\tau_1 = P_1/A_1 = 46(\text{MPa})$$

τ_1 :ブラケット 1 個あたりに生じるせん断力(N)

A_1 :ブラケットの断面積 3811(mm²)

(3) 組合せ応力

$$\sigma_{fa1} = \sqrt{\sigma_1^2 + 3 \cdot \tau_1^2} = 167(\text{MPa})$$

σ_{fa1} :ブラケット 1 個あたりに生じる組合せ応力(MPa)

6.1.3 D/S プールカバー支持ビームの強度

(1) 支圧応力

$$\sigma_{p1} = P_1/A_2 = 73(\text{MPa})$$

σ_{p1} :D/S プールカバー支持ビームに生じる支圧応力(MPa)

A_2 :D/S プールカバー支持ビームの支圧断面積 2400(mm²)

6.2. SFP 南側遮蔽

6.2.1 形状・寸法

SFP 南側遮蔽は図 3 に示す通り、SFP 南側のオペレーティングフロア上に並べられた遮蔽体の地震時水平方向荷重をジブクレーン及びチャンネル取扱いブーム間に設置する荷重受け部材で支持する構造を有する。ジブクレーン及びチャンネル取扱ブームはケミカルアンカーにて十分な強度で原子炉建屋オペレーティングフロア床面に固定されているため、地震時水平方向荷重を支持する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た場合の強度評価を行う。

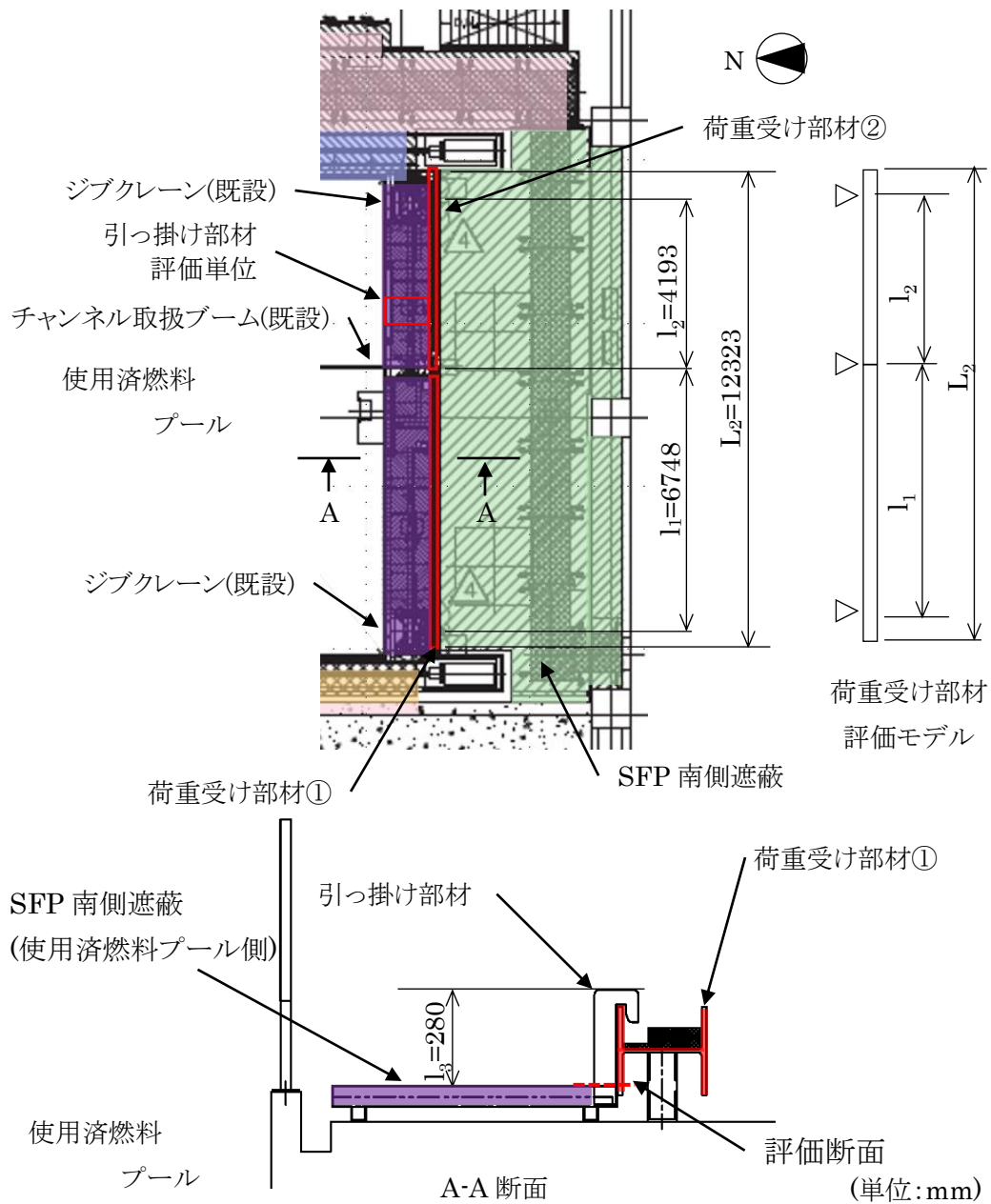


図 3 SFP 南側遮蔽体 評価対象部

6.2.2 荷重受け部材①の強度

(1) 曲げ応力

$$P_2 = W_2 \cdot g \cdot (C_H - \mu(1 - C_V))/L_2$$

P_2 :地震時に荷重受け部材に生じる単位長さ当たりの荷重(N/mm)

W_2 :SFP 南側遮蔽質量 88000(kg)

L_2 :荷重受け部材が荷重を受ける長さ 12323(mm)

$$M_2 = P_2 \cdot l_1^2/8$$

$$\sigma_2 = M_2/Z_2 = 244(\text{MPa})$$

σ_2 :荷重受け部材①に生じる曲げ応力 (MPa)

M_2 :荷重受け部材①に生じる曲げモーメント(N・mm)

l_1 :荷重受け部材①の支持点間距離 6748(mm)

Z_2 :荷重受け部材①の断面係数 1350000(mm³)

(2) せん断応力

$$\tau_2 = P_2 \cdot l_1/(2 \cdot A_1) = 17(\text{MPa})$$

τ_2 :荷重受け部材①に生じるせん断応力(MPa)

A_3 :荷重受け部材①の断面積 11850(mm²)

(3) 組合せ応力

$$\sigma_{fa2} = \sqrt{\sigma_2^2 + 3 \cdot \tau_2^2} = 246(\text{MPa})$$

σ_{fa2} :荷重受け部材①に生じる組合せ応力(MPa)

6.2.3 荷重受け部材②の強度

(1) 曲げ応力

$$M_3 = P_2 \cdot l_2^2/8$$

$$\sigma_3 = M_3/Z_3 = 270(\text{MPa})$$

σ_3 :荷重受け部材②に生じる曲げ応力 (MPa)

M_3 :荷重受け部材②に生じる曲げモーメント(N・mm)

l_2 :荷重受け部材②の支持点間距離 4193 (mm)

Z_3 :荷重受け部材②の断面係数 472000(mm³)

(2) せん断応力

$$\tau_3 = P_2 \cdot l_2/(2 \cdot A_4) = 20(\text{MPa})$$

τ_3 :荷重受け部材②に生じるせん断応力(MPa)

A_4 :荷重受け部材②の断面積 6353(mm²)

(3) 組合せ応力

$$\sigma_{fa3} = \sqrt{\sigma_3^2 + 3 \cdot \tau_3^2} = 273(\text{MPa})$$

σ_{fa3} : 荷重受け部材②に生じる組合せ応力(MPa)

6.2.4 引っ掛け部材の強度

SFP 南側遮蔽(使用済燃料プール側)は評価単位に分割されており、個々に 2 個の引っ掛け部材を有しているため、評価単位での評価とし、評価単位の質量を保守的に設定することで代表とする。引っ掛け部材の評価においては最も大きな曲げ応力が生じる脚部を評価断面とする。

(1) 曲げ応力

$$P_3 = W_3 \cdot g \cdot (C_H - \mu(1 - C_V)) / N_2$$

P_3 : 地震時に引っ掛け部材 1 個当たりに生じる荷重(N)

W_3 : SFP 南側遮蔽(使用済燃料プール側のみ)質量 380 (kg)

N_2 : 遮蔽体 1 個当たりの引っ掛け部材数 2

$$M_4 = P_3 \cdot l_3$$

$$\sigma_4 = M_4 / Z_4 = 52(\text{MPa})$$

σ_4 : 引っ掛け部材 1 個当たりに生じる曲げ応力 (MPa)

M_4 : 引っ掛け部材 1 個当たりに生じる曲げモーメント(N・mm)

l_3 : 引っ掛け部材高さ 280(mm)

Z_4 : 引っ掛け部材の断面係数 8438(mm³)

(2) せん断応力

$$\tau_4 = P_3 / A_5 = 3(\text{MPa})$$

τ_4 : 引っ掛け部材 1 個当たりに生じるせん断応力(MPa)

A_5 : 引っ掛け部材の断面積 675 (mm²)

(3) 組合せ応力

$$\sigma_{fa4} = \sqrt{\sigma_4^2 + 3 \cdot \tau_4^2} = 53(\text{MPa})$$

σ_{fa4} : 引っ掛け部材 1 個当たりに生じる組合せ応力(MPa)

6.3. SFP 東側遮蔽

6.3.1 形状・寸法

SFP 東側遮蔽は図 4 に示す通り、SFP 東側のオペレーティングフロア上に並べられた遮蔽体の地震時水平方向荷重を燃料取替機レールで支持し、同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は引っ掛け部材、荷重受け部材で支持する構造を有する。燃料取替機レールはケミカルアンカーにて十分な強度で原子炉建屋オペレーティングフロア床面に固定されているため、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引っ掛け部材及び荷重受け部材に負荷された場合の強度評価を行う。

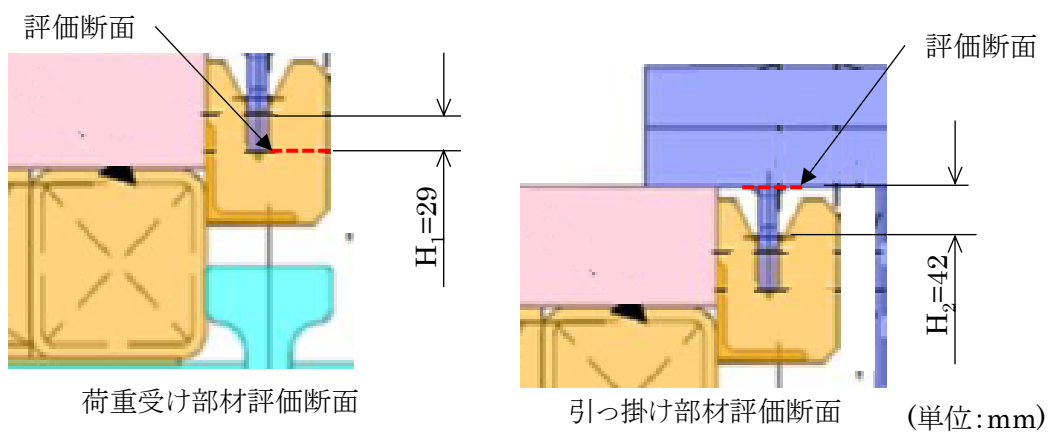
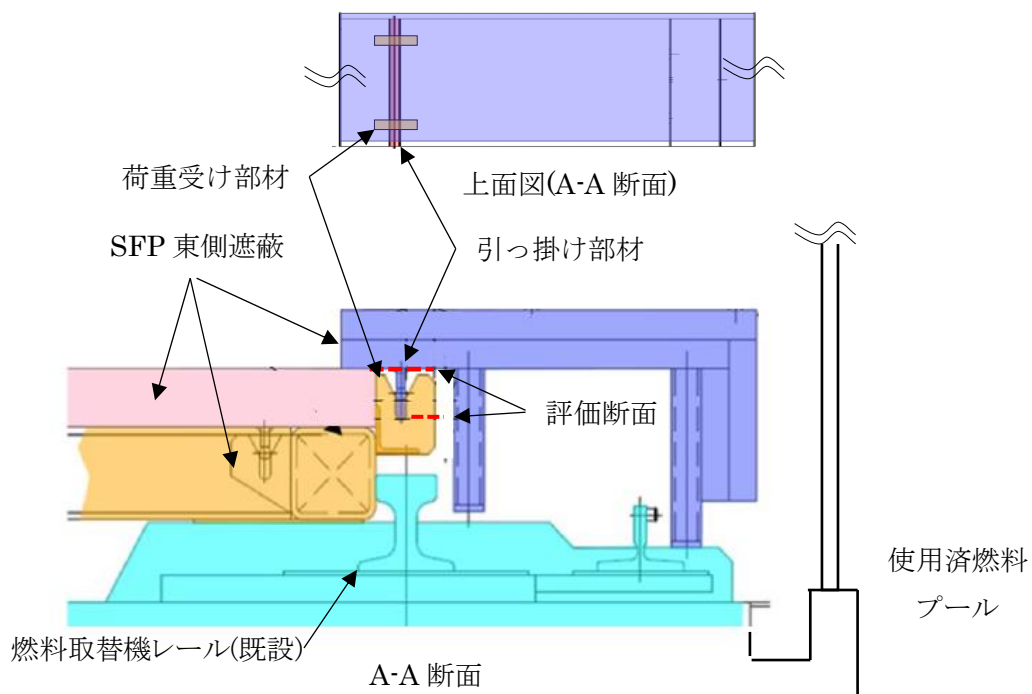
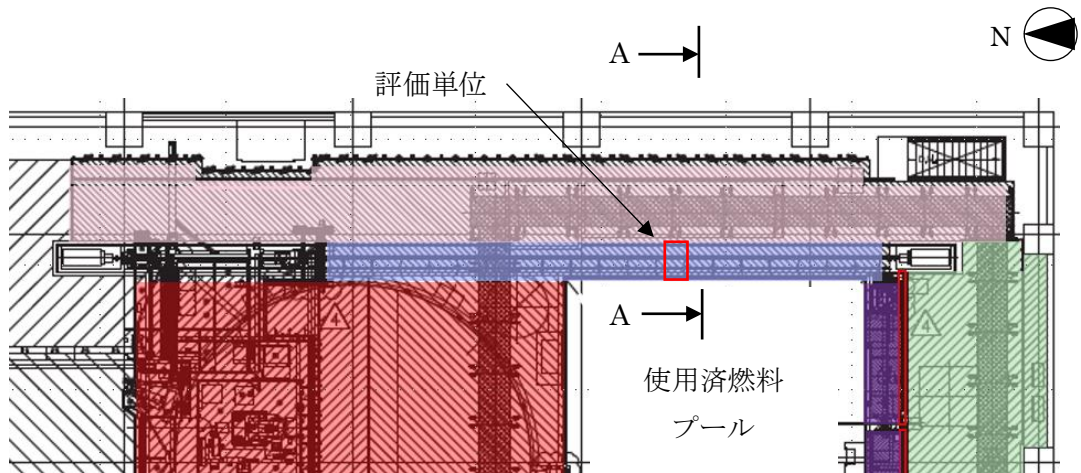


図 4 SFP 東側遮蔽体 評価対象部

6.3.2 荷重受け部材の強度

SFP 東側遮蔽(使用済燃料プール側)は評価単位に分割されており, 個々に 2 個の引っ掛け部材を有しているため, 評価単位での評価とし, 評価単位の質量を保守的に設定することで代表とする。荷重受け部材の評価においては, 最も大きな曲げ応力が生じる脚部を評価断面とする。

(1) 曲げ応力

$$P_4 = W_4 \cdot g \cdot (C_H - \mu(1 - C_V))/N_3$$

P_4 :地震時に荷重受け部材 1 個当たりに生じる荷重(N/mm)

W_4 :SFP 東側遮蔽(使用済燃料プール側のみ)質量 570(kg)

N_3 : W_4 を支持する荷重受け部材数 2

$$M_5 = P_4 \cdot H_1$$

$$\sigma_5 = M_5/Z_5 = 23(\text{MPa})$$

σ_5 :荷重受け部材 1 個当たりに生じる曲げ応力 (MPa)

M_5 :荷重受け部材 1 個当たりに生じる曲げモーメント(N・mm)

H_1 :荷重受け部材部材高さ 29(mm)

Z_5 :荷重受け部材 1 個当たりの断面係数 2888(mm³)

(2) せん断応力

$$\tau_5 = P_4/A_6 = 6(\text{MPa})$$

τ_5 :荷重受け部材 1 個当たりに生じるせん断応力(MPa)

A_6 :荷重受け部材の断面積 456(mm²)

(3) 組合せ応力

$$\sigma_{fa5} = \sqrt{\sigma_5^2 + 3 \cdot \tau_5^2} = 26(\text{MPa})$$

σ_{fa5} :荷重受け部材 1 個当たりに生じる組合せ応力(MPa)

6.3.3 引っ掛け部材の強度

最も大きな曲げ応力が生じる引っ掛け部材脚部を評価断面とする。

(1) 曲げ応力

$$P_5 = W_4 \cdot g \cdot (C_H - \mu(1 - C_V))/N_4$$

P_5 :地震時に引っ掛け部材 1 個当たりに生じる荷重(N/mm)

N_4 : W_4 を支持する引っ掛け部材数 2

$$M_6 = P_5 \cdot H_2$$

$$\sigma_6 = M_6/Z_6 = 201(\text{MPa})$$

σ_6 :引っ掛け部材 1 個当たりに生じる曲げ応力 (MPa)

M_6	: 引っ掛け部材 1 個あたりに生じる曲げモーメント(N・mm)	
H_2	: 引っ掛け部材高さ	42(mm)
Z_6	: 引っ掛け部材の断面係数	512(mm ³)

(2) せん断応力

$$\tau_6 = P_5/A_7 = 13(\text{MPa})$$

τ_6 : 引っ掛け部材 1 個あたりに生じるせん断応力(MPa)

A_7 : 引っ掛け部材の断面積 192 (mm²)

(3) 組合せ応力

$$\sigma_{fa6} = \sqrt{\sigma_6^2 + 3 \cdot \tau_6^2} = 203(\text{MPa})$$

σ_{fa6} : 引っ掛け部材 1 個あたりに生じる組合せ応力(MPa)

6.4. SFP 西側遮蔽

6.4.1 形状・寸法

SFP 西側遮蔽は図 5 に示す通り, SFP 西側のオペレーティングフロア上に並べられた遮蔽体の地震時水平方向荷重を既設燃料取替機レールで支持する構造を有する。既設燃料取替機レールはケミカルアンカーにて十分な強度で原子炉建屋オペレーティングフロア床面に固定されているため, SFP 西側遮蔽体の地震時水平方向荷重が荷重受け部材に負荷された場合の強度評価を行う。

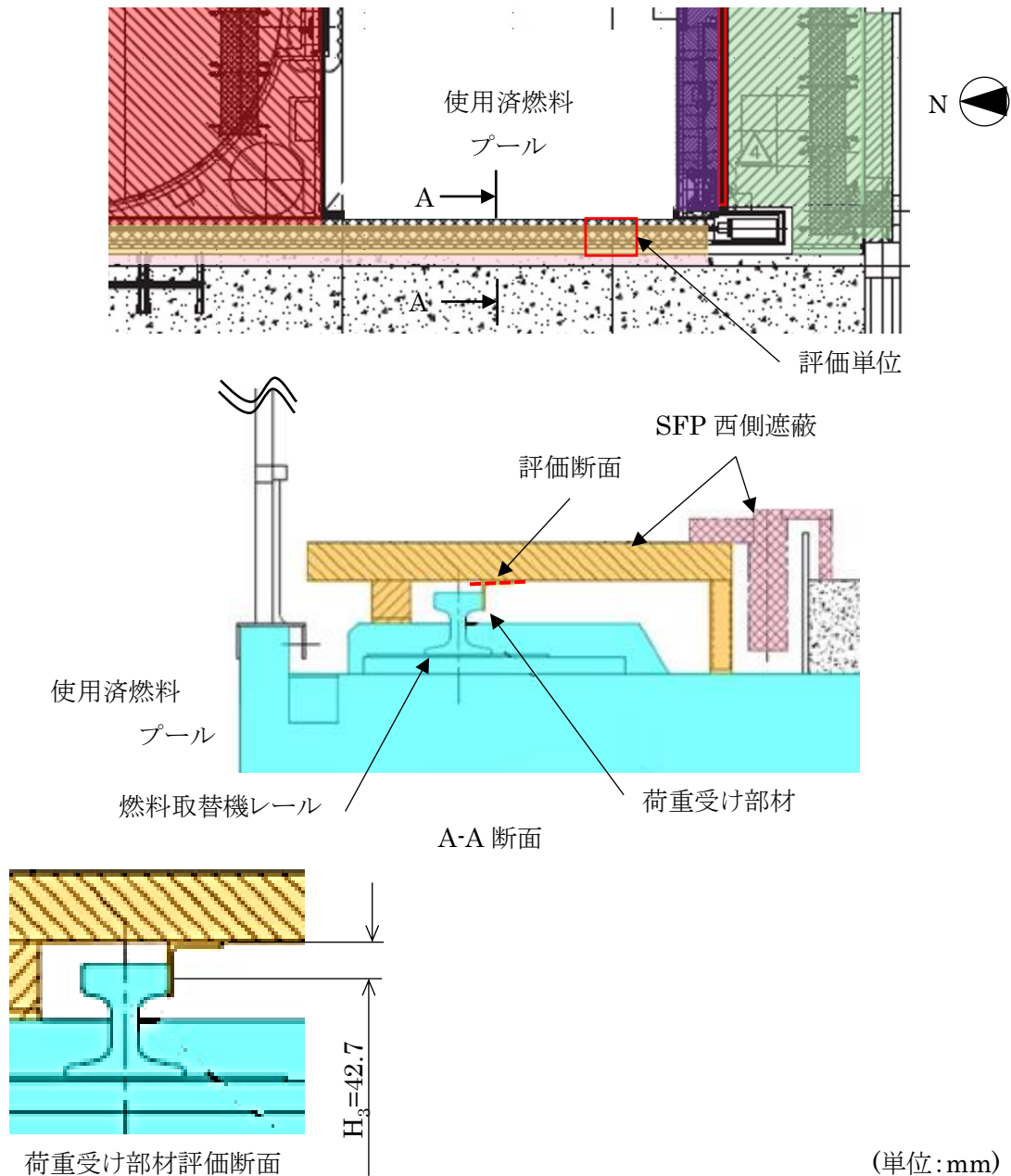


図 5 SFP 西側遮蔽 評価対象部

6.4.2 荷重受け部材の強度

SFP 西側遮蔽は評価単位に分割されており、個々に荷重受け部材で支持されるため、評価単位での評価とし、評価単位の質量を保守的に設定することで代表とする。荷重受け部材の評価においては、最も大きな曲げ応力が生じる脚部を評価断面とする。

(1) 曲げ応力

$$P_6 = W_6 \cdot g \cdot (C_H - \mu(1 - C_V))$$

P_6 :地震時に荷重受け部材 1 個あたりに生じる荷重(N)

W_6 :SFP 西側遮蔽質量 960(kg)

$$M_7 = P_6 \cdot H_3$$

$$\sigma_7 = M_7 / Z_7 = 57(\text{MPa})$$

σ_7 :荷重受け部材 1 個あたりに生じる曲げ応力 (MPa)

M_7 :荷重受け部材 1 個あたりに生じる曲げモーメント(N・mm)

H_3 :荷重受け部材部材高さ 42.7(mm)

Z_7 :荷重受け部材断面係数 5880 (mm³)

(2) せん断応力

$$\tau_7 = P_6 / A_8 = 2(\text{MPa})$$

τ_7 :荷重受け部材 1 個あたりに生じるせん断応力(MPa)

A_8 :引っ掛け部材の断面積 5880(mm²)

(3) 組合せ応力

$$\sigma_{fa7} = \sqrt{\sigma_7^2 + 3 \cdot \tau_7^2} = 58(\text{MPa})$$

σ_{fa7} :引っ掛け部材 1 個あたりに生じる組合せ応力(MPa)

IV 2号機燃料取扱設備及び燃料取り出し用構台に対する 1/2Ss450 評価について

解析条件比較（燃料取り出し用構台）

- 1/2Ss450（水平2方向+鉛直方向）を適用した場合の影響評価として、実施計画変更認可初回申請書記載の解析結果（以下、Ss600評価結果）と比較する
- 1/2Ss450評価では、地震動の位相反転を考慮せずに解析ケースを絞っているため、位相反転を考慮することによる、断面検討結果の変動から評価ケースの代表性を確認する
- 解析条件

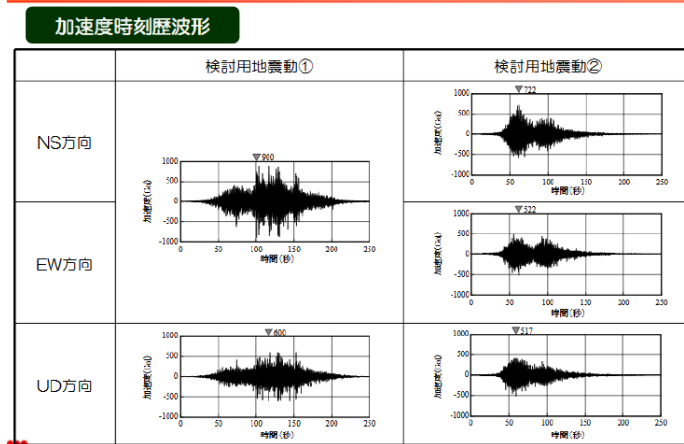
解析条件	条件相違	1/2Ss450評価	Ss600評価
解析に用いる入力地震動	有り	1/2Ss450 次頁以降に示す検討用地震動（最大加速度900gal）の1/2の最大加速度450galの地震動（1波）	Ss600 バックチェックにて作成した基準地震動Ss（最大加速度600gal,450gal）（3波）
地震力の組合せ	有り	水平2方向 及び鉛直方向地震力の同時入力	水平1方向 及び鉛直方向地震力の同時入力
ケース数	有り	1ケース*	8ケース
地盤定数	有り (手法は同様)	1/2Ss450 の水平動を用いて等価線形解析により算出	Ss600 の水平動を用いて等価線形解析により算出
地盤バネ	有り (手法は同様)	上記地盤定数を用いて算出	上記地盤定数を用いて算出
原子炉建屋モデル	無し	質点系モデル	
構台モデル	無し	三次元立体モデル	
荷重条件 (燃料取扱設備荷重)	無し	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を、燃料取扱設備の動作姿勢（R/B内：キャスクヒットへのキャスク揚重、構台内：機器ハッチへのキャスク揚重）を考慮したうえで構台の解析モデル（ランウェイガータ上）に分配 燃料取扱設備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	

* 位相反転を考慮することによる、断面検討結果の変動から代表性確認を実施

検討に用いる地震動の概要

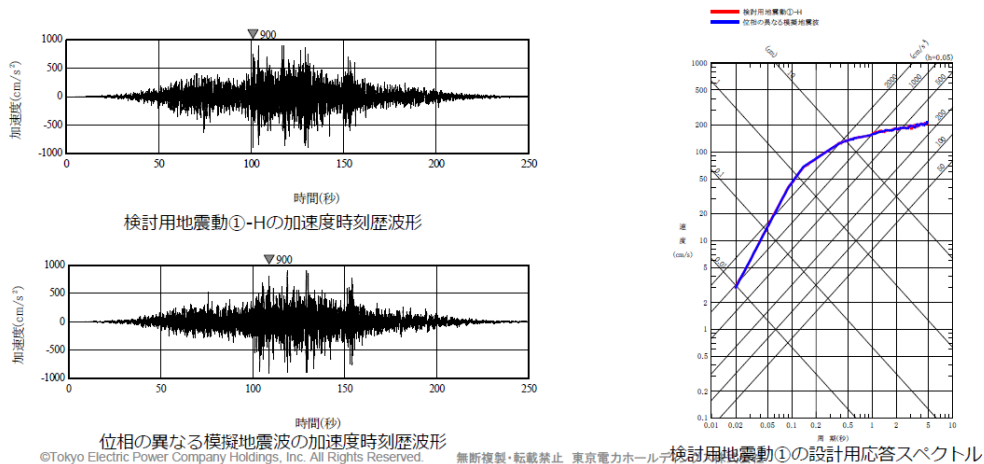
- 本検討に用いる地震動は、第27回特定原子力施設監視・評価検討会にてご説明した、検討用地震動（以下、「Ss900Gal」という）とする。
- Ss900Galは以下の二つの地震動からなる。
- Ss600による評価結果との比較には、Ss900Galの二つの地震動のうち、振幅が大きく、燃料取り出し用構台および燃料取扱設備の応答が大きくなる傾向となる検討用地震動①を用いる。

4. 1 検討用地震動の評価（検討用地震動）



検討に用いる地震動の概要（水平二方向の検討に関して）

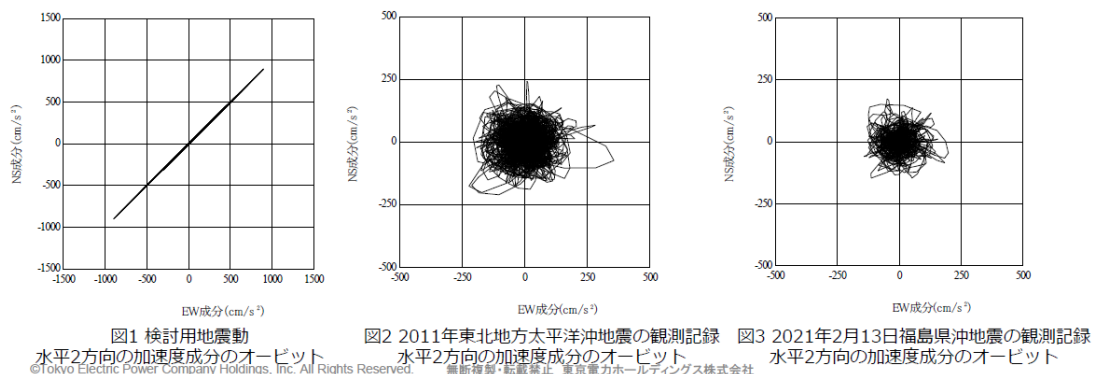
- 水平二方向の影響評価を実施するに当たっては、水平2方向及び鉛直方向地震力の同時入力を行う。
- 影響評価に当たっては、全く同じ地震動が同時に水平2方向に入力されることは現実的に考えにくいことから、検討用地震動①を作成した方法と同一の方法で、目標とする応答スペクトルに適合する位相の異なる模擬地震波を利用する。
- なお、検討用地震動①-Hの位相が、2011年東北地方太平洋沖地震において福島第一原子力発電所敷地内の地震観測記録のNS方向の位相を基に作成していることから、模擬地震波はそれと直交するEW方向の位相を基に作成する。



観測記録を用いた位相差の確認

- なお、念のために自由地盤系南地点（O.P.-200m）の観測記録から、当該サイトにおいて、水平2方向の地震波で位相差が生じる傾向を確認した。確認の方法として、検討用地震動①を同時に水平2方向に入力した場合のオービット（図1）と、観測記録の水平2方向のオービット（図2及び図3）との比較を行った。図1から、全く同じ地震動を同時に水平2方向に入力した場合、オービットは現実的に考えにくい45°方向に直線的な軌跡を示す。一方、図2及び図3より観測記録ではオービットは位相差によって生じるランダムな軌跡を示すことを確認した。

本資料における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.への誘替値(-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



- また、検討用地震動①と位相の異なる模擬地震波を水平2方向に入力した場合のオービット（図4）と観測記録の水平2方向のオービット（図2及び図3）との比較を行った。図4のオービットはランダムな軌跡を示し、実際の観測記録と似たような軌跡を示すことを確認した。
- このため、位相の異なる模擬地震波はサイト特性を適切に考慮しており、妥当であると考えている。

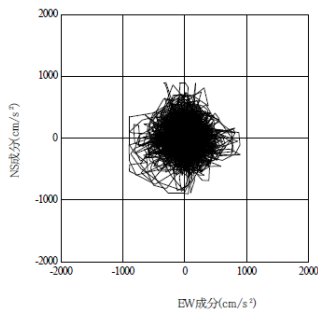


図4 検討用地震動①と位相の異なる模擬地震波の水平2方向の加速度成分のオービット

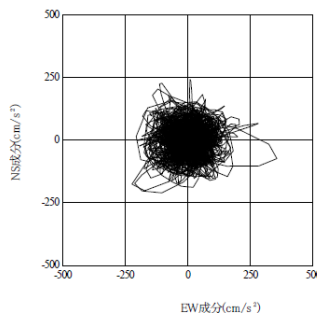


図2 2011年東北地方太平洋沖地震の観測記録 水平2方向の加速度成分のオービット

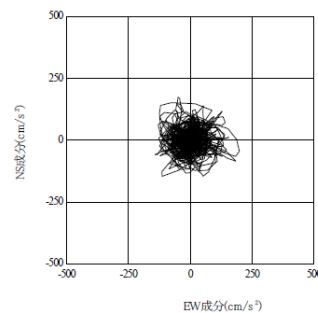
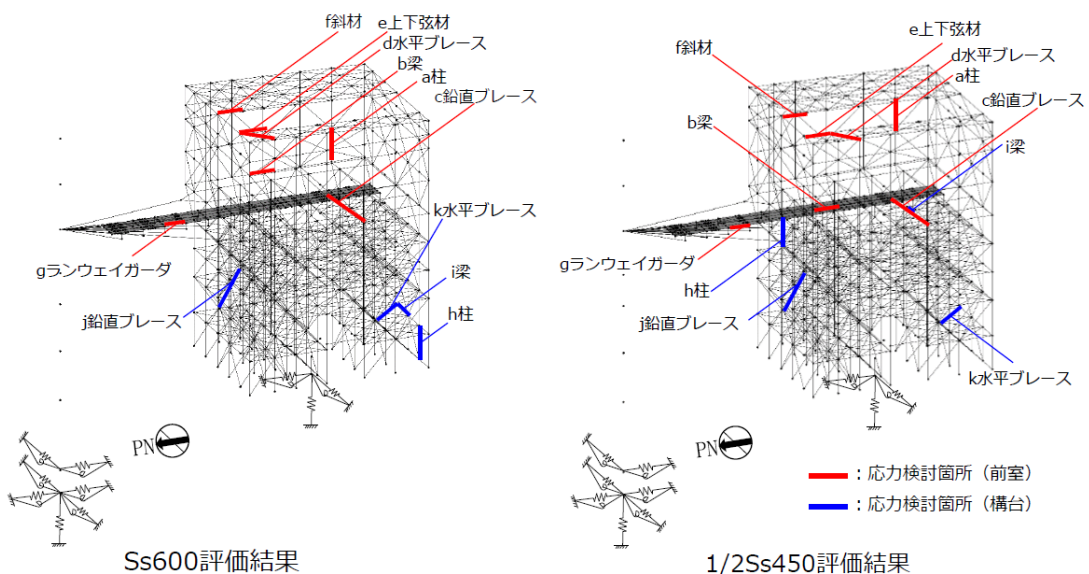


図3 2021年2月13日福島県沖地震の観測記録 水平2方向の加速度成分のオービット

©Tokyo Electric Power Company Holdings, Inc. All Rights Reserved. 無断複製・転載禁止 東京電力ホールディングス株式会社

影響評価結果（燃料取り出し用構台）

- 燃料取り出し用構台（鉄骨部材）の断面検討結果の比較を、前室と構台の層に区分し、より詳細に比較を行った
- 評価の結果、最大応力度比発生部材は下図のとおり



©Tokyo Electric Power Company Holdings, Inc. All Rights Reserved. 無断複製・転載禁止 東京電力ホールディングス株式会社

影響評価結果（燃料取り出し用構台）



- 燃料取り出し用構台（鉄骨部材）の断面検討結果の比較は以下のとおり
- 部位により、同位置の部材が最大になる場合と、異なる場合の両方が存在するが、全ての部位において1/2Ss450評価結果がSs600評価結果を下回ることを確認した

部位		Ss600評価結果					1/2Ss450評価結果					比			
		部材形状(mm) <使用材料>	設備 位置	許容応力度 (N/mm ²)	作用応力度 (N/mm ²)	応力度比	部材形状(mm) <使用材料>	設備 位置	許容応力度 (N/mm ²)	作用応力度 (N/mm ²)	応力度比				
前室	a	柱 H-700×300 ×14×28 <SM490A>	(A)	f _c	310	13.7	0.82	H-700×300 ×14×28 <SM490A>	(A)	f _c	310	24.2	0.71	0.87	
				f _{by}	298	223.5				f _{by}	313	180.8			
				f _{bz}	357	3.6				f _{bz}	357	17.9			
				f _s	205	27.6				f _s	205	3.0			
	b	梁 H-390×300 ×10×16 <SM490A>	(B)	f _t	357	6.8	0.91	H-390×300 ×10×16 <SM490A>	(B)	f _t	357	3.8	0.70	0.77	
				f _{by}	273	0.0				f _{by}	273	0.0			
				f _{bz}	357	314.6				f _{bz}	357	243.8			
				f _s	205	5.5				f _s	205	4.2			
	c	鉛直 ブレース	φ-355.6×9.5 <STK490>	(A)	f _c	279	199.6	0.72	φ-355.6×9.5 <STK490>	(B)	f _c	279	128.8	0.47	0.66
	d	水平 ブレース	2[s-200×90 ×8×13.5 <SS400>	(B)	f _t	258	178.7	0.70	2[s-150×75 ×9×12.5 <SS400>	(B)	f _t	258	129.7	0.51	0.73

燃料取り出し用構台（鉄骨部材）の断面検討結果比較（前室(1)）

©Tokyo Electric Power Company Holdings, Inc. All Rights Reserved. 無断複製・転載禁止 東京電力ホールディングス株式会社

影響評価結果（燃料取り出し用構台）



部位		Ss600評価結果					1/2Ss450評価結果					比			
		部材形状(mm) <使用材料>	設備 位置	許容応力度 (N/mm ²)	作用応力度 (N/mm ²)	応力度比	部材形状(mm) <使用材料>	設備 位置	許容応力度 (N/mm ²)	作用応力度 (N/mm ²)	応力度比				
前室	e	屋根 トラス 上下弦 材	(B)	f _c	316	221.0	0.80	H-300×300 ×16×16 <SM490A>	(B)	f _c	316	169.2	0.66	0.83	
				f _{bz}	357	33.3				f _{bz}	357	43.7			
				f _s	205	0.5				f _s	205	0.7			
	f	屋根 トラス 斜材	2[s-150×75 ×6.5×10 <SS400>	(B)	f _c	239	148.7	0.63	2[s-150×75 ×6.5×10 <SS400>	(A)	f _c	239	117.1	0.49	0.78
	g	ラン ウェイ カーダ	□-1500×900 ×(80+40)×80 <SN490B>	(A)	f _c	323	24.2	0.35	□-1500×900 ×(80+40)×80 <SN490B>	(A)	f _c	323	20.4	0.29	0.83
					f _b	323	85.4				f _b	323	69.8		
					f _s	186	14.9				f _s	186	12.5		

燃料取り出し用構台（鉄骨部材）の断面検討結果比較（前室(2)）

©Tokyo Electric Power Company Holdings, Inc. All Rights Reserved. 無断複製・転載禁止 東京電力ホールディングス株式会社

影響評価結果（燃料取り出し用構台）



部位		Ss600評価結果					1/2Ss450評価結果					比			
		部材形状(mm) <使用材料>	設備 位置	許容応力度 (N/mm ²)	作用応力度 (N/mm ²)	応力度比	部材形状(mm) <使用材料>	設備 位置	許容応力度 (N/mm ²)	作用応力度 (N/mm ²)	応力度比				
構台	h	柱	(X)H-700×300 ×36×36 (Y)H-700×350 ×36×40 <SM490A>	(B)	f _c	343	43.4	0.91	(X)H1500×400 ×16×32 (Y)H-700×350 ×16×32 <SM490A>	(B)	f _c	348	41.6	0.83	0.92
					f _{by}	337	246.2				f _{by}	303	120.5		
					f _{bz}	357	17.1				f _{bz}	357	108.5		
					f _s	205	18.8				f _s	205	12.8		
	i	梁	H-750×350 ×40×40 <SM490A>	(B)	f _c	350	24.1	0.87	H-800×350 ×19×36 <SM490A>	(B)	f _c	342	0.1	0.69	0.80
					f _{by}	352	265.9				f _{by}	339	152.4		
					f _{bz}	357	5.0				f _{bz}	357	0.7		
					f _s	205	41.5				f _s	205	106.1		
	j	鉛直 ブレース	φ-406.4×9.5 <STK490>	(B)	f _c	294	214.2	0.73	φ-406.4×9.5 <STK490>	(B)	f _c	294	137.7	0.47	0.65
	k	水平 ブレース	[-180×75×7 ×10.5 <SS400>	(B)	f _t	258	63.3	0.25	[-180×75×7 ×10.5 <SS400>	(B)	f _t	258	36.1	0.14	0.56

燃料取り出し用構台（鉄骨部材）の断面検討結果比較（構台）

©Tokyo Electric Power Company Holdings, Inc. All Rights Reserved. 無断複製・転載禁止 東京電力ホールディングス株式会社

影響評価結果（燃料取り出し用構台）



- 弾性支承およびオイルダンパの応答結果の比較は以下のとおり
- 1/2Ss450評価結果がSs600評価結果を下回ることを確認した
- 前頁に記載した、燃料取り出し用構台（鉄骨部材）の断面検討結果と併せ、1/2Ss450評価結果がSs600評価結果を下回り、影響が十分小さいことを確認した

オイルダンパの応答結果比較

		許容値	Ss600 評価結果		1/2Ss450評価 結果	
			設備 位置	最大応 答値	設備 位置	最大 応答値
オイルダンパ (水平棟間)	変位 (mm)	±100	(B)	50	(A)	40
	速度 (m/s)	0.70	(B)	0.54	(A)	0.42
オイルダンパ (鉛直)	変位 (mm)	±60	(B)	18	(B)	13
	速度 (m/s)	0.50	(B)	0.16	(B)	0.07
ばね付き オイルダンパ	変位 (mm)	±100	(A)	18	(A)	14
	速度 (m/s)	1.00	(A)	0.14	(A)	0.10

弾性支承の応答結果比較

		Ss600 評価結果		1/2Ss450 評価結果						
		設備 位置	最大圧縮 面圧 σ _D (N/mm ²)	設備 位置	最大圧縮 面圧 σ _D (N/mm ²)					
西側	圧縮限界強度 σ _v (N/mm ²)	(A)	10.83	(A)	8.80					
						東側	(A)	10.83	(A)	8.86

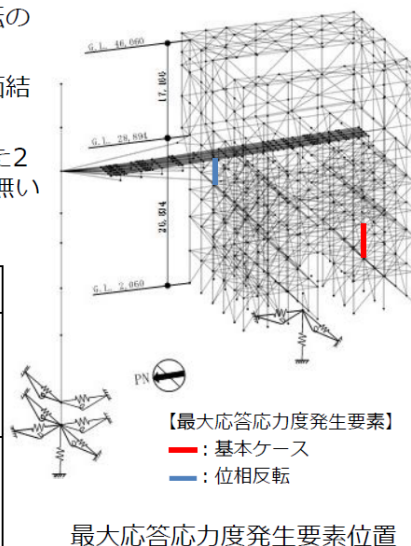
©Tokyo Electric Power Company Holdings, Inc. All Rights Reserved. 無断複製・転載禁止 東京電力ホールディングス株式会社

影響確認に用いた評価ケースの代表性について

TEPCO

- 1/2Ss450評価結果で応力度比が最大となるケース（設備位置(B), 要素：柱）に対し、位相反転を考慮した場合（1ケース）の応力度比の変動を下表の通り確認した
- 上記最大応力度比となる部材における変動は6%程度
- 1/2Ss450評価結果とSs600評価結果の差は全頁以前に記載の通り最小でも8%と、1/2Ss450評価における位相反転の変動以上に大きく大小関係は変わらない
- 許容値への裕度は、上記1/2Ss450評価結果とSs600評価結果の差以上に大きい
- 以上から、新耐震方針への変更による影響確認は実施した2ケース（設備位置(A)および(B), 位相反転無し）で問題無いことを確認した

荷重ケース	部材形状(mm) <使用材料>	許容応力度 (N/mm ²)	作用応力度 (N/mm ²)	応力度比	基本ケース との比較	
1/2Ss450 -NS+EW+UD (B) (基本ケース)	(X)H-1500×400 ×16×32 (Y)H-700×350 ×16×32 <SM490A>	f_c	348	41.6	0.83	1.00
		f_{by}	303	120.5		
		f_{bz}	357	108.5		
		f_s	205	12.8		
1/2Ss450 +NS-EW-UD (B) (位相反転)	(X)H-700×300 ×40×40 (Y)H-700×350 ×40×40 <SM490A>	f_c	322	70.9	0.78	0.94
		f_{by}	340	120.5		
		f_{bz}	357	72.6		
		f_s	205	5.6		

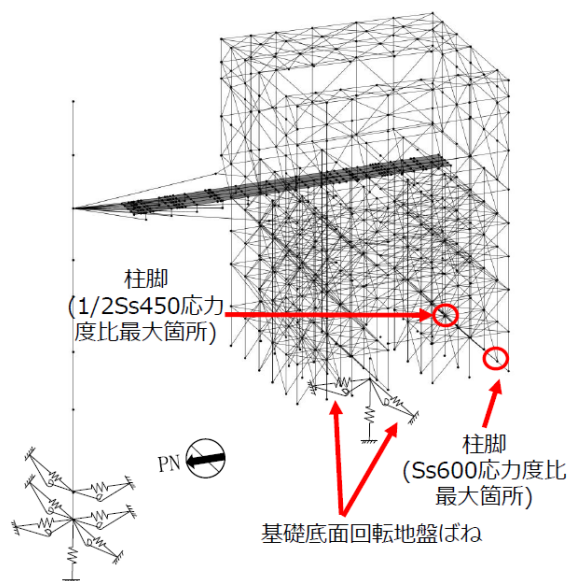


©Tokyo Electric Power Company Holdings, Inc. All Rights Reserved. 無断複製・転載禁止 東京電力ホールディングス株式会社

基礎スラブの影響評価について

TEPCO

- 地震応答解析結果より基礎スラブに作用する検討用応力を次頁の通り比較した
- 基礎全体に掛かる転倒モーメントの比較のため、基礎底面回転地盤ばね反力の最大応答値を用いて比較
- 柱脚反力により局所的に応答が大きくなる箇所が存在すると考えられるため、全体の転倒モーメント比較に加え、柱脚の最大応力度比の比較も実施
- 1/2Ss450の検討用応力はSs600より小さくなるため、基礎の耐震性に対する検討は、1/2Ss450評価結果がSs600評価結果を下回り、影響が十分小さいことを確認した



©Tokyo Electric Power Company Holdings, Inc. All Rights Reserved. 無断複製・転載禁止 東京電力ホールディングス株式会社

基礎スラブの影響評価について

【全体応答】

基礎スラブの地震時検討用応力の比較（全体）

地震時検討用応力		Ss600	1/2Ss450	1/2Ss450/Ss600
最大転倒モーメント	M _{NS} (kN・m)	1,119,000	649,000	0.58
	M _{EW} (kN・m)	843,000	658,000	0.79
最大軸力	N(kN)	49,000	46,000	0.94

1/2Ss450では、水平2方向の影響を考慮する必要があるため、発生時刻の異なるNS方向、EW方向の最大転倒モーメントを、荷重係数法を用いて一方を係数倍(0.4)したうえで、二乗和平方根を用いて合成し、Ss600の1方向の転倒モーメントと比較する。

・NS方向

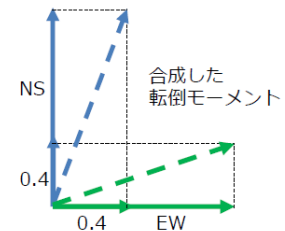
$$\text{合成した転倒モーメント} = \sqrt{649,000^2 + (0.4 \times 658,000)^2} \approx 701,000 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$701,000 / 1,119,000 = \underline{0.63}$$

・EW方向

$$\text{合成した転倒モーメント} = \sqrt{(0.4 \times 649,000)^2 + 658,000^2} \approx 708,000 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$708,000 / 843,000 = \underline{0.84}$$



【局所応答】

構台から作用する応力（柱脚柱の断面検討結果）の比較

柱脚柱の断面検討結果	Ss600	1/2Ss450	1/2Ss450/Ss600
応力度比	0.91	0.76	0.84
部材形状(mm)	(X)H-700×300×36×36 (Y)H-700×350×36×40 <SM490A>	(X)H-700×300×40×40 (Y)H-700×350×40×40 <SM490A>	

©Tokyo Electric Power Company Holdings, Inc. All Rights Reserved. 無断複製・転載禁止 東京電力ホールディングス株式会社

基礎スラブの影響評価について

- 前頁で記載した転倒モーメントの合成方法の妥当性を確認するため、Ss600評価の最大モーメントと、荷重係数法を用いた1/2Ss450評価の最大転倒モーメントに加え、時刻歴評価による1/2Ss450評価の最大転倒モーメントの比較を行った
- 時刻歴評価による1/2Ss450評価の最大転倒モーメントが、Ss600評価の最大モーメントと、荷重係数法を用いた1/2Ss450評価の最大転倒モーメントより小さくなっており、荷重係数法を用いた転倒モーメントの合成方法の妥当性を確認した

基礎スラブの地震時検討用応力の比較（全体）

地震時検討用応力		Ss600	1/2Ss450 (荷重係数法)	1/2Ss450 (時刻歴評価)
最大転倒モーメント	M _{NS} (kN・m)	1,119,000	649,000	(648,000)*
	M _{EW} (kN・m)	843,000	658,000	(155,000)*
合成した転倒モーメント	M(kN・m)	-	708,000	667,000

* 合成した転倒モーメントが最大となる時刻のNS方向、EW方向それぞれの転倒モーメントを記載

©Tokyo Electric Power Company Holdings, Inc. All Rights Reserved. 無断複製・転載禁止 東京電力ホールディングス株式会社

- 使用済燃料プール周りに設置する遮蔽体について、新基準による地震水平荷重負荷時に支持部材に生じる応力が、許容応力を下回ることを確認した。
- また、Ss600と1/2Ss450の評価結果の比較検討を行った。その結果1/2Ss450を用いた場合より保守的であることを確認した。
- 比較検討結果
 - ✓ Ss600 :地震時に遮蔽対に負荷される水平力が大きい動的地震動を用いて評価。
 - ✓ 1/2Ss450:地震時に遮蔽体に負荷される水平力は、Ss600で算出した値を下回る結果となった。
 - ✓ これより、1/2Ss450の評価結果はSs600の評価結果に包絡される。

適用地震動	静的地震力を用いて算出した水平力	動的地震力を用いて算出した水平力
Ss600	0.8125mg	<u>0.825mg</u>
1/2Ss450	0.8125mg	0.61mg

地震時に遮蔽体に負荷される水平力: $F = (C_H - \mu(1 - CV))mg$

Ss600:静的地震力 (C_H :水平0.99G, C_V :鉛直0.29G), 動的地震力 (C_H :水平0.94G, C_V :鉛直0.54G)

1/2Ss450:静的地震力 (C_H :水平0.99G, C_V :鉛直0.29G), 動的地震力 (C_H :水平0.74G, C_V :鉛直0.48G)

μ :摩擦係数 (0.25)

- 実施計画変更認可申請の審査において、1/2Ss450を用いた場合よりSs600を用いることの適切性を確認した。このため、添付4-2別添8に「Ss600が1/2Ss450を用いた場合より保守的である」旨を記載する。

©Tokyo Electric Power Company Holdings, Inc. All Rights Reserved. 無断複製・転載禁止 東京電力ホールディングス株式会社

別添資料

- 補足説明資料
 - 別添1 2号機燃料取扱設備の設備停止位置における耐震性についての計算書

©Tokyo Electric Power Company Holdings, Inc. All Rights Reserved. 無断複製・転載禁止 東京電力ホールディングス株式会社

別添1 2号機燃料取扱設備の設備停止位置における
耐震性についての計算書

※本計算書は、「2号機燃料取扱設備及び燃料取り出し用構台の設置」に関する実施計画申請の内、燃料取扱設備の申請範囲を分割することから、先行して認可を受ける燃料取り出し用構台への影響を確認するため暫定的な評価を行うものである。

I. 2号機燃料取扱設備に係る耐震設計の基本方針

1. 設備の重要度による耐震クラス別分類

設備名	耐震クラス別	確認用地震動
燃料取扱設備	B+	1/2Ss450

燃料取扱設備は、燃料取扱機及びクレーンによる揚重作業時、原子炉建屋側または燃料取り出し用構台側の所定の停止位置にて4本のアウトリガーピンを介してランウェイガードに固定し、原子炉建屋側では燃料取扱及び輸送容器取扱作業を、燃料取り出し用構台側では輸送容器取扱作業を行う。また、アウトリガーピンによる固定解除後、ランウェイガードに設置する走行レール上を走行し、原子炉建屋と燃料取り出し用構台間を移動する。

2号機燃料取扱設備の耐震クラス別分類は、「令和3年2月13日の福島県沖の地震を踏まえた東京電力福島第一原子力発電所の耐震設計における地震動とその適用の考え方(2回目)」(原子力規制庁、令和3年9月8日)に基づき、B+クラスに分類される。本計算書では、2号機燃料取り出し用構台の実施計画申請にあたり、別申請にて提示する燃料取扱設備の耐震応答解析の結果が構台の申請内容に影響しないことに当たりをつけるため、各設備停止位置における転倒評価を行うものである。

2. 設計用地震力

2.1. 設計用床応答スペクトル

- (1) 床応答スペクトルは、原子炉建屋及び燃料取り出し用構台の地震応答解析モデルに対して、確認用地震動を用いた時刻歴応答解析を行い、ランウェイガード上の走行台車部車輪位置(計6箇所)での加速度応答時刻歴を求める。時刻歴応答解析においては、地震動(1/2Ss450)、入力方向(+NS+EW+UD)、ランウェイガードに付加する荷重(燃料取扱状態、輸送容器取扱状態、輸送容器固定状態)の組合せを考慮する。
- (2) (1)で求めた各走行台車車輪位置での加速度応答時刻歴を入力として、1自由度系の応答スペクトルを求める。
- (3) (2)で求めた応答スペクトル6点を包絡する応答スペクトルを求める。
- (4) (3)で求めた応答スペクトルに対し、周期方向に±10%の拡幅を行い設計用床応答スペクトルとする。

2.2. 剛構造の機器に適用する設計地震力

評価対象機器が剛構造の場合は、各地震動、入力方向、ランウェイガードに付加する荷重条件においてランウェイガードの原子炉建屋側燃料取扱設備停止位置

から得られる最大床応答加速度と燃料取り出し用構台側燃料取扱設備停止位置から得られる最大床応答加速度の 1.2 倍の加速度を地震力とする。

3. 荷重の組合せ, 応力算定及び許容応力

記号の説明

D : 死荷重

1/2Ss450 : 1/2Ss450 地震動により求まる地震力

1.5f_t : 許容引張応力

ボルト以外の支持構造物に対しては発電用原子力設備規格 設計・建設規格(以下, 設計・建設規格)SSB-3121.3, ボルト材に対しては設計・建設規格 SSB-3133 により規定される値

1.5f_s : 許容せん断応力

同上

1.5f_c : 許容圧縮応力

設計・建設規格 SSB-3121.3 により規定される値

1.5f_b : 許容曲げ応力

同上

荷重の組合せ	許容限界 (ボルト以外)				許容限界 (ボルト等)	
	1 次応力				1 次応力	
	引張	せん断	圧縮	曲げ	引張	せん断
D+1/2Ss450	1.5f _t	1.5f _s	1.5f _c	1.5f _b	1.5f _t	1.5f _s

II. 燃料取扱設備停止時の耐震性についての計算書

1. 概要

1.1. 一般事項

本書は燃料取扱設備が原子炉建屋内及び燃料取り出し用構台内で停止時の耐震性についての計算書である。

1.2. 計算条件

- (1) 燃料取扱設備全体が原子炉建屋内で停止時に使用済燃料プール(以下, SFP)に波及的影響を及ぼさないこと及び通常時における駐機位置として燃料取り出し用構台内で停止時に転倒しないことを確認するため、各停止時においてアウトリガーピンが挿入されていない状態について評価を行う。
- (2) 燃料取扱機, クレーン, ジブクレーンは格納状態, 固定治具は構内用輸送容器固定状態とする。
- (3) 走行姿勢において評価対象(走行台車部)は剛構造であるため、停止時の耐震評価についてはランウェイガード上で得られる最大床応答加速度の1.2倍の加速度を地震力とする。
- (4) 走行台車積載構造物の影響を考慮するため、地震力は構内用輸送容器を含めた設備全体の重心位置に付加する。

1.3. 荷重の伝達経路

図 1-1 及び図 1-2 に荷重伝達経路を示す。(荷重①～③)

本評価においては、転倒方向である+EWの水平力及び鉛直方向+UDによる転倒モーメントを考慮する。なお、本計算書は暫定的に走行姿勢で評価しており、下記荷重伝達経路の内、転倒防止ラグが転倒モーメントを支持する時間は十分に短いと考えられるためNS方向の力は考慮しない。

以上に基づき荷重経路を選定すると、荷重は走行台車(荷重①)、転倒防止ラグ(荷重②)、転倒防止ラグボルト(荷重③)の順に伝達する。

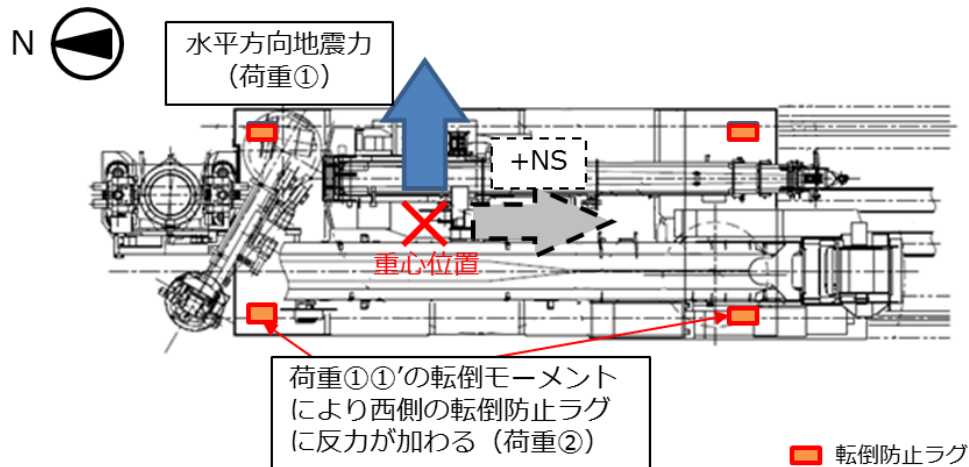


図 1-1 燃料取扱設備荷重経路の概略図(平面)

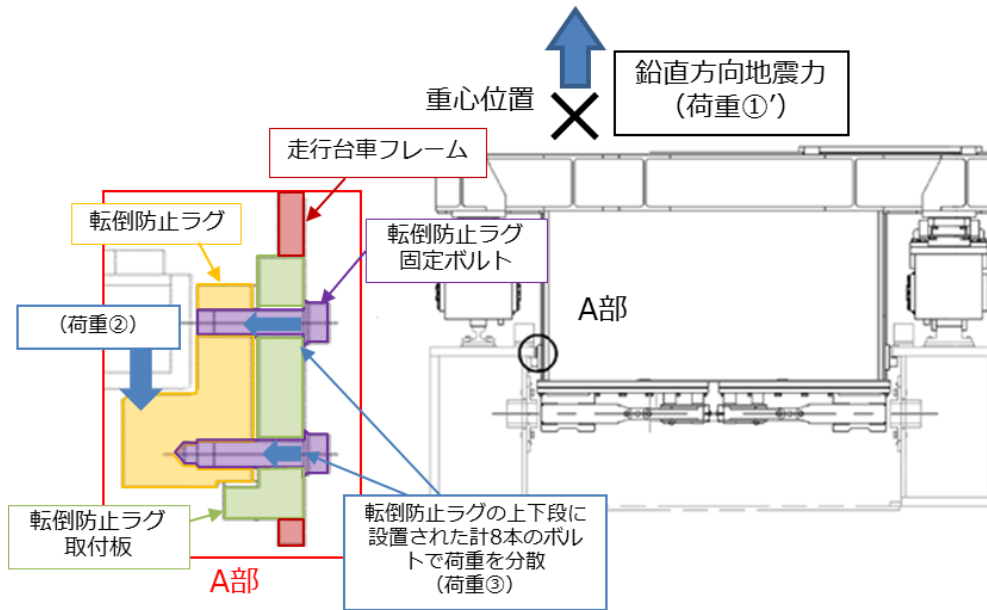


図 1-2 燃料取扱設備荷重経路の概略図(南側から見た図)

2. 計算方法

2.1. 計算モデル

1.2 及び 1.3 に基づいた計算モデルを図 1 に示す。

転倒防止ラグは転倒防止ラグ取付板を介して走行台車のフレーム部材に取り付けられるため、モーメントに対する強度は十分に有する。また、転倒防止ラグ取付板取付部は十分な溶接脚長を確保できるため、転倒防止ラグ固定ボルトが最も厳しい部位となる。

よって、荷重伝達経路のうち、最も厳しい転倒防止ラグ固定ボルトに生じる応力を評価する。なお、転倒防止ラグ固定ボルトにせん断力が生じないよう転倒防止ラグ取付板につばを設けている。

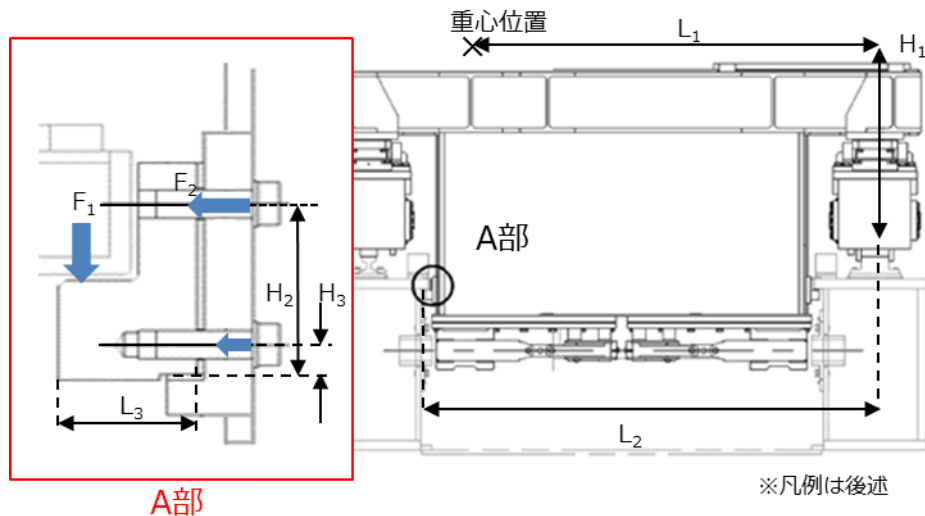


図 2 燃料取扱設備 停止時の計算モデル

2.2. 計算に用いる入力地震動

ランウェイガーダの原子炉建屋側及び燃料取り出し用構台位置での燃料取扱設備車輪位置(6点)で得られる最大応答加速度包絡値の 1.2 倍の加速度を用いて設計用震度とする。適用する地震動を表1に示す。なお、本計算書は暫定的に走行姿勢で評価しており、転倒防止ラグが転倒モーメントを支持する時間は十分に短いと考えられるため NS 方向の力は考慮しない。

表 1 適用する地震動

	設計用震度	
	原子炉建屋	燃料取り出し用構台
停止位置	原子炉建屋	燃料取り出し用構台
確認用地震動	1/2Ss450	1/2Ss450
鉛直方向	0.77	0.81
水平方向	0.66	1.47

3. 評価方法

3.1. 応力の評価方法

材料及び許容応力を表 2 に示す。

表 2 材料及び許容応力

部位	使用材料	応力の種類	許容応力 (MPa)
転倒防止ラグ固定ボルト	SCM435H	引張	651

3.2. 結論

算出応力は、表 3 に示す通り、全て許容応力値以下であることを確認した。

表 3 算定応力の評価

部位	使用材料	応力の種類	許容応力 (MPa)	算出応力 (MPa)	
				原子炉建屋	燃料取り出し用構台
転倒防止ラグ固定ボルト	SCM435H	引張	651	110	434

4. 数値計算

4.1. 燃料取扱設備停止時の転倒防止ラグ 固定ボルトの算出応力

4.1.1 原子炉建屋内での評価

(1) 引張応力

地震時に燃料取扱設備の転倒防止ラグ 1 個あたりに生じる鉛直力 F_1 は、走行台車東側車輪端部を支点としたモーメントつり合い式より下式となる。走行台車片側に転倒防止ラグは 2 個設置する。

$$F_1 = \frac{W_1 \cdot g \cdot C_H \cdot H_1 + W_1 \cdot g \cdot (C_V - 1) \cdot L_1}{2L_2}$$

F_1	: 転倒防止ラグ 1 個あたりに生じる鉛直力(N)	
W_1	: 燃料取扱設備質量	310000(kg)
g	: 重力加速度	9.80665(m/s ²)
C_H	: 水平方向地震力	0.66
H_1	: 燃料取扱設備重心高さ(走行レール上面基準)	1793(mm)
C_V	: 鉛直方向地震力	0.77
L_1	: 燃料取扱設備重心東西位置(走行レール(東側)東端部基準)	2340(mm)
L_2	: 走行レール(東側)東端部から転倒防止ラグ荷重点までの距離	4034(mm)

転倒防止ラグ 1 個あたりに生じる鉛直力 F_1 より、転倒防止ラグ固定ボルト(上段)1 本あたりに生じる引張応力 F_2 は、転倒防止ラグ下端を支点としたモーメントつり合い式より下式となる。転倒防止ラグ 1 個に転倒防止ラグ固定ボルトは上段/下段に 4 本ずつ設置する。

$$F_2 = \frac{F_1 \cdot L_3}{4 \cdot (H_2 + \frac{H_3^2}{H_2})}$$

$$\sigma_1 = \frac{F_2}{A_1} = 110(\text{MPa})$$

F_2	: 転倒防止ラグ固定ボルト 1 本あたりに生じる引張力(N)	
σ_1	: 転倒防止ラグ固定ボルト(上段)に生じる引張応力(MPa)	
L_3	: 転倒防止ラグ板厚	95(mm)
H_2	: 転倒防止ラグ下端からの転倒防止ラグ固定ボルト位置(上段)	145(mm)
H_3	: 転倒防止ラグ下端からの転倒防止ラグ固定ボルト位置(下段)	25(mm)
A_1	: 転倒防止ラグ固定ボルト(M24)有効断面積	353 (mm ²)

4.1.2 燃料取り出し用構台内での評価

(1) 引張応力

地震時に燃料取扱設備の転倒防止ラグ 1 個あたりに生じる鉛直力 F_1' は、走行台車東側車輪端部を支点としたモーメントつり合い式より下式となる。走行台車片側に転倒防止ラグは 2 個設置する。

$$F_1' = \frac{W_1 \cdot g \cdot C_H' \cdot H_1 + W_1 \cdot g \cdot (C_V' - 1) \cdot L_1}{2L}$$

F_1'	: 転倒防止ラグ 1 個あたりに生じる鉛直力(N)	
W_1	: 燃料取扱設備質量	310000(kg)
g	: 重力加速度	9.80665(m/s ²)
C_H'	: 水平方向地震力	0.81
H_1	: 燃料取扱設備重心高さ(走行レール上面基準)	1793(mm)
C_V'	: 鉛直方向地震力	1.47
L_1	: 燃料取扱設備重心東西位置(走行レール(東側)東端部基準)	2340(mm)
L_2	: 走行レール(東側)東端部から転倒防止ラグ荷重点までの距離	4034(mm)

転倒防止ラグ 1 個あたりに生じる鉛直力 F_1' より、転倒防止ラグ固定ボルト(上段)1 本あたりに生じる引張応力 F_2' は、転倒防止ラグ下端を支点としたモーメントつり合い式より下式となる。転倒防止ラグ 1 個に転倒防止ラグ固定ボルトは上段/下段に 4 本ずつ設置する。

$$F_2' = \frac{F_1' \cdot L_3}{4 \cdot (H_2 + \frac{H_3^2}{H_2})}$$

$$\sigma_1' = \frac{F_2'}{A_1} = 434(\text{MPa})$$

F_2'	: 転倒防止ラグ固定ボルト 1 本あたりに生じる引張力(N)	
σ_1'	: 転倒防止ラグ固定ボルト(上段)に生じる引張応力(MPa)	
L_3	: 転倒防止ラグ板厚	95(mm)
H_2	: 転倒防止ラグ下端からの転倒防止ラグ固定ボルト位置(上段)	145(mm)
H_3	: 転倒防止ラグ下端からの転倒防止ラグ固定ボルト位置(下段)	25(mm)
A_1	: 転倒防止ラグ固定ボルト(M24)有効断面積	353 (mm ²)

V 2号機燃料取扱設備破損時の被ばく評価についての計算書

1. 2号機燃料取扱設備破損時の被ばく評価シナリオ

2号機燃料取扱設備の内、地震影響に対する裕度が小さいクレーン旋回輪軸受取付ボルトが破損したと想定し^{※1}、公衆被ばくに至るシナリオとして、以下の3つが考えられる。

- ① 燃料取扱設備クレーンが使用済燃料プール内に落下し、プールのライナーが破損することで水位が低下する
- ② 燃料取扱設備クレーンが使用済燃料プール内に落下し、燃料が破損する
- ③ 燃料取り出し用構台で吊り下ろし作業中の構内用輸送容器が地上に落下し、燃料が破損する

地震によりこれらのシナリオが発生したと仮定し、敷地境界における線量を評価する。なお、シナリオ①と②については同時に起こることを考える。

2. 燃料取扱設備クレーンの使用済燃料プールへの落下（シナリオ①、②）

2.1 使用済燃料プールライナーの破損による線量の上昇（シナリオ①）

(1) 評価方法

本シナリオの線量率評価は、以下の前提に基づき評価する。

- a. 2号機使用済燃料プールのプール水が全喪失した場合の使用済燃料および制御棒のスカイシャイン線、直接線による敷地境界へ与える線量影響を評価した。

なお、使用済燃料の冷却期間は10年以上経過しており、短半減期核種は減衰し、長半減期核種が支配的であるため、6号機の解析結果を元に、2号機との使用済燃料の体数比、制御棒の本数、制御棒の種類に応じた線源強度比、冷却期間から比例計算する。6号機の解析条件は別添1の通りであり、その解析結果(6号機原子炉建屋から900m地点)を表1に示す。

表1 6号機解析結果

	使用済燃料[mSv/h]	制御棒[mSv/h]	合計[mSv/h]
900m 地点	2.3×10^{-5}	9.0×10^{-5}	1.2×10^{-4}

- b. 放出点を使用済燃料プールとし、評価点は使用済燃料プール中心からの距離が最も短い地点とする。
- c. 図1に評価モデルを示す。

^{※1} 公衆被ばくに至るシナリオを定めるため、「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基準地震動 Ss(最大加速度 600gal)及び弾性設計用地震動 Sd(最大加速度 300gal)で評価した結果より、地震影響に対する裕度が最も小さいクレーン旋回輪軸受取付ボルトが破損したと想定した。

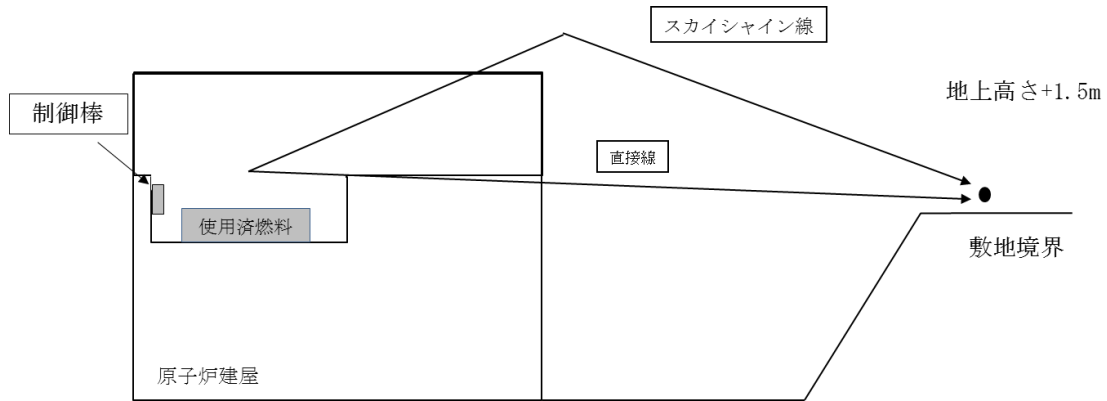


図 1 評価モデルの概要

- d. 使用済燃料および制御棒の線量影響は(1)式, (2)式の通り評価する。

$$H_{F1} = H_{F2} \times \frac{N_{F1}}{N_{F2}} \quad (1) \text{式}$$

H_{F1} : 2号機の使用済燃料の線量率[mSv/h]

H_{F2} : 6号機の使用済燃料の解析結果[mSv/h]

N_{F1} : 2号機の使用済燃料体数[体]

N_{F2} : 6号機の使用済燃料体数[体]

$$H_{C1} = H_{C2} \times \frac{N_{C1}}{N_{C2}} \times \frac{S_1}{S_2} \times \left(\frac{1}{2}\right)^{\frac{(t1-t2)}{T}} \quad (2) \text{式}$$

H_{C1} : 2号機の制御棒の線量率[mSv/h]

H_{C2} : 6号機の制御棒の解析結果[mSv/h]

N_{C1} : 2号機の制御棒の本数[本]

N_{C2} : 6号機の制御棒の本数[本]

S_1 : 2号機の線源強度比[-]

S_2 : 6号機の線源強度比[-]

$t1$: 2号機の冷却期間[年]

$t2$: 6号機の冷却期間[年]

T : Co-60 の半減期(5.27) [年]

(2) 評価条件

本シナリオの線量率評価条件を表 2 に示す。

なお, 制御棒の評価対象はハンガーラックに装荷しているものとする。

表 2 評価条件

	使用済燃料			制御棒		
	体数 [体]	燃焼度 [GWd/t]	冷却期間[年]	本数[本]	線源強度比 ※2[-]	冷却期間 [年]
2号機	587	49	9.8	28	0.64	9.7
6号機	1456	51	9.9	27	1.0	13.8

(3) 評価結果

上記の評価条件に基づき敷地境界線量は表 3 の通りである。

表 3 2号機評価結果

	使用済燃料[mSv]	制御棒[mSv]	合計[mSv]
敷地境界線量	約 1.2×10^{-3}	約 1.3×10^{-2}	約 1.4×10^{-2}

SFP 水の容積及びライナードレンからの最大漏えい量を考慮した BAF までの到達時間は十分に裕度があり、また復旧作業も数時間程度で着手可能と考えるが、保守的に燃料露出継続時間を 5 日間とする。

2.2 使用済燃料プール内の燃料破損による核分裂生成物の放出（シナリオ②）

2.2.1 核分裂生成物の放出量

(1) 評価方法

設置許可申請書添付書類十の「3.4.3 燃料集合体の落下」と同様の方法で評価する。

破損する燃料体数の評価は、次の仮定に基づいて行う。

- a. 燃料取扱設備に搭載しているクレーンが地震の影響により根元の旋回部から折損し、保守的にクレーンが使用済燃料プールの使用済燃料貯蔵ラック上に落下するものと仮定する。
- b. 使用済燃料プールの西側から 20 列目までの使用済燃料全てが破損すると仮定し、落下による燃料集合体の破損体数は 449 体とする。（図 2 参照）

※2 6号機の制御棒の照射量(Hf, 4.9snvt)に対する線源強度を 1 とした時の線源強度の比を線源強度比と定義し、2号機の制御棒(B4C, 1.4snvt)に対する線源強度比を算出する。

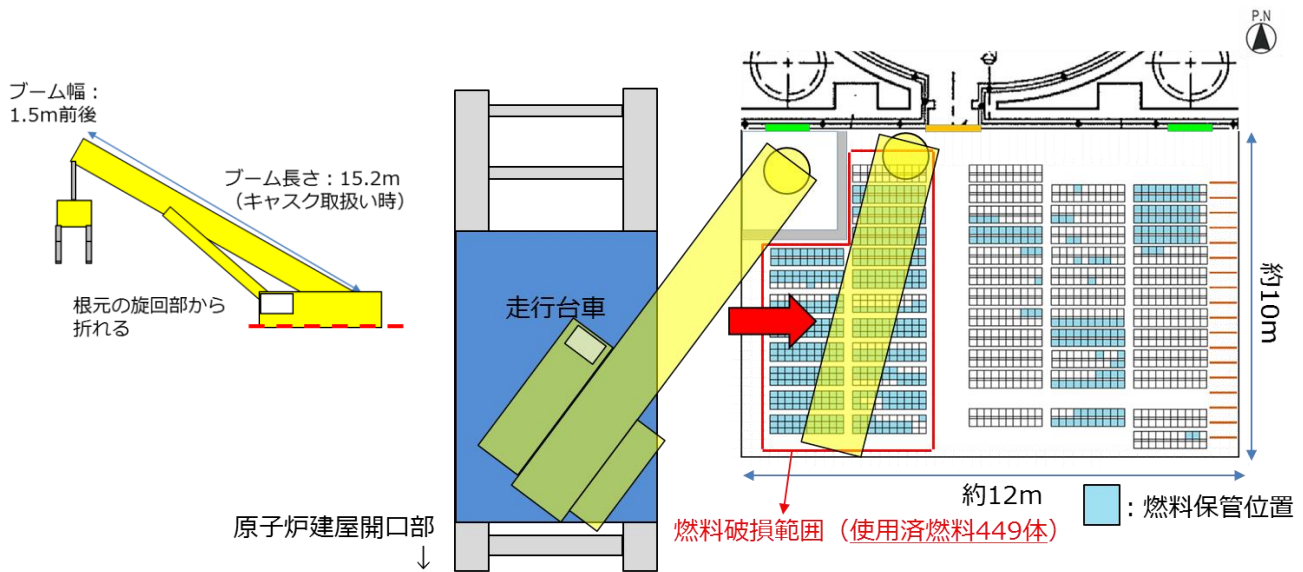


図2 評価モデルの概要

(2) 評価条件

核分裂生成物の移行と放出量の評価は、次の仮定に基づいて行う。

- a. 燃料ギャップ内の核分裂生成物の量は、原子炉熱出力 2483MW（定格出力の約 105%）で 2000 日運転を行った 9×9 燃料集合体について行う。
- b. 燃料集合体の冷却期間は 365 日とする。
- c. 破損した燃料棒のギャップ内核分裂生成物の全量が水中に放出されるものとする。破損した燃料棒のギャップ内核分裂生成物の存在量については、半減期の長い核種の放出が支配的であることを考えて、破損した燃料棒内の全蓄積量に対して希ガス (Kr-85) 及びよう素 (I-129) それぞれ 30%とする。
- d. 放出された希ガスは、全量が水中から原子炉建屋および燃料取り出し用構台の大気中へ移行するものとする。
- e. 放出されたよう素は、全量が水中から原子炉建屋および燃料取り出し用構台の大気中へ移行するものとするが、同時に水位低下が起こることを想定するため保守的に水による除去は無いものとする。

(3) 評価結果

上記の評価条件に基づいて計算した核分裂生成物の大気中への放出量は表 4 の通りである。

表4 核分裂生成物の大気中への放出量

核分裂生成物	放出量
希ガス(γ線実効エネルギー0.5MeV換算値)大気放出量	約 9.8×10^{13} Bq
よう素(I-131等価量(小児実効))大気放出量	約 5.5×10^{10} Bq
よう素(I-131等価量(成人実効))大気放出量	約 2.1×10^{11} Bq

2.2.2 線量当量の評価

(1) 評価の前提

大気中へ放出される核分裂生成物は、地上放出されるものとし、これによる実効線量の計算は、次の仮定に基づいて行う。

- a. 敷地境界外の地表空気中濃度は、設置許可申請書添付書類六の「5.5 安全解析に使用する気象条件」に記述される相対濃度に核分裂生成物の全放出量を乗じて求める。なお、相対濃度(χ/Q)は保守的な評価となる設置許可申請書記載の2号機の主蒸気管破断(地上放出)の値 2.0×10^{-5} s/m³を適用する。
- b. 敷地境界外の希ガスによるγ線空気吸収線量は、設置許可申請書添付書類六の「5.5 安全解析に使用する気象条件」に記述される相対線量に希ガスの全放出量を乗じて求める。なお、相対線量(D/Q)は保守的な評価となる設置許可申請書記載の2号機の主蒸気管破断(地上放出)の値 2.4×10^{-19} Gy/Bqを適用する。

(2) 評価方法

設置許可申請書添付書類十の「3.4.3 燃料集合体の落下」ならびに「4.1.1 原子炉冷却材喪失」と同様の方法で評価する。

敷地境界外における実効線量は、次に述べる内部被ばくによる実効線量及び外部被ばくによる実効線量の和として計算する。

よう素の内部被ばくによる実効線量 H_I (Sv) は、(1)式で計算する。

$$H_I = R \cdot H_\infty \cdot \chi / Q \cdot Q_I \dots \dots \dots (1)$$

ここで、

R : 呼吸率 (m³/s) 「発電用軽水型原子炉施設の安全評価に関する審査指針」の活動中の呼吸率を秒当たりに換算して用いる。
(小児: 0.31m³/h, 成人: 1.2m³/h)

H_∞ : よう素 (I-131) を 1Bq 吸入した場合の実効線量
(小児: 1.6×10^{-7} Sv/Bq, 成人: 2.0×10^{-8} Sv/Bq)

χ / Q : 相対濃度 (s/m³)

Q_I : よう素の大気放出量 (Bq) (I-131 等価量)

希ガスの γ 線外部被ばくによる実効線量 H_γ (Sv) は、(2)式で計算する。

$$H_\gamma = K \cdot D / Q \cdot Q_\gamma \dots\dots\dots (2)$$

ここで、

K : 空気吸収線量から実効線量への換算係数 (1Sv/Gy)

D/Q : 相対線量 (Gy/Bq)

Q_γ : 希ガスの大気放出量 (Bq) (γ 線実効エネルギー0.5MeV換算値)

また、希ガスの β 線外部被ばくによる実効線量 H_β (Sv) は、(3)式で計算する。

$$H_\beta = 6.2 \times 10^{-14} \cdot \chi / Q \cdot Q_\beta \cdot E_\beta \cdot W_{TS} \dots\dots\dots (3)$$

ここで、

χ / Q : 相対濃度 (s/m³)

Q_β : 希ガスの大気放出量 (Bq)

E_β : β 線実効エネルギー「被ばく計算に用いる放射線エネルギー等について」を用いる。(0.251MeV Kr-85実効エネルギー)

W_{TS} : 皮膚の組織荷重係数はICRP Publ. 60の値を用いる。(0.01)

(3) 評価結果

上記の評価前提及び方法に基づき敷地境界外の実効線量を評価した結果は表5の通りである。

表5 クレーンの使用済燃料プールへの落下時の実効線量

実効線量 (小児)	実効線量 (成人)
約 1.1×10^{-1} mSv	約 1.3×10^{-1} mSv

2.3 燃料取扱設備クレーンの使用済燃料プールへの落下シナリオにおける公衆への被ばく影響については、2.1と2.2に示す評価結果を合算し約 1.4×10^{-1} mSv となる。

3. 構内用輸送容器の落下による核分裂生成物の放出 (シナリオ③)

3.1 構内用輸送容器が地上に落下することで燃料が破損し、核分裂生成物が放出されたと仮定する。

3.1.1 核分裂生成物の放出量

(1) 評価方法

設置許可申請書添付書類十の「3.4.3 燃料集合体の落下」と同様の方法で評価する。

破損する燃料体数の評価は、次の仮定に基づいて行う。

- a. 構内用輸送容器の取り扱い作業に際し、構内用輸送容器が落下して、構内用輸送容器に収納された燃料集合体が破損するものと仮定する。
- b. 落下による燃料集合体の破損体数は、構内用輸送容器の収納体数7体とする。

(2) 評価条件

核分裂生成物の移行と放出量の評価は、次の仮定に基づいて行う。

- a. 燃料ギャップ内の核分裂生成物の量は、原子炉熱出力 2483MW（定格出力の約 105%）で 2000 日運転を行った 9×9 燃料集合体について行う。
- b. 燃料集合体の冷却期間は 365 日とする。
- c. 破損した燃料棒のギャップ内核分裂生成物の全量が構内用輸送容器内に放出されるものとする。破損した燃料棒のギャップ内核分裂生成物の存在量については、半減期の長い核種の放出が支配的であることを考えて、破損した燃料棒内の全蓄積量に対して希ガス (Kr-85) 及びよう素 (I-129) それぞれ 30% とする。
- d. 放出された希ガスは、全量が構内用輸送容器から大気中へ移行するものとする。
- e. 放出されたよう素は、全量が構内用輸送容器から大気中へ移行するものとし、構内用輸送容器に内包する水による除去は無いものとする。

(3) 評価結果

上記の評価条件に基づいて計算した核分裂生成物の大気中への放出量は表 6 の通りである。

表 6 核分裂生成物の大気中への放出量

核分裂生成物	放出量
希ガス (γ 線実効エネルギー 0.5MeV 換算値) 大気放出量	約 1.6×10^{12} Bq
よう素 (I-131 等価量 (小児実効)) 大気放出量	約 8.6×10^8 Bq
よう素 (I-131 等価量 (成人実効)) 大気放出量	約 3.3×10^9 Bq

3.1.2 線量当量の評価

(1) 評価の前提

大気中へ放出される核分裂生成物は、地上放出されるものとし、これによる実効線量の計算は、次の仮定に基づいて行う。

- a. 敷地境界外の地表空气中濃度は、設置許可申請書添付書類六の「5.5 安全解析に使用する気象条件」に記述される相対濃度に核分裂生成物の全放出量を乗じて求める。なお、相対濃度 (χ/Q) は設置許可申請書記載の2号機の主蒸気管破断(地上放出)の値 $2.0 \times 10^{-5} \text{ s/m}^3$ を適用する。
- b. 敷地境界外の希ガスによる γ 線空気吸収線量は、設置許可申請書添付書類六の「5.5 安全解析に使用する気象条件」に記述される相対線量に希ガスの全放出量を乗じて求める。なお、相対線量 (D/Q) は設置許可申請書記載の2号機の主蒸気管破断(地上放出)の値 $2.4 \times 10^{-10} \text{ Gy/Bq}$ を適用する。

(2) 評価方法

設置許可申請書添付書類十の「3.4.3 燃料集合体の落下」ならびに「4.1.1 原子炉冷却材喪失」と同様の方法で評価する。

敷地境界外における実効線量は、次に述べる内部被ばくによる実効線量及び外部被ばくによる実効線量の和として計算する。

よう素の内部被ばくによる実効線量 H_I (Sv) は、(1)式で計算する。

$$H_I = R \cdot H_\infty \cdot \chi / Q \cdot Q_I \dots \dots \dots (1)$$

ここで、

R : 呼吸率 (m^3/s) 「発電用軽水型原子炉施設の安全評価に関する審査指針」の活動中の呼吸率を秒当たりに換算して用いる。
(小児 : $0.31 \text{ m}^3/\text{h}$, 成人 : $1.2 \text{ m}^3/\text{h}$)

H_∞ : よう素 (I-131) を 1Bq 吸入した場合の実効線量
(小児 : $1.6 \times 10^{-7} \text{ Sv/Bq}$, 成人 : $2.0 \times 10^{-8} \text{ Sv/Bq}$)

χ / Q : 相対濃度 (s/m^3)

Q_I : よう素の大気放出量 (Bq) (I-131 等価量)

希ガスの γ 線外部被ばくによる実効線量 H_γ (Sv) は、(2)式で計算する。

$$H_\gamma = K \cdot D / Q \cdot Q_\gamma \dots \dots \dots (2)$$

ここで、

K : 空気吸収線量から実効線量への換算係数 (1 Sv/Gy)

D / Q : 相対線量 (Gy/Bq)

Q_{γ} : 希ガスの大気放出量 (Bq) (γ 線実効エネルギー0.5MeV換算値)

また、希ガスの β 線外部被ばくによる実効線量 H_{β} (Sv) は、(3)式で計算する。

$$H_{\beta} = 6.2 \times 10^{-14} \cdot \chi / Q \cdot Q_{\beta} \cdot E_{\beta} \cdot W_{TS} \dots \dots \dots (3)$$

ここで、

χ / Q : 相対濃度 (s/m³)

Q_{β} : 希ガスの大気放出量 (Bq)

E_{β} : β 線実効エネルギー「被ばく計算に用いる放射線エネルギー等について」を用いる。(0.251MeV Kr-85実効エネルギー)

W_{TS} : 皮膚の組織荷重係数はICRP Publ. 60の値を用いる。
(0.01)

(3) 評価結果

上記の評価前提及び方法に基づき敷地境界外の実効線量を評価した結果は表7の通りである。

表7 構内用輸送容器の落下時の実効線量

実効線量 (小児)	実効線量 (成人)
約 1.7×10^{-3} mSv	約 1.9×10^{-3} mSv

4. 2号機燃料取扱設備の耐震クラスについて

2. 燃料取扱設備クレーンの使用済燃料プールへの落下、ならびに3. 構内用輸送容器の落下の被ばく評価に示すとおり、地震の影響により燃料取扱設備が破損したと想定した場合の公衆への被ばく影響は5mSv未満である。

以上より、2号機燃料取扱設備の耐震クラスはBクラスと考えられるが、運転できないことによるリスク低減活動への影響を考慮し、耐震クラスはB+クラスと考える。

5. 補足説明資料

別添1 「2号機燃料取扱設備破損時の被ばく評価についての計算書」における使用済燃料プールのプール水全喪失時の影響評価に対する補足説明

別添2 「2号機燃料取扱設備破損時の被ばく評価についての計算書」における燃料破損時の被ばく評価に対する補足説明

別添1 「2号機燃料取扱設備破損時の被ばく評価についての計算書」における
使用済燃料プールのプール水全喪失時の影響評価に対する補足説明

1. 目的

V「2号機燃料取扱設備破損時の被ばく評価についての計算書」における2.1.「使用済燃料プールライナーの破損による線量の上昇(シナリオ①)」の2号機使用済燃料プールのプール水全喪失時のスカイシャイン線, 直接線による敷地境界へ与える線量影響評価では, 6号機の解析結果を基に評価をしており, 6号機の解析条件を示す。

2. 解析条件

(1) 使用済燃料の解析条件は以下の通り。

- a. 使用済燃料の体数は1456体とする。
- b. 使用済燃料の燃焼度は保守的に最高燃焼度 51GWd/tとする。
- c. 使用済燃料の冷却期間は冷却期間が最も短い使用済燃料の冷却期間とし, 9.9年とする。
- d. ORIGEN2.2により使用済燃料の線源強度を計算し, この線源強度を用いて MCNP5-1.60により線量率を解析する。

(2) 制御棒の解析条件は以下の通り。

- a. 制御棒の本数は27本(ハンガーラック装荷本数)とする。
- b. 制御棒の照射量は保守的に最大照射量 4.9snvtとする。
- c. 制御棒の冷却期間は冷却期間が最も短い制御棒の冷却期間とし, 13.8年とする。
- d. ORIGEN2.2により制御棒の線源強度を計算し, この線源強度を用いて MCNP5-1.60により線量率を解析する。

3. 解析結果

2号機原子炉建屋から敷地境界までの距離は約900mであることから, 6号機原子炉建屋から900m地点における線量率を表1に示す。

表1 6号機解析結果

	使用済燃料[mSv/h]	制御棒[mSv/h]	合計[mSv/h]
900m 地点	約 2.3×10^{-5}	約 9.0×10^{-5}	約 1.2×10^{-4}

別添 2 「2号機燃料取扱設備破損時の被ばく評価についての計算書」における
燃料破損時の被ばく評価に対する補足説明

V 「2号機燃料取扱設備破損時の被ばく評価についての計算書」における被ばく評価は、福島第一原子力発電所2号機の「原子炉設置変更許可申請書 添付書類十 3. 事故解析 3. 4. 3 燃料集合体の落下」を基に評価している。

V 「2号機燃料取扱設備破損時の被ばく評価についての計算書」では、2.2にて燃料取扱設備クレーンが使用済燃料プールに落下し、燃料が破損するシナリオと、3.1にて構内用輸送容器が地上に落下し、燃料が破損するシナリオについて燃料破損の評価をしているが、同等の評価であることから前者について設置許可からの変更点を説明する。

V 被ばく評価計算書	設置許可との差異・理由
<p>2.2 使用済燃料プール内の燃料破損による核分裂生成物の放出（シナリオ②）</p> <p>2.2.1 核分裂生成物の放出量</p> <p>(1) 評価方法</p> <p>破損する燃料体数の評価は、次の仮定に基づいて行う。</p> <p>a. 燃料取扱設備に搭載しているクレーンが地震の影響により根元の旋回部から折損し、保守的にクレーンが使用済燃料プールの使用済燃料貯蔵ラック上に落下するものと仮定する。</p> <p>b. 使用済燃料プールの西側から 20 列目までの使用済燃料全てが破損すると仮定し、落下による燃料集合体の破損体数は 449 体とする。（図 2 参照）</p> <p>(2) 評価条件</p> <p>核分裂生成物の移行と放出量の評価は、次の仮定に基づいて行う。</p> <p>a. 燃料ギャップ内の核分裂生成物の量は、原子炉熱出力 2483MW（定格出力の約 105%）で 2000 日運転を行った 9×9 燃料集合体について行う。</p> <p>b. 燃料集合体の冷却期間は 365 日とする。</p> <p>c. 破損した燃料棒のギャップ内核分裂生成物の全量が水中に放出されるものとする。破損した燃料棒のギャップ内核分裂生成物の存在量については、半減期の長い核種の放出が支配的であることを考えて、破損した燃料棒内の全蓄積量に対して希ガス(Kr-85)及びよう素(I-129)それぞれ 30%とする。</p> <p>d. 放出された希ガスは、全量が水中から原子炉建屋および燃料取り出し用構台の大気中へ移行するものとする。</p> <p>e. 放出されたよう素は、全量が水中から原子炉建屋および燃料取り出し用構台の大気中へ移行するものとするが、同時に水位低下が起こることを想定するため保守的に水による除去は無いものとする。</p>	<p>(1) 評価するシナリオの違いとそれに伴い破損する燃料体数の違い（設置許可は 2.3 体相当以下）</p> <p>(2) 設定する条件の違い</p> <p>b. 冷却期間を実際の取り出し時期とすると被ばく評価結果は低くなるが、基準 5mSv と比べて大きくないため、保守的に他の実施計画の評価と合わせた（設置許可は 1 日）</p> <p>c. 十分に冷却した燃料で短半減期核種が減衰し長半減期核種のギャップへの放出割合が大きくなることから、ギャップ放出割合を 30%※とした。（設置許可は希ガス 10%、よう素 5%）</p> <p>※（独）原子力安全基盤機構「平成 18 年度高燃焼度 9×9 型燃料信頼性実証成果報告書（総合評価編）」図 3.10.1, 図 3.10.1.2 にて、FP ガス放出率は最大 25%程度</p> <p>d, e. 評価シナリオで保守的に水がなくなると仮定しているため、よう素の水による除染係数は考慮しておらず、大気にそのまま放出されるとしている（設置許可は除染係数 500, 非常用ガス処理系を考慮）</p>

V 被ばく評価計算書	設置許可との差異・理由
<p>(3) 評価結果 上記の評価条件に基づいて計算した核分裂生成物の大気中への放出量は表4の通りである。</p> <p>2.2.2 線量当量の評価</p> <p>(1) 評価の前提 大気中へ放出される核分裂生成物は、地上放出されるものとし、これによる実効線量の計算は、次の仮定に基づいて行う。</p> <p>a. 敷地境界外の地表空气中濃度は、設置許可申請書添付書類六の「5.5 安全解析に使用する気象条件」に記述される相対濃度に核分裂生成物の全放出量を乗じて求める。なお、相対濃度 (χ/Q) は保守的な評価となる設置許可申請書記載の2号機の主蒸気管破断(地上放出)の値 $2.0 \times 10^{-5} \text{s/m}^3$ を適用する。</p> <p>b. 敷地境界外の希ガスによる γ 線空気吸収線量は、設置許可申請書添付書類六の「5.5 安全解析に使用する気象条件」に記述される相対線量に希ガスの全放出量を乗じて求める。なお、相対線量 (D/Q) は保守的な評価となる設置許可申請書記載の2号機の主蒸気管破断(地上放出)の値 $2.4 \times 10^{-19} \text{Gy/Bq}$ を適用する。</p>	<p>(1) 設置許可と同等だが、以下を見直し。 相対濃度 (χ/Q)、相対線量 (D/Q): 燃料集合体の落下ではなく保守的に主蒸気管破断の地上放出の値を適用(設置許可は $\chi/Q = 5.6 \times 10^{-6} \text{s/m}^3$, $D/Q = 1.5 \times 10^{-19} \text{Gy/Bq}$)</p>

V 被ばく評価計算書	設置許可との差異・理由
<p>(2) 評価方法</p> <p>敷地境界外における実効線量は、次に述べる内部被ばくによる実効線量及び外部被ばくによる実効線量の和として計算する。</p> <p>よう素の内部被ばくによる実効線量H_I (Sv) は、(1)式で計算する。</p> $H_I = R \cdot H_\infty \cdot \chi / Q \cdot Q_I \dots \dots \dots (1)$ <p>ここで、</p> <p>R : 呼吸率 (m^3/s) 「発電用軽水型原子炉施設の安全評価に関する審査指針」の活動中の呼吸率を秒当たりに換算して用いる。 (小児：$0.31m^3/h$, 成人：$1.2m^3/h$)</p> <p>H_∞ : よう素 (I-131) を 1Bq 吸入した場合の実効線量 (小児：$1.6 \times 10^{-7} Sv/Bq$, 成人：$2.0 \times 10^{-8} Sv/Bq$)</p> <p>χ / Q : 相対濃度 (s/m^3)</p> <p>Q_I : よう素の大気放出量 (Bq) (I-131 等価量)</p> <p>希ガスの γ 線外部被ばくによる実効線量H_γ (Sv) は、(2)式で計算する。</p> $H_\gamma = K \cdot D / Q \cdot Q_\gamma \dots \dots \dots (2)$ <p>ここで、</p> <p>K : 空気吸収線量から実効線量への換算係数 (1Sv/Gy)</p> <p>D / Q : 相対線量 (Gy/Bq)</p> <p>Q_γ : 希ガスの大気放出量 (Bq) (γ 線実効エネルギー0.5MeV 換算値)</p>	<p>(2) 呼吸率：</p> <p>原子力安全委員会「発電用軽水型原子炉施設の安全評価に関する審査指針」の値とした (設置許可は ICRP Publ. 23(1974))</p> <p>よう素 (I-131) を 1Bq 吸入した場合の実効線量：</p> <p>ICRP Publ. 71(1995) の値とした (設置許可は ICRP Publ. 30(1978))</p>

V 被ばく評価計算書	設置許可との差異・理由
<p>また、希ガスのβ線外部被ばくによる実効線量H_{β} (Sv) は、(3)式で計算する。</p> $H_{\beta} = 6.2 \times 10^{-14} \cdot \chi / Q \cdot Q_{\beta} \cdot E_{\beta} \cdot W_{TS} \dots \dots \dots (3)$ <p>ここで、</p> <p>χ / Q : 相対濃度 (s/m³)</p> <p>Q_{β} : 希ガスの大気放出量 (Bq)</p> <p>E_{β} : β線実効エネルギー「被ばく計算に用いる放射線エネルギー等について」を用いる。(0.251MeV)</p> <p>W_{TS} : 皮膚の組織荷重係数は ICRP Publ.60 の値を用いる。(0.01)</p> <p>(3) 評価結果</p> <p>上記の評価前提及び方法に基づき敷地境界外の実効線量を評価した結果は表5の通りである。</p>	<p>設置許可 添付書類十 4. 重大事故及び仮想事故 4. 1. 1 原子炉冷却材喪失におけるβ線による全身に対する線量(4-3)式を用いて評価。ただし、β線による外部被ばくによる実効線量を求めるため、原子力安全委員会「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」より、皮膚に対する組織荷重係数を乗じて算出した。(設置許可は等価線量の計算式)</p>