本資料のうち,枠囲みの内容は, 営業秘密又は防護上の観点から 公開できません。

東海第二発電	意所 工事計画審査資料
資料番号	補足-370-13 改3
提出年月日	平成 30 年 8 月 23 日

建物・構築物の耐震計算についての補足説明資料

補足-370-13【使用済燃料乾式貯蔵建屋の耐震性評価に関する補足説明】

平成 30 年 8 月

日本原子力発電株式会社

Ċ

1.	概要	. 1
2.	基礎スラブの鉛直方向の応答について	. 2
	2.1 基礎スラブの鉛直方向の応答変位	. 2
	2.2 基礎スラブの鉛直方向の応答加速度	. 2
3.	使用済燃料乾式貯蔵建屋の液状化に対する補足説明	. 7
	3.1 検討概要	. 7
	3.2 解析方法	. 9
	3.3 解析条件	11
	3.4 許容限界	29
	3.5 解析結果	31
	3.6 まとめ	42
4.	屋根トラスの二次部材及び屋根スラブに関する検討	43
	4.1 概要	43
	4.2 二次部材による応力負担が主トラスの検定比に与える影響評価	44
	4.3 二次部材及び屋根スラブの落下の可能性検討	50
	4.4 屋根スラブの面内せん断力に関する検討	51
	4.5 まとめ	54
5.	杭の水平2方向及び鉛直方向地震力の組合せによる検討	55
	5.1 概要	55
	5.2 検討方法	55
	5.3 荷重及び荷重ケース	57
	5.4 評価結果	58
	5.5 まとめ	58
6.	屋根トラスの検討用地震動の選定について	59
	6.1 概要	59
	6.2 既工認S2地震時評価結果に基づく屋根トラス各部応答軸力の比較	60
	6.3 質点系地震応答解析結果との比較	66
	6.4 まとめ	69
7.	屋根トラスの水平2方向及び鉛直方向地震力の組合せによる検討	70
	7.1 概要	70
	7.2 検討方法	70
	7.3 検討結果	72
	7.4 まとめ	73

1. 概要

本資料は、以下の添付書類の補足説明をするものである。

- ・添付書類「V-2-2-4 使用済燃料乾式貯蔵建屋の地震応答解析」
- ・添付書類「V-2-2-5 使用済燃料乾式貯蔵建屋の耐震性についての計算書」
- ・添付書類「V-2-11-2-14 使用済燃料乾式貯蔵建屋上屋の耐震性についての計算書」

2. 基礎スラブの鉛直方向の応答について

使用済燃料乾式貯蔵建屋の地震応答解析における基礎スラブの鉛直方向の応答を補足的に 説明するものとして、ここでは、基礎スラブの面外柔性による鉛直方向の応答について、添付書 類「V-2-2-5 使用済燃料乾式貯蔵建屋の耐震性についての計算書」に示す3次元FEMモデ ルを用いたS_d-D1 (UD) 波に対する動的応答解析結果を整理して提示する。

2.1 基礎スラブの鉛直方向の応答変位

基礎スラブの固定端に対する最大応答相対変位を図 2-1 に、代表節点の応答変位、地盤 変位及び両者の差として算定される相対変位の時刻歴を図 2-2 に示す。また、隅角部2点 と中央部1点の鉛直方向の応答変位時刻歴ならびに隅角部と中央部の鉛直方向の応答変位 の差の時刻歴を図 2-3 に示す。

これらの図より,基礎スラブの応答変位は中央部の応答変位が若干小さくなる傾向にあ るが最大でも0.072 cmと小さいこと(図2-1),また,端部と中央部の変位差の最大値は 0.02 cm程度と小さく(図2-3),面外柔性による基礎スラブの変形は極めて小さい値とな っていることが分かる。

2.2 基礎スラブの鉛直方向の応答加速度

基礎スラブの鉛直方向の最大応答加速度のコンター図を図 2-4 に示す。

面外柔性の影響により,最大応答加速度は基礎スラブの位置によって差があり,最大値は 245.85 cm/s²,最小値は200.81 cm/s²となっている。

しかしながら、質点系モデルでの基礎スラブ上端の鉛直方向の最大応答加速度 227 cm/s² に対する増幅率は 8%程度であり,設計で考慮している裕度内には十分に収まるレベルとなっている。



図 2-1 基礎スラブの<mark>鉛直方向の</mark>最大応答相対変位のコンター図(入力波 S_d-D1 (UD)) 最大値:0.072 cm,最小値:0.038 cm





図 2-2 代表節点の鉛直方向の応答変位時刻歴と相対変位時刻歴





及び隅角部と中央部の鉛直方向の応答変位の差の時刻歴



図 2-4 基礎スラブの最大応答加速度のコンター図(入力波 S_d-D1 (UD)) 最大値:245.85 cm/s²,最小値:200.81 cm/s²

質点系の応答値 227 cm/s²

添付書類「V-2-2-4 使用済燃料乾式貯蔵建屋の地震応答計算書」より

- 3. 使用済燃料乾式貯蔵建屋の液状化に対する補足説明
 - 3.1 検討概要

添付書類「V-2-2-5 使用済燃料乾式貯蔵建屋(以下 DC 建屋という。)の耐震性についての計算書」の計算書における杭の耐震評価を補足的に説明するものである。有効応力解析に用いる各種条件設定を行うとともに、基準地震動S。に対する検討結果を示す。

図 3.1-1 に設置変更許可申請で定めた液状化影響検討の組合せの設定フローを示す。 「敷地全体の原地盤の液状化強度特性」には、DC 建屋の設置位置の地層で得られた液状化 強度特性に基づいている。そのため、DC 建屋はフロー右側の「個別の施設設置位置におけ る液状化強度特性を考慮した影響検討を行うことを基本とする。」を適用する。ここでは、 設置位置近傍の標準貫入試験等の結果と合わせ、使用する液状化強度特性の信頼性も合わ せて確認する。

DC 建屋の液状化影響検討で液状化を考慮する地盤は、du 層、Ag2 層、D1g-1 層、D2g-2 層、D2g-3 層である。建屋西側斜面部(du 層,D1g-1 層), Ag2 層及び D2g-3 層について は原地盤に基づく液状化強度特性(以下基本物性という。)を用いる。基本物性を用いる Ag2 層及び D2g-3 層は、地盤物性の信頼性を確認した上で、液状化強度試験結果の下限値 を包絡する D1g-1 層の物性値を用いる。建屋西側斜面部を除く du 層及び D2g-2 層につい ては豊浦標準砂の液状化強度特性により強制的な液状化を仮定して有効応力解析を実施し、 杭の健全性を評価する。

なお、杭基礎周辺の地盤については、建築基礎構造設計指針の液状化判定に基づき液状 化しないことを確認した上で、液状化しない場合の構造健全性を添付書類「V-2-2-5 使 用済燃料乾式貯蔵建屋の耐震性についての計算書」に示している。表 3.1-1 に液状化判定 を示す。

地層	τ 1/σ'z	τ d/σ'z	F1	F1判定值	判定
du	12.0	1.12	10.7		ОK
Ag2	35.8	1.05	34.2	1以上	ОК
D2g-3	4.7	0.91	5.1		OK

表 3.1-1 建築基礎構造設計指針に基づく液状化判定

注記 $\tau 1/\sigma'z$:液状化抵抗比

τ d/σ'z:等価な繰返しせん断応力比

F1= $(\tau 1 / \sigma' z) / (\tau d / \sigma' z)$



図 3.1-1 液状化影響検討の組合せの設定フロー

3.2 解析方法

3.2.1 地震応答解析手法

DC 建屋の有効応力の変化を考慮した地震応答解析(以下,地震応答解析という。) は、地盤と構造物の相互作用を考慮できる2次元有限要素法を用いて、基準地震動に 基づき設定した水平地震動と鉛直地震動の同時加振による逐次時間積分の時刻歴応答 解析にて行う。部材については、はり要素及び平面ひずみ要素を用いることとする。 また、地盤については、有効応力の変化に応じた地震時挙動を適切に考慮できるよう にモデル化する。地震応答解析については、解析コード「FLIP Ver. 7.3.0_2」を 使用する。なお、解析コードの検証及び妥当性確認の概要については、添付書類「V-5-10計算機プログラム(解析コード)の概要」に示す。

地震応答解析手法の選定フローを図 3.2-1 に示す。



図 3.2-1 地震応答解析手法の選定フロー

注:構造物,構造モデルは杭を対象とする。上部建物は1次固有周期が等価となる2次元モデル (線形)とする。

地盤の繰返しせん断応カーせん断ひずみ関係の骨格曲線の構成則を有効応力解析へ 適用する際は、地盤の繰返しせん断応カーせん断ひずみ関係の骨格曲線に関するせん 断ひずみ及び有効応力の変化に応じた特徴を適切に表現できるモデルを用いる必要が ある。

一般に、地盤は荷重を与えることによりせん断ひずみを増加させていくと、地盤の せん断応力は上限値に達し、それ以上はせん断応力が増加しなくなる特徴がある。ま た、地盤のせん断応力の上限値は有効応力に応じて変化する特徴がある。

よって,耐震評価における有効応力解析では,地盤の繰返しせん断応カーせん断ひ ずみ関係の骨格曲線の構成則として,地盤の繰返しせん断応カーせん断ひずみ関係の 骨格曲線に関するせん断ひずみ及び有効応力の変化に応じたこれら2つの特徴を表現 できる双曲線モデル(H-Dモデル)を選定する。

3.2.2 地震応答解析の検討ケース

杭の耐震設計における検討ケースを表 3.2-1 に示す。建築基礎構造設計指針に基づ く簡易な評価法により液状化しないことを確認し,①~③,⑤及び⑥については全応 力解析で実施しているため,有効応力解析は「④地盤を強制的に液状化させることを仮 定した解析ケース」を対象とする。建築基礎構造設計指針に基づく液状化判定を表 3.2-2 に示す。

	1	2	3	4	5	6
	原地盤に基	地盤物性の	地盤物性の	地盤を強制	原地盤にお	地盤物性の
検討ケー ス	づく液状化	ばらつきを	ばらつきを	的に液状化	いて非液状	ばらつきを
	強度特性を	考慮(+1	考慮(-1	させること	化の条件を	考慮(+1
	用いた解析	σ)した解	σ)した解	を仮定した	仮定した解	σ)して非
	ケース	析ケース	析ケース	解析ケース	析ケース	液状化の条
	(基本ケー					件を仮定し
	ス)					た解析ケー
						ス
	原 抽般に	同地般に	同地般に	敷地に存		
		赤 地 血 に 其 づ く 海	赤 地 血 に 其 づ く 海	在しない		
液状化強	坐 2 × 10	坐 2 × 10 状化	坐 2 1 1 1 1 1 1 1 1 1 1 1 1 1 1 1 1 1 1	豊浦標準	液状化パ	液状化パ
度特性の	特性(標	特性(標	特性(標	砂に基づ	ラメータ	ラメータ
設定	准偏差を	淮偏差を	進偏差を	く液状化	を非適用	を非適用
	(二)	- 川川 二 こ 老 唐)	- 小山 二 こ 老 虚)	強度特性*		

表 3.2-1 耐震設計における検討ケース

※1:液状化強度特性の信頼性を確認した地層については原地盤に基づく物性を用いる。

地層	τ 1/σ'z	τ d/σ'z	F1	F1判定值	判定
du	12.0	1.12	10.7		ОK
Ag2	35.8	1.05	34.2	1以上	ОK
D2g-3	4.7	0.91	5.1		ОK

表 3.2-2 建築基礎構造設計指針に基づく液状化判定

注記 $\tau 1/\sigma'z$:液状化抵抗比

τ d/σ'z:等価な繰返しせん断応力比

F1=
$$(\tau 1 / \sigma' z) / (\tau d / \sigma' z)$$

3.3 解析条件

- 3.3.1 解析モデル
 - (1) 地盤のモデル化

地盤モデルは,直交する2断面とする。図3.3-1に地質断面図を示す。解析領域として,鉛直方向はEL.-80 mまで,水平方向はDC建屋を中心として両側に200 m以上確保しており,十分な範囲をモデル化している。解析領域の側面及び底面には,エネルギーの逸散効果を表現するため,粘性境界を設ける。

解析モデルを図 3.3-2 に示す。地盤は平面要素でモデル化し、基礎スラブと地盤の 境界部にはジョイント要素を設ける。杭と地盤間は両者の相対変位を考慮するため、 杭-地盤相互作用ばね要素で接続する。

なお,有効応力解析では,添付書類「V-2-2-5 使用済燃料乾式貯蔵建屋の耐震性 についての計算書」で杭応力の評価に用いている杭の水平載荷試験から評価した水平 方向地盤反力係数は用いない。地下水位は地表面とする。



② 断面 (NS 断面)

図 3.3-1 地質断面図



(EW 断面, モデル幅:450 m, モデル底面:EL.-80 m)



図 3.3-2 解析モデル

(2) 地盤の諸元

地盤の諸元は,添付書類「V-2-1-3 地盤の支持性能に係る基本方針」にて設定している物性値を用いる。地盤の物性値を表 3.3-1 に示す。

							原均	也盤					
	パラメータ			埋戻土			第四系(液状化検討	対象層)			豊浦標準砂	
				fl	du	Ag2	As	Ag1	D2s-3	D2g-3	D1g-1		
物理性	密度 () は地下水位以浅	ρ	g/cm^3	1.98 (1.82)	1.98 (1.82)	2.01 (1.89)	1.74	2.01 (1.89)	1.92	2.15 (2.11)	2.01 (1.89)	1.958	
特性	間隙比	е	—	0.75	0.75	0.67	1.2	0.67	0.79	0.43	0.67	0.702	
	ポアソン比	νcd	-	0.26	0.26	0.25	0.26	0.25	0.19	0.26	0.25	0.333	
変形特性	基準平均有効主応力 ()は地下水位以浅	σ'_{ma}	kN/m^2	358 (312)	358 (312)	497 (299)	378	814 (814)	966	1167 (1167)	1695 (1710)	12.6	
	基準初期せん断剛性 ()は地下水位以浅	G_{ma}	kN/m^2	253529 (220739)	253529 (220739)	278087 (167137)	143284	392073 (392073)	650611	1362035 (1362035)	947946 (956776)	18975	
	最大履歷減衰率	h_{max}	—	0.220	0.220	0.233	0.216	0.221	0.192	0.130	0.233	0.287	
強度	粘着力	C_{CD}	$\mathrm{N/mm}^2$	0	0	0	0.012	0	0.01	0	0	0	
特性	内部摩擦角	$\phi_{\rm CD}$	度	37.3	37.3	37.4	41	37.4	35.8	44.4	37.4	30	
	液状化パラメータ	$\phi_{\rm p}$	-	34.8	34.8	34.9	38.3	34.9	33.4	41.4	34.9	28	
液	液状化パラメータ	S_1	—	0.047	0.047	0.028	0.046	0.029	0.048	0.030	0.020	0.005	
状化	液状化パラメータ	${\tt W}_1$	-	6.5	6.5	56.5	6.9	51.6	17.6	45.2	10.5	5.06	
化特	液状化パラメータ	P_1	-	1.26	1.26	9.00	1.00	12.00	4.80	8.00	7.00	0.57	
性	液状化パラメータ	P_2	_	0.80	0.80	0.60	0.75	0.60	0.96	0.60	0.50	0.80	
	液状化パラメータ	C_1	_	2.00	2.00	3.40	2.27	3.35	3.15	3.82	2.83	1.44	

表 3.3-1(1) 地盤の解析用物性値一覧(液状化検討対象層)

表 3.3-1(2) 地盤の解析用物性値一覧(非液状化層)

				原地盤					
	パラメータ				第四系(非		新第三系		
				Ac	D2c-3	lm	D1c-1	Km	
物理性	密度 () は地下水位以浅	ρ	g/cm ³	1.65	1.77	1.47 (1.43)	1.77	1.72-1.03 $\times 10^{-4}$ · z	
特性	間隙比	е	—	1.59	1.09	2.8	1.09	1.16	
	ポアソン比	$ u_{\rm CD}$	—	0.10	0.22	0.14	0.22	0.16+0.00025 · z	
変 形	基準平均有効主応力 () は地下水位以浅	σ'_{ma}	kN/m²	480	696	249 (223)	696	毛山市で北山に甘べた	
特 性	基準初期せん断剛性 () は地下水位以浅	G_{ma}	kN/m²	121829	285223	38926 (35783)	285223	期的変形特性に基づき z(標高)毎に物性値を 設定	
	最大履歴減衰率	h_{max}	_	0.200	0.186	0. 151	0.186		
強度	粘着力	C _{CD}	N/mm^2	0.025	0.026	0.042	0.026	0.358-0.00603 · z	
特 性	内部摩擦角	$\phi_{ ext{CD}}$	度	29.1	35.6	27.3	35.6	23.2+0.0990• z	

z:標高 (m)

区分	設定深度			密度	静ポアソン比	粘着力	内部摩擦角	せん断波	基準初期	基準体積	基準平均有効	拘束圧	最大履歴	動ポアソン比	疎密波	
	TP (m)	適用深度	TP (m)	ρ		Ccd	ф св	速度Vs	せん断剛性 Gma	弹性係数 Kma	主応力 σ'ma	依存係数	減衰率		速度Vp	1000*Vp
番号	Z			(g/cm_3)	νcd	(kN/m²)	(°)	(m/s)	(kN/m²)	(kN/m^2)	(kN/m^2)	mG, mK	hmax(-)	νd	(m/s)	
1	10	9.5 ~	10.5	1.72	0.16	298	24. 2	425	310, 675	353, 317	504	0.0	0.105	0.464	1,640	1,640,000
2	9	8.5 ~	9.5	1.72	0.16	304	24.1	426	312, 139	354, 982	504	0.0	0.105	0.464	1,644	1,644,000
3	8	7.5 \sim	8.5	1.72	0.16	310	24.0	427	313, 606	356, 650	504	0.0	0.105	0.464	1,648	1,648,000
4	7	6.5 ~	7.5	1.72	0.16	316	23. 9	428	315,076	358, 322	504	0.0	0.105	0.464	1,651	1,651,000
5	6	5.5 ~	6.5	1.72	0.16	322	23.8	428	315,076	358, 322	504	0.0	0.106	0.464	1,651	1,651,000
6	5	4.5 ~	5.5	1.72	0.16	328	23.7	429	316, 551	359, 999	504	0.0	0.106	0.464	1,655	1,655,000
7	4	3.5 ~	4.5	1.72	0.16	334	23.6	430	318,028	361, 679	504	0.0	0.106	0.463	1,638	1,638,000
8	3	2.5 ~	3.5	1.72	0.16	340	23.5	431	319, 509	363, 363	504	0.0	0.107	0.463	1,642	1,642,000
9	2	1.5 ~	2.5	1.72	0.16	340	23.4	431	319, 509	363, 363	504	0.0	0.107	0.463	1,642	1,642,000
10	0	-0.5 ~	0.5	1.72	0.16	358	23.3	432	320, 553	366 743	504	0.0	0.107	0.463	1,650	1,650,000
12	-1	-1.5 ~	-0.5	1.72	0.16	364	23. 1	434	323, 972	368, 439	504	0.0	0.108	0. 463	1,653	1,653,000
13	-2	-2.5 ~	-1.5	1.72	0.16	370	23.0	435	325, 467	370, 139	504	0.0	0.108	0.463	1,657	1,657,000
14	-3	-3.5 ~	-2.5	1.72	0.16	376	22. 9	435	325, 467	370, 139	504	0.0	0.108	0.463	1,657	1,657,000
15	-4	-4.5 ~	-3.5	1.72	0.16	382	22.8	436	326, 965	371, 843	504	0.0	0.108	0.463	1,661	1,661,000
16	-5	-5.5 ~	-4.5	1.72	0.16	388	22.7	437	328, 467	373, 551	504	0.0	0.109	0.462	1,644	1,644,000
17	-6	-6.5 ~	-5.5	1.72	0.16	394	22.6	438	329, 972	375, 262	504	0.0	0.109	0.462	1,648	1,648,000
18	-7	-7.5 \sim	-6.5	1.72	0.16	400	22.5	438	329, 972	375, 262	504	0.0	0.109	0.462	1,648	1,648,000
19	-8	-8.5 ~	-7.5	1.72	0.16	406	22.4	439	331, 480	376, 977	504	0.0	0.109	0.462	1,652	1,652,000
20	-9	-9.5 ~	-8.5	1.72	0.16	412	22.3	440	332, 992	378, 697	504	0.0	0.110	0.462	1,656	1,656,000
21	-10	-11 \sim	-9.5	1.72	0.16	418	22. 2	441	334, 507	380, 420	504	0.0	0.110	0.462	1,659	1,659,000
22	-12	$-13 \sim$	-11	1.72	0.16	430	22.0	442	336, 026	382, 147	504	0.0	0.110	0.462	1,663	1,663,000
23	-14	$-15 \sim$	-13	1.72	0.16	442	21.8	444	339, 074	385, 614	504	0.0	0.111	0.462	1,671	1,671,000
24	-16	-17 ~	-15	1.72	0.16	454	21.6	445	340, 603	387, 352	504	0.0	0.111	0.461	1,654	1,654,000
25	-18	-19 ~	-17	1.72	0.16	467	21.4	447	343, 671	390, 842	504	0.0	0.112	0.461	1,662	1,662,000
26	-20	-21 ~	-19	1.72	0.16	479	21. 2	448	345, 211	392, 593	504	0.0	0.112	0.461	1,665	1,665,000
21	-22	-25 ~~	-21	1.72	0.15	491 502	21.0	450	251 402	201, 471	490	0.0	0.112	0.461	1,073	1,675,000
20	-26	-27 ~	-25	1.72	0.15	515	20.8	452	351, 405	386 574	450	0.0	0.113	0.401	1,080	1,664,000
30	-28	-29 ~	-27	1.72	0.15	527	20.0	455	356 083	389,996	498	0.0	0.113	0.460	1,004	1,672,000
31	-30	-31 ~	-29	1.72	0.15	539	20. 2	456	357,650	391,712	498	0.0	0.111	0, 460	1,675	1,675,000
32	-32	-33 ~	-31	1.72	0.15	551	20.0	458	360, 794	395, 155	498	0.0	0.115	0.460	1,683	1,683,000
33	-34	-35 ~	-33	1.72	0.15	563	19.8	459	362, 371	396, 883	498	0.0	0.115	0.459	1,667	1,667,000
34	-36	$-37 \sim$	-35	1.72	0.15	575	19.6	461	365, 536	400, 349	498	0.0	0.115	0.459	1,675	1,675,000
35	-38	$-39 \sim$	-37	1.72	0.15	587	19.4	462	367, 124	402, 088	498	0.0	0.116	0.459	1,678	1,678,000
36	-40	$-41 \sim$	-39	1.72	0.15	599	19.2	464	370, 309	405, 577	498	0.0	0.116	0.459	1,685	1,685,000
37	-42	$-43 \sim$	-41	1.72	0.15	611	19.0	465	371, 907	407, 327	498	0.0	0.117	0.459	1,689	1,689,000
38	-44	$-45 \sim$	-43	1.72	0.15	623	18.8	467	375, 113	410, 838	498	0.0	0.117	0.458	1,678	1,678,000
39	-46	$-47 \sim$	-45	1.72	0.15	635	18.6	468	376, 721	412, 599	498	0.0	0.117	0.458	1,681	1,681,000
40	-48	$-49 \sim$	-47	1.72	0.15	647	18.4	470	379, 948	416, 134	498	0.0	0.118	0.458	1,688	1,688,000
41	-50	$-51 \sim$	-49	1.73	0.15	660	18.3	472	385, 416	422, 122	498	0.0	0.118	0.458	1,696	1,696,000
42	-52	-53 ~	-51	1.73	0.15	672	18.1	473	387, 051	423, 913	498	0.0	0.118	0.458	1,699	1,699,000
43	-54	-55 ~	-53	1.73	0.15	684	17.9	475	390, 331	427, 505	498	0.0	0.118	0.457	1,688	1,688,000
44	-56	-57 ~	-55	1.73	0.15	696	17.7	476	391, 976	429, 307	498	0.0	0.119	0.457	1,692	1,692,000
45	-08 _60	-69 ~	-50	1.73	0.15	790	17.2	4/8	395, 211	432, 922	498	0.0	0.119	0.457	1,099	1,099,000
40	-60	-63 0	-59	1.73	0.15	720	17.1	4/9	390, 933 400, 955	434,730	498	0.0	0.120	0.457	1,702	1, 702, 000
47	-64	-65 ~	-63	1.73	0.14	744	16.9	482	400, 200	424, 250	492	0.0	0.120	0.457	1, 709	1, 109, 000
49	-66	-67 ~	-65	1.73	0.14	756	16.7	484	405, 263	427, 778	492	0.0	0.120	0. 456	1,702	1, 702, 000
50	-68	-69 ~	-67	1.73	0.14	768	16.5	485	406, 939	429, 547	492	0.0	0.121	0.456	1,705	1, 705, 000
51	-70	-71 ~	-69	1.73	0.14	780	16.3	487	410, 302	433, 097	492	0.0	0.121	0.456	1,712	1, 712, 000
52	-72	-73 ~	-71	1.73	0.14	792	16.1	489	413, 679	436, 661	492	0.0	0.121	0.456	1,719	1, 719, 000
53	-74	$-75 \sim$	-73	1.73	0.14	804	15.9	490	415, 373	438, 449	492	0.0	0.122	0.455	1,705	1, 705, 000
54	-76	-77 ~	-75	1.73	0.14	816	15.7	492	418, 771	442,036	492	0.0	0.122	0.455	1,712	1, 712, 000
55	-78	-79 \sim	-77	1.73	0.14	828	15.5	493	420, 475	443, 835	492	0.0	0.122	0.455	1,716	1, 716, 000
56	-80	$-81 \sim$	-79	1.73	0.14	840	15.3	495	423, 893	447, 443	492	0.0	0.122	0.455	1,723	1,723,000
57	-82	$-85 \sim$	-81	1.73	0.14	852	15.1	496	425, 608	449, 253	492	0.0	0.123	0.455	1,726	1,726,000
58	-88	-90 ~	-85	1.73	0.14	889	14.5	501	434, 232	458, 356	492	0.0	0.124	0.454	1,726	1,726,000
59	-92	$-95 \sim$	-90	1.73	0.14	913	14. 1	504	439, 448	463, 862	492	0.0	0.124	0.454	1,736	1,736,000
60	-98	$-101 \sim$	-95	1.73	0.14	949	13.5	509	448, 210	473, 111	492	0.0	0.125	0.453	1,736	1, 736, 000
61	-104	-108 ~	-101	1.73	0.13	985	12.9	513	455, 282	463, 485	486	0.0	0.126	0.452	1,733	1, 733, 000
62	-112	-115 ~	-108	1.73	0.13	1,033	12.1	519	465, 995	474, 391	486	0.0	0.127	0.451	1,737	1, 737, 000
63	-118	-122 ~	-115	1.73	0.13	1,070	11.5	524	475, 016	483, 575	486	0.0	0.127	0.451	1,754	1, 754, 000
64	-126	$-130 \sim$	-122	1.73	0.13	1,118	10.7	530	485, 957	494, 713	486	0.0	0.128	0.450	1,758	1, 758, 000

表 3.3-1(3) 地盤の解析用物性値一覧(新第三系 Km 層)

- (3) 基本物性を用いる地盤
- 1) Ag2 層

建屋周辺地質調査位置図,N値,細粒分含有率及び液状化強度比の深度分布等を図 3.3-3に示す。液状化パラメータは,Ag2層についてはボーリングF孔での試料から 設定している。

Ag2 層については、液状化強度試験を実施したF孔(■)では標準貫入試験を実施していないため、近接する事前確認ボーリングの PB-1 孔(●)を用いてF 孔における液状化強度特性の代表性を確認する。PB-1 孔の液状化強度比 R_Lについて、建屋近傍の調査孔(●)と比べ小さい傾向にあるため、F 孔の代表性を確認した。

2) D2g-3 層

液状化強度試験供試体取得箇所と周辺ボーリング孔の分布位置図を図 3.3-4 に,液 状化強度試験供試体と周辺ボーリング c 孔の粒度分布比較図を図 3.3-5 に,DC 建屋近 傍調査孔及び液状化強度試験箇所を表 3.3-2 に示す。

- ・D2g-3 層の分布深度は、概ね G.L. -17 m~G.L. -25 m 程度に分布する。
- ・液状化強度試験用の供試体を取得したコア(■)付近について、ボーリング(●)のコア観察記録では、数mmから数十mmの礫を含む砂礫層であり、標準貫入試験結果では、一部にN値が30程度の箇所が認められるものの、概ねN値50以上の強固な地層であることを確認した。c 孔のN値35の箇所は、礫分が少ない部分に該当している。また、BV1 孔のN値が31の箇所は、柱状図の記載によれば礫分が少なく、かつシルト分がやや多い部分に該当する。このように細粒分が多いことは、液状化強度特性が大きくなることに寄与する傾向の要因であるため、液状化強度特性下限値の設定への影響は小さいが、有効応力解析では保守的な配慮として、代表性を確認した当該地層の液状化強度特性の下限値を下回る地層の液状化強度特性を設定する。
- ・ 液状化強度試験用の供試体を取得したコア(■)とその近傍ボーリング c 孔の粒 度分布は同様であることを確認した。

DC 建屋設置位置における D2g-3 層の地質的性状に大きな差異がないことから,当該位置で取得した D2g-3 層の液状化強度特性は,DC 建屋の評価に使用する液状化強度特性として代表性を有するものと判断される。

3) Ag2 層及び D2g-3 層に適用する物性値

DC 建屋の液状化検討にあたって,施設直下に分布する地層のうち Ag2 層(砂礫)及び D2g-3 層(砂礫)の液状化強度特性は、当該地点において液状化強度試験を実施していることから、豊浦標準砂の液状化強度特性を用いた評価は実施しない。ただし、これら2層の液状化強度特性の設定にあたっては、保守性を考慮し、これら2層の液状化強度特性の正限値を更に下回る D1g-1(砂礫)の液状化強度特性を適用する。液状化強度特性の比較を図 3.3-6 に示す。



建屋周辺地質調査位置図



図 3.3-3 建屋周辺地質調査位置図,N値,細粒分含有率 及び液状化強度比の深さ方向分布(Ag2層)



図 3.3-4 液状化強度試験供試体取得箇所と周辺ボーリング孔の分布位置図(D2g-3 層)



図 3.3-5 液状化強度試験供試体と周辺ボーリング c 孔の粒度分布比較図(D2g-3 層)

孔番		b		с		B	/1	B	/2	BV4	
D2g-3 層	上端	G.L. −22.85 m		G.L21.15 m		G.L17.90 m		G.L17.64 m		G.L17.25 m	
確認深度	下端	G.L. —2	23.20 m	G.L. —2	25.22 m	G.L. —2	22.10 m	G.L. —2	21.90 m	G.L21.91 m	
柱状図記載	成内容	 ・礫は5 mmへ ・礫種は,砂 岩,花崗岩 	~30 mm亜角礫 岩,粘板 類	 ・基質は粗砂 ・礫は10 mm 円礫 ・礫種は,砂岩, ひん岩 と多種 	の砂礫 ~60 mmの亜 礫 岩,粘板 ,チャート	・基質は淘汰 粗砂であり 含む ・G. L 21. 5 分少ない	不良な細~ , 粘土分を 0 m付近は礫	 ・基質は細~ とし,全体 ・礫は2 m ~亜角礫 ・礫種は,砂 岩,花崗岩 	粗砂を主体 に淘汰不良 ~60 mmの亜円 岩, 粘板 からなる	 シルト混じり砂礫 基質は細〜粗砂を主体とし、全体に淘汰不良 礫種は、砂岩、粘板岩、花崗岩からなる5mm ~70mm大の亜円~ 亜角礫 	
		G.L. —23.10 m	N=167 ^{注)}	G.L. —21.15 m	N=68 ^{注)}	G.L. —18.15 m	N=88 ^{注)}	G.L. —18.15 m	$N=75^{(2)}$	G.L. -18.15 m	$N = 65^{(2)}$
標準貫入試	験深度			G.L. —22.15 m	N=83 ^{注)}	G.L. —19.15 m	N=83 ^{注)}	G.L. —19.15 m	$N = 60^{2}$	G.L. —19.10 m	N=150 ^{注)}
及びN値	値			G.L. —23.15 m	N=68 ^{注)}	G.L. —20.15 m	N=125 ^{注)}	G.L. —20.15 m	N=214 ^{注)}	G.L. —20.15 m	N=60 ^{注)}
				G.L. -24.15 m	N=35	G.L. -21.15 m	N=31	G.L. -21.15 m	N=50	G.L. -21.15 m	N=100 ^{注)}

表 3.3-2 DC 建屋近傍調査孔及び液状化強度試験箇所(D2g-3 層)

注:打撃回数50回において、貫入長が300mm未満の標準貫入試験箇所は次式によりN値を算出した。

換算N値 = <u>300 mm</u> 打撃回数 50 回における打込み長(mm) × 50





(4) 建屋のモデル化

建屋モデルは、今回工認で設定した質点系モデルに基づく1次固有周期と一致する ように剛性を設定した平面ひずみ要素を用いてモデル化した。これは、DC 建屋の地盤 安定解析での建屋のモデル化手法と同様である。ただし、EW 方向の上部構造の平面ひ ずみ要素への置換は、フレーム部の応答を模擬するために1次固有周期がほぼ等しい 既工認モデルに基づいて行った。表 3.3-4 に建屋モデルに使用する材料の物性値を示 す。

使用材料	ヤング係数 E (N/mm ²)	せん断 弾性係数 G (N/mm ²)	減衰定数 h (%)
鉄筋コンクリート コンクリート: Fc=23.5 (N/mm ²) (Fc=240 kgf/cm ²) 鉄筋:SD345 SD390	2. 25×10 ⁴	9. 38×10 ³	5
鋼管杭:SKK400 φ812.8×t16	2.05×10 ⁵	7.90×10 ⁴	1

表3.3-4 建屋モデルに使用する材料の物性値

 ※1:使用材料については、「鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説 1999」、「原子力施設鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説 2005」及び「鋼構造設計規準 2005」に準拠した。
 ※2:Fcは1 kgf=9.80665 Nを用いて換算した。

(5) 杭のモデル化

DC 建屋は, 東西方向に 15 列, 南北方向に 29 列の合計 435 本の鋼管杭を介して久米 層に岩着している。

鋼管杭の諸元は,外径 812.8 mm,内径 780.8 mm,厚さ 16 mm である。腐食しろは外側に 2 mm を考慮する。久米層への根入れ長さは 5D である。表 3.3-5 に鋼管杭の断面性能を示す。杭中心間隔は,NS 方向で 2,050 mm, EW 方向で 2,255 mm (両端 2 列分のみ 2,050 mm) である。

	外径 D(mm)	肉厚 t(mm)	内径 d(mm)	断面積 A(cm²)	断面二次 モーメント I (cm ⁴)	断面係数 Z(cm ³)
材料寸法	812.8	16	780.8	400.5	318,000	7,824
腐食しろを 考慮した寸法	808.8	14	780.8	349.6	276, 100	6, 828

表 3.3-5 鋼管杭の断面性能

3.3.2 減衰定数

動的解析における地盤及び構造物の減衰については、固有値解析にて求まる固有周期及び減衰比に基づき、質量マトリックス及び剛性マトリックスの線形結合で表される以下の Rayleigh 減衰にて与える。なお、Rayleigh 減衰を $\alpha = 0$ となる剛性比例型減衰とする。

有効応力解析では、時系列で地盤の1次固有振動数が低振動数側へシフトして行く ことから、Rayleigh 減衰の係数α, βの両方を用いると、質量比例項の減衰α[M]の影 響により、有効応力解析における減衰定数が低振動数帯で過減衰となる場合がある。

一方,有効応力解析における低振動数帯で減衰α[M]の影響がない剛性比例型減衰では、地盤の1次固有振動数が時系列で低振動数側へシフトしていくのに伴い、1次固有振動モードに対する減衰定数が初期減衰定数より保守的に小さい側へ変化していくことを考慮できる。

ゆえに、有効応力解析では、地震力による時系列での地盤剛性の軟化に伴う 1 次固 有振動数の低振動数側へのシフトに応じて、1 次固有振動モードに対する減衰定数とし て、初期減衰定数よりも保守的に小さい側のモード減衰定数を適用し、地盤応答の適 切な評価が行えるように、低振動数帯で減衰α [M]の影響がない剛性比例型減衰を採用 した。

- [M] :質量マトリックス
- [K] :剛性マトリックス
- *α*,*β* :係数

係数α, βは以下のように求めている。

$\alpha = 0$

$$\beta = \frac{h}{\pi}$$

ここで,

f :固有値解析により求められた1次固有振動数

クス

h : 各材料の減衰定数

地盤の減衰定数は1%(解析における減衰は、ひずみが大きい領域では履歴減衰が支配的となる。このため、解析上の安定のためになるべく小さい値として1%を採用している。)とする。また、線形材料としてモデル化するコンクリートの減衰定数は5%(JEAG4601-1987)とする。

図 3.3-77 に Rayleigh 減衰の設定フローを,表 3.3-5 及び表 3.3-6 に固有値解析 結果を示す。



図 3.3-7 Rayleigh 減衰の設定フロー

モード 次数	固有振動数 (Hz)	刺激係数	備考
1	0.945	222.58	地盤・構造物の1次として採用
2	1.194	103.49	_
3	1.482	0.77	_
4	1.748	3.54	_
5	1.909	27.66	_
6	1.944	5.16	_
7	2.152	10.29	_
8	2.234	13.10	_
9	2.324	1.88	_

表 3.3-5 EW 方向固有值解析結果

表 3.3-6 NS 方向固有值解析結果

モード 次数	固有振動数 (Hz)	刺激係数	備考
1	1.023	229.11	地盤・構造物の1次として採用
2	1.163	28.62	_
3	1.442	10.68	_
4	1.759	12.83	_
5	1.915	23.03	_
6	2.017	40.96	_
7	2.025	11.47	_
8	2.076	13.10	—
9	2.145	17.59	—

3.3.3 入力地震動の設定

解析に用いる入力地震動は、解放基盤表面で定義される基準地震動S。を、1次元波 動論により解析モデルの底面位置で評価したものを用いる。本検討で用いる基準地震 動は、全周期帯の応答が大きく継続時間の長いS。-D1とする。入力地震動算定の概 念図を図 3.3-7 に、入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトルを図 3.3-8 及び図 3.3-9 に示す。



図 3.3-7 入力地震動算定の概念図







(b) 加速度応答スペクトル (h=0.05)

図 3.3-8 解析モデル底面での入力地震動(水平方向)







図 3.3-9 解析モデル底面での入力地震動(上下方向)

3.3.4 解析に用いる地盤物性

Ag2 層と D2g-3 層以外の液状化考慮層(西側斜面部以外の du 層, D2g-2 層)の液状 化強度特性は、より一層保守側の液状化影響評価を行うため、豊浦標準砂の液状化強 度特性を仮定した有効応力解析を行い、耐震評価を実施する。表 3.3-7 に解析断面一 覧,図 3.3-10 及び図 3.3-11 に解析ケース概要図を示す。

解析断面	地層名	建屋直下及び外部地盤備考	
EW	du	豊浦標準砂を仮定	斜面部は基本物性
	Ag2	基本物性*	_
	D2c-3	基本物性	非液状化層
	D2g-3	基本物性*	—
	1m	基本物性	非液状化層
	D1g-1	基本物性	斜面部のため
NS	Du	豊浦標準砂を仮定	_
	Ag2	基本物性*	_
	D2c-3	基本物性	非液状化層
	D2g-3	基本物性*	_
	D2c-2	基本物性	非液状化層
	D2g-2	豊浦標準砂を仮定	_

表 3.3-7 解析断面一覧

※: D1g-1を仮定



図 3.3-10 解析ケース概要図(EW 断面)





3.4 許容限界

3.4.1 鋼管杭に対する許容限界

鋼管杭に対する評価は、杭体の曲率が終局曲率以内であることを確認する。

図 3.4-1 に鋼管杭の M- ϕ 関係を示す。鋼管断面に作用する軸力(N)を考慮した全 塑性モーメント M₀(N)は、「鋼構造塑性設計指針」に従い下式により算定する。

$$M_{p}(N) = M_{p0} \cdot cos\left(\frac{\pi \cdot N}{2N_{y}}\right)$$

$$M_{p0} = 4r^{2} \cdot t \cdot \sigma_{y} \quad (軸力 \ 0 \ \mathcal{O} \oplus \mathcal{O$$

ここで, Es・Ie: 杭体の弾性時曲げ剛性 (N・mm²)

- R : 杭の半径(板厚中心線の半径=397.4) (mm)
- t : 腐食しろを除いた杭体の厚さ(=14) (mm)
- σ_y:鋼材の降伏応力度で,JIS 適合品を用いるため,設計基準強度 F の 1.1 倍以下 に基づく数値(=1.1×235=258.5 N/mm²)

軸力(N)を考慮した終局曲率 $\phi_u(N)は、「鋼構造塑性設計指針」に従い、局部座屈が発生する点として次式で与える。$

$$\phi_{\rm u}(N) = \frac{\varepsilon_{max}}{r \left[1 + \sin\left(\frac{\pi N}{2N_y}\right)\right]} = \frac{0.00775}{0.3974 \left[1 + \sin\left(\frac{\pi N}{2 \times 9040}\right)\right]} (1/m)$$

$$\varepsilon_{\rm max} = 0.22 \frac{t}{r} = 0.22 \frac{14}{397.4} = 0.00775$$

$$M_{\rm p}(N) = \frac{M_{\rm p}(N)}{\left(\frac{1}{\sqrt{1-\frac{1}{2}}}\right)^{-\frac{1}{2}}} = 0.00775$$

図 3.4-1 鋼管杭のM- ϕ 関係 終局せん断耐力 Q_u は次式で算定される。

$$Q_u = \frac{F_s \cdot A}{\kappa} = (235/\sqrt{3}) (349.6 \times 100)/2.0 = 2,350 \text{ kN}$$

ここで,

- F_s :鋼材の基準せん断強度 (= $F/\sqrt{3}$)
 - (N/mm²)本検討では基準強度F (=235 N/mm²)を用いる。
- A : 鋼管杭の断面積(腐食しろ考慮) (mm²)
- **κ** : せん断応力度分布係数 (**κ**=2.0)
- 3.4.2 基礎地盤の支持性能に対する許容限界

基礎地盤の支持性能に関する照査は、杭頭に作用する最大鉛直力が杭の鉛直載荷試 験で得られた極限支持力以下であることを確認する。表 3.4-1 に杭の鉛直載荷試験で 得られた極限支持力を示す。杭の鉛直載荷試験は、二重管を用いて表層地盤の周面摩 擦を除去して実施しているので、極限支持力は久米層のみの支持力によるものである。

表 3.4-1 杭の極限支持力(単位:kN/本)

杭径(mm)	極限支持力
φ 812. 8	2740

3.5 解析結果

3.5.1 最大応答加速度

図3.5-1にEW断面の最大応答加速度を示す。水平方向について、地表付近では、地 盤の軟化によってせん断波が下方から上方へ伝わりにくく、加速度が小さくなってい る。斜面側でも同様な傾向を示している。上下方向については、地表に近づくほど応 答値が大きくなっている。

図 3.5-2 に NS 断面の最大応答加速度を示す。全体の傾向は EW 断面と同様である。







図 3.5-1 最大応答加速度(EW 断面, 単位:m/s²)





3.5.2 最大せん断ひずみ

図 3.5-3 に EW 断面の最大応答せん断ひずみを示す。斜面部の最大せん断ひずみは 20%以上である。杭が配置されている領域のせん断ひずみは周囲の地盤よりも小さく, 杭による拘束効果が表れている。

図 3.5-4 に NS 断面の最大応答せん断ひずみを示す。建屋直下の杭が分布している範囲のせん断ひずみが小さい。



図 3.5-3 最大応答せん断ひずみ (EW 断面)



図 3.5-4 最大応答せん断ひずみ (NS 断面)
3.5.3 最大過剰間隙水圧比

図 3.5-5 に EW 断面の最大過剰間隙水圧比の分布を示す。du 層の豊浦標準砂置換部の大部分は 95%以上であり液状化の可能性が高い。一方, Ag2 層 (D1g-1 層に置換) と D2g-3 層 (D1g-1 層に置換)の最大過剰間隙水圧比は 95%以下であり,液状化は 生じないと判断できる。

図 3.5-6 に NS 断面の最大過剰間隙水圧比の分布を示す。du 層の豊浦標準砂置換部の大部分は 95%以上であり液状化する可能性が高い。一方, Ag2 層 (D1g-1 層に置換) と D2g-3 層 (D1g-1 層に置換)の最大過剰間隙水圧は 95%以下であり,液状化は生じないと判断できる。



(a) 建屋近傍



(b) モデル全体

図 3.5-5 最大過剰間隙水圧比(EW 断面)



(a) 建屋近傍



図 3.5-6 最大過剰間隙水圧比 (NS 断面)

3.5.4 杭応力(曲げモーメント,軸力,及びせん断力)

図 3.5-7~図 3.5-9 に EW 断面の杭の曲げモーメント,軸力,及びせん断力をそれぞ れ示す。曲げモーメントは杭頭で最大となるがすべての杭で全塑性モーメント以下で ある。杭頭の最大値は西端から東端に進むに従い小さくなる傾向がある。軸力は第四 系と久米層の境界部で生じている。最大値は東端の杭で 1740 kN となるが,極限支持力 2740 kN 以下である。せん断力は終局せん断耐力 2350 kN と比較し十分小さい。

図 4-10~図 4-13 に NS 断面の杭の曲げモーメント,軸力,及びせん断力をそれぞ れ示す。曲げモーメントは杭頭で最大値を示す。全塑性モーメントは軸力に依存して いるため,最大値が全塑性モーメントを超えているか否かを明確に表現できないが, 南端杭から中央部までのほぼ全ての杭頭で全塑性モーメント近傍の値となっている。 軸力はほとんどの杭で第四系と久米層の境界部で生じている。最大値は北端の杭で 1820 kN となるが,極限支持力 2740 kN 以下である。せん断力は終局せん断耐力と比較 し十分小さい。





図 3.5-8 杭の最大軸力(EW 断面, 西側から東側:1~15 列, 単位:kN)





図 3.5-10 杭の最大曲げモーメント (NS 断面, 単位:kN·m)



図 3.5-11 杭の最大軸力(NS 断面,単位:kN)



図 3.5-12 杭の最大せん断力 (NS 断面,単位:kN)

3.5.5 杭の最大曲率及び終局曲率に対する最大曲率の比

図 3.5-13 に EW 断面の杭の最大曲率を示す。最大値は西端の杭で生じ、0.00426 (1/m) である。図 3.5-14 に終局曲率に対する最大曲率の比(裕度)を示す。従って、 最大曲率を裕度で除した値が終局曲率である。裕度の最大値は西端の杭で 0.274 であ る。全杭で全塑性モーメント以下であるので、終局曲率に対して十分に裕度がある。

図 3.5-15 に NS 断面の杭の最大曲率を示す。最大値は南端の杭で生じ,0.00841 (1/m) である。図 3.5-16 に終局曲率に対する最大曲率の比(裕度)を示す。NS 断面 では大部分の杭頭で全塑性モーメントに達するが,裕度の最大値は南端の杭で0.548 で あるので,終局曲率に対して約2 倍の裕度がある。



図 3.5-14 杭の終局曲率に対する最大曲率の比(EW 断面,西側から東側:1~15列)

-15.0 T.P. D22-3

km







図 3.5-16 杭の終局曲率に対する最大曲率の比 (NS 断面)

3.6 まとめ

基準地震動S_s-D1を用いて,使用済燃料乾式貯蔵建屋の有効応力解析を実施した。杭の圧縮軸力は基礎地盤の許容限界以下,杭のせん断力及び最大曲率は許容限界以下となり,杭及び基礎地盤の健全性を確認した。

- 4. 屋根トラスの二次部材及び屋根スラブに関する検討
- 4.1 概要

本章は、使用済燃料乾式貯蔵建屋上屋の耐震性についての計算書を補足的に説明するも のである。ここでは、屋根トラスが地震時に健全性を確保し、使用済燃料乾式貯蔵容器へ の波及的影響を及ぼさないことを確認するため、二次部材及び屋根スラブについて検討を 行う。検討フローを図4-1に示す。

屋根トラスについては、添付書類「V-2-11-2-14 使用済燃料乾式貯蔵建屋上屋の耐震性についての計算書」において建屋3次元FEM全体モデルを用いた弾性応力解析(周波数応答解析)を行い、主トラスの断面検定を実施しその健全性を評価している。ここでは、地震時の二次部材による応力負担が主トラスの健全性に影響を及ぼさないこと及び屋根トラスを構成する二次部材が地震時に落下する可能性のないことを示す。さらに、屋根スラブの面内せん断応力度が終局せん断強度以下になっていることを確かめる。

なお本検討では、屋根トラス各部材の応力が最もきびしいケースとして、入力地震動S。 -D1、地盤物性のばらつき+σを考慮した条件(地下水位 EL.3.0 m)における結果を示す (本ケースの代表制・網羅性については6章を参照)。



^{※:}添付書類「V-2-1-2-14 使用済燃料乾式貯蔵建屋上屋の耐震性についての計算書」に示す。

図 4-1 屋根トラスの二次部材及び屋根スラブに関する検討フロー

- 4.2 二次部材による応力負担が主トラスの検定比に与える影響評価
 - 4.2.1 検討目的

本節では、添付書類「V-2-11-2-14 使用済燃料乾式貯蔵建屋上屋の耐震性につい ての計算書」において確認した主トラスの健全性について、二次部材による応力が過 剰に負担しているかどうかを確認する。また、二次部材が過剰に負担している場合、 主トラスの健全性に及ぼす影響について検討する。

4.2.2 検討方法

屋根トラスはEW方向に構面が設置されている。そこでトラスを構成する各部材の 応力が最も厳しい条件として,表4-1に示す地震動の組合せケース(EW+UD方向)に ついて検討する。入力地震動S_s-D1,地盤物性のばらつき+1 σ を考慮した条件を 採用し,主トラス及び二次部材の検定比を求める。

二次部材において検定比が 1.0 を超過する要素がある場合,応力を過剰に負担する ことにより,主トラスの応力を緩和している可能性がある。そのため,塑性率 4.0 (J EAG4601-2008 に示されたブレースの許容限界である塑性率)を超えた時の塑 性変形を想定した割線剛性が初期剛性の1/4倍より小さいことから,検定比が1.0を超 過した要素の剛性を安全側に 1/5 倍に低減したモデルに対する解析を行う。(以下, 剛性低減前のモデルを「剛性低減なしモデル」,剛性低減後のモデルを「剛性低減あ りモデル」と称す。)

二次部材の許容限界は、等価エネルギ則に基づき塑性変形を考慮した場合の鋼材の 許容応力度とする。塑性率 4.0 の場合に等価エネルギ則により求めた許容応力度から 逆算した検定比の概算値(2.64)を図 4-2 に示す。

地震動	ケース		地震方向			
組合せ	No. EW	EW	NS	UD		
2 方向 (EW+UD)	1	+		+		
	2	+		_		
	3	_		+		
	4	—		—		

表 4-1 屋根トラスの検討ケース一覧 (S_s-D1, 地盤物性のばらつきを考慮(+1σ))

(塑性変形を考慮した最大検定値の逆算)

E :	2.05E+05 N/mm^2
fy:	2.59E+02 $\mathrm{N/mm}^2$
塑性率:	4.0
εу:	1.26E-03 (-)
εu:	5.04E-03 (-)
fu:	6.84E+02 N/mm^2
検定値:	2.64 (=fu/fy)



注:一点鎖線による傾きは塑性率4.0の時の塑性変形を想定した割線剛性を示す。

図 4-2 等価エネルギ則による鋼材の許容応力度から求めた検定比 (塑性率 4.0 から逆算した概算値)

4.2.3 検討結果

屋根トラスの部材応力検定結果及び構造健全性の確認結果を表4-2及び図4-3に示す。

主トラスについては、全ての要素で応力検定比が1.0を下回っている。

二次部材のうちサブトラスについては、応力検定比が最大で 1.443 となる。但しJ EAG4601-2008 に示されたブレースの許容限界である塑性率 4.0 を下回ってい る。また、塑性率 4.0 に対して等価エネルギ則より算出される応力検定比 2.64 を下回 っており、当該要素の構造健全性は確保される。

検定比が 1.0 を超えるサブトラス要素は図 4-3 に示す通り, 12 個の要素が存在する。このことから、サブトラスによる応力の過剰負担が主トラスに有意な影響を与えている可能性が考えられる。なお、小梁については、表 4-3 及び図 4-4 に示す通り、検定比が 1.0 以下であり応力の過剰負担はない。

そこで、4.2.2節で述べた通り同要素の剛性を1/5倍に低減したモデルに対する解析 を行った。サブトラスによる応力負担が主トラスの応力状態に及ぼす影響について確 認した結果を以下に示す。

表 4-1 に示す地震動組合せケース 1~4 に対して応力検定比が 1.0 を上回る要素(計 12 要素)について,剛性を 1/5 倍に低減したモデル(「剛性低減ありモデル」)により評 価した主トラスの最大応力検定比を,「剛性低減なしモデル」による評価結果(表 4-2)と比較して表 4-4に,その部材の位置を図 4-5に示す。「剛性低減ありモデル」に よる主トラスの最大応力検定比は,0.965 から 0.969 に変化する程度であり,サブトラ スによる応力負担の差が主トラスの応力状態に与える影響は極めて小さいことが確認 できた。

表 4-2 屋根トラスの最大応力検定比及び構造健全性〔「剛性低減なしモデル」〕 (S_s -D1,地盤物性のばらつきを考慮(+ σ))

EW+UD/主	ŀ	ラ	ス	/4ケー	ス包絡
---------	---	---	---	------	-----

部材	部材名	通り名	最大判定値 σ/f	ケースNo.	要素番号
主トラス上弦材	TG1_上弦材	Y6 通り	0.381	1	7840
主トラス下弦材	TG1_下弦材	Y6 通り	0.965	3	7845
主トラス斜材	TG1(c)_斜材	Y5 通り	0.664	3	8067
主トラス垂直材	TG1(c')_垂直材	Y6 通り	0.652	1	8124

EW+UD/サブトラス/4ケース包絡

部材	部材名	通り	最大判定値 σ/f	ケースNo.	要素番号
サブトラス上弦材	SB1_上弦材(Y4-Y8)	Xa 通り	0.202	4	7624
サブトラス下弦材	SB1A_下弦材	Xc 通り	1.443	4	7541
サブトラス斜材	SB3A_斜材方杖	Xb 通り	1.233	4	8289
サブトラス垂直材	SB1,3_垂直材	Xd 通り	0.536	1	8182
サブトラス方杖	SB1_斜材方杖(Y4-Y8)	Xd 通り	0.899	1	8189



(補足)検定比が1.0を超えた要素の要素番号を表示し、更に最大検定比となる要素には太赤線 で囲んでいる。また、上図では小梁は非表示としている。

図 4-3 屋根トラスの最大応力検定比(ケース No. 4)

表 4-3 小梁の最大応力検定比〔現モデル(剛性低減なし)〕 (S_s-D1,地盤物性のばらつきを考慮(+ σ), ±EW±UD ケースの包絡)

要素番号		7145
荷重の組合せケース		4
圧縮応力度σ。(N/mm ²)		0.778
曲げ応力度 G b (N/mm ²)		73. 2
※5 元	$f_{\rm c}$ (N/mm ²)	175
	f_{b} (N/mm ²)	232
1 (央市)	$\sigma_{\rm c}/{\rm f}_{\rm c}+\sigma_{\rm b}/{\rm f}_{\rm b}$	0.320
判定		Ē

(a) 軸力・曲げモーメント

(b) せん断力

要素番号		7145	
荷重の組合せケース		2	
せん断応力度τ (N/mm ²)		9.97	
断面	f_{s} (N/mm ²)	135	
検討	$ au$ / f $_{ m s}$	0.0739	
判定		Ē	



図 4-4 小梁の検討結果を記載する部材の位置(要素番号 7145)

表 4-4 屋根トラスの最大応力検定比

(「剛性低減なしモデル」と「剛性低減ありモデル」の比較)

 $[S_s - D1]$, 地盤物性のばらつきを考慮(+ σ), ±EW±UD ケースの包絡]

(「剛性低減なしモデル」による結果:主トラス)

部材	部材名	通り名	最大判定値 σ/f ≦ 1.0	要素番号
主トラス上弦材	TG1_上弦材	Y6 通り	0.381	7840
主トラス下弦材	TG1_下弦材	Y6 通り	0.965	7845
主トラス斜材	TG1(c)_斜材	Y5 通り	0.664	8067
主トラス垂直材	TG1(c')_垂直材	Y6 通り	0.652	8124

(「剛性低減ありモデル」による結果:主トラス)

部材	部材名	通り名	最大判定値 σ/f ≦ 1.0	要素番号
主トラス上弦材	TG1_上弦材	Y6 通り	0.382	7840
主トラス下弦材	TG1_下弦材	Y6 通り	0.969	7845
主トラス斜材	TG1(c)_斜材	Y6 通り	0.664	8068
主トラス垂直材	TG1(c')_垂直材	Y6 通り	0.653	8124



図 4-5 主トラスの検討結果を記載する部材の位置

- 4.3 二次部材及び屋根スラブの落下の可能性検討
 - 4.3.1 検討目的

屋根トラスを構成する二次部材及び屋根スラブが地震時に落下する可能性のないこ とを確認するため、二次部材、屋根スラブ及びその支持部材端部接合部の健全性を検 討する。

4.3.2 検討結果

屋根トラスを構成する二次部材及び屋根スラブが地震時に落下する可能性について 検討した結果を以下に示す。なお、主トラスについては、前節 4.2.3 に示す通り地震 時における健全性を確認している。また、サブトラスの検定比が 1.0 を超過した部材 の剛性を 1/5 に低減させた場合においても、主トラスの健全性は全部材で確保されて いる。

- ・サブトラスについては局所的に許容応力を超過する部材はあるものの, 塑性変形を 考慮した許容ひずみ(塑性率 4.0)を超えないため母材破断は生じない。
- ・小梁については前節 4.2.3 に示す通り,軸力+曲げモーメント及びせん断力ともに 健全性が確保されている。
- ・屋根トラスの仕口部は保有耐力接合として設計されており,仕口部の耐力は母材耐 力を上回る。
- ・屋根スラブはデッキプレートを介して屋根トラス部材(主トラス・サブトラス・小梁)に支持されているため,落下することはない。

上記より,屋根トラスを構成する二次部材及び屋根スラブは,地震時に落下する可 能性はない。

- 4.4 屋根スラブの面内せん断力に関する検討
 - 4.4.1 検討目的

前節での二次部材の検討は 3 次元 F E M モデルを用いた検討で,このモデルでは屋根スラブの剛性も考慮されている。そこで,このモデルから抽出した S 。地震時の屋根スラブの面内せん断力について検討を行った。ここでは,応答面内せん断応力度が大きくなる短スパン方向(EW 方向)について評価する。

4.4.2 検討方法

検討対象部位を図 4-6 に、3 次元FEMモデルを図 4-7 に、屋根スラブの面内せん 断力の評価方法を表 4-5 に、本検討で考慮する面内せん断応力度の許容限界を表 4-6 に示す。

本検討では、応力評価方法は、3次元FEMモデルによる応答面内せん断応力度を用い、許容限界はJEAG4601-1991 追補版の終局せん断強度 τuを準用して比較評価を行う。

図 4-6 検討対象部位

解析モデル	3 次元FEMモデル
解析手法	周波数応答解析
応力評価要素	シェル要素
応力評価方法	各シェル要素の 最大応答面内せん断応力度

表 4-5 屋根スラブの面内せん断力の評価方法

表 4-6 面内せん断応力度の許容限界

許容限界(1	備考	
終局せん断強度 _{て u}	3. 43	JEAG4601-1991 追補版の耐震壁の規定

※:板厚450 mm,鉄筋比0.637%の耐震壁とみなして算定

(3 次元 F E M モデル)



検討対象部位を示す。

図 4-7 屋根スラブの応答評価に使用する解析モデル図

4.4.3 検討結果

3 次元FEMモデル(周波数応答解析: EW 地震時)の地震応答解析による屋根スラブの最大応答面内せん断応力度コンターを図 4-8 に示す。

屋根スラブの面内せん断力に対する検討結果を表 4-7 に示す。

検討結果より、S_s地震時に生じる屋根スラブの最大応答面内せん断応力度は 2.72 N/mm²であり、許容限界として設定した終局せん断強度 3.43 N/mm²を十分に下回る。さらに、屋根スラブはデッキプレートの上に施工されており、コンクリート片が落下することはない。このことから、S_s地震時における屋根スラブの構造健全性を確認した。

なお、JEAG4601-1991 追補版のコンクリートの初期せん断ひび割れ応力度 τ_1 は 1.51N/mm²であり、実際には面内せん断応力度は平均化され低減される。

解析モデル	3 次元FEMモデル
応力評価方法	各シェル要素の 最大応答面内せん断応力度
面内せん断応力度 τ _s (N/mm ²)	2.72
終局せん断強度 _{て u} (N/mm ²)	3. 43
検定比(τ _s /τ _u)	0. 793
判定	ОК

表 4-7 屋根スラブの面内せん断力に対する検討結果



図 4-8 屋根スラブの最大応答面内せん断応力度と平均値(単位 N/mm²)

4.5 まとめ

使用済燃料乾式貯蔵建屋上屋の耐震性において,屋根トラスが地震時に健全性を確保し, 乾式貯蔵容器等への波及的影響を及ぼさないことを確認するため,屋根トラスの二次部材 及び屋根スラブについて検討を行った。

その結果,二次部材の地震時の剛性低下を考慮した場合においても,主トラスの健全性が 確保されること,及び,屋根トラスを構成する二次部材及び屋根スラブは地震時に落下す る可能性がないことを確認した。

屋根スラブの最大応答面内せん断応力度については終局せん断強度を十分に下回る。屋 根スラブはデッキプレートの上に施工されていることからコンクリート片が落下すること はない。このことから、屋根トラスは地震時に健全性を確保し、乾式貯蔵容器等への波及 的影響を及ぼさないことを確認した。

- 5. 杭の水平2方向及び鉛直方向地震力の組合せによる検討
- 5.1 概要

水平2方向及び鉛直方向のS。地震力を考慮した杭の影響評価を行った。

5.2 検討方法

検討に用いる解析モデルは、添付書類「V-2-2-5 使用済燃料乾式貯蔵建屋の耐震性に ついての計算書」で用いるモデルとし、図 5-1 に示す。杭材をはり要素とし、表 5-1 に示 す物性値(鋼材)を与える。なお、地下水位面を地表面とする。



図 5-1 解析モデル図

表 5-1 鋼材の物性値

諸元		物性値		
ヤング係数	Ec	2. 05×10^5 N/mm ²		
ポアソン比	ν	0.3		

杭周には水平地盤ばねを設け,表 5-2 に示す水平載荷試験結果に基づき評価した水平地 盤反力係数に,「建築基礎構造設計指針((社)日本建築学会,2001)」(以下「基礎指 針」という。)に示される杭径と杭の中心間隔から求まる群杭係数 ξ を乗じて評価する。

地層	水平地盤反力係数 kh (kN/m ³)
du	1.67×10^{4}
Ag2	5.00×10^{4}
D2c-3	2.94×10^4
D2g-3	5. 00×10^4
Km	6.96×10^{4}

表 5-2 各層の水平地盤反力係数

水平地盤反力係数に乗じる群杭係数をは、下式による。

$$\frac{R}{B} \leq 6.0$$
の場合, $\xi = 0.15 \cdot \frac{R}{B} + 0.10$
 $\frac{R}{B} > 6.0$ の場合, $\xi = 1.0$
ここで,
 $R : 杭の中心間隔 (m) , 本検討では, 両方向ともに 2.05 m とする。 $B : 杭径 (m)$$

また,各水平地盤ばねには非線形性を考慮し,上限となる塑性水平地盤反力としては,「基礎指針」に準じて砂質土地盤と粘性土地盤に区分して,それぞれ下式より算定する。 砂質土地盤(du層, Ag2層, D2g-3層)

$$P = \kappa \cdot K_P \cdot z \cdot \gamma$$

ここで,

P: 塑性水平地盤反力 (kN/m²) $\kappa: 群杭係数で、下式より評価する。なお、単杭の場合は、 <math>\kappa = 3.0 \ \text{とする}$ 。 $\kappa = a \left[\frac{R}{B} - 1.0 \right] + 0.4$ $a: a = 0.55 - 0.007 \cdot \phi$ $\phi: 內部摩擦角 (°)$

 K_p : 受働土圧係数

- *Z*:深さ (m)
- γ:地盤の単位体積重量(kN/m³),本検討では、地下水位が地表面にあるため、水中
 単位体積重量を用いる。

粘性土地盤 (D2c-3 層, km 層)

$$\begin{split} \frac{z}{B} &\leq 2.5 \text{ 00 BG}, \ P = 2 \bigg[1 + \mu \frac{z}{B} \bigg] C_u \\ \frac{z}{B} &\geq 2.5 \text{ 00 BG}, \ P = \lambda \cdot C_u \\ \text{ここで,} \\ P &: \text{塑性水平地盤反力 (kN/m^2)} \\ \mu, \ \lambda :: 群杭係数で, 下式より評価する。 \\ & \text{なお, 単杭の場合は, } \mu = 1.4, \ \lambda = 9.0 \text{ とする}. \\ & \frac{R}{B} < 3.0 \text{ 00 BG}, \ \mu = 0.6 \cdot \frac{R}{B} - 0.4, \ \lambda = 3.0 \cdot \frac{R}{B} \\ & \frac{R}{B} \geq 3.0 \text{ 00 BG}, \ \mu = 1.4, \ \lambda = 9.0 \end{split}$$

C_u:非排水せん断強度(kN/m²)

5.3 荷重及び荷重ケース

応力解析で考慮する荷重は,建屋慣性力と地盤変位とし,これらの荷重を解析モデルに 同時に入力することで,建屋慣性力による応力と地盤変位による応力が組み合わされて求 められる。

水平2方向の建屋慣性力には、各水平方向の地震荷重を1.0及び0.4としたベクトル和と する。

水平2方向の地盤変位には、建屋慣性力と同様に、各水平方向の自由地盤応答解析から得 られる杭先端位置に対する地盤の最大相対変位を1.0及び0.4としたベクトル和とする。

考慮する荷重ケースとしては、建屋慣性力は EW 方向が NS 方向より大きく、地盤変位は EW, NS の両方向ともに同じであることから、EW 方向を 1.0, NS 方向を 0.4 としたケースと する。

5.4 評価結果

水平 2 方向及び鉛直方向地震力の組合せによる評価結果を表 5-3 に示す。許容限界を終 局曲率とし、「鋼構造塑性設計指針」に示される下式より求める。

$$\phi_u(N) = \frac{\varepsilon_{\max}}{r \cdot \left\{ 1 + \sin(\frac{\pi \cdot N}{2N_y}) \right\}}$$
$$\varepsilon_{\max} = 0.22 \frac{t}{r}$$

ここで,

- $\phi_{\mu}(N)$:終局曲率 (1/mm) , N < 0 : 引張, N > 0 : 圧縮
 - €max : 圧縮側の縁ひずみの限界値
 - r:鋼管杭の半径(板厚中心線の半径) (mm)
 - *t* :鋼管杭の厚さ(腐食しろを考慮) (mm)
 - N : 軸力 (N)
 - N_v :降伏圧縮限界耐力(N)

表 5-3 杭の評価結果

	許容限界	S。地震時	検定比
最大曲率 (×10 ⁻³ 1/m)	15. 3	5.02	0.329
最大せん断力 (kN/本)	2350	611	0.260

5.5 まとめ

杭について,水平2方向及び鉛直方向地震力の組合せにより発生する曲げモーメント及び せん断力の評価を行い,曲げモーメントは終局曲率に対して十分な裕度を有していること, せん断力は許容限界に対して十分な裕度を有していることを確認した。

6. 屋根トラスの検討用地震動の選定について

6.1 概要

本章は,使用済燃料乾式貯蔵建屋上屋の耐震性についての計算書の補足説明として,屋根 トラスの検討に用いた地震動および解析ケースの選定について説明するものである。

屋根トラスについては 3 次元 F E M モデルを用いた周波数応答解析によって部材応力を評価しており、解析ケースは(全 8 波の S 。地震動)×(基本、地盤物性 ± σ)の合計 24 ケースが考えられる。

本章では、他の解析ケースを包絡するような応答となる代表解析ケースを選定し、その代 表性・網羅性を確認するため以下の2つの検討を行った。

① 既工認 S₂ 地震時評価結果に基づく屋根トラス各部応答軸力の比較(6.2節)

② 質点系モデル屋根トラス部位の要素における地震応答解析結果の比較(6.3節)

なお,屋根トラスは EW 方向構面に設置されており,主に鉛直方向および EW 方向地震力を 負担する。よって本章はこれら 2 方向についての検討を実施したものであり,以降,水平方 向は EW 方向を指す。 6.2 既工認S₂地震時評価結果に基づく屋根トラス各部応答軸力の比較

6.2.1 検討目的

本節では、S_s地震応答解析結果および既工認S₂地震応答解析結果を用いた、トラス 部材応答軸力を比較し、代表ケースの選定を行う。

6.2.2 検討方法

既工認S₂地震時の質点系地震応答解析結果に対する,S_s地震応答解析結果による 屋根トラス位置の最大変位(水平方向)および最大加速度(鉛直方向)の増減比を算 定する。

質点系モデルを図6-1に示す。S。地震応答解析結果による屋根トラス位置の最大変 位(水平方向)は接点 ND13-BSTP の差分値,最大加速度(鉛直方向)は接点 RF01~05 の平均応答値とした。

上記の増減比に既工認時のフレーム解析によるトラス部材軸力を掛け合わせること でS。地震による部材軸力を概算し、さらに水平・鉛直組合せを行い、組合せ後の応力 が最大となる解析ケースを代表ケースとして選定する。詳細を以下に示す。

鉛直方向: _____(既工認時 S₂地震応答解析 最大加速度) ×(既工認時 トラス部材軸力)

この2方向応答による部材軸力を「水平1.0+上下0.4」ならびに「水平0.4+上下 1.0」で組合せ、その包絡値を各解析ケースの屋根トラス応力とする。この応力が全代 表部材で最大を示す解析ケースを代表ケースと設定することにした。

既工認時フレームモデル図及び屋根トラス代表部材を図 6-2 に示す。赤線部の代表 部材は既工認時フレーム解析において応答軸力が最大となった部位である。

6.2.3 検討結果

 S_2 地震時の質点系地震応答解析結果に基づく S_s 地震時の屋根トラス部材軸力の概 算結果を表 6-1 に、部材応力概算値の最大ケースを表 6-2 に示す。表 6-2 より、屋 根トラス代表部材の軸力は、全代表部材において S_s -D1(地盤物性+ σ)の時に最大 となり、 S_s -D1(地盤物性+ σ)が、他の解析ケースを包絡する代表ケースとなるこ とを確認した。



水平方向 (EW)

鉛直方向





図 6-2 既工認時フレームモデル及び屋根トラスの代表部材

表 6-1(1) 既工認 S 2 地震時評価結果に基づく S 。地震時の屋根トラス応力の概算

①水平地震	時	既工認S2	Ss-D1	Ss-11	Ss-12	Ss-13	Ss-14	Ss-21	Ss-22	Ss-31
最大水平変	位(cm) ^{※1}	1.483	1.362	0.651	0.609	0.672	0.717	0.995	1.209	1.782
応答比率(Ss/S2)	1.000	0.918	0.439	0.411	0.453	0.483	0.671	0.815	1.201
	上弦材:端部(49)	673.7	618.6	295.5	276.6	305.2	325.7	451.9	549.4	809.5
*3	上弦材:中央(46)	232.4	213.4	101.9	95.4	105.3	112.4	155.9	189.5	279.2
主トラス	下弦材:端部(40)	1115.0	1023.8	489.1	457.7	505.2	539.0	748.0	909.2	1339.7
部材軸刀 (部材番号)	下弦材:中央(36)	261.8	240.4	114.9	107.5	118.6	126.6	175.6	213.5	314.6
(kN)	斜材(62)	383.4	352.1	168.2	157.4	173.7	185.4	257.2	312.7	460.7
	垂直材(52)	289.3	265.6	126.9	118.8	131.1	139.8	194.1	235.9	347.6
②上下地震	時	既工認S2	Ss-D1	Ss-11	Ss-12	Ss-13	Ss-14	Ss-21	Ss-22	Ss-31
最大応答加	速度(cm/s/s) ^{※2}	190.2	1535	1098	1037	1040	628	1264	1319	362
応答比率(Ss/S2)	1.000	8.070	5.772	5.450	5.470	3.299	6.644	6.933	1.904
	上弦材:端部(49)	127.0	1024.6	732.8	692.0	694.5	418.9	843.6	880.2	241.7
	上弦材:中央(46)	266.4	2149.5	1537.4	1451.7	1456.9	878.8	1769.7	1846.5	507.0
主トラス 部材軸力	下弦材:端部(40)	159.5	1286.9	920.4	869.1	872.2	526.1	1059.5	1105.5	303.6
(部材番号) (kN)	下弦材:中央(36)	199.1	1607.0	1149.3	1085.3	1089.2	657.0	1323.1	1380.5	379.1
	斜材(62)	194.2	1567.2	1120.8	1058.4	1062.2	640.7	1290.3	1346.3	369.7
	垂直材(52)	150.2	1212.3	867.1	818.7	821.7	495.7	998.1	1041.4	286.0
③水平+上	下組合せ ^{※3}	既工認S2	Ss-D1	Ss-11	Ss-12	Ss-13	Ss-14	Ss-21	Ss-22	Ss-31
	上弦材:端部(49)	800.7	1272.1	851.0	802.6	816.6	549.2	1024.4	1100.0	906.1
	上弦材:中央(46)	498.8	2234.9	1578.1	1489.9	1499.0	923.8	1832.1	1922.4	618.7
主トラス 部材軸力	下弦材:端部(40)	1274.5	1696.4	1116.0	1052.2	1074.3	749.5	1358.7	1469.2	1461.1
(部材番号) (kN)	下弦材:中央(36)	461.0	1703.2	1195.3	1128.3	1136.7	707.7	1393.3	1465.9	504.9
	斜材(62)	577.6	1708.0	1188.1	1121.3	1131.7	714.9	1393.1	1471.3	608.6
	垂直材(52)	439.5	1318.6	917.8	866.3	874.1	551.6	1075.7	1135.8	462.0

地下水位地表面(基本ケース)

※1:S2地震時はND03の地震時強制変位、Ss地震時はND13とBSTPの最大応答変位差を示す。

※2:S2地震時は鉛直震度(0.194)の加速度換算値、Ss地震時はRF01~RF05の最大応答加速度の平均値を示す。

※3:S2地震時は「水平1.0+上下1.0」、Ss地震時は「水平1.0+上下0.4」と「水平0.4+上下1.0」の包絡値を示す。

表 6-1(2) 既工認 S₂地震時評価結果に基づく S_s地震時の屋根トラス応力の概算

①水平地震	時	既工認S2	Ss-D1	Ss-11	Ss-12	Ss-13	Ss-14	Ss-21	Ss-22	Ss-31
最大水平変	位(cm) ^{※1}	1.483	1.492	0.752	0.714	0.794	0.831	0.985	1.237	1.742
応答比率(Ss/S2)	1.000	1.006	0.507	0.482	0.536	0.560	0.664	0.834	1.175
	上弦材:端部(49)	673.7	677.8	341.7	324.5	360.8	377.5	447.3	561.8	791.4
*3	上弦材:中央(46)	232.4	233.8	117.9	112.0	124.5	130.2	154.3	193.8	273.0
主トラス	下弦材:端部(40)	1115.0	1121.8	565.5	537.1	597.1	624.8	740.2	929.8	1309.8
部材軸刀 (部材番号)	下弦材:中央(36)	261.8	263.4	132.8	126.1	140.2	146.7	173.8	218.4	307.6
(kN)	斜材(62)	383.4	385.8	194.5	184.7	205.3	214.9	254.5	319.8	450.4
	垂直材(52)	289.3	291.1	146.7	139.4	154.9	162.1	192.1	241.2	339.8
②上下地震	時	既工認S2	Ss-D1	Ss-11	Ss-12	Ss-13	Ss-14	Ss-21	Ss-22	Ss-31
最大応答加	速度(cm/s/s) ^{※2}	190.2	1574	1166	1121	1140	675	1210	1381	374
応答比率(Ss/S2)	1.000	8.278	6.130	5.895	5.995	3.549	6.360	7.261	1.969
	上弦材:端部(49)	127.0	1051.0	778.3	748.4	761.2	450.6	807.5	921.9	249.9
	上弦材:中央(46)	266.4	2204.9	1632.8	1570.1	1596.8	945.3	1694.0	1934.0	524.3
主トラス 部材軸力	下弦材:端部(40)	159.5	1320.0	977.5	940.0	956.0	565.9	1014.2	1157.8	313.9
(部材番号) (kN)	下弦材:中央(36)	199.1	1648.4	1220.7	1173.8	1193.8	706.7	1266.5	1445.9	392.0
	斜材(62)	194.2	1607.5	1190.4	1144.7	1164.2	689.2	1235.1	1410.0	382.3
	垂直材(52)	150.2	1243.6	920.9	885.5	900.6	533.1	955.4	1090.8	295.7
③水平+上	下組合せ ^{※3}	既工認S2	Ss-D1	Ss-11	Ss-12	Ss-13	Ss-14	Ss-21	Ss-22	Ss-31
	上弦材:端部(49)	800.7	1322.1	915.0	878.3	905.5	601.6	986.4	1146.6	891.4
	上弦材:中央(46)	498.8	2298.4	1679.9	1614.9	1646.6	997.4	1755.7	2011.5	633.6
主トラス 部材軸力	下弦材:端部(40)	1274.5	1768.8	1203.7	1154.9	1194.9	851.2	1310.3	1529.8	1435.4
(部材番号) (kN)	下弦材:中央(36)	461.0	1753.8	1273.8	1224.3	1249.9	765.4	1336.0	1533.2	515.0
	斜材(62)	577.6	1761.8	1268.2	1218.6	1246.3	775.1	1336.9	1537.9	603.3
	垂直材(52)	439.5	1360.0	979.6	941.3	962.6	598.0	1032.2	1187.3	458.1

地下水位地表面(地盤物性+σ)

※1:S2地震時はND03の地震時強制変位、Ss地震時はND13とBSTPの最大応答変位差を示す。

※2:S2地震時は鉛直震度(0.194)の加速度換算値、Ss地震時はRF01~RF05の最大応答加速度の平均値を示す。

※3:S2地震時は「水平1.0+上下1.0」、Ss地震時は「水平1.0+上下0.4」と「水平0.4+上下1.0」の包絡値を示す。

表 6-1 (3) 既工認 S 2 地震時評価結果に基づく S 。地震時の屋根トラス応力の概算

①水平地震	時	既工認S2	Ss-D1	Ss-11	Ss-12	Ss-13	Ss-14	Ss-21	Ss-22	Ss-31
最大水平変	位(cm) ^{※1}	1.483	1.286	0.5326	0.526	0.564	0. 5683	0.7012	1.1959	1.676
応答比率(Ss/S2)	1.000	0.867	0.359	0.355	0.380	0.383	0.473	0.806	1.130
	上弦材:端部(49)	673.7	584.4	242.0	239.0	256.2	258.2	318.6	543.3	761.6
*3	上弦材:中央(46)	232.4	201.6	83.5	82.4	88.4	89.1	109.9	187.4	262.7
主トラス	下弦材:端部(40)	1115.0	967.1	400.4	395.5	424.1	427.3	527.2	899.2	1260.4
部材軸刀 (部材番号)	下弦材:中央(36)	261.8	227.1	94.0	92.9	99.6	100.3	123.8	211.1	296.0
(kN)	斜材(62)	383.4	332.6	137.7	136.0	145.8	146.9	181.3	309.2	433.4
	垂直材(52)	289.3	250.9	103.9	102.6	110.0	110.9	136.8	233.3	327.0
②上下地震	時	既工認S2	Ss-D1	Ss-11	Ss-12	Ss-13	Ss-14	Ss-21	Ss-22	Ss-31
最大応答加	速度(cm/s/s) ^{%2}	190.2	1521	1079	1059	1062	620	1160	1328	354
応答比率(Ss/S2)	1.000	7.995	5.672	5.566	5.585	3.260	6.099	6. 983	1.860
	上弦材:端部(49)	127.0	1015.0	720.2	706.7	709.1	413.9	774.4	886.6	236.1
	上弦材:中央(46)	266.4	2129.4	1510.9	1482.5	1487.6	868.2	1624.6	1859.9	495.3
主トラス 部材軸力	下弦材:端部(40)	159.5	1274.8	904.5	887.5	890.6	519.8	972.6	1113.5	296.5
(部材番号) (kN)	下弦材:中央(36)	199.1	1591.9	1129.6	1108.3	1112.2	649.1	1214.6	1390.5	370.3
	斜材(62)	194.2	1552.5	1101.5	1080.8	1084.6	633.0	1184.4	1356.0	361.1
	垂直材(52)	150.2	1201.0	852.1	836.1	839.0	489.7	916.3	1049.0	279.4
③水平+上	- 下組合せ ^{※3}	既工認S2	Ss-D1	Ss-11	Ss-12	Ss-13	Ss-14	Ss-21	Ss-22	Ss-31
	上弦材:端部(49)	800.7	1248.8	817.0	802.2	811.6	517.1	901.8	1103.9	856.0
	上弦材:中央(46)	498.8	2210.0	1544.3	1515.5	1523.0	903.8	1668.5	1934.9	600.4
主トラス 部材軸力	下弦材:端部(40)	1274.5	1661.7	1064.7	1045.7	1060.2	690.7	1183.5	1473.2	1379.0
(部材番号) (kN)	下弦材:中央(36)	461.0	1682.8	1167.2	1145.5	1152.0	689.2	1264.1	1475.0	488.7
	斜材(62)	577.6	1685.5	1156.6	1135.2	1142.9	691.8	1257.0	1479.7	577.9
	垂直材(52)	439.5	1301.3	893.7	877.2	883.0	534.0	971.0	1142.3	438.8

地下水位地表面(地盤物性-σ)

※1:S2地震時はND03の地震時強制変位、Ss地震時はND13とBSTPの最大応答変位差を示す。

※2:S2地震時は鉛直震度(0.194)の加速度換算値、Ss地震時はRF01~RF05の最大応答加速度の平均値を示す。

※3:S2地震時は「水平1.0+上下1.0」、Ss地震時は「水平1.0+上下0.4」と「水平0.4+上下1.0」の包絡値を示す。

-	亚丁丁石中	Ss-D1				
八-	平十上下組合せ	基本	地盤+σ	地盤-σ		
	上弦材:端部(49)	1272.1	1322.1	1248.8		
	上弦材:中央(46)	2234.9	2298.4	2210.0		
主トラス 部材軸力	下弦材:端部(40)	1696.4	1768.8	1661.7		
(部材番号) (kN)	下弦材:中央(36)	1703.2	1753.8	1682.8		
	斜材(62)	1708.0	1761.8	1685.5		
	垂直材(52)	1318.6	1360.0	1301.3		

表 6-2 部材応力概算値の最大ケース

※:全てのトラス代表部材においてS_s-D1(地盤物性+σ)が最大となる。

- 6.3 質点系地震応答解析結果との比較
 - 6.3.1 検討目的

6.2節における,既工認S₂地震時評価に基づくS₈地震の代表ケース選定では,屋根 トラス部材の軸力のみに着目した検討であった。

そこで本節では、S_s地震応答解析(地下水位地表面)におけるUD方向入力時の屋根 トラス(ビーム要素置換部分)の最大応答せん断力および最大応答曲げモーメントを 比較し、代表となる解析ケースを確認する。

6.3.2 検討方法

S_s地震応答解析での全24解析ケースにおける屋根トラス部位の要素の最大応答せん 断力および最大応答曲げモーメントを全解析ケースで比較し、S_s-D1(地盤物性+ σ)の時に全ての屋根トラス部位の要素の応答が最大となることを確認する。

鉛直方向の質点系地震応答解析モデルを図 6-3 に示す。屋根トラスは屋根中央をロ ーラー支点とした対称モデルとなっており,屋根トラスは RF01~RF05 のビーム要素で モデル化されている。評価する最大応答せん断力は要素 RF01~RF05 の部材端,最大応 答曲げモーメントは RF01~RF05 の各要素での値を用いる。



図 6-3 地震応答解析モデル(UD 方向)

6.3.3 検討結果

各解析ケースの部材応力を表 6-5 に、屋根トラス検討用地震動の選定を表 6-6 に示 す。表 6-6 より、屋根トラス部位の全要素において S_s - D 1 (地盤物性+ σ)の時に最 大となり、他の解析ケースを包絡する代表ケースとして妥当であることを確認した。

表 6-5(1) 質点系地震応答解析結果による屋根トラス部位の要素応力の比較 地下水位地表面(基本ケース)

東海DC 最大応答值一覧 (基本)

		部位	Ss-D1	Ss-11	Ss-12	Ss-13	Ss-14	Ss-21	Ss-22	Ss-31
		RF05	22,415	13,594	12,837	13,005	9,559	15,178	19,839	4,647
	最大広体	RF04	20,208	11,143	11,663	11,760	8,067	13,619	17,468	4,454
	せん断力	RF03	16,625	8,690	9,462	9,502	6,050	11,809	13,861	3,815
	(KIN)	RF02	11,169	6,804	6,621	6,697	4,120	8,370	9,125	2,598
		RF01	3,986	2,913	2,650	2,736	1,482	3,229	3,271	922
UD 方向		ND03	94,426	51,689	52,521	52,786	37,768	62,833	80,650	20,515
		RF05	40,071	21,217	22,929	23,047	14,588	28,558	33,592	9,251
	最大応答	RF04	11,820	9,676	8,374	8,294	4,991	10,407	9,910	2,736
	曲のモロメクト (kN・m)	RF03	49,249	27,015	28,229	28,445	19,599	33,107	42,546	10,799
		RF02	76,334	38,851	41,523	41,501	28,875	52,661	62,819	17,099
		RF01	86,001	44,505	47,248	47,314	32,256	59,561	69,549	19,335

表 6-5(2) 質点系地震応答解析結果による屋根トラス部位の要素応力の比較 地下水位地表面(地盤物性+ σ)

東海DC 最大応答值一覧 (+σ)

		部位	Ss-D1	Ss-11	Ss-12	Ss-13	Ss-14	Ss-21	Ss-22	Ss-31
		RF05	23,545	14,285	13,719	13,907	10,074	14,911	20,575	4,801
	最大広体	RF04	20,999	11,757	12,213	12,278	8,487	14,004	18,228	4,558
	せん断力	RF03	17,160	9,192	10,207	10,273	6,425	12,240	14,540	3,913
	(KIN)	RF02	11,473	7,101	7,372	7,500	4,300	8,423	9,540	2,669
		RF01	4,084	2,971	2,956	3,056	1,632	3,128	3,548	948
UD 方向		ND03	98,150	54,408	54,916	55,041	39,772	64,896	84,367	20,990
		RF05	41,351	22,383	24,732	24,915	15,459	29,584	35,193	9,492
	最大応答	RF04	12,102	10,132	9,037	9,032	5,440	9,123	10,004	2,898
	曲りモニメシト (kN・m)	RF03	51,185	28,495	29,548	29,690	20,646	34,057	44,404	11,050
		RF02	79,006	40,251	44,297	44,303	30,400	54,482	66,311	17,522
		RF01	88,911	46,620	50,810	50,968	34,079	61,728	73,664	19,822

表 6-5(3) 質点系地震応答解析結果による屋根トラス部位の要素応力の比較

地下水位地表面(地盤物性-σ)

東海DC 最大応答值一覧 (-σ)

		部位	Ss-D1	Ss-11	Ss-12	Ss-13	Ss-14	Ss-21	Ss-22	Ss-31
		RF05	22,797	13,486	12,944	12,973	9,674	14,652	20,272	4,624
	星士広炫	RF04	20,368	11,141	11,706	11,763	8,170	13,625	17,825	4,343
	せん断力	RF03	16,521	8,907	9,719	9,751	6,133	11,545	13,788	3,716
	(kN)	RF02	11,025	6,982	7,075	7,188	4,032	8,022	9,196	2,523
		RF01	3,912	2,827	2,827	2,903	1,496	2,894	3,332	892
UD 方向		ND03	94,882	51,680	52,810	52,903	38,197	63,448	82,379	20,053
		RF05	39,806	21,759	23,595	23,698	14,783	27,917	33,408	9,036
	最大応答	RF04	11,688	9,162	8,372	8,445	5,073	8,871	10,005	2,688
	曲のセンスクト (kN・m)	RF03	49,680	27,349	28,343	28,457	19,938	33,120	43,441	10,541
		RF02	75,989	38,590	42,732	42,667	29,166	52,360	64,179	16,615
		RF01	85,475	44,083	48,552	48,558	32,319	59,337	71,009	18,769

表 6-6 屋根トラス検討用代表ケースの選定

(質点系地震応答解析結果による屋根トラス部位の要素応力の比較)

地下水位地表面

(Ss-D1)					
		如告		Ss-D1	
		日均元		地盤+σ	地盤-σ
		RF05	2913.9	3060.8	2963.6
	最大応答	RF04	2627.0	2729.9	2647.9
	せん断力	RF03	2161.3	2230.8	2147.8
	(kN)	RF02	1452.0	1491.4	1433.3
		RF01	518.2	531.0	508.5
UD 方向		ND03	12275.4	12759.5	12334.7
77 (F)		RF05	5209.2	5375.6	5174.8
	最大応答	RF04	1536.6	1573.2	1519.4
	m () ビー メシト (kN・m)	RF03	6402.4	6654.1	6458.4
		RF02	9923.5	10270.8	9878.6
		RF01	11180.2	11558.4	11111.7

※:全てのトラス部材においてS_s-D1(地盤物性+σ)が最大となる。

6.4 まとめ

本章では、屋根トラス構造健全性評価において、(全8波のS_s地震動)×(基本、地盤物性±σ)の合計 24の解析ケースより、他の解析ケースを包絡するような応答となる代表 解析ケースを選定するため、以下の検討を行い、その代表性・網羅性を確認した。

6.2 節では、既工認S₂地震時評価結果に基づくS_s地震時の屋根トラス部材応力を比較した結果、S_s-D1(地盤物性+ σ)の時に全代表部材の軸力が最大となり、S_s-D1 (地盤物性+ σ)を代表ケースとする妥当性を確認した。

6.3 節では、S_s地震応答解析による UD 方向入力時の屋根トラスでの最大応答せん断力お よび最大応答曲げモーメントを全解析ケースで比較し、S_s-D1(地盤合成+ σ)を代表 ケースとすることの妥当性を確認した。

- 7. 屋根トラスの水平2方向及び鉛直方向地震力の組合せによる検討
- 7.1 概要

本章は、使用済燃料乾式貯蔵建屋上屋の耐震性についての計算書の補足説明として、水平2方向及び鉛直方向地震力の組合せ(3方向入力)に対する、屋根トラスの 構造健全性検討を示すものである。

なお、本章では、6章にて代表解析ケースとしての妥当性を示した $S_s - D1$ (地盤物性+ σ ,地下水位地表面)による評価を実施する。

7.2 検討方法

解析モデルおよび評価手法については、2 方向入力(EW 地震+UD 地震)である添付書類「V-2-11-2-14 使用済燃料乾式貯蔵建屋上屋の耐震性についての計算書」 と同じとする。

7.2.1 検討用地震動

検討用地震動は以下とする。

- EW 方向 : S_s-D1による地盤物性+σでの基礎下有効入力動
- NS 方向:模擬地震波(基準地震動 S_d D1の水平成分の設計用応答スペクト ルに適合するよう,位相を変えたもの)による地盤物性+σでの基 礎下有効入力動
- UD 方向 : S_s-D1による地盤物性+σでの基礎下有効入力動
- 7.2.2 入力時地震動組合せケース

3方向入力時における入力地震動の組合せケースを表 7-1 に示す。なお、参考として 2 方向入力時のケースを併せて示す。

7.2.3 応力評価方法

地震時におけるトラス部材の応力(N, M, Q)は、各方向の周波数応答解析 により求めた応力を時刻歴で加算し、その最大値を用いる。

上記に常時荷重(3D-FEM静的応力解析)を組合せた3方向入力によるトラ ス部材評価に用いる断面照査用応力の算定式を以下に示す。

3 方向入力時の部材応力評価

• 軸力 : $N_D = N_L \pm \max \{ N_{E_NS}(t) + N_{E_EW}(t) + N_{E_{ud}}(t) \}$

・曲げモーメント: $M_D = M_L \pm \max |M_{E_{NS}}(t) + M_{E_{EW}}(t) + M_{E_{ud}}(t)|$

・せん断力 : $Q_D = Q_L \pm \max |Q_{E_NS}(t) + Q_{E_EW}(t) + Q_{E_ud}(t)|$

※上式添字は,D:照査応力,L:常時荷重時応力,E_方向(t):S。地震時応力時刻歴を示す。
表 /-」	·覧
-------	----

地震動	ケース	地震方向		
組合せ	No.	EW	NS	UD
2方向入力 (EW+UD)	1	+		+
	2	+		—
	3	_		+
	4	_		_
3方向入力 (EW+NS+UD)	101	+	+	+
	102	_	+	+
	103	+	_	+
	104	_	—	+
	105	+	+	—
	106	_	+	_
	107	+	_	_
	108	_	_	_

(S_s-D1, 地盤物性のばらつきを考慮(+σ))

7.3 検討結果

屋根トラスの部材応力検定結果を表 7-2 に示す。また参考として 2 方向入力時の 結果も併せて示す。

表 7-2 より,3 方向入力時においても全ての要素で応力検定比が1.0 を下回ることを確認した。また最大となる検定比は2 方向入力時の0.964 よりは増加するものの,3 方向入力時では0.989 となり構造健全性を確認した。

表 7-2 主トラス最大応力による検定結果

(S_s-D1, 地盤物性のばらつきを考慮(+σ))

部材	部材名	通り	検定比 σ/f
主トラス上弦材	TG1_上弦材	Y6 通り	0.388
主トラス下弦材	TG1_下弦材	Y6 通り	<u>0.989</u>
主トラス斜材	TG1(c)_斜材	Y6 通り	0.678
主トラス垂直材	TG1(c')_垂直材	Y6 通り	0.664

3方向入力(EW 地震+NS 地震+UD 地震)/8ケース包絡

部材	部材名	通り	検定比 σ/f		
主トラス上弦材	TG1_上弦材	Y6 通り	0.379		
主トラス下弦材	TG1_下弦材	Y6 通り	<u>0.964</u>		
主トラス斜材	TG1(c)_斜材	Y5 通り	0.662		
主トラス垂直材	TG1(c')_垂直材	Y6 通り	0.649		

2 方向入力(EW 地震+UD 地震)/4 ケース包絡

7.4 まとめ

本章では、3方向入力(EW 地震+NS 地震+UD 地震)時における屋根トラスの構造 健全性検討を実施した。

検討の結果,3方向入力時においても全ての要素で応力検定比が1.0を下回り,最 大となる検定比は0.989であった(2方向入力時は0.964)。

以上より,3方向入力時においても屋根トラスは構造的に健全であることが確認出 来た。