

本資料のうち、枠囲みの内容は
防護上の観点から公開できません。

女川原子力発電所第2号機 工事計画審査資料	
資料番号	02-補-E-19-0610-4_改2
提出年月日	2021年8月2日

補足-610-4 原子炉建屋原子炉棟（二次格納施設）の耐震性についての
計算書に関する補足説明資料

1. 工事計画添付書類に係る補足説明資料

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

別紙1 応力解析における既工認と今回工認の解析モデル及び手法の比較

別紙1-1 原子炉建屋屋根トラスの解析モデルと設計クライテリアについて

別紙1-1-1 原子炉建屋屋根トラスの地震時シミュレーション

別紙1-1-2 原子炉建屋屋根トラスの入力地震動に係る影響検討について

別紙1-2 原子炉建屋屋根トラスの補強概要

別紙1-3 屋根トラス評価モデルにおける減衰について

別紙2 応力解析におけるモデル化、境界条件及び拘束条件の考え方

別紙3 応力解析における断面の評価部位の選定

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

別紙5 剛性低下を考慮した原子炉建屋屋根トラスの影響検討

別紙6 屋根スラブの面外剛性を考慮した原子炉建屋屋根トラスの影響検討

別紙7 大物搬入口の耐震性についての計算書に関する補足説明資料

別紙 7-1 地震応答解析におけるモデル化方針

別紙 7-2 地震応答解析におけるスケルトンカーブの設定

別紙 7-3 地震応答解析における材料物性の不確かさに関する検討

別紙 7-3-1 材料物性の不確かさを考慮した検討に用いる地震動の選定について

別紙 7-3-2 材料物性の不確かさを考慮した地震応答解析結果

別紙 7-4 大物搬入口躯体の耐震補強

別紙 7-5 地震応答解析モデルに関する検討

別紙 7-6 原子炉建屋と大物搬入口躯体の相対変位に関する検討

 本日の説明範囲

別紙 1-2 原子炉建屋屋根トラスの補強概要

目 次

1. 概要.....	別紙 1-2-1
2. 補強概要.....	別紙 1-2-2
2.1 接合部補強.....	別紙 1-2-2
2.2 サブトラス及び母屋の補強.....	別紙 1-2-3

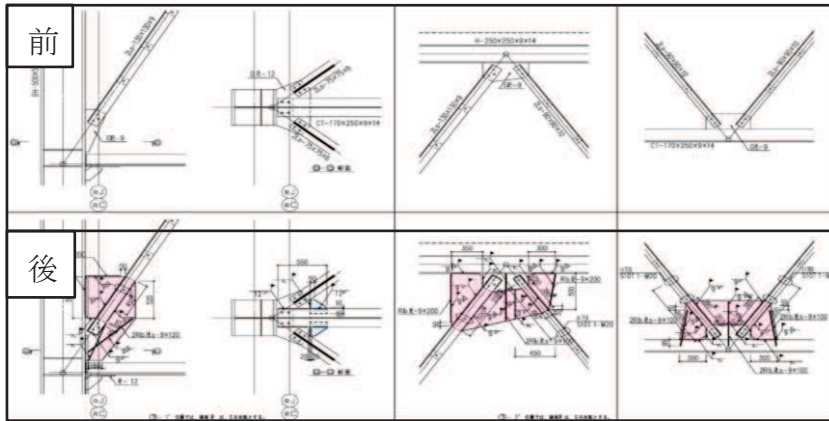
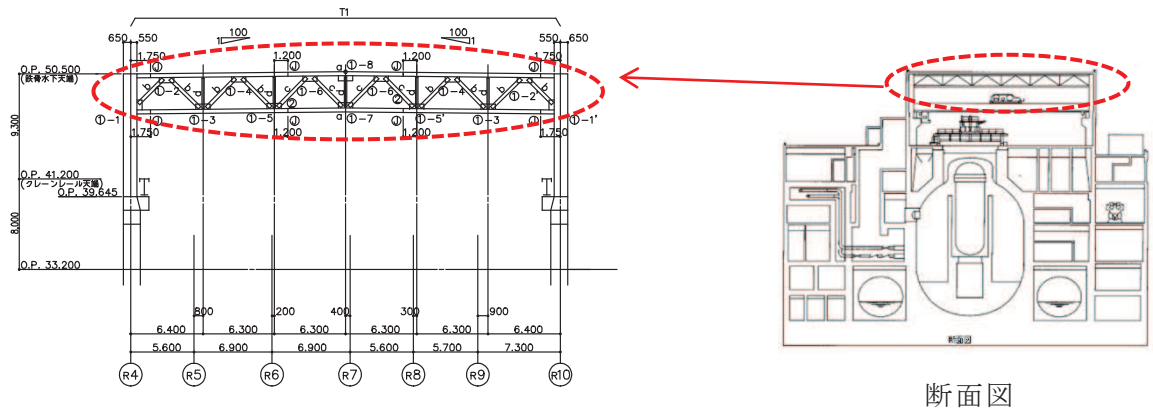
1. 概要

原子炉建屋の屋根トラスは、平成 23 年（2011 年）東北地方太平洋沖地震（以下「3.11 地震」という。）後に、接合部の補強を実施している。また、サブトラスと母屋の補強を実施する。なお、建設時に仮設材として設置していた上下弦面の水平ブレースは撤去する。

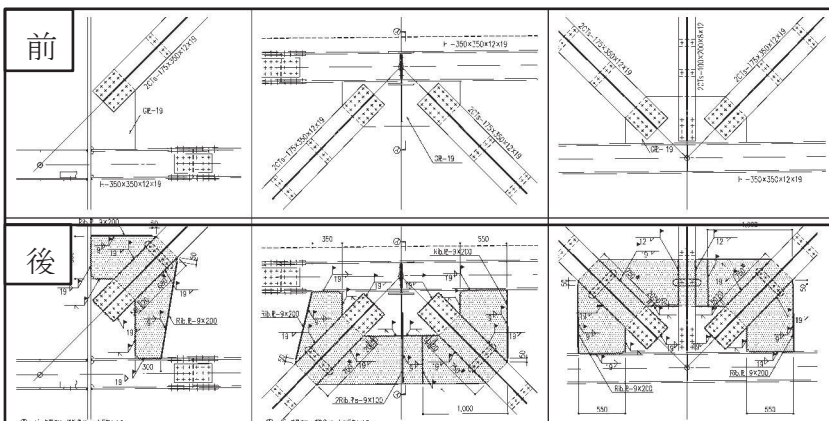
2. 補強概要

2.1 接合部補強

屋根トラスの接合部について、基準地震動 S_s に対して短期許容応力度以下となるように補強工事を実施した。補強概要を図 2-1 に示す。



サブトラス：補強前後



主トラス：補強前後



屋根トラス接合部の補強状況写真

図 2-1 原子炉建屋屋根トラス接合部の補強概要

2.2 サブトラス及び母屋の補強

サブトラスについて、斜材、下弦材に部材を追加して部材断面を大きくし、一部に束材を追加するとともに、母屋について、サブトラス下弦材から方杖による支持を追加する補強工事を実施する。補強概要を図 2-2～図 2-9、表 2-1～表 2-3 に示す。

補強にあたっては、接合部が部材耐力以上となるように設計している。

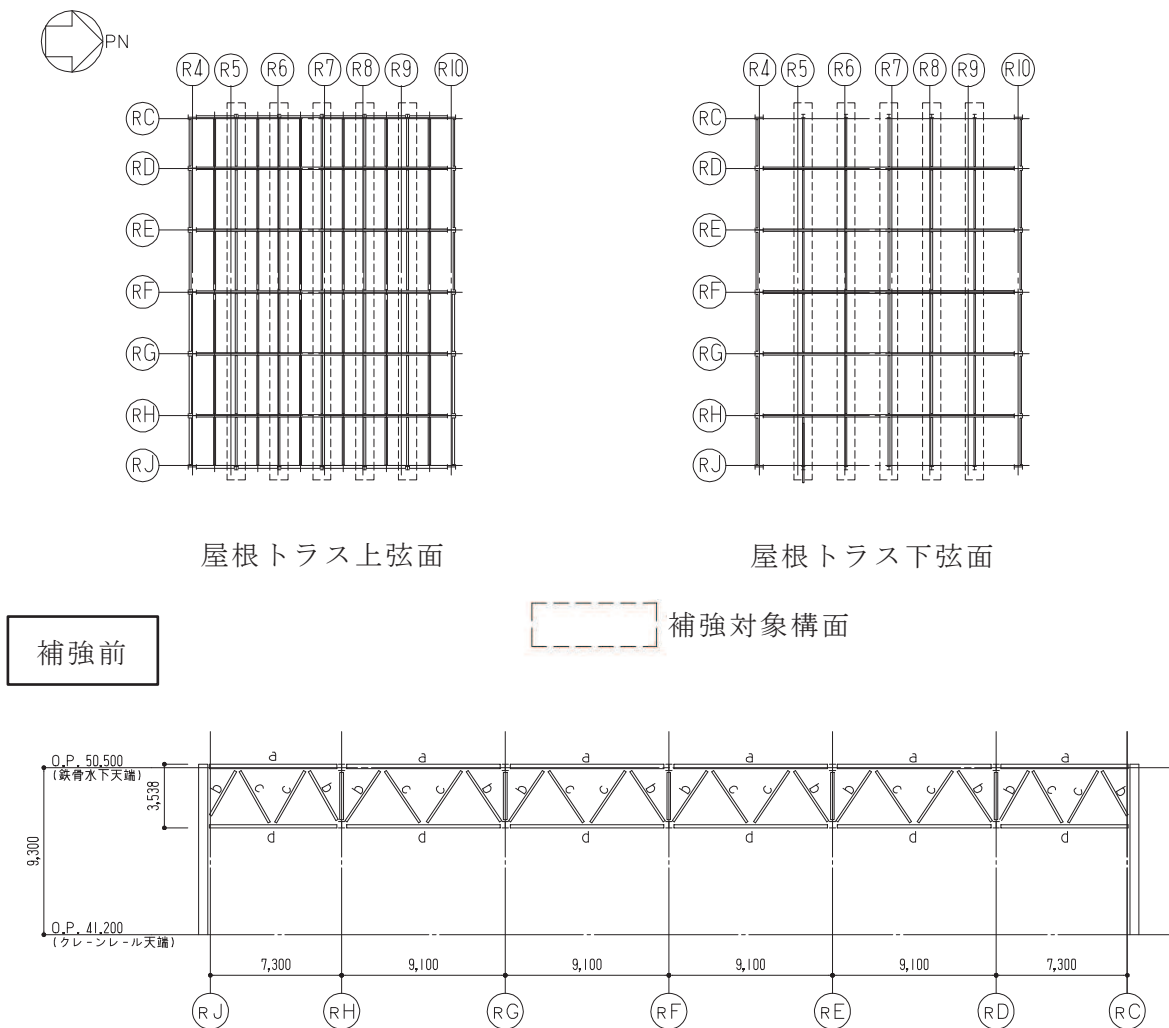
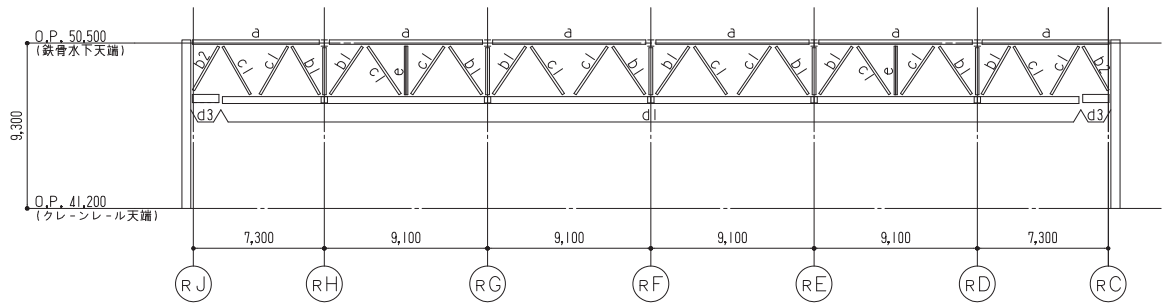


図 2-2 サブトラス各構面軸組図（補強前）

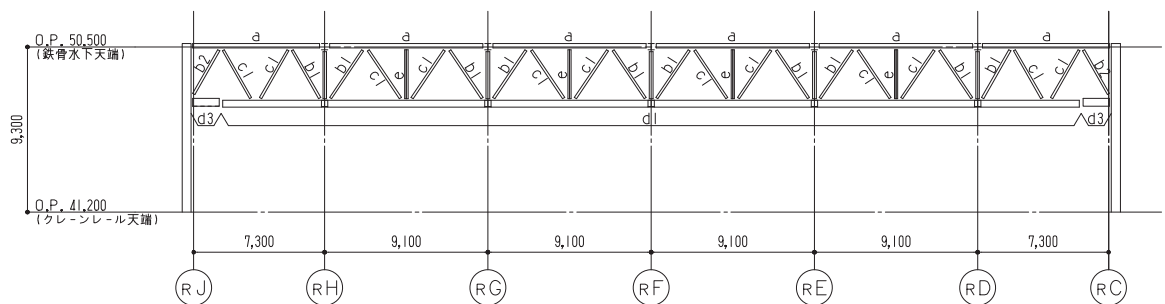
表 2-1 サブトラス断面（補強前）

	符号	部材断面
上弦材	a	H-250×250×9×14
斜材	b	2Ls-130×130×9
	c	2Ls-90×90×10
下弦材	d	CT-170×250×9×14

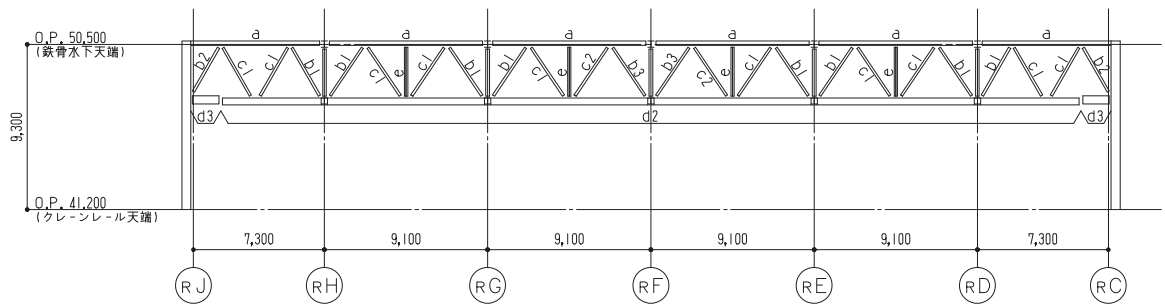
補強後



サブトラス (R5), (R9) 通り軸組図



サブトラス (R6), (R8) 通り軸組図



サブトラス (R7) 通り軸組図

図 2-3 サブトラス各構面軸組図 (補強後)

表 2-2 サブトラス断面（補強後）

	符号	部材断面	備考
上弦材	a	(H-250×250×9×14)	
斜材	b1	(2Ls-130×130×9)+2Ls-150×90×12	図 2-4 参照
	b2	(2Ls-130×130×9)+2Ls-150×150×15	
	b3	(2Ls-130×130×9)+2Ls-250×90×12×16	
	c1	(2Ls-90×90×10)+2Ls-250×90×10×15	
	c2	(2Ls-90×90×10)+2Ls-300×90×11×16	
下弦材	d1	PL-19×601+ PL-25×550+ 2PLs-16×344	図 2-5 参照
	d2	PL-19×601+ PL-25×550+ 2PLs-19×344	
	d3	(CT-170×250×9×14)+BT-280×250×9×12+2PLs-16×350	
束材	e	4Ls-90×90×6	図 2-6 参照

()内は既存部材を示す

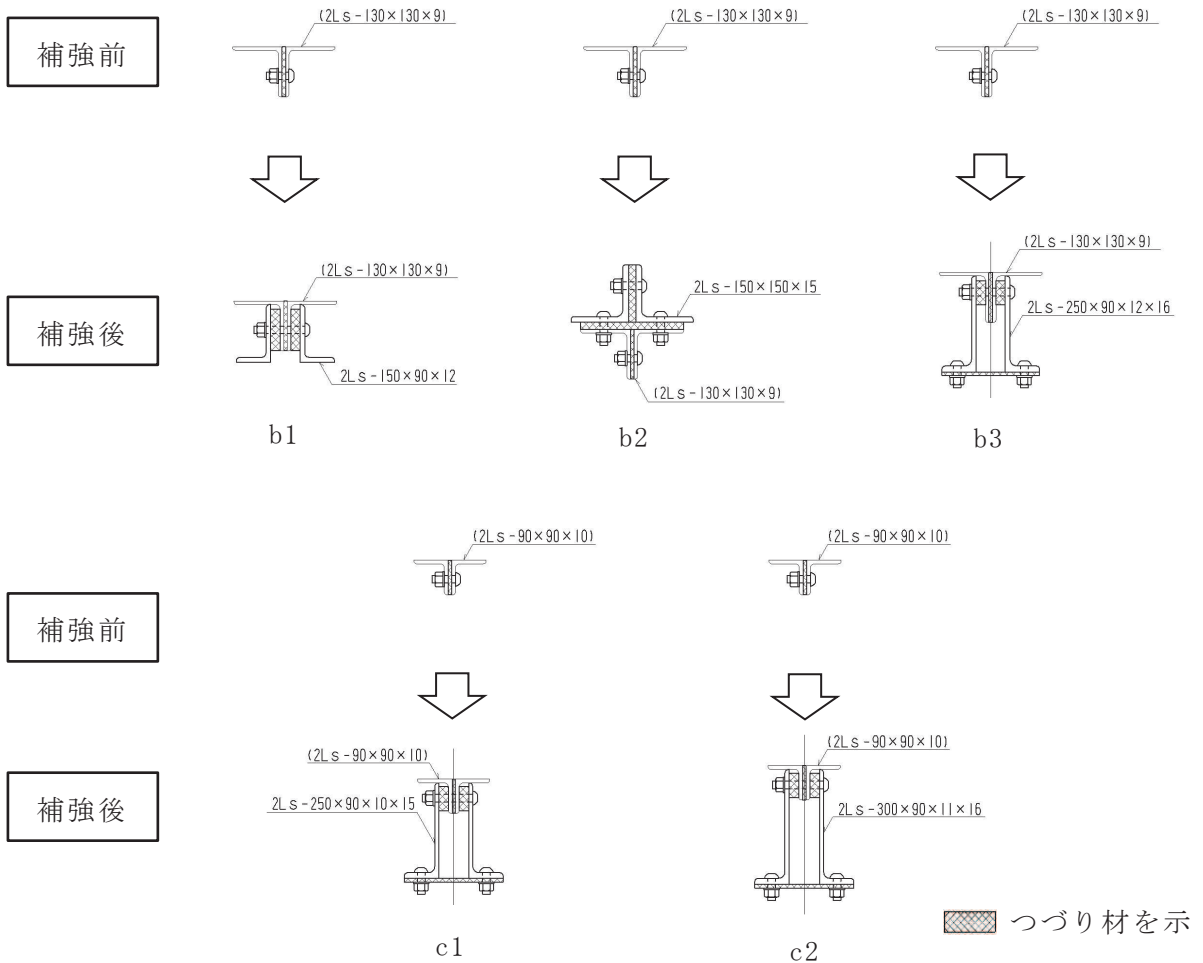


図 2-4 サブトラス斜材補強概要

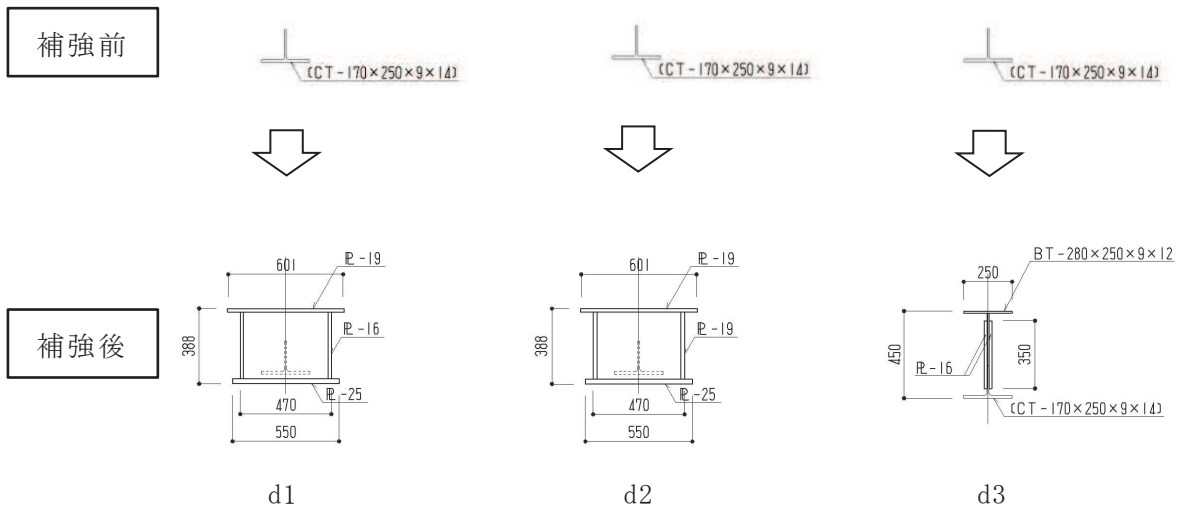
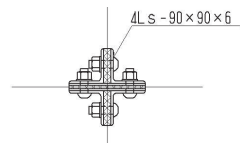


図 2-5 サブトラス下弦材補強概要




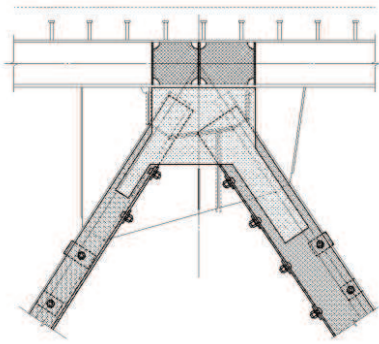
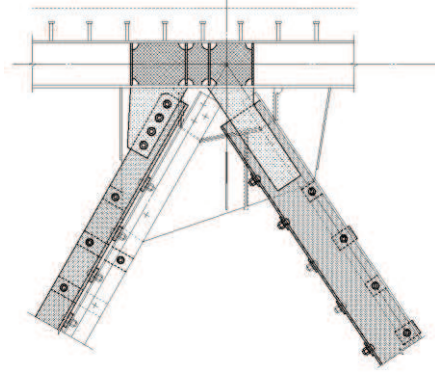
 つづり材を示

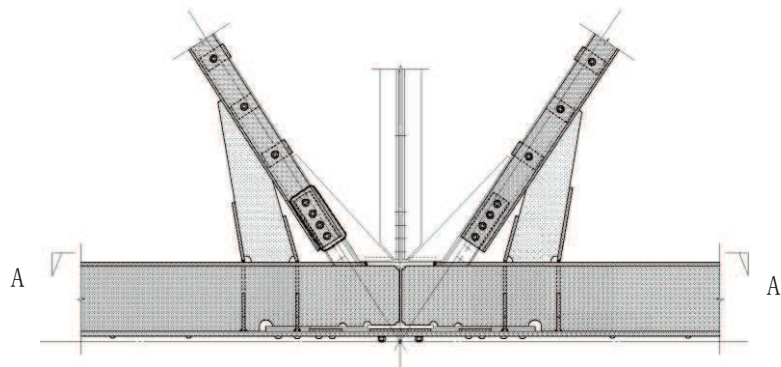
図 2-6 サブトラス束材断面



a 部

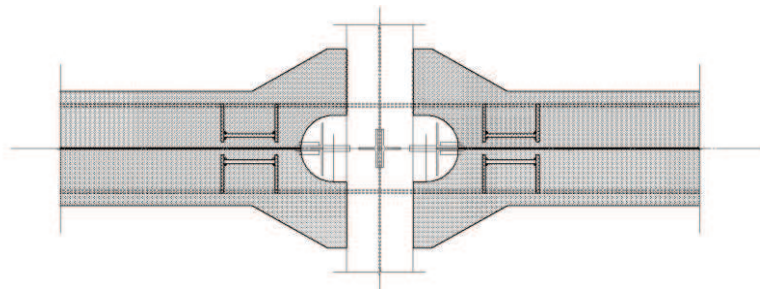


b 部



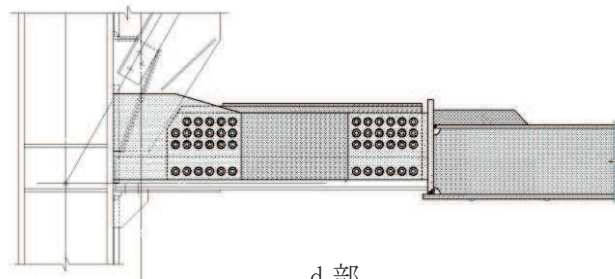
A

A






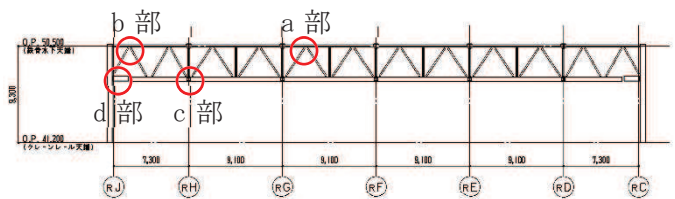
A-A section

c 部



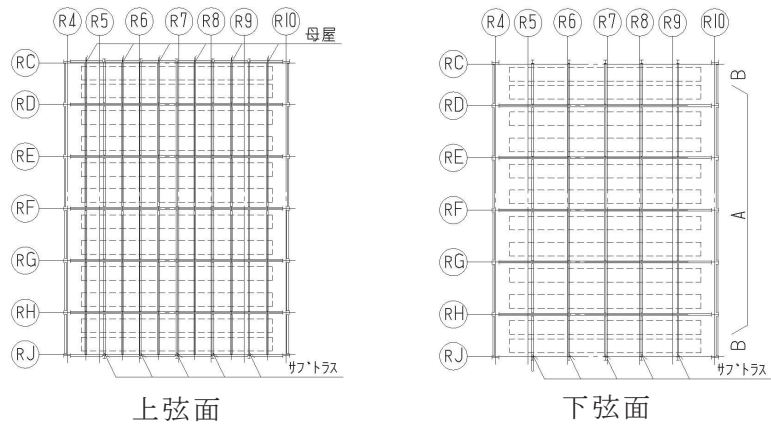
d 部

-  : 補強部材
-  : 補強 G. PL
-  : その他の補強 PL

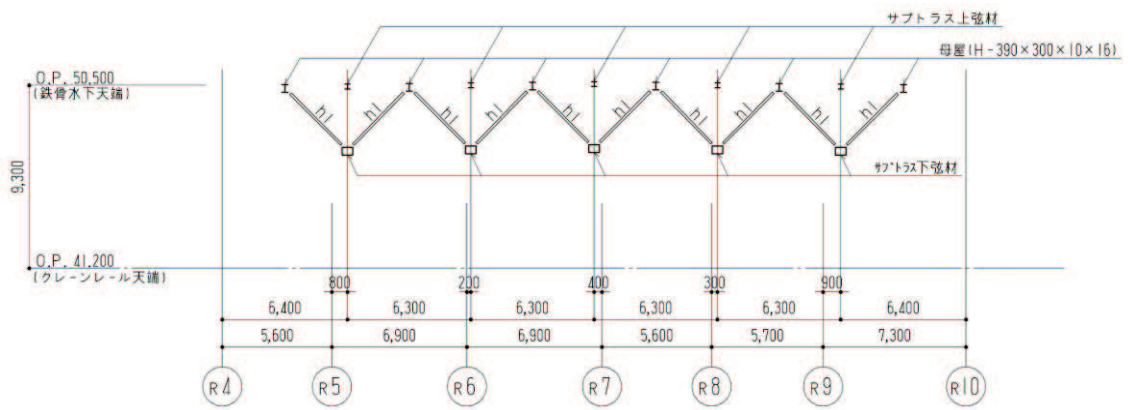


キープラン

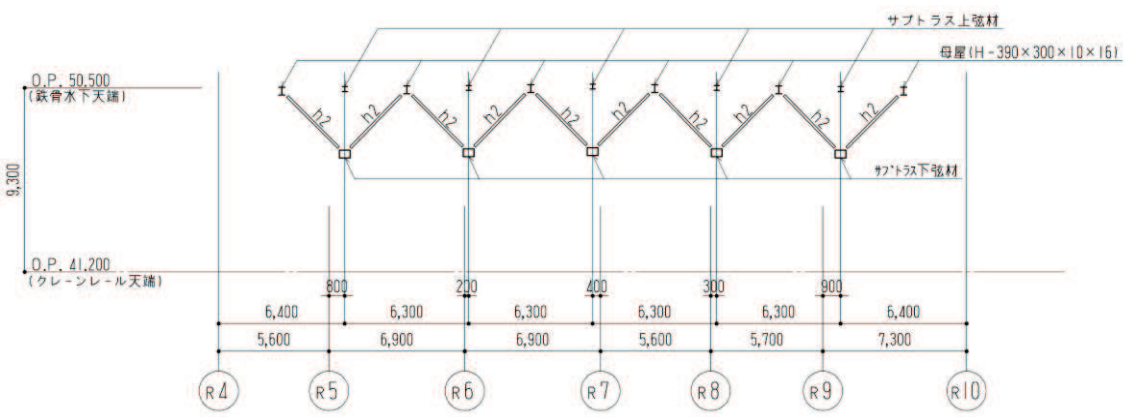
図 2-7 サブトラス接合部概要



 補強対象構



A 部



B 部

図 2-8 母屋補強概要 (方杖追加)

表 2-3 方杖断面（母屋補強後）

	符号	部材断面
方杖	h1	2Ls-130×130×9
	h2	2Ls-90×90×10

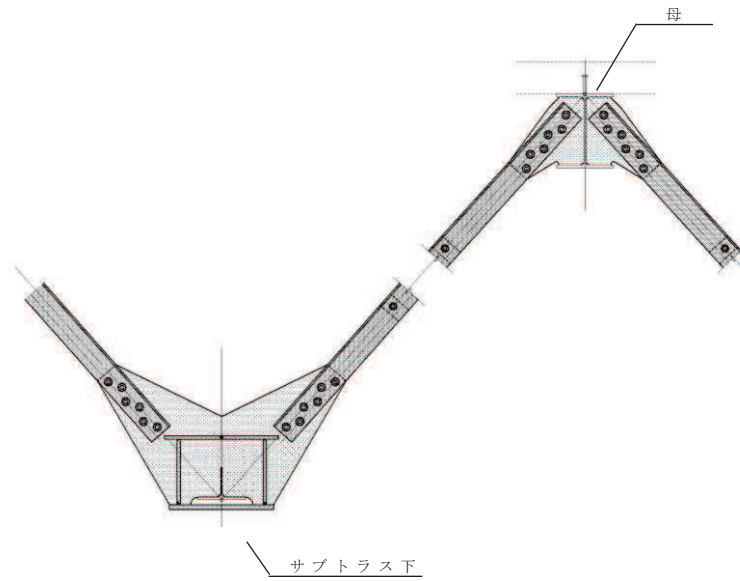


図 2-9 方杖接合部概要

別紙 1-3 屋根トラス評価モデルにおける減衰について

目 次

1. 概要	別紙 1-3- 1
2. 剛性比例型減衰設定の妥当性の確認.....	別紙 1-3- 2
3. レーリー減衰による影響検討	別紙 1-3- 5
3.1 解析モデル	別紙 1-3- 5
3.2 検討ケース	別紙 1-3- 8
3.3 レーリー減衰の設定	別紙 1-3-10
3.4 評価結果	別紙 1-3-11
4. 引用文献	別紙 1-3-21

1. 概要

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

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

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

注記*：2012年1月～2020年12月に発行されたものを対象に調査。

2. 剛性比例型減衰設定の妥当性の確認

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

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

図 2-2 より、入力地震動の応答スペクトルの卓越周期は原子炉建屋の地盤-建屋連成系の 1 次固有振動数 (9.96Hz*) におおむね対応しており、赤線で示す屋根トラスの 1 次固有振動数 3.60Hz よりも高振動数側にピークがある。図 2-1 に示すように剛性比例型減衰の特徴として高次モードの減衰を大きくとることになるが、屋根トラスは 1 次モードが全体応答に対して支配的であり、高次モードの屋根トラスの応答の影響は小さくなるため、剛性比例型減衰の採用による影響は小さいと考えられる。

なお、水平方向については、図 2-3 及び図 2-4 に示すとおり屋根トラスの 1 次固有振動数は、6.64Hz (NS 方向)、6.16Hz (EW 方向) であり、原子炉建屋の地盤-建屋連成系の水平方向の 1 次固有振動数 (NS 方向 4.21Hz*, EW 方向 4.36Hz*) と開きがあることから入力による影響は小さく、また、入力地震動のピークが屋根トラスの 1 次固有振動数よりも低振動数側にあることから、剛性比例型減衰の採用による影響は小さいと考えられる。

以上のことから、鉛直方向の 1 次固有振動数 (3.60Hz) に対して鋼材の減衰定数 (2%)、コンクリートの減衰定数 (5%) となる剛性比例型減衰を設定することは妥当である。

注記*：添付書類「VI-2-2-1 原子炉建屋の地震応答計算書」に記載。

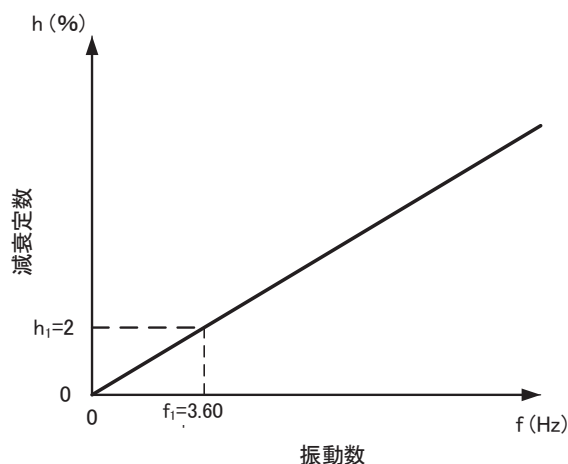


図 2-1 剛性比例型減衰による減衰定数と振動数の関係

表 2-1 屋根トラス解析モデルの固有値解析結果

次数	振動数 (Hz)	周期 (s)	刺激係数			有効質量比			備考
			水平方向 (NS)	水平方向 (EW)	鉛直方向 (UD)	水平方向 (NS)	水平方向 (EW)	鉛直方向 (UD)	
1	3.60	0.278	0.011	0.005	1.567	0.000	0.000	0.119	鉛直方向1次
2	5.65	0.177	0.101	-0.148	0.005	0.000	0.000	0.000	
3	6.07	0.165	0.953	-0.008	0.028	0.006	0.000	0.000	
4	6.16	0.162	-0.055	-1.527	0.012	0.000	0.130	0.000	EW方向1次
5	6.40	0.156	-0.150	-0.366	-0.051	0.000	0.001	0.000	
6	6.43	0.156	-0.096	-0.023	0.151	0.000	0.000	0.001	
7	6.58	0.152	0.458	-1.190	-0.016	0.005	0.034	0.000	
8	6.61	0.151	-1.606	-0.733	-0.042	0.057	0.012	0.000	
9	6.64	0.151	-3.310	0.227	-0.036	0.376	0.002	0.000	NS方向1次
10	6.71	0.149	-1.515	-0.121	-0.019	0.031	0.000	0.000	
11	6.80	0.147	-0.363	-1.127	-0.024	0.002	0.024	0.000	
12	6.94	0.144	-0.061	-0.015	0.001	0.000	0.000	0.000	
13	7.11	0.141	0.570	-0.023	-0.024	0.011	0.000	0.000	
14	7.17	0.139	0.070	0.105	-0.054	0.000	0.000	0.000	
15	7.18	0.139	0.050	0.246	-0.036	0.000	0.001	0.000	
16	7.22	0.138	-0.316	0.072	-0.078	0.002	0.000	0.000	
17	7.29	0.137	0.294	0.296	0.022	0.001	0.001	0.000	
18	7.32	0.137	-0.085	-0.299	0.028	0.000	0.001	0.000	
19	7.41	0.135	-0.252	-0.434	0.006	0.001	0.003	0.000	
20	7.47	0.134	0.080	0.062	0.022	0.000	0.000	0.000	

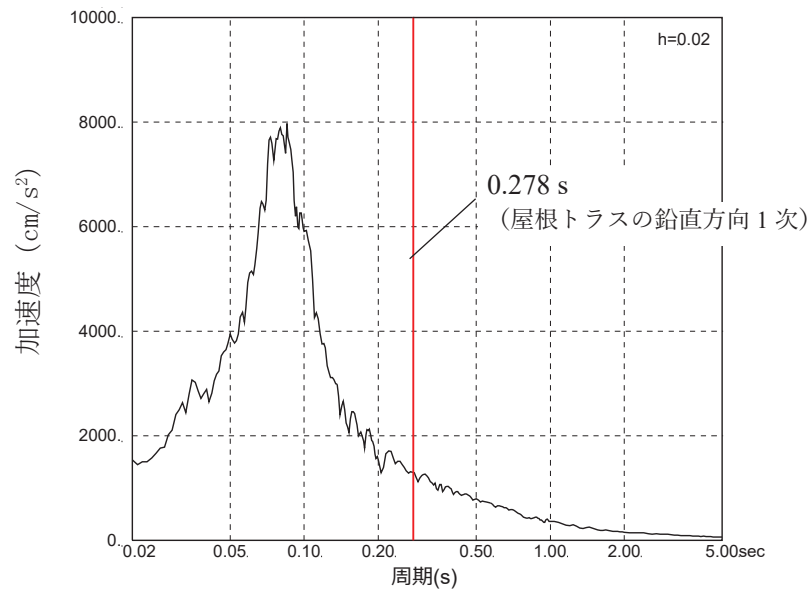


図 2-2 固有周期と入力地震動の加速度応答スペクトルの関係 (鉛直方向)

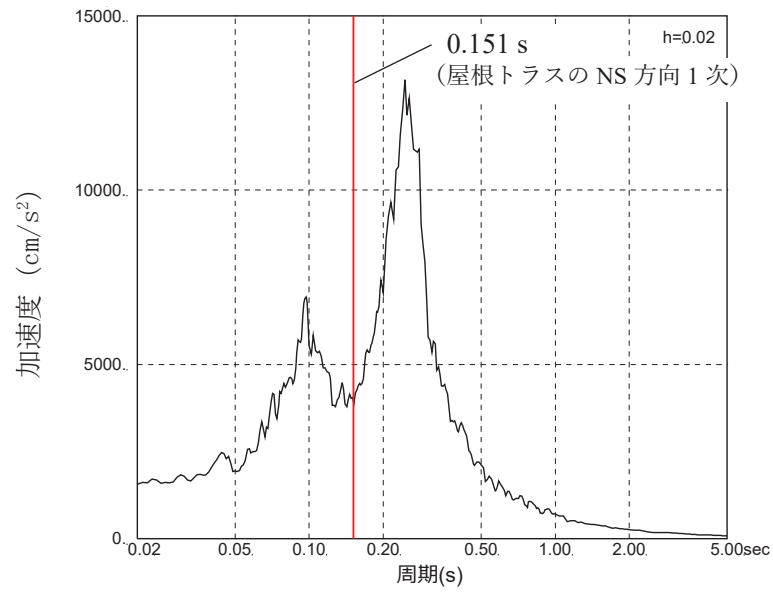


図 2-3 固有周期と入力地震動の加速度応答スペクトルの関係 (NS 方向)

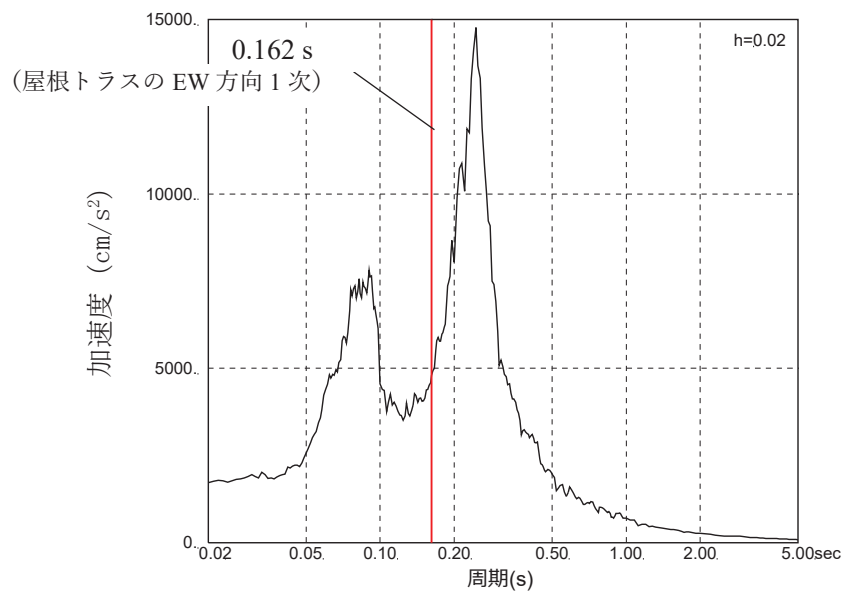


図 2-4 固有周期と入力地震動の加速度応答スペクトルの関係 (EW 方向)

3. レーリー減衰による影響検討

3.1 解析モデル

屋根トラスの地震応答解析に用いる解析モデルは、添付書類「VI-2-9-3-1 原子炉建屋原子炉棟（二次格納施設）の耐震性についての計算書」で用いるモデルと同じであり、燃料取替床レベル（3F, O.P. 33.2m）より上部の鉄骨鉄筋コンクリート造の柱，はり，壁，鉄骨造の屋根トラス等を線材及び面材により立体的にモデル化した3次元FEMモデルとする。

解析モデルへの入力は、添付書類「VI-2-9-3-1 原子炉建屋原子炉棟（二次格納施設）の耐震性についての計算書」と同様に、添付書類「VI-2-2-1 原子炉建屋の地震応答計算書」に示す原子炉建屋全体の地震応答解析から得られる燃料取替床レベル（3F, O.P. 33.2m）の応答結果を用いることとし、燃料取替床位置を固定として水平方向と鉛直方向の同時入力とする（水平成分，鉛直成分及び回転成分）。

解析モデルの概要を図3-1に、部材リストを表3-1に示す。

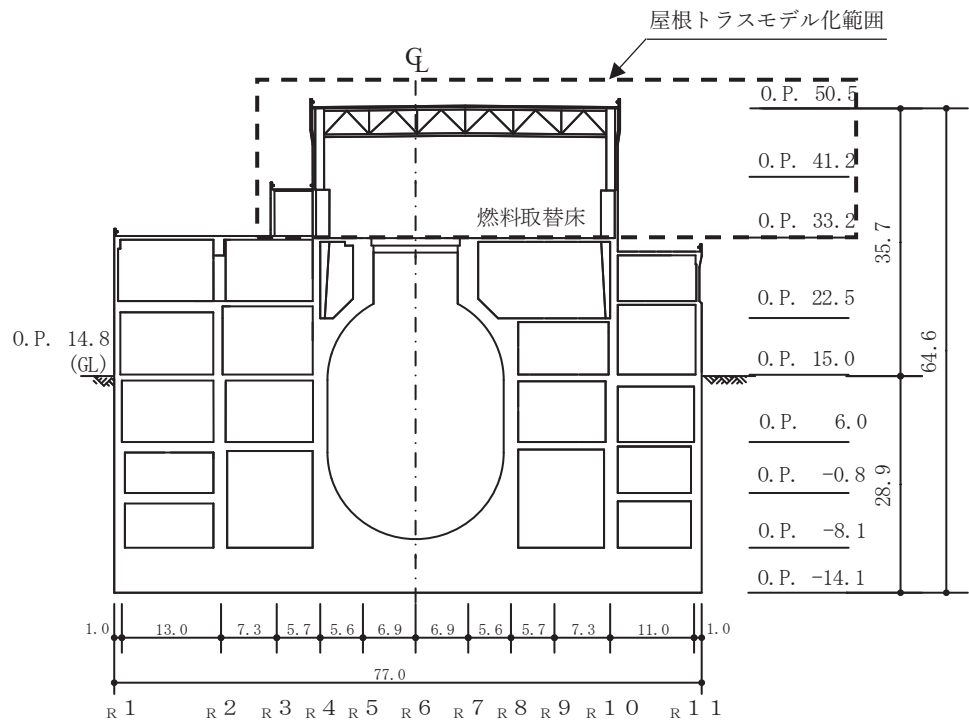
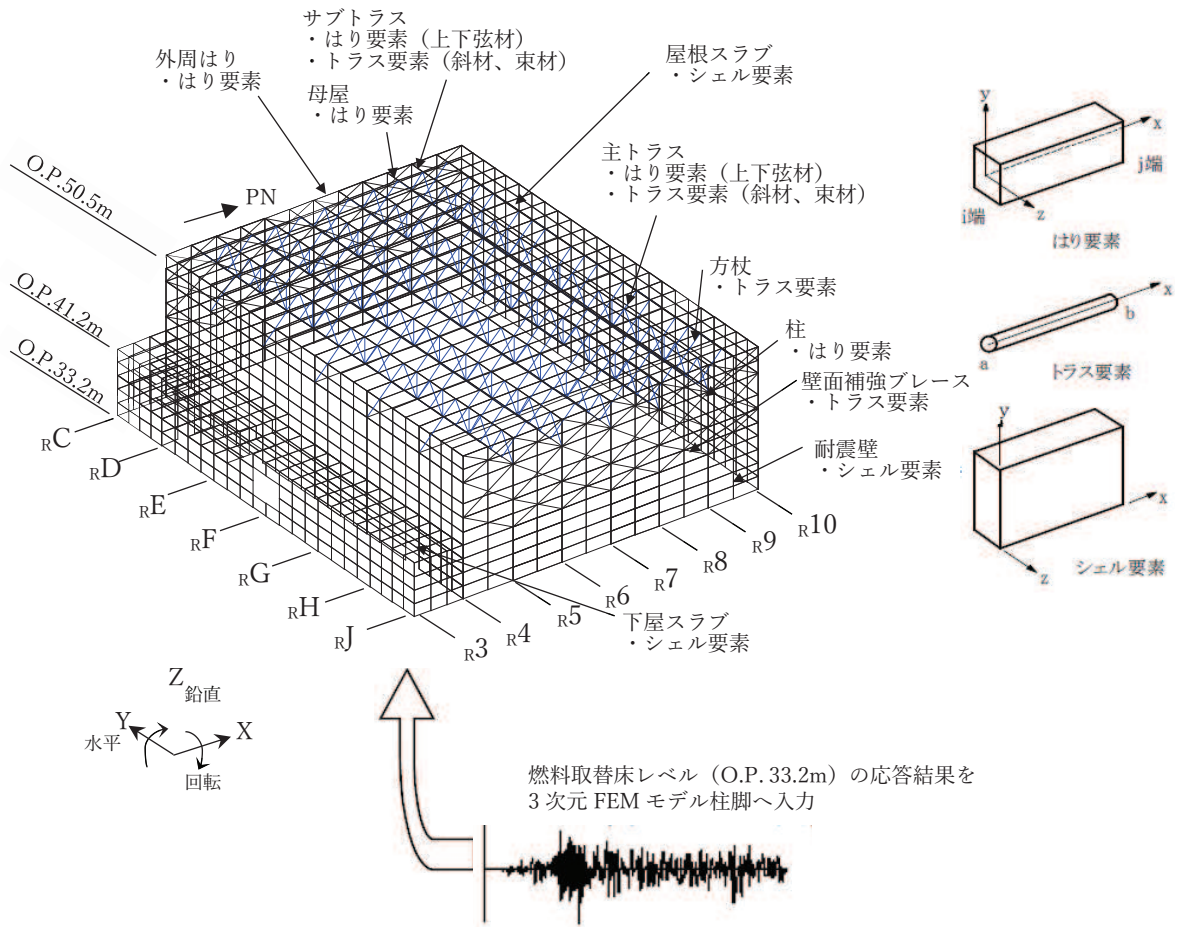


図 3-1 解析モデルの概要

表 3-1 部材リスト

部位		使用部材	材質	断面積 ($\times 10^2 \text{mm}^2$)	断面二次 モーメント ($\times 10^4 \text{mm}^4$)
主トラス	上弦材	H-350×350×12×19	SM50A (SM490A相当)	173.9	40300
	下弦材	H-350×350×12×19	SM50A (SM490A相当)	173.9	40300
	斜材	2CTs-175×350×12×19 2CTs-150×300×10×15	SM50A (SM490A相当)	173.9 119.8	—
	束材	2CTs-100×200×8×12	SM50A (SM490A相当)	63.54	—
サブ トラス	上弦材	H-250×250×9×14	SS41 (SS400相当)	92.18	10800
	下弦材	(d1) PL-19×601+PL-25×550 +2PLs-16×344	SN490B	361.8	94790
		(d2) PL-19×601+PL-25×550 +2PLs-19×344 (図3-2参照)		382.4	96860
		(d3) CT-170×250×9×14 +BT-280×250×9×12 +2PLs-16×350 (図3-2参照)	SS41 (SS400相当) SN400B	216.9	48830
	斜材	2Ls-130×130×9 +2Ls-150×90×12	SS41 (SS400相当)	100.2	—
		2Ls-130×130×9 +2Ls-150×150×15		131.0	
		2Ls-130×130×9 +2Ls-250×90×12×16		131.4	
2Ls-90×90×10 +2Ls-250×90×10×15		SS400	108.9		
2Ls-90×90×10 +2Ls-300×90×11×16		126.4			
束材	4Ls-90×90×6	SS400	42.20	—	
母屋	上弦面	H-390×300×10×16	SS41 (SS400相当)	136.0	38700
方杖	—	2Ls-130×130×9 2Ls-90×90×10	SS400	45.48 34.00	—

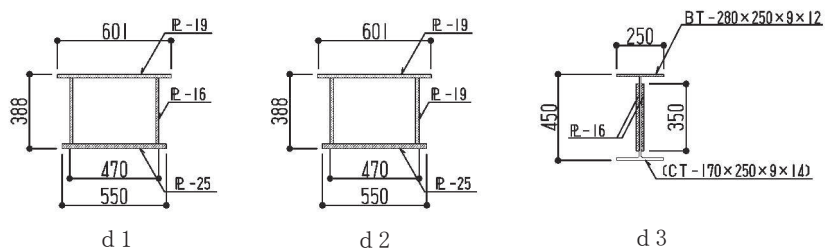
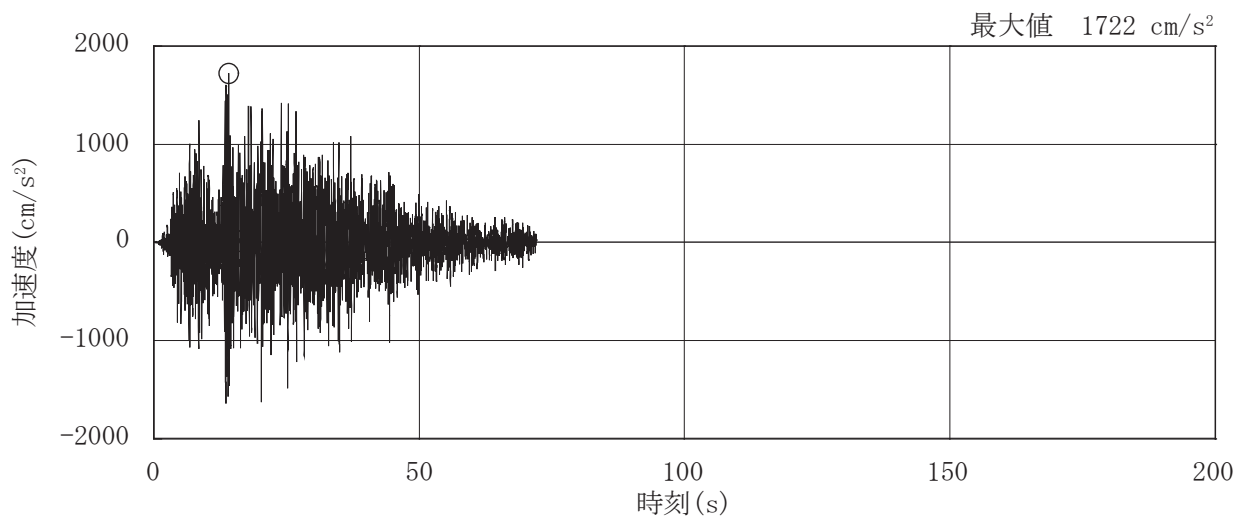


図 3-2 サブトラス下弦材断面

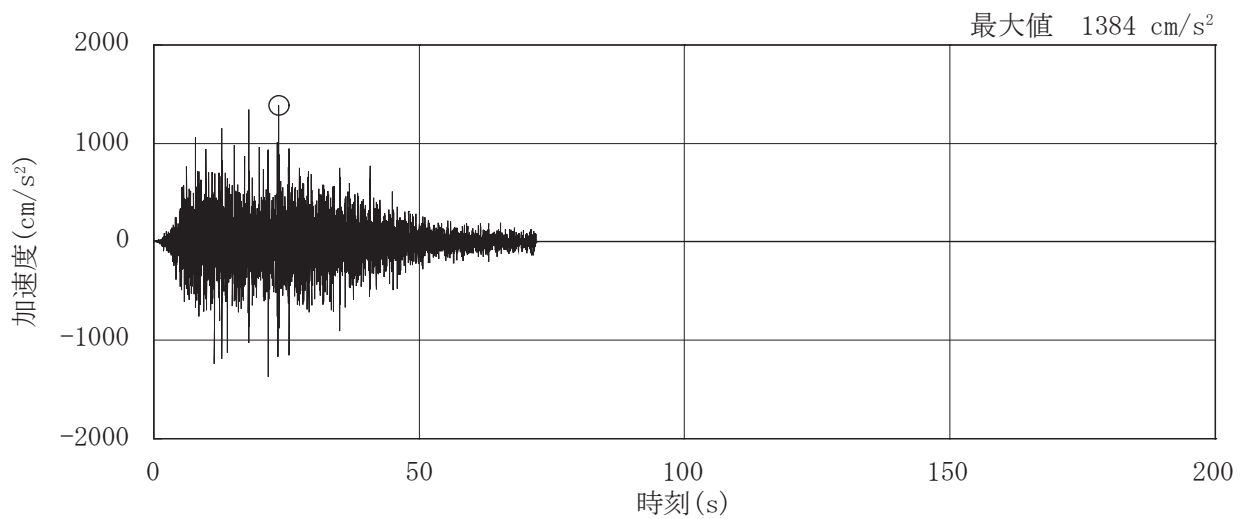
3.2 検討ケース

検討ケースは、添付書類「VI-2-9-3-1 原子炉建屋原子炉棟（二次格納施設）の耐震性についての計算書」に示す屋根トラスの評価結果において、多くの部材で検定比が最大となった基準地震動 $S_s - D 2$ のケース 2 の EW 方向及び鉛直方向とする。

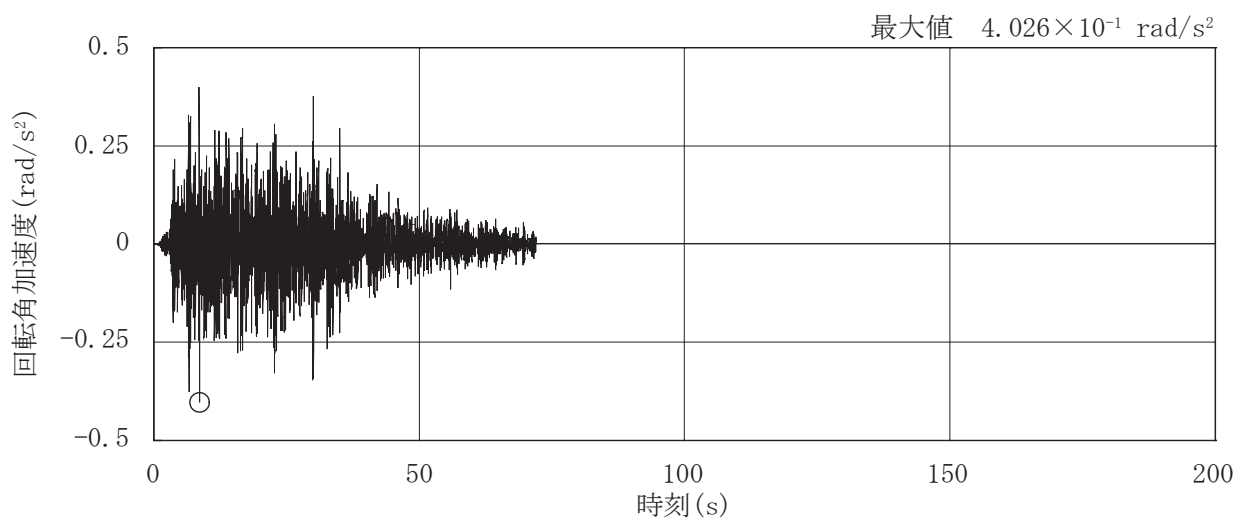
入力地震動は、添付書類「VI-2-2-1 原子炉建屋の地震応答計算書」に示す原子炉建屋全体の地震応答解析から得られる燃料取替床レベル（3F, O.P. 33.2m）の時刻歴応答加速度とする。図 3-3 に燃料取替床レベル（3F, O.P. 33.2m）の水平成分、鉛直成分及び回転成分の加速度時刻歴波形を示す。



(a) EW 方向 (水平)



(b) 鉛直方向



(c) EW 方向 (回転)

図 3-3 燃料取替床レベル (3F, O.P. 33.2m) の加速度時刻歴波形

3.3 レーリー減衰の設定

レーリー減衰は、影響が大きいと考えられる鉛直方向の1次固有振動数(3.60Hz)及び主トラス方向であるNS方向の1次固有振動数(6.64Hz)に対し、鋼材の減衰定数(2%)、コンクリートの減衰定数(5%)となるように設定する。鋼材におけるレーリー減衰の設定について、図3-4に示す。なお、EW方向の1次固有振動数は6.16Hzであることから、3.60Hzと6.64Hzに対してレーリー減衰を設定することは減衰を小さく評価する範囲が広くなることから保守的な設定となる。

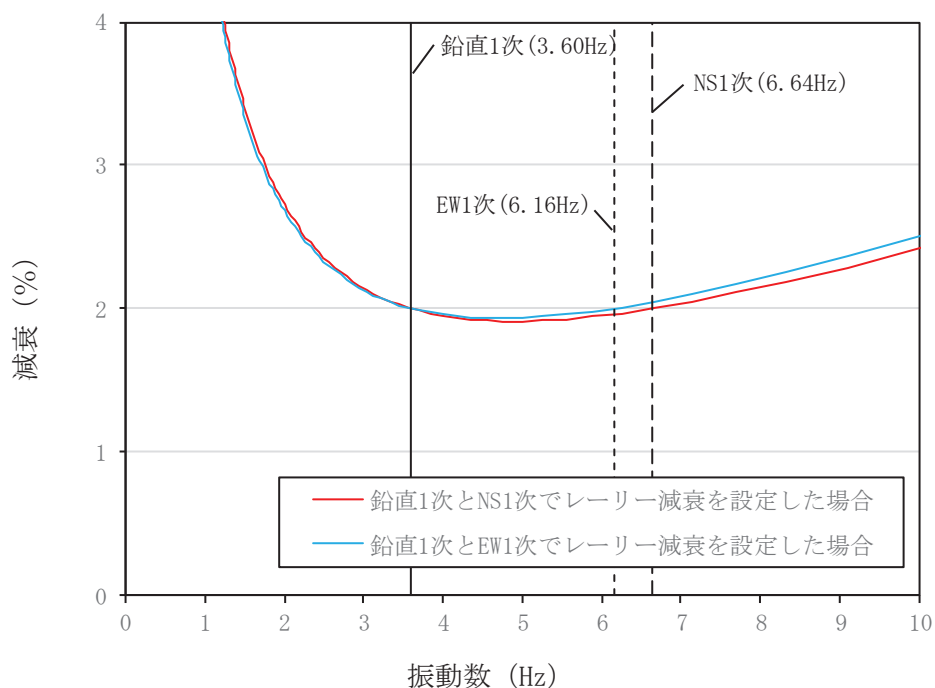


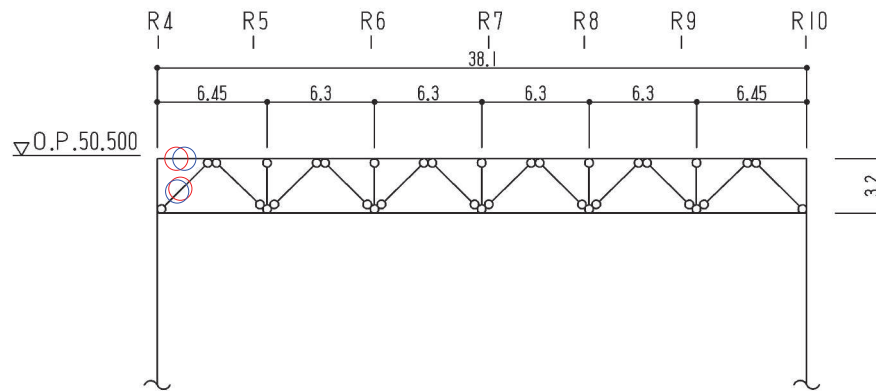
図3-4 レーリー減衰の設定 (鋼材の例)

3.4 評価結果

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

評価対象箇所は、各部材の検定値が最も大きい箇所とする。評価対象箇所を図 3-5～図 3-8 に示す。また、断面算定結果を表 3-2～表 3-5 に示す。

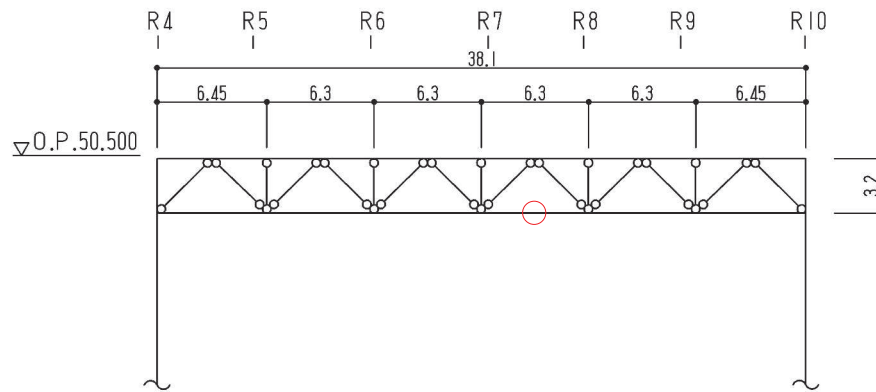
屋根トラスの各部材における断面算定の検定比は、レーリー減衰による評価結果が剛性比例型減衰による評価結果を多くの部位で上回るものの、レーリー減衰を採用した場合には鉛直方向の 1 次モード（振動数 3.60Hz）により発生する応力に加え、より高次の減衰が小さくなるため EW 方向の 1 次モード（振動数 6.16Hz）等により発生する応力の影響が大きくなることにより、位相の関係によっては両者が打ち消しあい、主トラス下弦材のようにレーリー減衰を採用した場合の方が検定比が小さくなる場合もあるが、いずれの減衰を採用した場合にも、減衰の違いが耐震安全性に影響を与えないことを確認した。



○：剛性比例型減衰ケースの最大応力発生箇所を示す。

○：レーリー減衰ケースの最大応力発生箇所を示す。

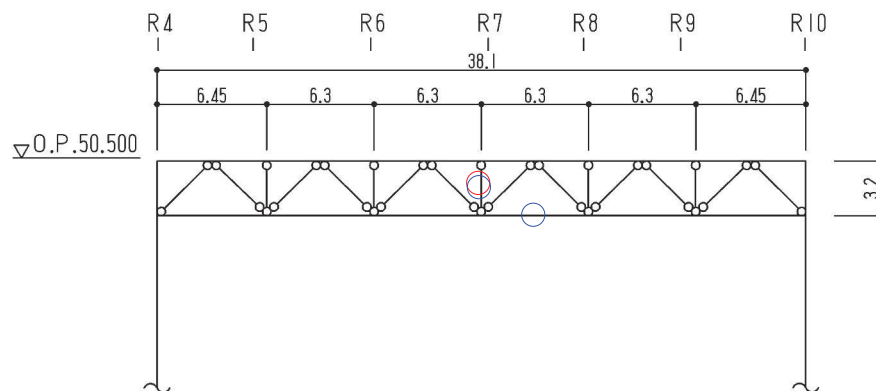
(a) 主トラス： R_E 通り



○：剛性比例型減衰ケースの最大応力発生箇所を示す。

○：レーリー減衰ケースの最大応力発生箇所を示す。

(b) 主トラス： R_F 通り



○：剛性比例型減衰ケースの最大応力発生箇所を示す。

○：レーリー減衰ケースの最大応力発生箇所を示す。

(c) 主トラス： R_G 通り

(単位：m)

図 3-5 評価対象箇所（主トラス）

表 3-2(1) 断面算定結果 (主トラス) (1/4)

部材 (種類)		上弦材			
減衰		剛性比例型減衰		レーリー減衰	
位置		r_E 通り (r_{4-r5} 通り間)		r_E 通り (r_{4-r5} 通り間)	
鉄骨断面	部材	H-350×350×12×19		H-350×350×12×19	
	種別	SM50A (SM490A 相当)		SM50A (SM490A 相当)	
応力状態		引張	圧縮	引張	圧縮
N (kN)		765	78.7	789	57.9
M (kN・m)		120	120	125	125
断面算定	σ_t (N/mm ²)	44.0	—	45.4	—
	σ_c (N/mm ²)	—	4.53	—	3.33
	σ_b (N/mm ²)	52.2	52.2	54.3	54.3
	f_t (N/mm ²)	357	—	357	—
	f_c (N/mm ²)	—	357	—	357
	f_b (N/mm ²)	357	357	357	357
	$\frac{\sigma_t}{f_t} + \frac{\sigma_b}{f_b}$	0.28 (<1.0)	—	0.29 (<1.0)	—
	$\frac{\sigma_c}{f_c} + \frac{\sigma_b}{f_b}$	—	0.17 (<1.0)	—	0.17 (<1.0)

表 3-2(2) 断面算定結果 (主トラス) (2/4)

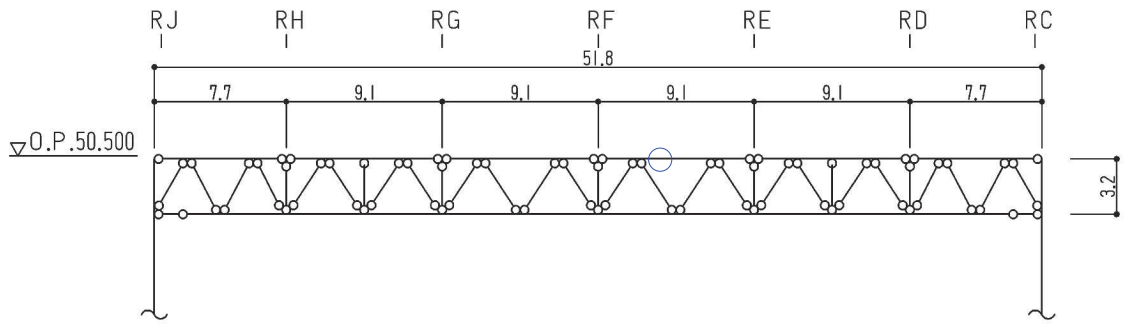
部材 (種類)		下弦材			
減衰		剛性比例型減衰		レーリー減衰	
位置		r_F 通り (r_{7-r8} 通り間)		r_G 通り (r_{7-r8} 通り間)	
鉄骨断面	部材	H-350×350×12×19		H-350×350×12×19	
	種別	SM50A (SM490A 相当)		SM50A (SM490A 相当)	
応力状態		引張	圧縮	引張	圧縮
N (kN)		4350	1020	4260	656
M (kN・m)		57.5	57.5	51.6	51.6
断面算定	σ_t (N/mm ²)	250	—	245	—
	σ_c (N/mm ²)	—	58.7	—	37.7
	σ_b (N/mm ²)	25.0	25.0	22.4	22.4
	f_t (N/mm ²)	357	—	357	—
	f_c (N/mm ²)	—	280	—	280
	f_b (N/mm ²)	357	357	357	357
	$\frac{\sigma_t}{f_t} + \frac{\sigma_b}{f_b}$	0.79 (<1.0)	—	0.76 (<1.0)	—
	$\frac{\sigma_c}{f_c} + \frac{\sigma_b}{f_b}$	—	0.29 (<1.0)	—	0.21 (<1.0)

表 3-2(3) 断面算定結果 (主トラス) (3/4)

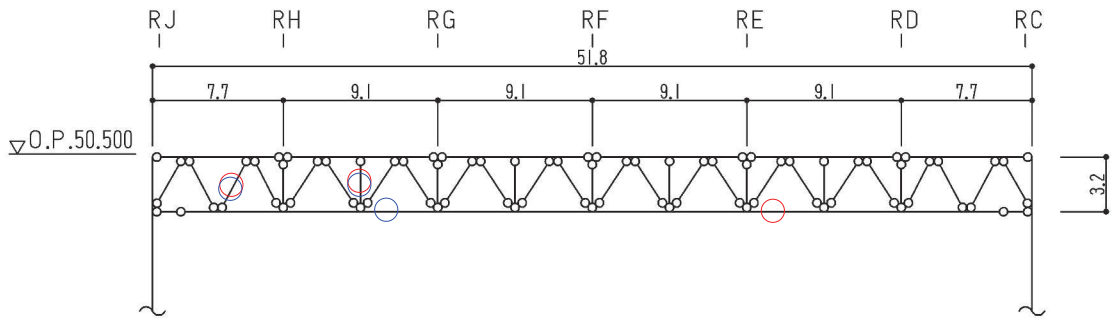
部材 (種類)		斜材			
減衰		剛性比例型減衰		レーリー減衰	
位置		R_E 通り (R_4-R_5 通り間)		R_E 通り (R_4-R_5 通り間)	
鉄骨断面	部材	2CTs-175×350×12×19		2CTs-175×350×12×19	
	種別	SM50A (SM490A 相当)		SM50A (SM490A 相当)	
応力状態		引張	圧縮	引張	圧縮
N (kN)		126	3170	168	3290
断面算定	σ_t (N/mm ²)	7.25	—	9.66	—
	σ_c (N/mm ²)	—	182	—	189
	f_t (N/mm ²)	357	—	357	—
	f_c (N/mm ²)	—	300	—	300
	$\frac{\sigma_t}{f_t}$	0.03 (<1.0)	—	0.03 (<1.0)	—
	$\frac{\sigma_c}{f_c}$	—	0.61 (<1.0)	—	0.63 (<1.0)

表 3-2(4) 断面算定結果 (主トラス) (4/4)

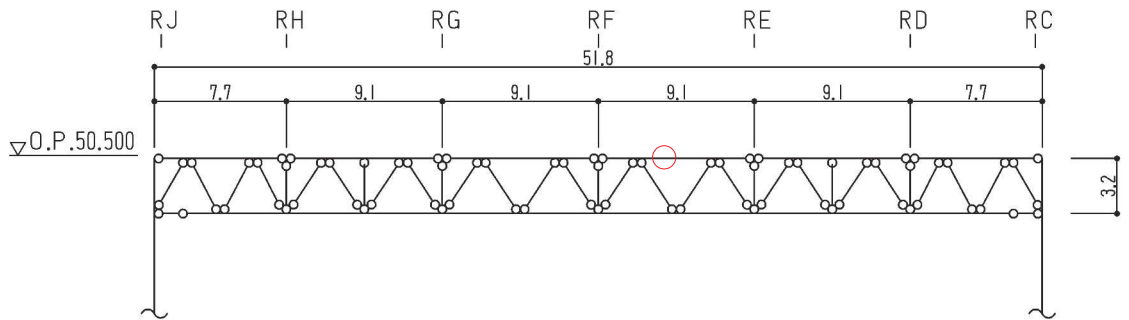
部材 (種類)		束材			
減衰		剛性比例型減衰		レーリー減衰	
位置		R_G 通り (R_7 通り)		R_G 通り (R_7 通り)	
鉄骨断面	部材	2CTs-100×200×8×12		2CTs-100×200×8×12	
	種別	SM50A (SM490A 相当)		SM50A (SM490A 相当)	
応力状態		引張	圧縮	引張	圧縮
N (kN)		132	290	138	310
断面算定	σ_t (N/mm ²)	20.8	—	21.7	—
	σ_c (N/mm ²)	—	45.6	—	48.8
	f_t (N/mm ²)	357	—	357	—
	f_c (N/mm ²)	—	262	—	262
	$\frac{\sigma_t}{f_t}$	0.06 (<1.0)	—	0.07 (<1.0)	—
	$\frac{\sigma_c}{f_c}$	—	0.18 (<1.0)	—	0.19 (<1.0)



○ : 剛性比例型減衰ケースの最大応力発生箇所を示す。
 ○ : レーリー減衰ケースの最大応力発生箇所を示す。
 (a) サブトラス : R_5 通り



○ : 剛性比例型減衰ケースの最大応力発生箇所を示す。
 ○ : レーリー減衰ケースの最大応力発生箇所を示す。
 (b) サブトラス : R_7 通り



○ : 剛性比例型減衰ケースの最大応力発生箇所を示す。
 ○ : レーリー減衰ケースの最大応力発生箇所を示す。
 (c) サブトラス : R_9 通り

(単位 : m)

図 3-6 評価対象箇所 (サブトラス)

表 3-3(1) 断面算定結果 (サブトラス) (1/4)

部材 (種類)		上弦材			
減衰		剛性比例型減衰		レーリー減衰	
位置		R9 通り (RE 通り RF 通り間)		R5 通り (RE 通り RF 通り間)	
鉄骨断面	部材	H-250×250×9×14		H-250×250×9×14	
	種別	SS41 (SS400 相当)		SS41 (SS400 相当)	
応力状態		引張	圧縮	引張	圧縮
N (kN)		35.9	174	51.9	188
M (kN・m)		117	117	152	152
断面算定	σ_t (N/mm ²)	3.89	—	5.63	—
	σ_c (N/mm ²)	—	18.9	—	20.4
	σ_b (N/mm ²)	135	135	175	175
	f_t (N/mm ²)	258	—	258	—
	f_c (N/mm ²)	—	258	—	258
	f_b (N/mm ²)	258	258	258	258
	$\frac{\sigma_t}{f_t} + \frac{\sigma_b}{f_b}$	0.55 (< 1.0)	—	0.71 (< 1.0)	—
	$\frac{\sigma_c}{f_c} + \frac{\sigma_b}{f_b}$	—	0.61 (< 1.0)	—	0.76 (< 1.0)

表 3-3(2) 断面算定結果 (サブトラス) (2/4)

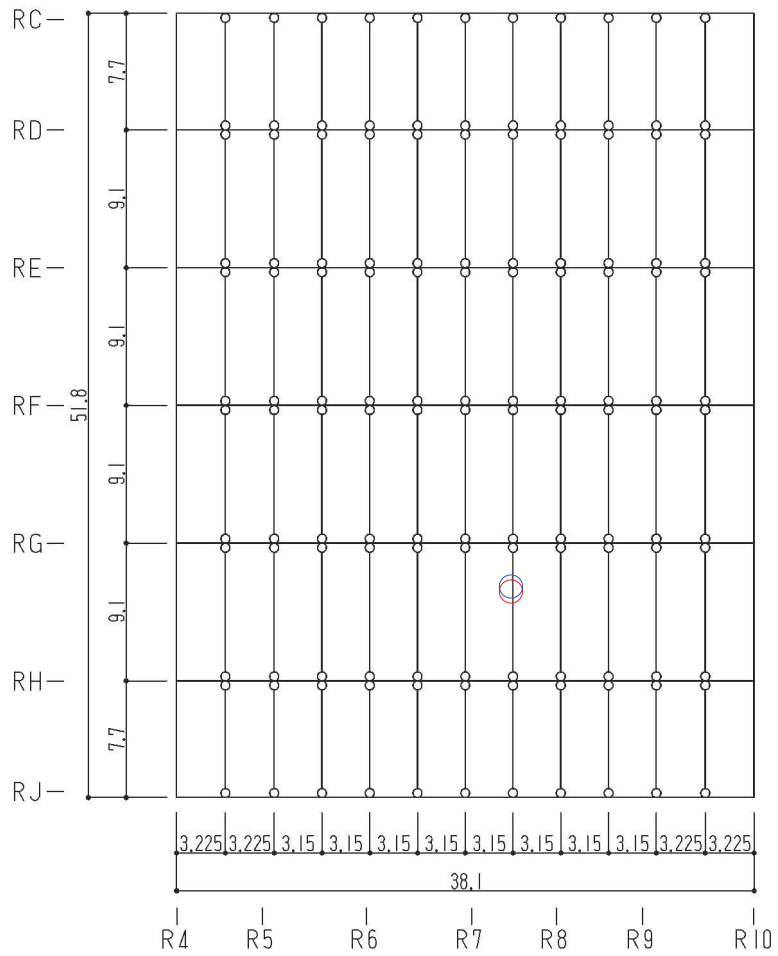
部材 (種類)		下弦材			
減衰		剛性比例型減衰		レーリー減衰	
位置		R7 通り (RD 通り RE 通り間)		R7 通り (RG 通り RH 通り間)	
鉄骨断面	部材	PL-19×601+PL-25×550 +2PL-19×344		PL-19×601+PL-25×550 +2PL-19×344	
	種別	SN490B		SN490B	
応力状態		引張	圧縮	引張	圧縮
N (kN)		6170	2350	6630	3000
M (kN・m)		341	341	413	413
断面算定	σ_t (N/mm ²)	180	—	194	—
	σ_c (N/mm ²)	—	68.6	—	87.6
	σ_b (N/mm ²)	84.6	84.6	102	102
	f_t (N/mm ²)	357	—	357	—
	f_c (N/mm ²)	—	353	—	348
	f_b (N/mm ²)	357	357	357	357
	$\frac{\sigma_t}{f_t} + \frac{\sigma_b}{f_b}$	0.75 (< 1.0)	—	0.84 (< 1.0)	—
	$\frac{\sigma_c}{f_c} + \frac{\sigma_b}{f_b}$	—	0.44 (< 1.0)	—	0.55 (< 1.0)

表 3-3(3) 断面算定結果 (サブトラス) (3/4)

部材 (種類)		斜材			
減衰		剛性比例型減衰		レーリー減衰	
位置		R7 通り (RH 通り RJ 通り間)		R7 通り (RH 通り RJ 通り間)	
鉄骨断面	部材	2Ls-90×90×10 +2Ls-250×90×10×15		2Ls-90×90×10 +2Ls-250×90×10×15	
	種別	SS41 (SS400 相当), SS400		SS41 (SS400 相当), SS400	
応力状態		引張	圧縮	引張	圧縮
N (kN)		577	1950	775	2150
断面算定	σ_t (N/mm ²)	53.0	—	71.2	—
	σ_c (N/mm ²)	—	179	—	197
	f_t (N/mm ²)	258	—	258	—
	f_c (N/mm ²)	—	226	—	226
	$\frac{\sigma_t}{f_t}$	0.21 (<1.0)	—	0.28 (<1.0)	—
	$\frac{\sigma_c}{f_c}$	—	0.80 (<1.0)	—	0.88 (<1.0)

表 3-3(4) 断面算定結果 (サブトラス) (4/4)

部材 (種類)		束材			
減衰		剛性比例型減衰		レーリー減衰	
位置		R7 通り (RG 通り RH 通り間)		R7 通り (RG 通り RH 通り間)	
鉄骨断面	部材	4Ls-90×90×6		4Ls-90×90×6	
	種別	SS400		SS400	
応力状態		引張	圧縮	引張	圧縮
N (kN)		117	209	133	236
断面算定	σ_t (N/mm ²)	27.7	—	31.5	—
	σ_c (N/mm ²)	—	49.5	—	55.9
	f_t (N/mm ²)	258	—	258	—
	f_c (N/mm ²)	—	219	—	219
	$\frac{\sigma_t}{f_t}$	0.11 (<1.0)	—	0.13 (<1.0)	—
	$\frac{\sigma_c}{f_c}$	—	0.23 (<1.0)	—	0.26 (<1.0)



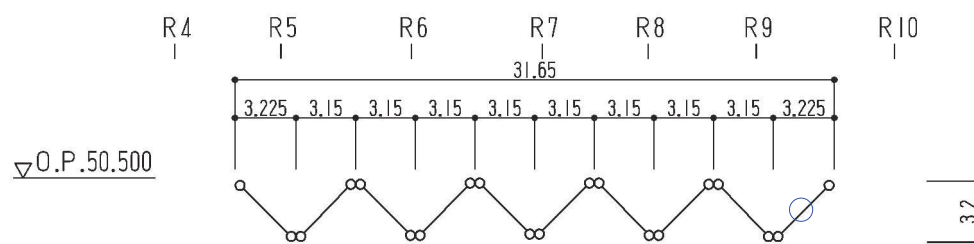
- : 剛性比例型減衰ケースの最大応力発生箇所を示す。
- : レーリー減衰ケースの最大応力発生箇所を示す。

(単位 : m)

図 3-7 評価対象箇所 (母屋)

表 3-4 断面算定結果（母屋）

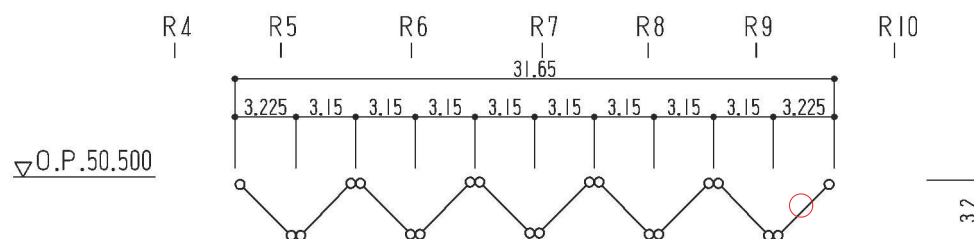
部材（種類）		母屋			
減衰		剛性比例型減衰		レーリー減衰	
位置		R7 通り R8 通り間 (RG 通り RH 通り間)		R7 通り R8 通り間 (RG 通り RH 通り間)	
鉄骨断面	部材	H-390×300×10×16		H-390×300×10×16	
	種別	SS41 (SS400 相当)		SS41 (SS400 相当)	
応力状態		引張	圧縮	引張	圧縮
N (kN)		147	349	191	392
M (kN・m)		302	302	352	352
断面算定	σ_t (N/mm ²)	10.8	—	14.0	—
	σ_c (N/mm ²)	—	25.7	—	28.8
	σ_b (N/mm ²)	153	153	178	178
	f_t (N/mm ²)	258	—	258	—
	f_c (N/mm ²)	—	258	—	258
	f_b (N/mm ²)	258	258	258	258
	$\frac{\sigma_t}{f_t} + \frac{\sigma_b}{f_b}$	0.65 (<1.0)	—	0.75 (<1.0)	—
	$\frac{\sigma_c}{f_c} + \frac{\sigma_b}{f_b}$	—	0.70 (<1.0)	—	0.81 (<1.0)



○：剛性比例型減衰ケースの最大応力発生箇所を示す。

○：レーリー減衰ケースの最大応力発生箇所を示す。

(a) 方杖： R_G 通り R_H 通り間



○：剛性比例型減衰ケースの最大応力発生箇所を示す。

○：レーリー減衰ケースの最大応力発生箇所を示す。

(b) 方杖： R_H 通り R_J 通り間

(単位：m)

図 3-8 評価対象箇所（方杖）

表 3-5 断面算定結果（方杖）

部材（種類）		方杖			
減衰		剛性比例型減衰		レーリー減衰	
位置		R_H 通り R_J 通り間 (R_9 通り R_{10} 通り間)		R_G 通り R_H 通り間 (R_9 通り R_{10} 通り間)	
鉄骨断面	部材	2Ls-130×130×9		2Ls-130×130×9	
	種別	SS400		SS400	
応力状態		引張	圧縮	引張	圧縮
N (kN)		274	472	360	524
断面算定	σ_t (N/mm ²)	60.2	—	79.2	—
	σ_c (N/mm ²)	—	104	—	115
	f_t (N/mm ²)	258	—	258	—
	f_c (N/mm ²)	—	156	—	156
	$\frac{\sigma_t}{f_t}$	0.24 (<1.0)	—	0.31 (<1.0)	—
	$\frac{\sigma_c}{f_c}$	—	0.67 (<1.0)	—	0.74 (<1.0)

4. 引用文献

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

別紙 3 応力解析における断面の評価部位の選定

目 次

1. 概要	別紙 3- 1
2. 屋根スラブ・床スラブ	別紙 3- 2
2.1 評価方針	別紙 3- 2
2.2 評価部位の選定	別紙 3- 3
3. 耐震壁	別紙 3-17
3.1 評価方針	別紙 3-17
3.2 評価部位の選定	別紙 3-19

1. 概要

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

2. 屋根スラブ・床スラブ

2.1 評価方針

屋根スラブについては、1方向スラブとしてモデル化し、スパンがほぼ均等なスラブの外端がスラブに比べて十分剛性の大きいRC壁と連続していることから、両端固定はりとして評価する。

床スラブについては、床スラブ周辺の境界条件を考慮して両端固定はり、三辺固定・一辺自由版、四辺固定版又はFEM解析により評価する。図2-1に床スラブの評価フローを示す。

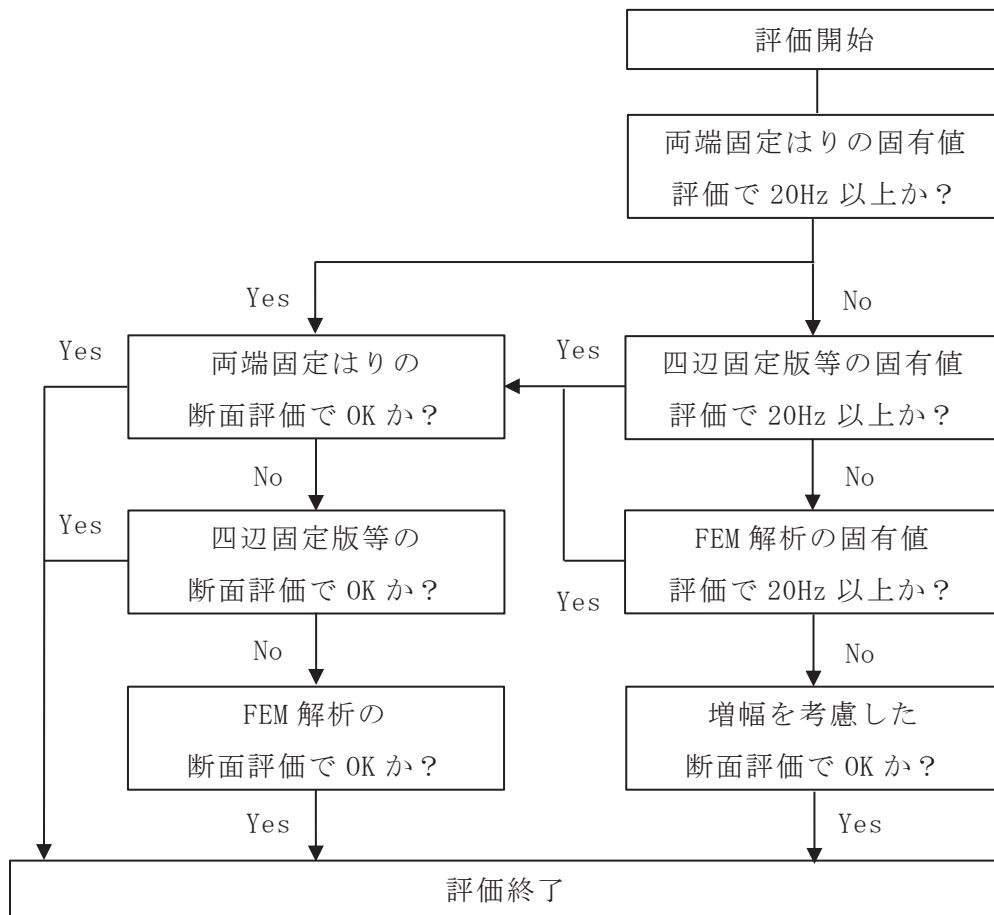


図 2-1 屋根スラブ・床スラブの応力解析による評価フロー

2.2 評価部位の選定

屋根スラブ及び床スラブの選定部位については、各階の原子炉建屋原子炉棟（二次格納施設）、2次しゃへい壁及び補助遮蔽を構成するスラブの種類ごとに、スパンが長くスラブの応力が大きくなる部位が最も厳しくなると判断した。

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

床スラブの検定値及び評価法の一覧を表3-4に、屋根スラブの検定値及び評価法の一覧を表3-5に、検定値及び評価法を踏まえて選定した評価位置及び断面の評価結果を図3-3に示す。

表2-1 荷重の組合せケース

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

G : 固定荷重

P : 積載荷重

S_{sUD} : S_s地震荷重（鉛直方向）

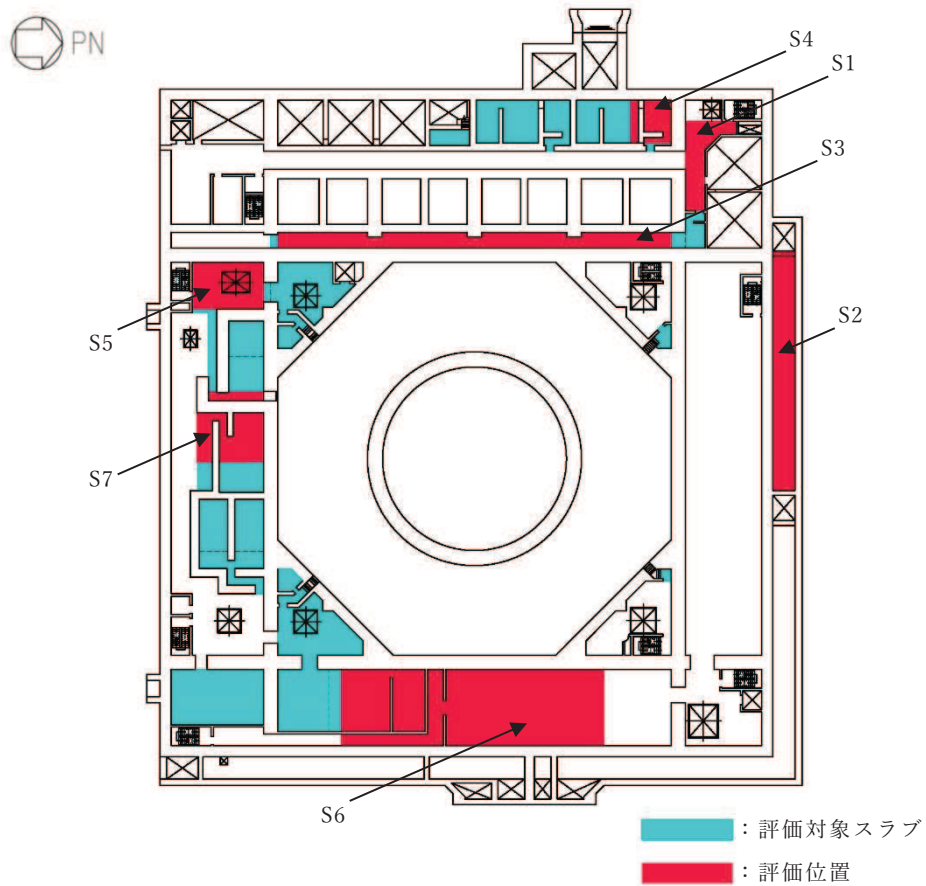


図 2-2 (1) 原子炉建屋原子炉棟（二次格納施設），2次しゃへい壁及び補助遮蔽を構成する床スラブの位置及び断面の評価位置
(B2F, O. P. -0.8m)

表 2-2 (1) 床スラブのスラブ厚及び配筋一覧 (B2F, O. P. -0.8m)

符号	スラブ厚 (mm)	配筋 (上下共)	
		NS 方向	EW 方向
S1	600	D19@200	D19@200
S2	600	D22@200	D22@200
S3	800	D22@200	D22@200
S4	900	D22@200	D22@200
S5	1000	D25@200	D25@200
S6	1100	D38@200	D38@200
S7	1400	D38@200	D38@200

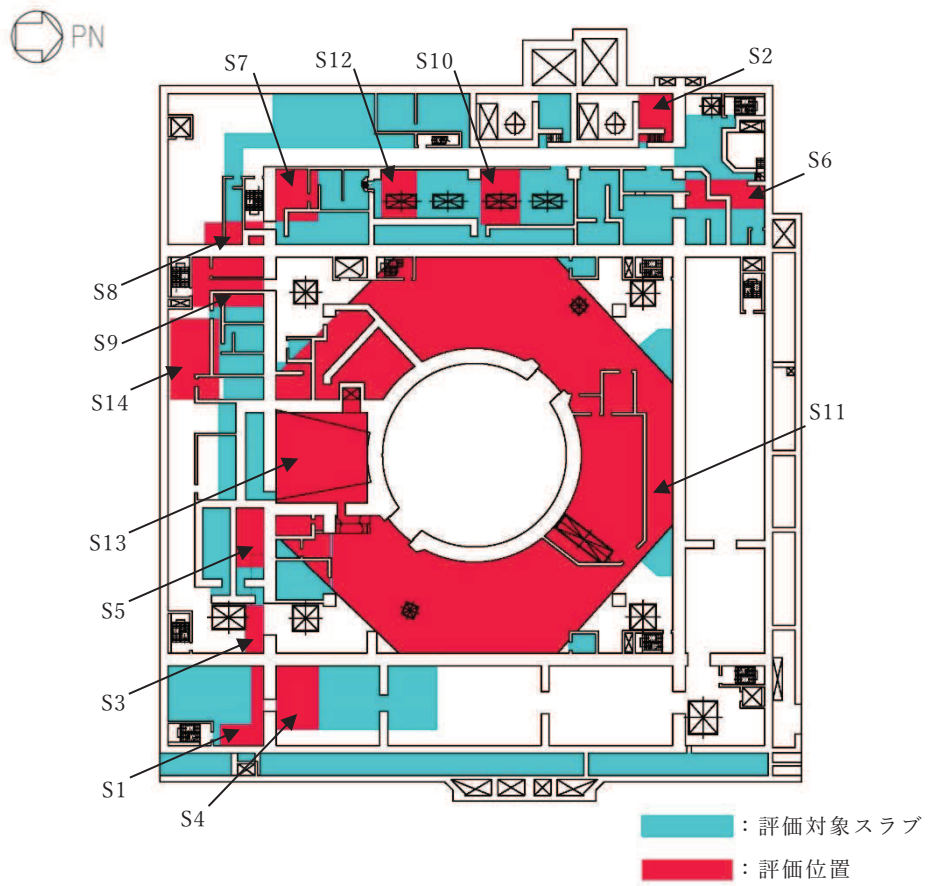


図 2-2 (2) 原子炉建屋原子炉棟 (二次格納施設), 2次しゃへい壁及び補助遮蔽を構成する床スラブの位置及び断面の評価位置 (B1F, O.P. 6.0m)

表 2-2 (2) 床スラブのスラブ厚及び配筋一覧 (B1F, O.P. 6.0m)

符号	スラブ厚 (mm)	配筋 (上下共)	
		NS 方向	EW 方向
S1	480	D19@200	D19@200
S2	500	D19@200	D19@200
S3	520	D19@200	D19@200
S4	600	D19@200	D19@200
S5	600	D22@200	D22@200
S6	600	D25@200	D25@200
S7	600	D29@200	D29@200
S8	700	D19@200	D19@200
S9	800	D22@200	D22@200
S10	800	D32@200	D32@200
S11	1000	D38@200	D38@200
S12	1100	D38@200	D38@200
S13	1200	D38@200	D38@200
S14	1400	D38@200	D38@200

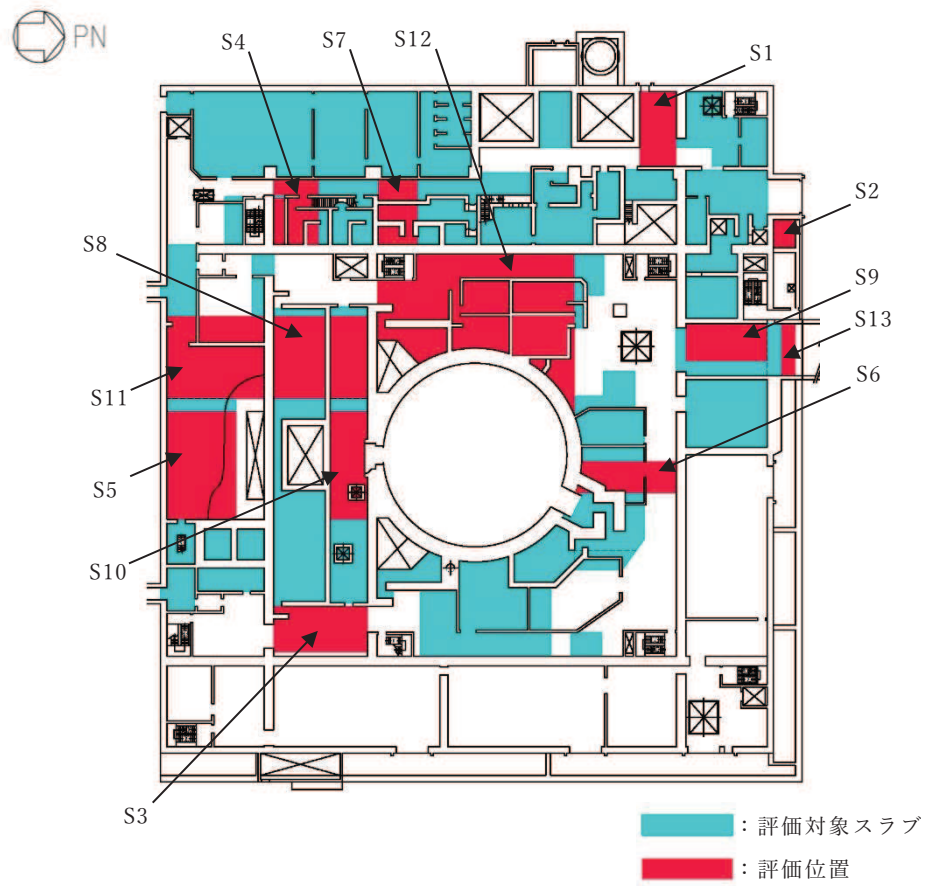


図 2-2 (3) 原子炉建屋原子炉棟 (二次格納施設), 2次しゃへい壁及び補助遮蔽を構成する床スラブの位置及び断面の評価位置 (1F, O.P. 15.0m)

表 2-2 (3) 床スラブのスラブ厚及び配筋一覧 (1F, O.P. 15.0m)

符号	スラブ厚 (mm)	配筋 (上下共)	
		NS 方向	EW 方向
S1	500	D19@200	D19@200
S2	500	D22@200	D22@200
S3	500	D25@200	D25@200
S4	600	D29@200	D29@200
S5	800	D22@200	D22@200
S6	900	D22@200	D22@200
S7	1000	D25@200	D25@200
S8	1000	D32@200	D32@200
S9	1200	D25@200	D25@200
S10	1200	D32@200	D32@200
S11	1500	D29@200	D29@200
S12	2000	D38@200	D38@200
S13	2000	D32@200	D32@200

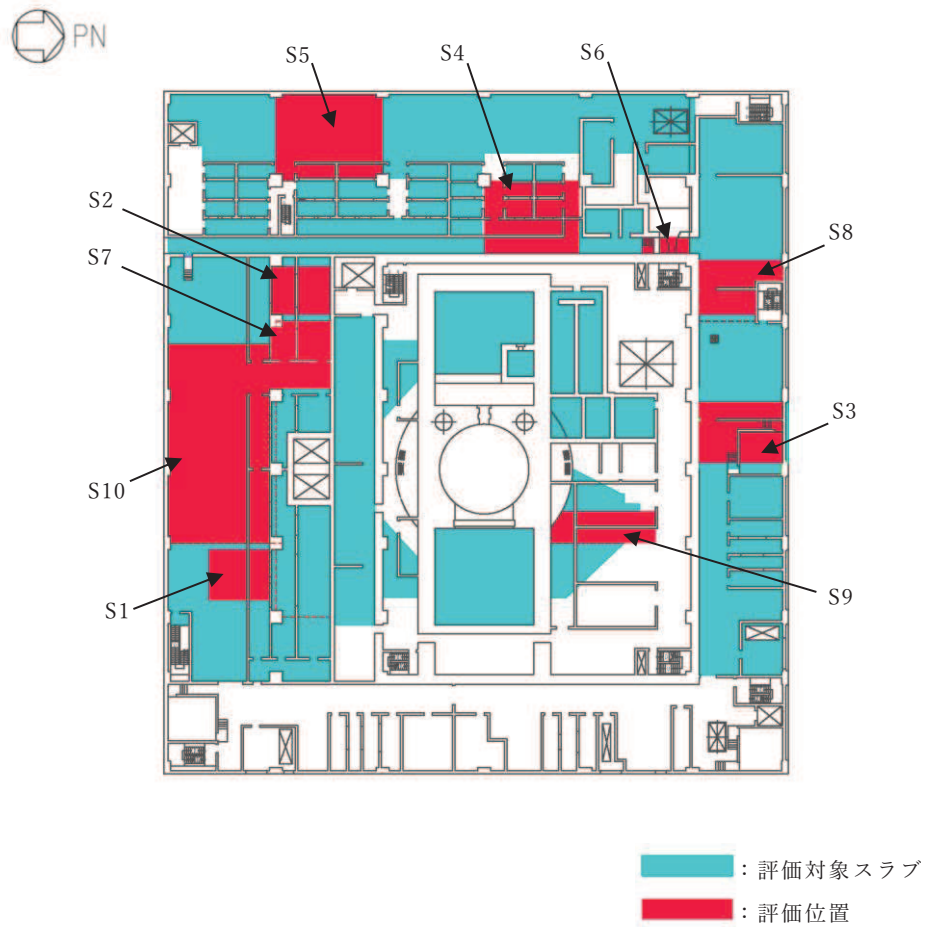


図 2-2 (4) 原子炉建屋原子炉棟 (二次格納施設), 2次しゃへい壁及び補助遮蔽を構成する床スラブの位置及び断面の評価位置 (2F, O.P. 22.5m)

表 2-2 (4) 床スラブのスラブ厚及び配筋一覧 (2F, O.P. 22.5m)

符号	スラブ厚 (mm)	配筋 (上下共)	
		NS 方向	EW 方向
S1	500	D19@200	D19@200
S2	500	D25@200	D25@200
S3	500	D29@200	D29@200
S4	600	D19@200	D19@200
S5	600	D25@200	D25@200
S6	700	D19@200	D19@200
S7	700	D29@200	D29@200
S8	800	D22@200	D22@200
S9	900	D22@200	D22@200
S10	1500	D38@200	D38@200

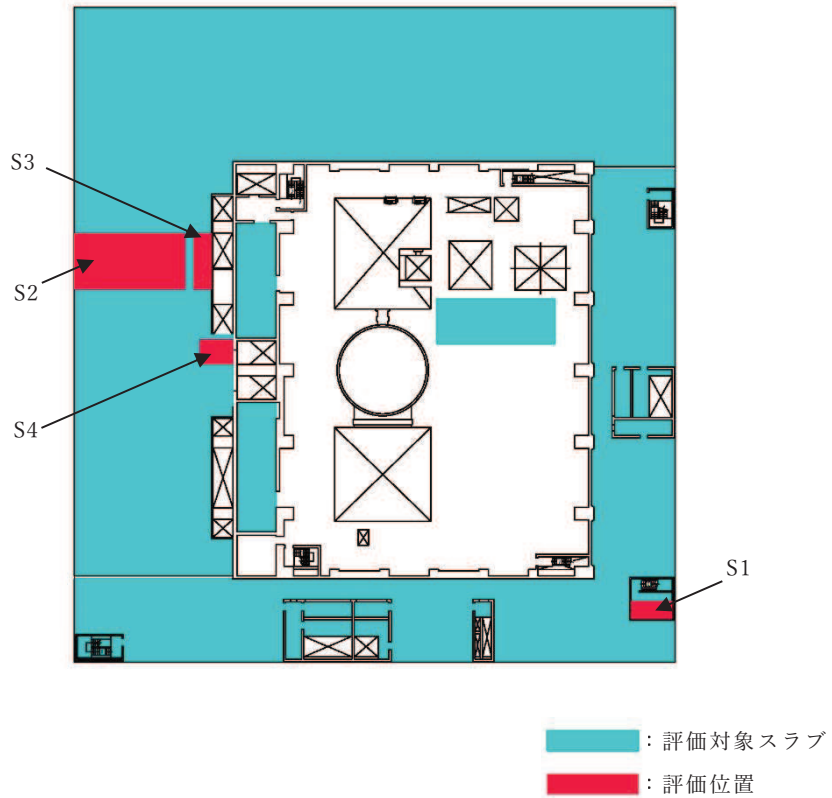


図 2-2 (5) 原子炉建屋原子炉棟（二次格納施設），2次しゃへい壁及び補助遮蔽を構成する床スラブの位置及び断面の評価位置
(3F, O.P. 33.2m)

表 2-2 (5) 床スラブのスラブ厚及び配筋一覧 (3F, O.P. 33.2m)

符号	スラブ厚 (mm)	配筋 (上下共)	
		NS 方向	EW 方向
S1	300	D16@200	D16@200
S2	500	D19@200	D19@200
S3	500	D25@200	D25@200
S4	1000	D25@200	D25@200

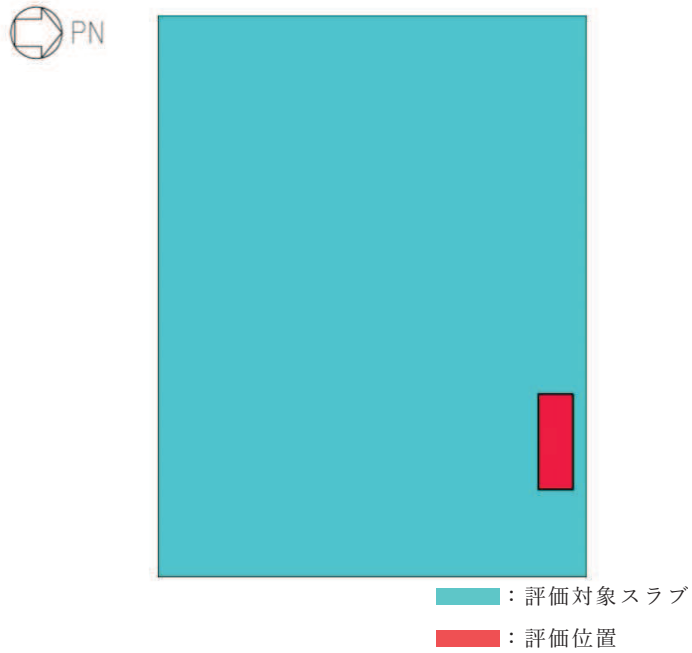


図 2-3 原子炉建屋原子炉棟（二次格納施設），2次しゃへい壁及び補助遮蔽を構成する屋根スラブの位置及び断面の評価位置
(RF, O.P. 50.5m)

表 2-3 屋根スラブのスラブ厚及び配筋一覧 (RF, O.P. 50.5m)

符号	スラブ厚 (mm)	配筋 (上下共)	
		NS 方向	EW 方向
-	170	D16@200	D16@200

表 2-4 (1) 床スラブの検定値及び評価法一覧 (1/3)

(a) O.P. -0.8m

符号	検定値		評価法
	曲げモーメント	せん断力	
S1	0.74	0.22	両端固定はり
S2	0.07	0.04	両端固定はり
S3	0.05	0.04	両端固定はり
S4	0.31	0.10	両端固定はり
S5	0.29	0.11	両端固定はり
S6	0.32	0.21	両端固定はり
S7	0.20	0.13	両端固定はり

(b) O.P. 6.0m

符号	検定値		評価法
	曲げモーメント	せん断力	
S1	0.14	0.07	両端固定はり
S2	0.32	0.14	両端固定はり
S3	0.06	0.05	両端固定はり
S4	0.69	0.21	両端固定はり
S5	0.27	0.13	両端固定はり
S6	0.19	0.12	両端固定はり
S7	0.22	0.16	両端固定はり
S8	0.86	0.22	両端固定はり
S9	0.47	0.16	両端固定はり
S10	0.14	0.10	両端固定はり
S11	0.65	0.42	増幅考慮 両端固定はり
S12	0.09	0.08	両端固定はり
S13	0.64	0.37	両端固定はり
S14	0.12	0.10	両端固定はり

表 2-4 (2) 床スラブの検定値及び評価法一覧 (2/3)

(c) O.P. 15.0m

符号	検定値		評価法
	曲げモーメント	せん断力	
S1	0.71	0.36	FEM 解析
S2	0.16	0.10	両端固定はり
S3	0.55	0.34	両端固定はり
S4	0.30	0.21	両端固定はり
S5	0.87	0.27	4 辺固定版
S6	0.31	0.11	両端固定はり
S7	0.25	0.11	両端固定はり
S8	0.72	0.34	両端固定はり
S9	0.80	0.31	両端固定はり
S10	0.10	0.08	両端固定はり
S11	0.76	0.22	両端固定はり
S12	0.39	0.32	FEM 解析
S13	0.09	0.11	両端固定はり

(d) O.P. 22.5m

符号	検定値		評価法
	曲げモーメント	せん断力	
S1	0.92	0.36	4 辺固定版
S2	0.65	0.39	両端固定はり
S3	0.77	0.55	両端固定はり
S4	0.81	0.24	両端固定はり
S5	0.18	0.12	両端固定はり
S6	0.73	0.20	両端固定はり
S7	0.63	0.35	両端固定はり
S8	0.64	0.21	両端固定はり
S9	0.15	0.08	両端固定はり
S10	0.60	0.30	両端固定はり

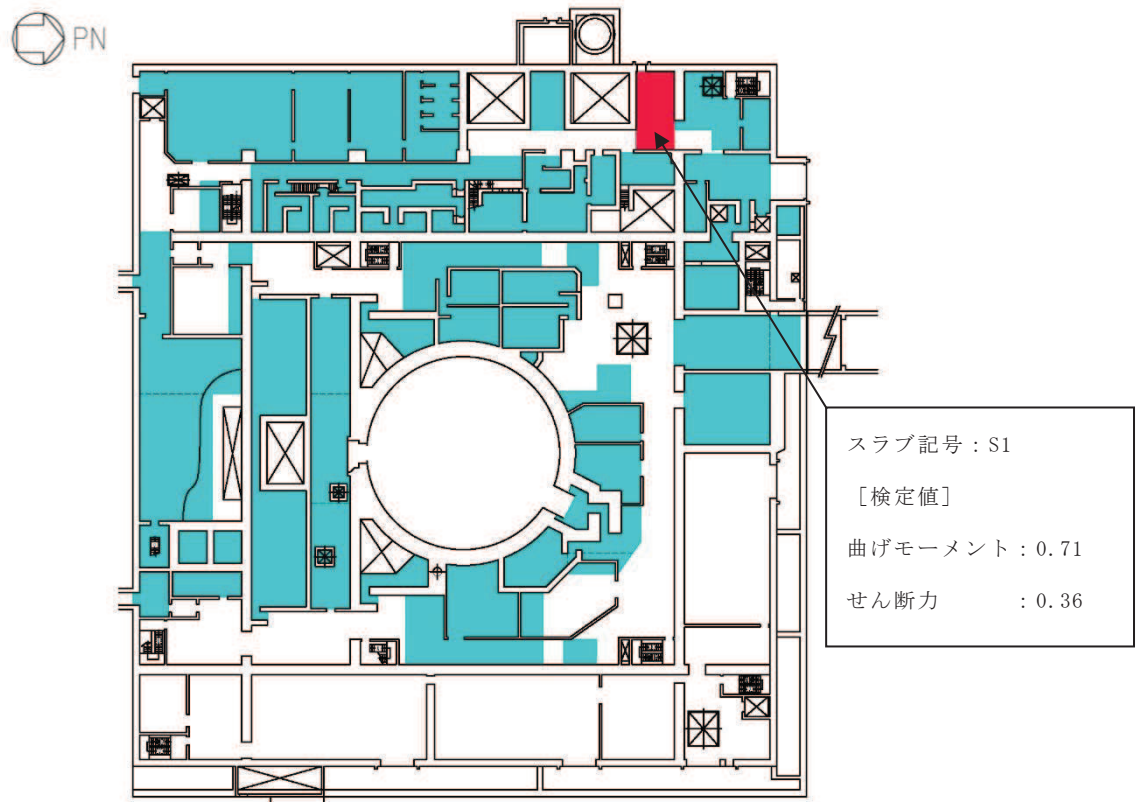
表 2-4 (3) 床スラブの検定値及び評価法一覧 (3/3)

(e) O.P. 33.2m

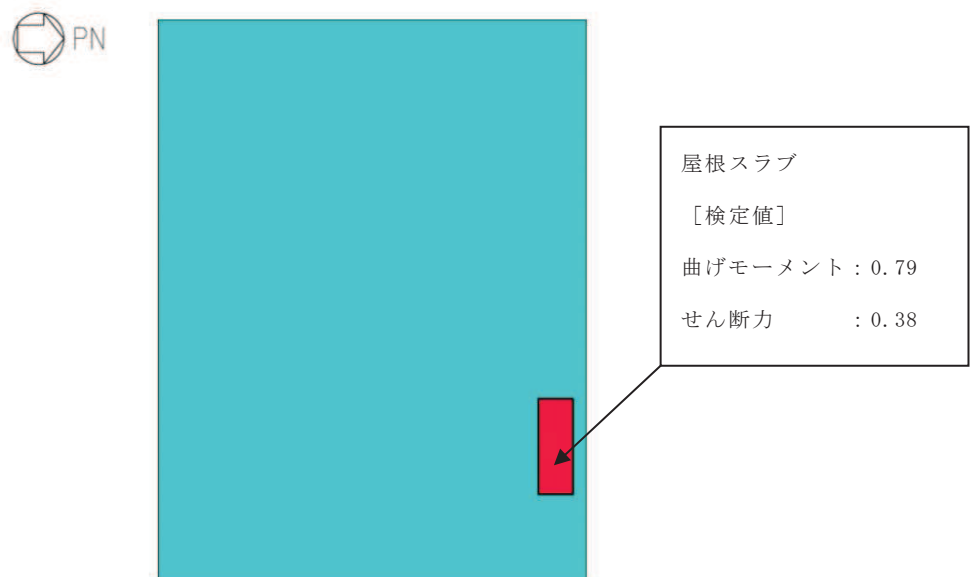
符号	検定値		評価法
	曲げモーメント	せん断力	
S1	0.32	0.15	両端固定はり
S2	0.86	0.29	4辺固定版
S3	0.67	0.38	両端固定はり
S4	0.06	0.05	両端固定はり

表 2-5 屋根スラブの検定値及び評価法一覧

符号	検定値		評価法
	曲げモーメント	せん断力	
-	0.79	0.38	両端固定はり



(a) 床スラブ (1F, O.P. 15.0m)



(b) 屋根スラブ (RF, O.P. 50.5m)

図 2-4 断面の評価位置及び評価結果

3. 耐震壁

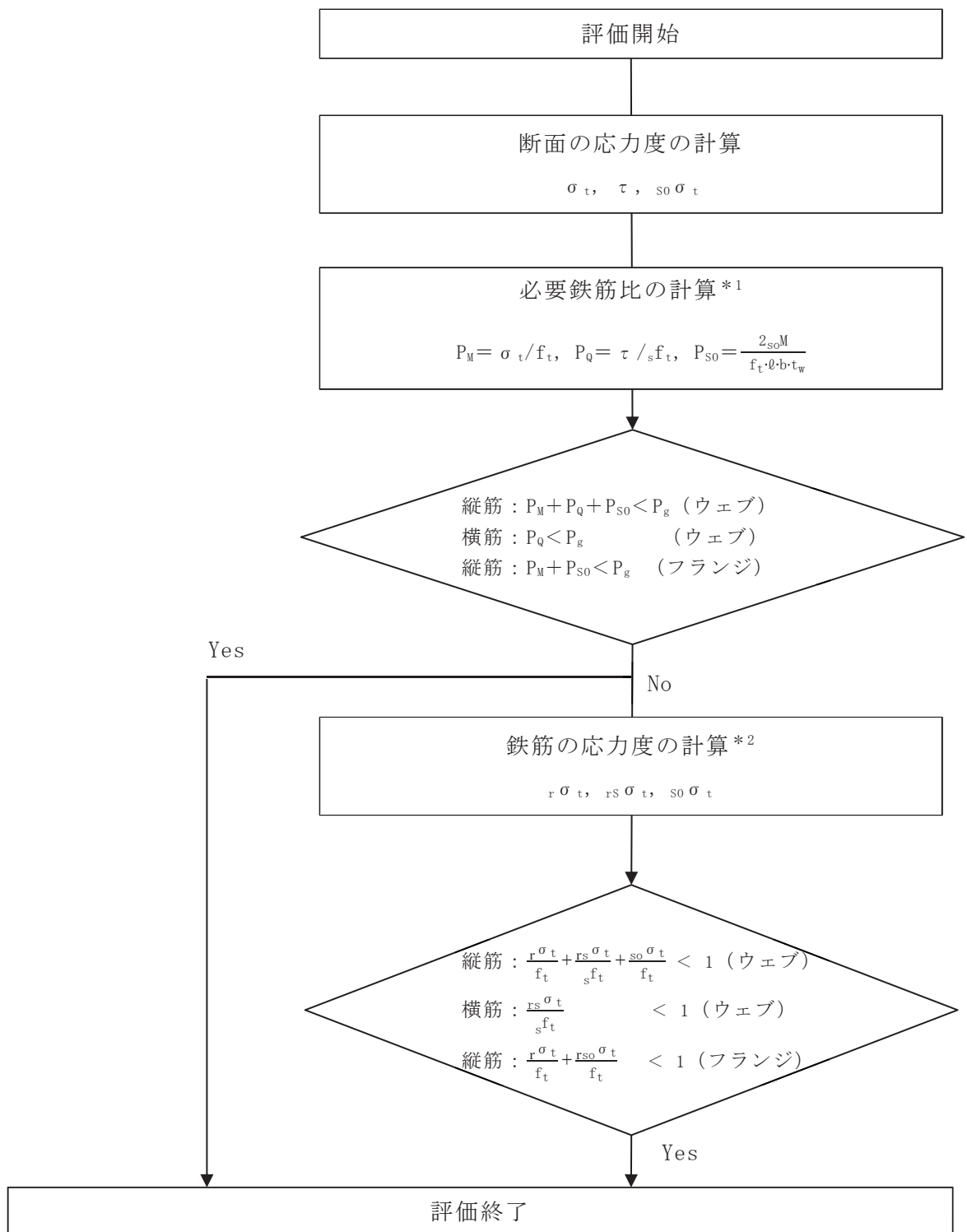
3.1 評価方針

耐震壁の評価では、まず、添付書類「VI-2-9-3-1 原子炉建屋原子炉棟（二次格納施設）の耐震性についての計算書」の「4.5.4 耐震壁」に基づき評価する。この評価で健全性が確認できない場合は、曲げ及び軸力による軸方向力の算定においてRC-N規準14条「柱の軸方向力と曲げに対する断面算定」に準じて評価する。

図2-1に耐震壁の評価フローを示す。

ここで、図中の記号は以下による。

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



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

注記*2：R C - N 規 準 14 条「柱の軸方向力と曲げに対する断面算定」による

図 3-1 耐震壁の評価フロー

3.2 評価部位の選定

耐震壁の選定部位については、原子炉建屋原子炉棟（二次格納施設）部位全てにおいて評価を実施し、最も厳しい部位を選定する。

原子炉建屋原子炉棟（二次格納施設）を構成する耐震壁の評価における荷重の組合せケースを表 3-1 に、原子炉建屋原子炉棟（二次格納施設）を図 3-1～図 3-8 に示す。また、耐震壁の評価結果のうち添付書類「VI-2-9-3-1 原子炉建屋原子炉棟（二次格納施設）の耐震性についての計算書」の「4.5.4 耐震壁」に基づき評価した結果を表 3-2～表 3-11、表 3-13 及び表 3-14 に示す。このうち、健全性が確認できなかった 2 階 EW 方向の R10 通りの耐震壁に対して、曲げ及び軸力による軸方向力の算定において RC-N 基準 14 条「柱の軸方向力と曲げに対する断面算定」に準じて評価した結果を表 3-12 に示す。耐震壁の選定部位は、2 階 EW 方向の R10 通りとする。

耐震壁の検定値一覧を表 3-15 に示す。

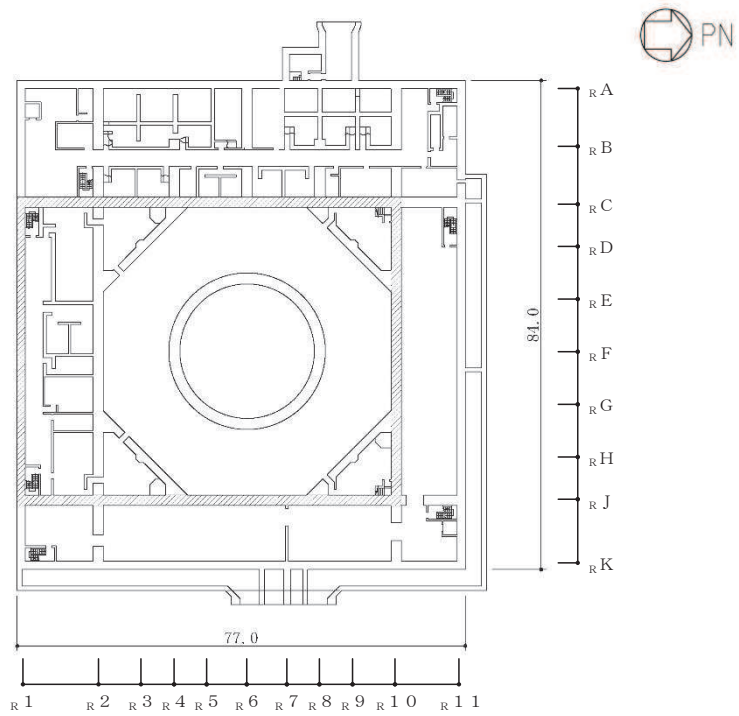
表 3-1 荷重の組合せケース

外力の状態	荷重の組合せ
S d 地震時	G + P + S d



G : 固定荷重

P : 積載荷重

S d : S d 地震荷重（地震時土圧荷重を含む）



(単位：m)

-  二次格納施設バウンダリ（壁）を示す。
-  二次格納施設バウンダリ（床）を示す。

注：0.P. は女川原子力発電所工事用基準面であり、東京湾平均海面（T.P.）-0.74mである。

図 3-2 原子炉建屋原子炉棟（二次格納施設）の範囲の平面図
(B3F, 0.P. -8.1m)

表 3-2 耐震壁断面算定表 (NS 方向壁 ウェブ検討)

階	壁位置	断面積 ($\times 10^6 \text{mm}^2$) ($\times 10 \text{mm}$)	壁厚	配筋 上段 下段 ()内はPg : %	せん断力に対する検討		曲げモーメントに対する検討				土圧に対する検討		PQ+PM+PSO Pg		
					せん断力 ($\times 10^4 \text{kN}$)	せん断 応力度 τ (N/mm^2)	必要 鉄筋比 PQ (%)	曲 モーメント M ($\times 10^5 \text{kN} \cdot \text{m}$)	軸 力 N* ($\times 10^2 \text{kN}$)	必要 鉄筋比 PM (%)	コンクリート の最大圧縮 応力 σ_c (N/mm^2)	必要 鉄筋比 PSO (%)		コンクリート の最大圧縮 応力 σ_{sc} (N/mm^2)	
地 下 3 階	R _C	165.18	180	4-D38@200 2-D32@400 (1.487)	38.4	2.32	0.672	126	3990	0.274	4.21	—	—	0.64	
				2-D35@200 4-D35@400 (1.063)											
	R _J	159.78	180	4-D38@200 2-D32@400 (1.266)	32.0	2.00	0.580	114	3280	0.324	4.03	—	—	0.55	
				2-D35@200 4-D35@400 (1.063)											
				180	4-D38@200 2-D32@400 (1.266)										
				180	4-D35@200 2-D32@400 (1.063)										
			180	4-D38@200 2-D32@400 (1.266)											
			180	4-D35@200 2-D32@400 (1.063)											

注記 * : 上段は鉛直震度上向き、下段は鉛直震度下向き

表 3-3 耐震壁断面算定表 (EW 方向壁 ウェブ検討)

階	壁位置	断面積 ($\times 10^6 \text{mm}^2$)	壁厚 ($\times 10 \text{mm}$)	配筋 上段 下段 内はPg : %	せん断力に対する検討		曲げモーメントに対する検討			土圧に対する検討		PQ+PM+PSO Pg	
					せん断力 Q ($\times 10^4 \text{kN}$)	せん断応力度 τ (N/mm^2)	必要鉄筋比 PQ (%)	曲げモーメント M ($\times 10^5 \text{kN} \cdot \text{m}$)	軸力 N* ($\times 10^2 \text{kN}$)	必要鉄筋比 PM (%)	コンクリートの最大圧縮力 σ_c (N/mm^2)		必要鉄筋比 PSO (%)
地 下 3 階	R1	117.60	140	4-D38@200 (1.628)	20.5	1.74	0.504	68.6	1710	0.386	4.21	—	0.55
				4-D32@200 (1.134)						—			
	R10 R _C ~ R _J	167.16	180	4-D38@200 (1.266)	33.1	1.98	0.574	125	3350	0.153	3.46	—	0.58
				4-D35@200 (1.063)						—			

注記 * : 上段は鉛直震度上向き、下段は鉛直震度下向き

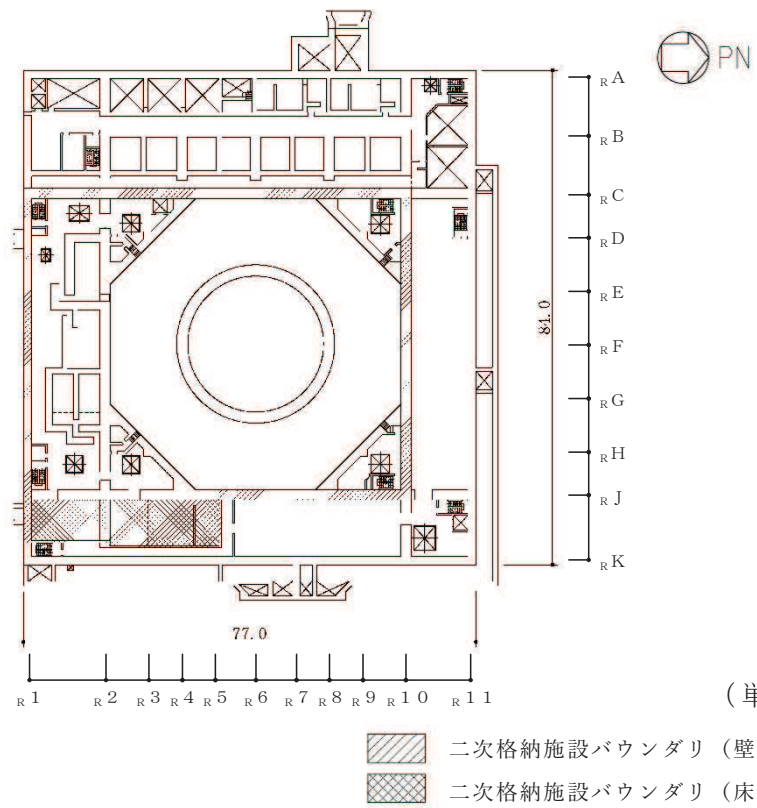


図 3-3 原子炉建屋原子炉棟（二次格納施設）の範囲の平面図
(B2F, 0. P. -0.8m)

表 3-4 耐震壁断面算定表 (NS 方向壁 ウェブ検討)

階	壁位置	断面積 ($\times 10^6 \text{mm}^2$)	壁厚	配筋 上段 下段 筋 筋 ()内はPg : %	せん断力に対する検討		曲げモーメントに対する検討			土圧に対する検討		PQ+PM+PSO Pg		
					せん断力 Q ($\times 10^4 \text{kN}$)	せん断 応力度 τ (N/mm^2)	必要 鉄筋比 PQ (%)	曲 モーメント M ($\times 10^5 \text{kN} \cdot \text{m}$)	軸 力 N* ($\times 10^2 \text{kN}$)	必要 鉄筋比 PM (%)	コンクリート の最大圧縮 力 σ_c (N/mm^2)		必要 鉄筋比 PSO (%)	コンクリート の最大圧縮 力 so σ_c (N/mm^2)
地 下 2 階	R _C	165.18	180	4-D38@200 (1.266)	32.5	1.97	0.571	103	3160	0.238	3.33	—	—	0.64
				4-D35@200 (1.063)	—	—	—	5150	—	—	—	—	—	—
	R _J	155.28	180	4-D38@200 (1.266)	28.6	1.84	0.533	92.6	2540	0.290	3.32	—	—	0.66
				4-D35@200 (1.063)	—	—	—	4150	—	—	—	—	—	—

注記 * : 上段は鉛直震度上向き、下段は鉛直震度下向き

表 3-5 耐震壁断面算定表 (EW 方向壁 ウェブ検討)

階	壁位置	断面積 ($\times 10^6 \text{mm}^2$)	壁厚	配筋 上段 下段 筋 筋 ()内はPg : %	せん断力に対する検討		曲げモーメントに対する検討			土圧に対する検討		PQ+PM+PSO Pg		
					せん断力 Q ($\times 10^4 \text{kN}$)	せん断 応力度 τ (N/mm^2)	必要 鉄筋比 PQ (%)	曲 モーメント M ($\times 10^5 \text{kN} \cdot \text{m}$)	軸 力 N* ($\times 10^2 \text{kN}$)	必要 鉄筋比 PM (%)	コンクリート の最大圧縮 力 σ_c (N/mm^2)		必要 鉄筋比 PSO (%)	コンクリート の最大圧縮 力 so σ_c (N/mm^2)
地 下 2 階	R _I	114.80	140	2-D38@200 (1.381)	18.2	1.59	0.461	55.0	1320	0.319	3.36	—	—	0.57
				2-D32@200	—	—	—	2150	—	—	—	—	—	—
	R _A ~ R _K	170.04	180	4-D38@200 (1.266)	29.2	1.72	0.499	104	2650	0.332	3.43	—	—	0.66
				4-D35@200 (1.063)	—	—	—	4320	—	—	—	—	—	—

注記 * : 上段は鉛直震度上向き、下段は鉛直震度下向き

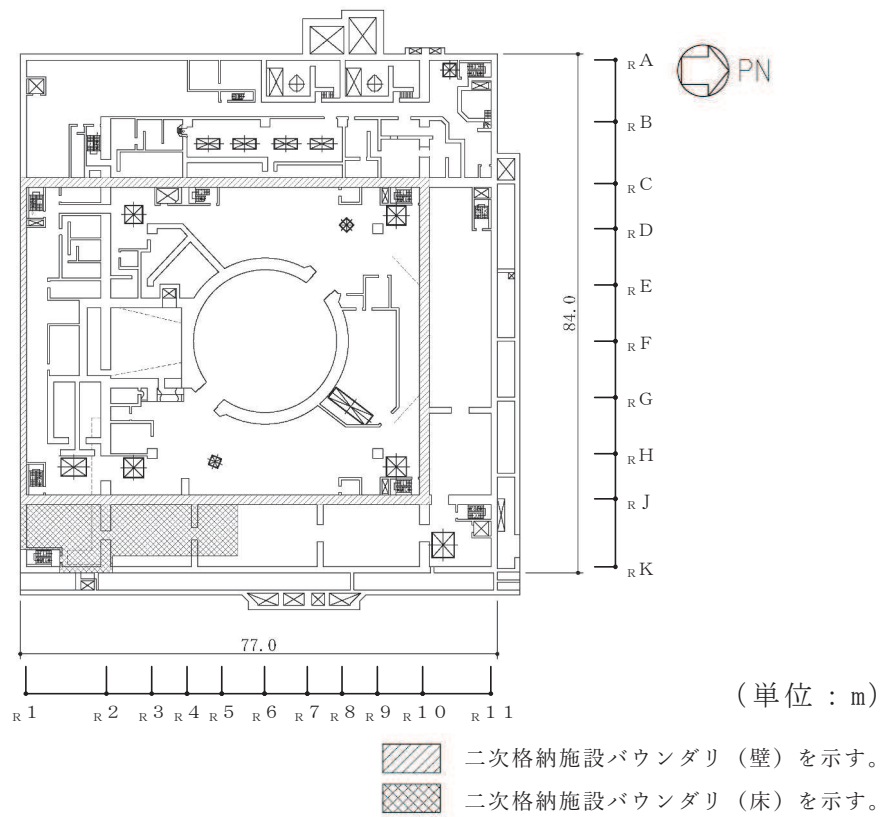


図 3-4 原子炉建屋原子炉棟（二次格納施設）の範囲の平面図
 (B1F, O.P. 6.0m)

表 3-6 耐震壁断面算定表 (NS 方向壁 ウェブ検討)

階	壁位置	断面積 ($\times 10^6 \text{ mm}^2$)	壁厚 ($\times 10 \text{ mm}$)	配筋 上段 下段 内はPg : %	せん断力に対する検討			曲げモーメントに対する検討				土圧に対する検討			PQ+PM+PSO Pg
					せん断力 Q ($\times 10^4 \text{ kN}$)	せん断 応力度 τ (N/mm^2)	必要 鉄筋比 PQ (%)	曲 モーメント M ($\times 10^5 \text{ kN} \cdot \text{m}$)	軸 力 N* ($\times 10^2 \text{ kN}$)	必 要 鉄筋比 PM (%)	コンク リ ー ト の 最 大 圧 縮 力 σ_c (N/mm^2)	必 要 鉄筋比 PSO (%)	コンク リ ー ト の 最 大 圧 縮 力 $\sigma_{so,c}$ (N/mm^2)		
					せん断力 に対する 検討	せん断 力 に対する 検討	せん断 力 に対する 検討	曲 げ モー メント に対する 検討	軸 力 に対する 検討	曲 げ モー メント に対する 検討	曲 げ モー メント に対する 検討	土 圧 に対する 検討	土 圧 に対する 検討		
地 下 1 階	rC	123.20	160	()内はPg : % 2-D38@200 (1.310) 2-D35@200 2-D35@200 (1.094) 2-D32@200	27.8	2.26	0.655	79.1	2250	0.247	3.58	—	—	0.69	
					24.8	2.09	0.606	71.0	1650	0.338	3.47	—	—	0.73	
					—	—	—	—	3840	—	—	—	—	—	0.60
					—	—	—	—	2810	—	—	—	—	—	0.56

注記 * : 上段は鉛直震度上向き、下段は鉛直震度下向き

表 3-7 耐震壁断面算定表 (EW 方向壁 ウェブ検討)

階	壁位置	断面積 ($\times 10^6 \text{ mm}^2$)	壁厚 ($\times 10 \text{ mm}$)	配筋 上段 下段 内はPg : %	せん断力に対する検討			曲げモーメントに対する検討				土圧に対する検討			PQ+PM+PSO Pg
					せん断力 Q ($\times 10^4 \text{ kN}$)	せん断 応力度 τ (N/mm^2)	必要 鉄筋比 PQ (%)	曲 モーメント M ($\times 10^5 \text{ kN} \cdot \text{m}$)	軸 力 N* ($\times 10^2 \text{ kN}$)	必 要 鉄筋比 PM (%)	コンク リ ー ト の 最 大 圧 縮 力 σ_c (N/mm^2)	必 要 鉄筋比 PSO (%)	コンク リ ー ト の 最 大 圧 縮 力 $\sigma_{so,c}$ (N/mm^2)		
					せん断力 に対する 検討	せん断 力 に対する 検討	せん断 力 に対する 検討	曲 げ モー メント に対する 検討	軸 力 に対する 検討	曲 げ モー メント に対する 検討	曲 げ モー メント に対する 検討	土 圧 に対する 検討	土 圧 に対する 検討		
地 下 1 階	r1 rA~ rJ	84.00	100	()内はPg : % 4-D32@200 (1.588) 2-D32@200 (1.191) 2-D32@400	15.2	1.81	0.525	42.0	906	0.183	2.71	—	—	0.45	
					24.6	2.03	0.588	83.3	1790	0.407	3.82	—	—	0.76	
	r10	121.36	160	()内はPg : % 2-D38@200 (1.310) 2-D35@200 (1.094) 2-D32@200	—	—	—	—	1540	—	—	—	—	0.45	
					—	—	—	—	3050	—	—	—	—	—	0.54

注記 * : 上段は鉛直震度上向き、下段は鉛直震度下向き

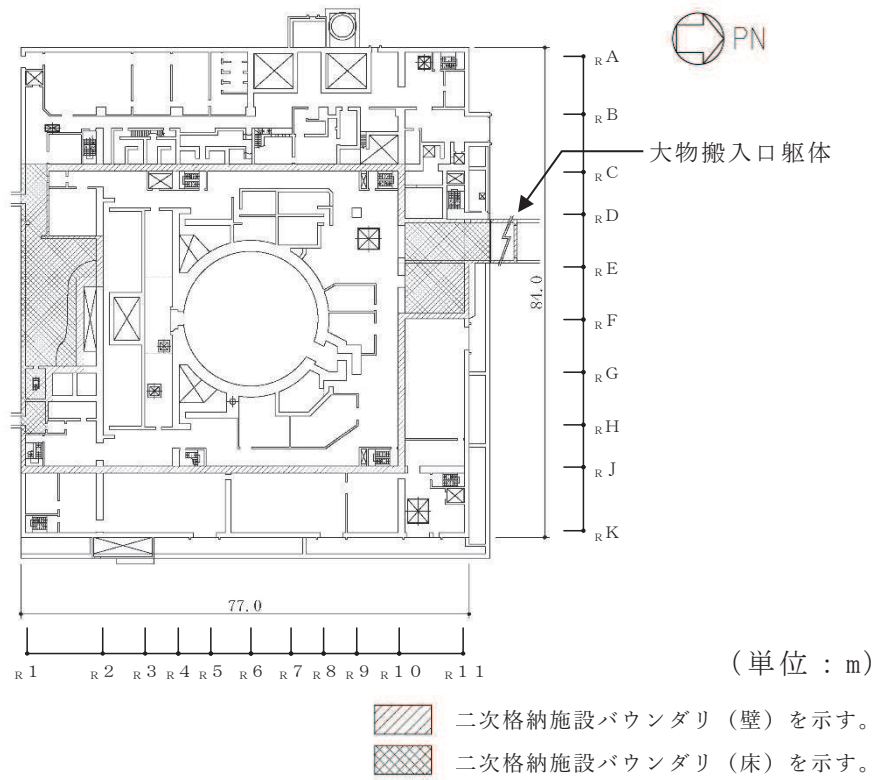


図 3-5 原子炉建屋原子炉棟（二次格納施設）の範囲の平面図
(1F, O.P. 15.0m)

表 3-8 耐震壁断面算定表 (NS 方向壁 ウェブ検討)

階	壁位置	断面積 ($\times 10^6 \text{mm}^2$) ($\times 10 \text{mm}$)	壁厚	配筋 上段 下段 $()$ 内はPg : %	せん断力に対する検討			曲げモーメントに対する検討				土圧に対する検討			PQ+PM+PSO Pg
					せん断力 Q ($\times 10^4 \text{kN}$)	せん断 応力度 τ (N/mm^2)	必要 鉄筋比 PQ (%)	曲 モーメント M ($\times 10^5 \text{kN} \cdot \text{m}$)	軸 力 N* ($\times 10^2 \text{kN}$)	必 要 鉄筋比 PM (%)	コンク リ ー ト の 最 大 圧 縮 力 σ_c (N/mm^2)	必 要 鉄筋比 PSO (%)	コンク リ ー ト の 最 大 圧 縮 力 $\sigma_{so,c}$ (N/mm^2)		
														せん断力 ($\times 10^4 \text{kN}$)	
1 階	rC	85.80	120	4-D32@200 (1.323)	20.7	2.41	0.699	50.1	1280	0.323	3.51	—	—	—	0.78
				4-D29@200 (1.070)				2370	—	—	—	—	—	—	—
1 階	rJ	90.00	120	4-D32@200 (1.323)	18.5	2.06	0.597	44.3	1010	0.271	2.83	—	—	—	0.66
				4-D29@200 (1.070)				1880	—	—	—	—	—	—	—

注記 * : 上段は鉛直震度上向き、下段は鉛直震度下向き

表 3-9 耐震壁断面算定表 (EW 方向壁 ウェブ検討)

階	壁位置	断面積 ($\times 10^6 \text{mm}^2$) ($\times 10 \text{mm}$)	壁厚	配筋 上段 下段 $()$ 内はPg : %	せん断力に対する検討			曲げモーメントに対する検討				土圧に対する検討			PQ+PM+PSO Pg
					せん断力 Q ($\times 10^4 \text{kN}$)	せん断 応力度 τ (N/mm^2)	必要 鉄筋比 PQ (%)	曲 モーメント M ($\times 10^5 \text{kN} \cdot \text{m}$)	軸 力 N* ($\times 10^2 \text{kN}$)	必 要 鉄筋比 PM (%)	コンク リ ー ト の 最 大 圧 縮 力 σ_c (N/mm^2)	必 要 鉄筋比 PSO (%)	コンク リ ー ト の 最 大 圧 縮 力 $\sigma_{so,c}$ (N/mm^2)		
														せん断力 ($\times 10^4 \text{kN}$)	
1 階	r1	57.36	80	2-D35@200 (1.196)	11.2	1.95	0.565	26.3	556	0.288	2.88	—	—	—	0.72
				2-D32@200 (0.992)				1030	—	—	—	—	—	—	—
1 階	r10	79.80	120	4-D32@200 (1.323)	18.0	2.26	0.655	57.6	999	0.442	3.64	—	—	—	0.83
				4-D29@200 (1.070)				1860	—	—	—	—	—	—	—

注記 * : 上段は鉛直震度上向き、下段は鉛直震度下向き

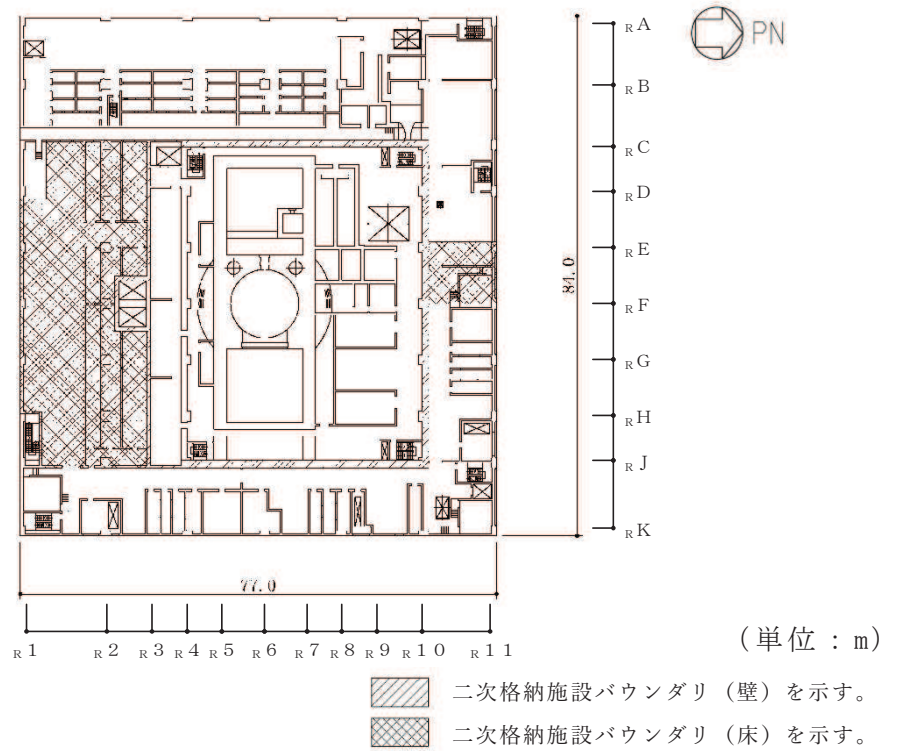


図 3-6 原子炉建屋原子炉棟（二次格納施設）の範囲の平面図
(2F, O.P. 22.5m)

表 3-10 耐震壁断面算定表 (NS 方向壁 ウェブ検討)

階	壁位置	断面積 ($\times 10^6 \text{mm}^2$)	壁厚 ($\times 10 \text{mm}$)	配筋 上段 下段 ()内はPg : %	せん断力に対する検討			曲げモーメントに対する検討				土圧に対する検討			PQ+PM+PSO Pg
					せん断力 ($\times 10^3 \text{kN}$)	せん断 応力度 (N/mm^2)	必要 鉄筋比 (%)	曲 モーメント ($\times 10^5 \text{kN} \cdot \text{m}$)	軸 力 ($\times 10^3 \text{kN}$)	必要 鉄筋比 (%)	コンクリート の最大圧縮 応力 (N/mm^2)	必要 鉄筋比 (%)	コンクリート の最大圧縮 応力 (N/mm^2)	必要 鉄筋比 (%)	
2 階	R _C	59.36	40	2-D25@200 (1.267)	13.4	2.26	0.655	26.6	518	0.428	3.04	—	—	0.86	
				2-D22@200 (0.967)											
	R _J	59.75	40	4-D32@200 (1.323)	12.1	2.03	0.588	24.3	455	0.203	2.91	—	—	0.61	
				4-D29@200 (1.070)											
	R _C	59.36	40	2-D25@200 (1.267)	12.1	2.03	0.588	24.3	455	0.203	2.91	—	—	0.61	
				2-D22@200 (0.967)											
R _J	59.75	40	4-D32@200 (1.323)	12.1	2.03	0.588	24.3	455	0.203	2.91	—	—	0.61		
			4-D29@200 (1.070)												

注記 * : 上段は鉛直震度上向き、下段は鉛直震度下向き

表 3-11 耐震壁断面算定表 (EW 方向壁 ウェブ検討)

階	壁位置	断面積 ($\times 10^6 \text{mm}^2$)	壁厚 ($\times 10 \text{mm}$)	配筋 上段 下段 $()$ 内はPg : %	せん断力に対する検討		曲げモーメントに対する検討			土圧に対する検討		PQ+PM+PSO Pg		
					せん断力 ($\times 10^4 \text{kN}$)	せん断 応力度 τ (N/mm^2)	必要 鉄筋比 PQ (%)	曲 モーメント M ($\times 10^5 \text{kN} \cdot \text{m}$)	軸 力 N* ($\times 10^2 \text{kN}$)	必要 鉄筋比 PM (%)	コンクリート の最大圧縮 力 σ_c (N/mm^2)		必要 鉄筋比 PSO (%)	コンクリート の最大圧縮 力 σ_{sc} (N/mm^2)
2 階	R1	41.00	50	2-D25@200 (1.014)	8.86	2.16	0.626	14.0	189	0.351	2.32	—	—	0.97
				2-D22@200 (0.774)				385	—	—	—	—	—	—
	R10	53.00	100	4-D29@200 (1.284)	12.4	2.34	0.678	32.1	361	0.730	3.97	—	—	1.10
				2-D29@200 2-D29@400 (0.963)				733	—	—	—	—	—	—

注記 * : 上段は鉛直震度上向き、下段は鉛直震度下向き

表 3-12 柱式による断面算定表 (EW 方向壁 2 階_R10)

O. P. (m)		22.5~33.2
壁位置 (通り)		_R 10
壁厚 (mm)		1000
せん断断面積 (m ²)		53.00
配筋	縦筋配筋	4-D29@200
	縦筋設計鉄筋比 P _g (%)	1.284
	横筋配筋	2-D29@200 2-D29@400
	横筋設計鉄筋比 P _g (%)	0.963
せん断に対する検討	せん断力 Q (×10 ⁴ kN)	12.4
	鉄筋応力度 r _s σ _t (N/mm ²)	195
	許容限界 s f _t (N/mm ²)	345
曲げモーメントに対する検討	曲げモーメント M (×10 ⁵ kN·m)	32.1
	軸力 N (×10 ³ kN)	36.1
	鉄筋応力度 rσ _t (N/mm ²)	135
	許容限界 f _t (N/mm ²)	345
σ _t / f _t + sσ _t / s f _t		0.96

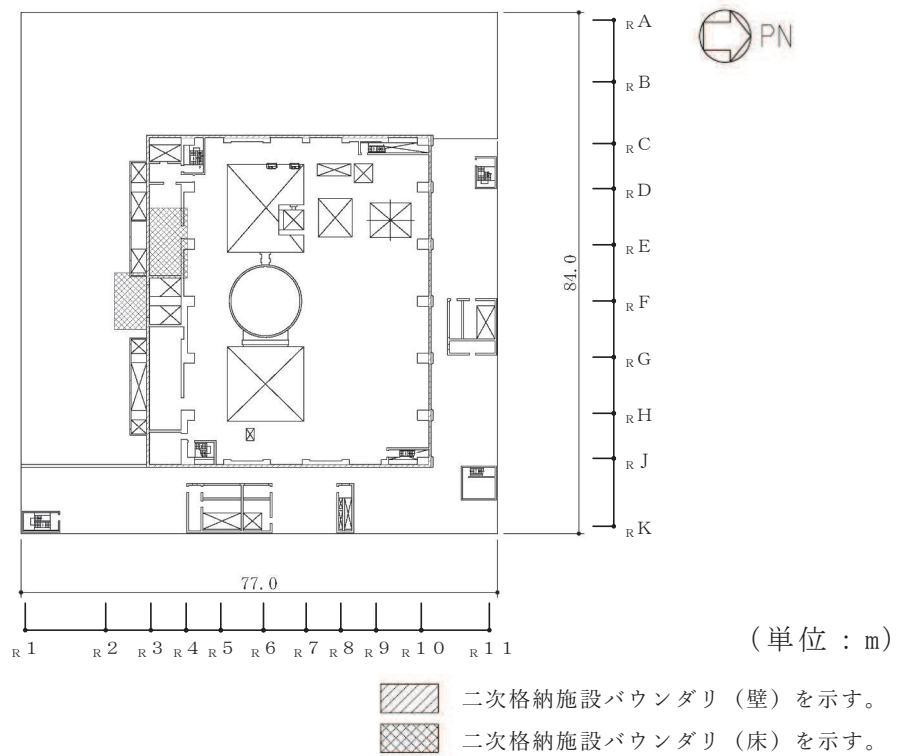


図 3-7 原子炉建屋原子炉棟（二次格納施設）の範囲の平面図
 (3F, O.P. 33.2m)

表 3-13 耐震壁断面算定表 (NS 方向壁 ウェブ検討)

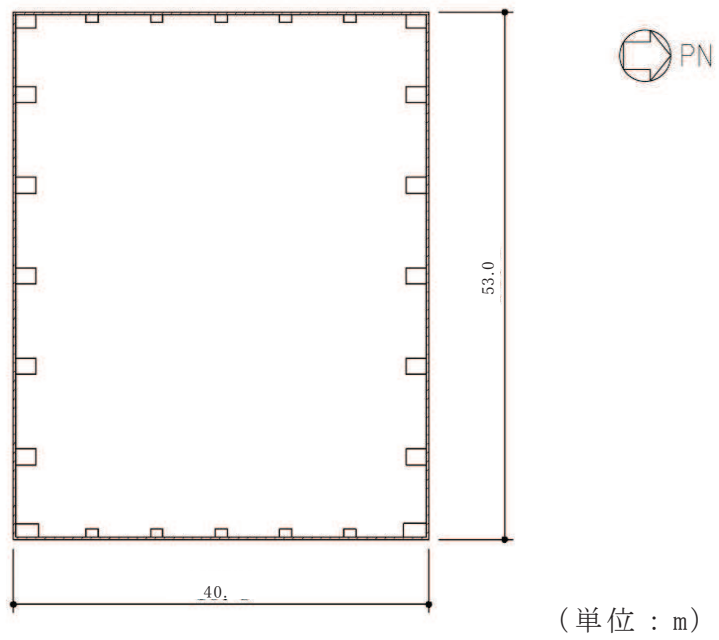
階	壁位置	断面積 ($\times 10^6 \text{mm}^2$)	壁厚	配筋 上段 下段 内はPg : %	せん断力に対する検討		曲げモーメントに対する検討			土圧に対する検討			PQ+PM+PSO Pg	
					せん断力 Q ($\times 10^4 \text{kN}$)	せん断 応力度 τ (N/mm^2)	必要 鉄筋比 PQ (%)	曲 モーメント M ($\times 10^5 \text{kN} \cdot \text{m}$)	軸 力 N* ($\times 10^2 \text{kN}$)	必要 鉄筋比 PM (%)	コンクリート の最大圧縮 力 σ_c (N/mm^2)	必要 鉄筋比 PSO (%)		コンクリート の最大圧縮 力 so σ_c (N/mm^2)
3 階	rC	18.20	40	2-D29@200 (1.605)	2.21	1.21	0.351	5.53	65.4	0.569	2.75	—	—	0.58
				2-D25@200 (1.267)				139	—	—	—	—	—	—
	rJ	18.20	40	2-D29@200 (1.605)	2.30	1.26	0.365	6.25	66.4	0.580	2.76	—	—	0.59
				2-D25@200 (1.267)				141	—	—	—	—	—	—

注記 * : 上段は鉛直震度上向き、下段は鉛直震度下向き

表 3-14 耐震壁断面算定表 (EW 方向壁 ウェブ検討)

階	壁位置	断面積 ($\times 10^6 \text{mm}^2$)	壁厚	配筋 上段 下段 内はPg : %	せん断力に対する検討		曲げモーメントに対する検討			土圧に対する検討			PQ+PM+PSO Pg	
					せん断力 Q ($\times 10^4 \text{kN}$)	せん断 応力度 τ (N/mm^2)	必要 鉄筋比 PQ (%)	曲 モーメント M ($\times 10^5 \text{kN} \cdot \text{m}$)	軸 力 N* ($\times 10^2 \text{kN}$)	必要 鉄筋比 PM (%)	コンクリート の最大圧縮 力 σ_c (N/mm^2)	必要 鉄筋比 PSO (%)		コンクリート の最大圧縮 力 so σ_c (N/mm^2)
3 階	r4	17.37	45	2-D25@200 (1.126)	2.75	1.58	0.458	6.73	72.0	0.382	2.08	—	—	0.75
				2-D22@200 (0.860)				153	—	—	—	—	—	—
	r10	21.20	40	2-D25@200 (1.267)	4.65	2.19	0.635	7.15	70.7	0.455	2.34	—	—	0.87
				2-D22@200 (0.967)				150	—	—	—	—	—	—

注記 * : 上段は鉛直震度上向き、下段は鉛直震度下向き





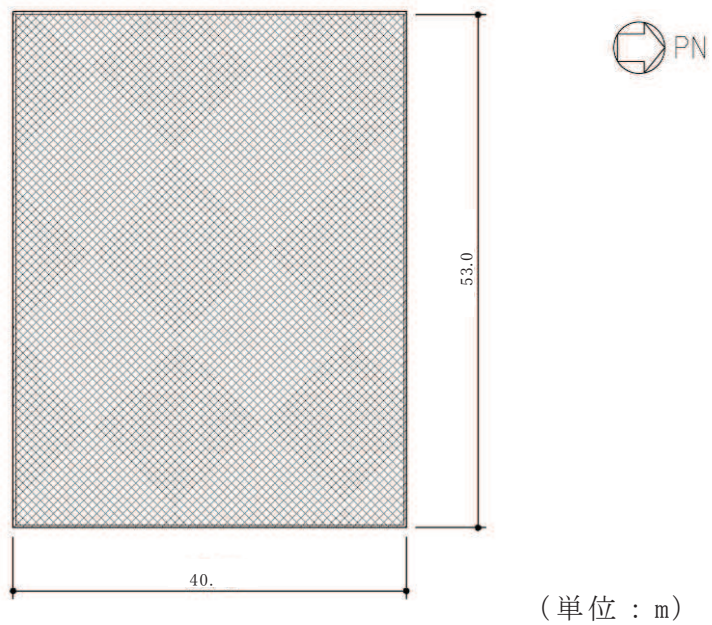
-  二次格納施設バウンダリ（壁）を示す。
-  二次格納施設バウンダリ（床）を示す。

図 3-8 原子炉建屋原子炉棟（二次格納施設）の範囲の平面図
(CRF, O.P. 41.2m)





-  二次格納施設バウンダリ（壁）を示す。
-  二次格納施設バウンダリ（床）を示す。

図 3-9 原子炉建屋原子炉棟（二次格納施設）の範囲の平面図
(RF, O.P. 50.5m)

表 3-15(1) 耐震壁の検定値一覧(1/2)

(a) NS 方向

階	壁位置		検定値	
			タテ筋	ヨコ筋
3 階	R C		0.58	0.30
	R J		0.59	0.31
2 階	R C	R 1 ~ R 4	0.86	0.68
		R 4 ~ R 1 0	0.65	0.62
	R J	R 1 ~ R 4	0.82	0.61
		R 4 ~ R 1 0	0.60	0.55
1 階	R C		0.78	0.66
	R J		0.66	0.56
地下 1 階	R C		0.69	0.60
	R J		0.73	0.56
地下 2 階	R C	R 1 ~ R 1 1	0.64	0.54
	R J	R 1 ~ R 1 1	0.66	0.51
地下 3 階	R C	R 1 ~ R 2	0.64	0.64
		R 2 ~ R 1 0	0.59	0.64
	R J	R 1 ~ R 2	0.61	0.55
		R 2 ~ R 1 0	0.57	0.55

表 3-15(2) 耐震壁の検定値一覧(2/2)

(b) EW 方向

階	壁位置		検定値	
			タテ筋	ヨコ筋
3 階	R 4		0.75	0.54
	R 1 0		0.87	0.66
2 階	R 1		0.97	0.81
	R 1 0		1.10 (0.96*)	0.71
1 階	R 1		0.72	0.57
	R 1 0		0.83	0.62
地下 1 階	R 1	R A ~ R J	0.45	0.45
	R 1 0		0.76	0.54
地下 2 階	R 1		0.57	0.41
	R 1 0	R A ~ R K	0.66	0.47
地下 3 階	R 1		0.55	0.45
	R 1 0	R C ~ R J	0.58	0.54

注記* : 柱式による評価結果を示す。

別紙 5 剛性低下を考慮した影響検討

目 次

1. 検討概要	別紙 5- 1
2. 建屋剛性の設定	別紙 5- 4
3. 入力地震動	別紙 5- 7
4. 固有値解析結果	別紙 5-10
5. 検討結果	別紙 5-14

1. 検討概要

3.11 地震に対する原子炉建屋の質点系モデルを用いたシミュレーション解析では、耐震壁の初期剛性を低下させることにより観測記録との整合性が図られている。これを踏まえ、平成 23 年（2011 年）東北地方太平洋沖地震等の地震やコンクリートの乾燥収縮によるひび割れ等に伴う初期剛性の低下については、観測記録や試験データなどから適切に地震応答解析モデルへ反映し、保守性を確認した上で適用することとし、地震応答解析モデルの耐震壁の初期剛性を低減している（以下「基本ケースの初期剛性」という。）。

一方、地震応答解析の不確かさケースのうち、建屋剛性の不確かさについて、水平方向については、基準地震動 S_s 入力後の建屋全体の平均的な剛性低下を全ての基準地震動 S_s について評価し、最も剛性低下するケースの低下後の剛性を初期剛性の不確かさとして考慮することとしている（以下「不確かさケースの初期剛性」という。）。

添付書類「VI-2-9-3-1 原子炉建屋原子炉棟（二次格納施設）の耐震性についての計算書」における屋根トラスの地震応答解析では、解析モデルにおいてモデル化した耐震壁の剛性については、基本ケースの初期剛性として評価を行っている（以下「工認ケース」という。）。ここでは、剛性低下を考慮した影響検討として、不確かさケースの初期剛性にに基づき評価を実施する（以下「影響検討ケース」という。）。

影響検討ケースにおける屋根スラブの剛性については、添付書類「VI-2-9-3-1 原子炉建屋原子炉棟（二次格納施設）の耐震性についての計算書」における屋根トラスの地震応答解析のうち屋根スラブの応答結果を踏まえて剛性低下量を設定する。

地震応答解析モデルの概要を図 1-1 に、部材断面を表 1-1、図 1-2 に示す。

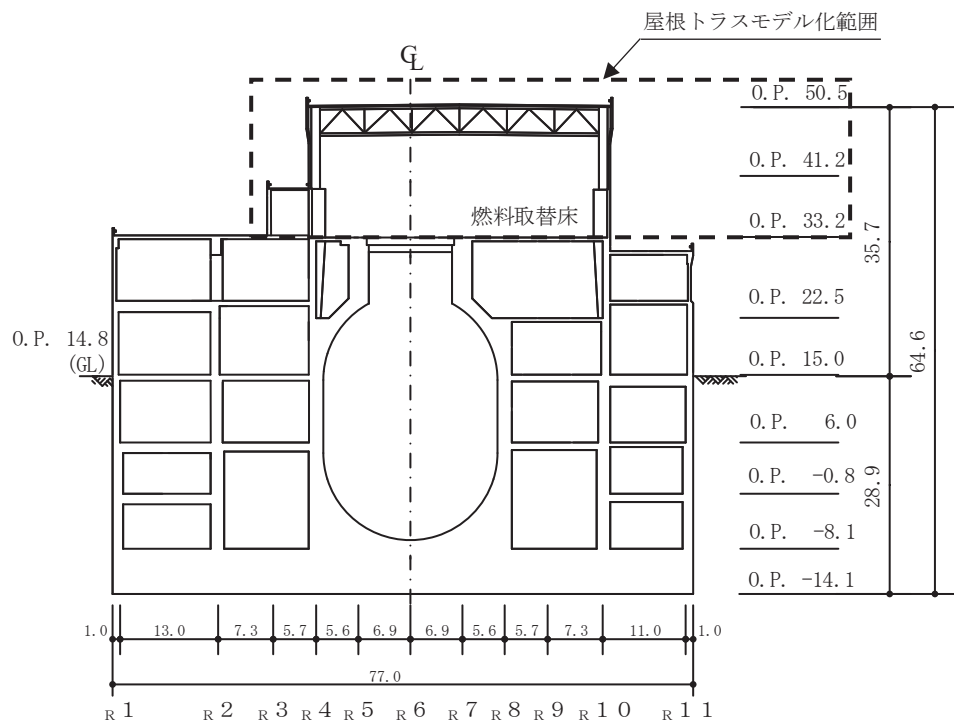
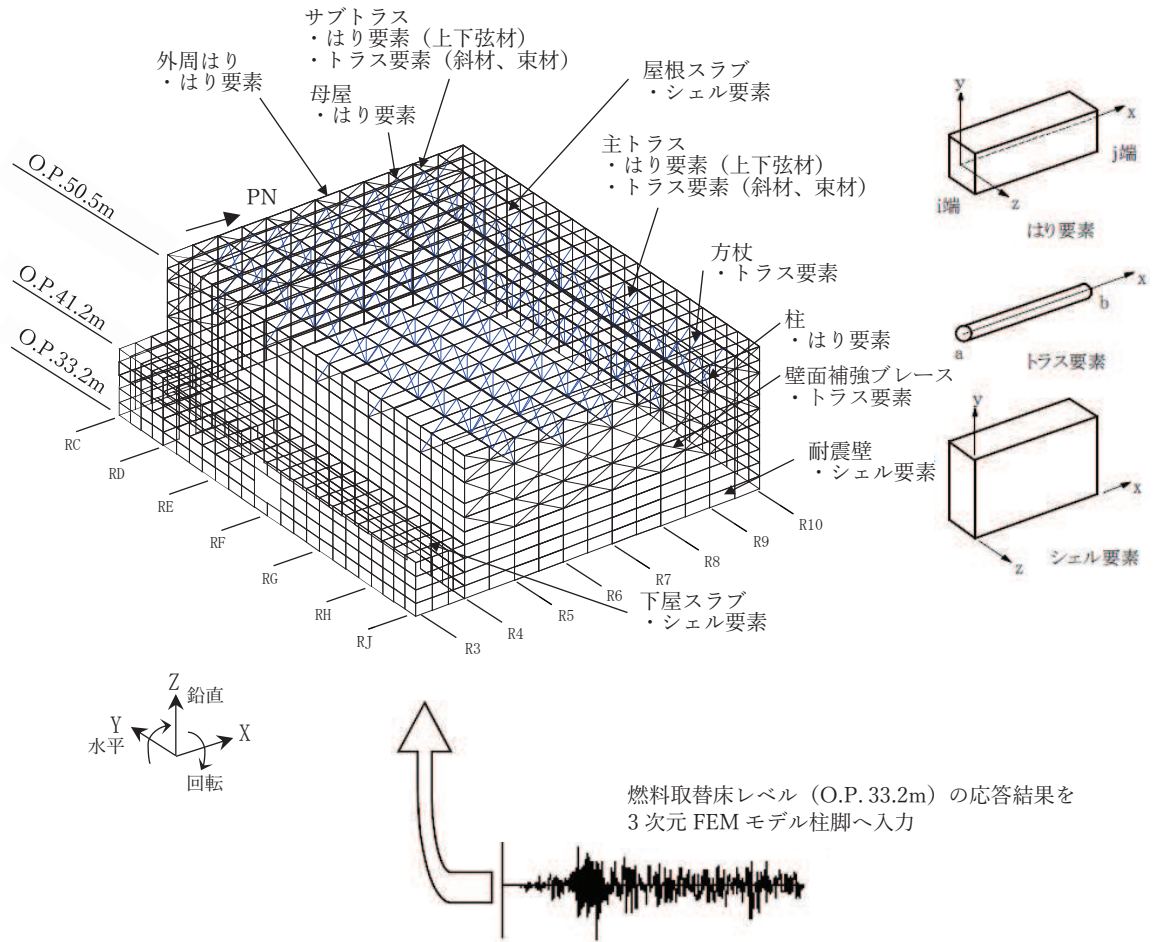


図 1-1 解析モデルの概要

表 1-1 部材リスト

部位		使用部材	材質	断面積 ($\times 10^2 \text{mm}^2$)	断面二次 モーメント ($\times 10^4 \text{mm}^4$)
主トラス	上弦材	H-350×350×12×19	SM50A (SM490A相当)	173.9	40300
	下弦材	H-350×350×12×19	SM50A (SM490A相当)	173.9	40300
	斜材	2CTs-175×350×12×19 2CTs-150×300×10×15	SM50A (SM490A相当)	173.9 119.8	—
	束材	2CTs-100×200×8×12	SM50A (SM490A相当)	63.54	—
サブ トラス	上弦材	H-250×250×9×14	SS41 (SS400相当)	92.18	10800
	下弦材	(d1) PL-19×601+PL-25×550 +2PLs-16×344	SN490B	361.8	94790
		(d2) PL-19×601+PL-25×550 +2PLs-19×344 (図2-2参照)		382.4	96860
		(d3) CT-170×250×9×14 +BT-280×250×9×12 +2PLs-16×350 (図2-2参照)	SS41 (SS400相当) SN400B	216.9	48830
	斜材	2Ls-130×130×9 +2Ls-150×90×12	SS41 (SS400相当)	100.2	—
		2Ls-130×130×9 +2Ls-150×150×15		131.0	
2Ls-130×130×9 +2Ls-250×90×12×16		SS400	131.4		
2Ls-90×90×10 +2Ls-250×90×10×15		108.9			
2Ls-90×90×10 +2Ls-300×90×11×16		126.4			
束材	4Ls-90×90×6	SS400	42.20	—	
母屋	上弦面	H-390×300×10×16	SS41 (SS400相当)	136.0	38700
方杖	—	2Ls-130×130×9 2Ls-90×90×10	SS400	45.48 34.00	—

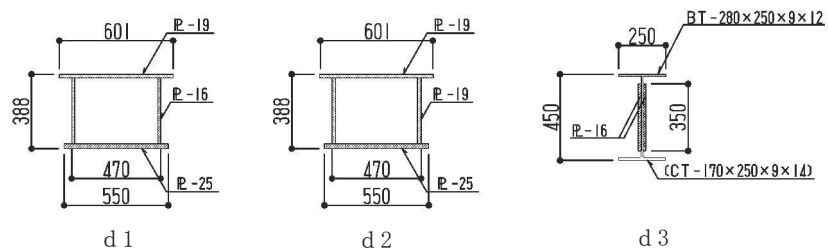


図 1-2 サブトラス下弦材断面

2. 建屋剛性の設定

影響検討ケースのコンクリートの物性値を表 2-1 に、工認ケースのコンクリートの物性値を表 2-2 に示す。

表 2-1 コンクリートの物性値（影響検討ケース）

部位		ヤング係数 E (N/mm ²)	せん断 弾性係数 G (N/mm ²)	剛性補正係数
既設部	屋根スラブ	1.64×10^4	7.02×10^3	0.62
	NS 方向壁	6.09×10^3	2.62×10^3	0.23
	EW 方向壁	1.03×10^4	4.44×10^3	0.39
追設耐震壁		1.97×10^4	8.19×10^3	0.78

表 2-2 コンクリートの物性値（工認ケース）

部位		ヤング係数 E (N/mm ²)	せん断 弾性係数 G (N/mm ²)	剛性補正係数
既設部	屋根スラブ	2.65×10^4	1.14×10^4	—
	NS 方向壁	7.94×10^3	3.41×10^3	0.30
	EW 方向壁	1.32×10^4	5.69×10^3	0.50
追設耐震壁		2.52×10^4	1.05×10^4	—

影響検討ケースの屋根スラブの剛性は、図 2-1 に示すように、工認ケースの屋根トラスの地震応答解析により得られた屋根スラブの面内せん断応力度 τ とせん断ひずみ γ から求まる三角形の面積 E_0 が、屋根スラブの面内せん断応力度—せん断ひずみ関係をトリリニア型のスケルトンカーブに設定した場合に得られる黒斜線部分 (E_1) と等しくなる τ_0 、 γ_0 を算定し、原点と結ぶ直線の勾配とする。

工認ケースの屋根スラブの面内せん断応力度は、屋根トラスの地震応答解析により屋根スラブに発生するせん断応力をスラブのメッシュサイズで重みづけした平均値とし、表 2-1 に示すケース 2 で、最大の面内せん断応力度を採用する。

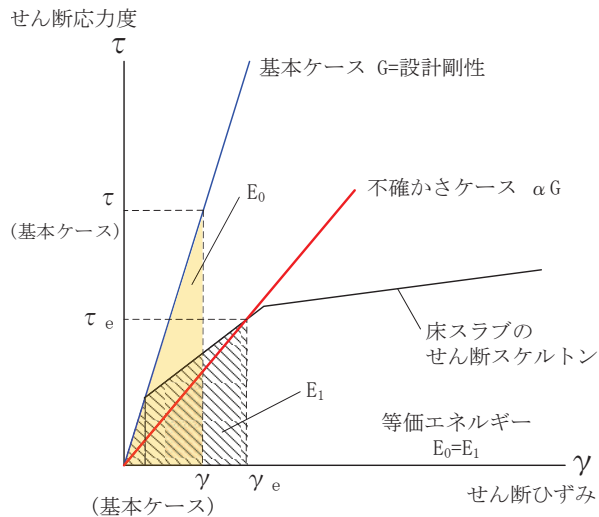


図 2-1 屋根スラブの影響検討ケースにおける剛性の設定方法

屋根スラブの面内せん断応力度－せん断ひずみ関係は、「J E A G 4 6 0 1-1991 追補版」によるものとし、以下とする。

$$\begin{array}{l}
 \text{第 1 折点} \left\{ \begin{array}{l} \tau_1 = \sqrt{0.31\sqrt{F_c}(0.31\sqrt{F_c} + \sigma_v)} \\ \gamma_1 = \tau_1/G \end{array} \right. \\
 \text{第 2 折点} \left\{ \begin{array}{l} \tau_2 = 1.35\tau_1 \\ \gamma_2 = 3\gamma_1 \end{array} \right. \\
 \text{終局点} \left\{ \begin{array}{l} \tau_3 = \left(1 - \frac{\tau_s}{1.4\sqrt{F_c}}\right)\tau_0 + \tau_s \quad \tau_s \leq 1.4\sqrt{F_c} \\ \quad = 1.4\sqrt{F_c} \quad \tau_s > 1.4\sqrt{F_c} \\ \gamma_3 = 4.00 \times 10^{-4} \end{array} \right.
 \end{array}$$

$$\tau_0 = (0.94 - 0.56M/(QD))\sqrt{F_c}$$

ただし、 $M/(QD) > 1$ のとき $M/(QD) = 1$

$$\tau_s = (P_V + P_H)_s \sigma_y / 2 + (\sigma_V + \sigma_H) / 2$$

ここに、

F_c : コンクリートの圧縮強度 (=32.4 N/mm²)

G : コンクリートのせん断弾性係数 (=1.14×10⁴ N/mm²)

P_V, P_H : 縦, 横筋比 (実数)

σ_V, σ_H : 縦, 横軸応力度 (N/mm²) で「0」(ゼロ)とする

$_s \sigma_y$: 鉄筋降伏応力度 (=345×1.1=379 N/mm²)

$M/(QD)$: シアスパン比 ($0 < M/(QD) \leq 1$)

安全側に τ_3 が最小となるよう $M/(QD) = 1$ とする。

D : 引張・圧縮フランジの芯々間距離 (mm)

工認ケースでは

$$\tau = 2.99 \text{ N/mm}^2$$

$$\gamma = 0.262 \times 10^{-3}$$

となることから、図 2-1 の三角形の面積 E_0 と等価になるせん断スケルトンカーブ上のせん断応力度 τ_e 、せん断ひずみ γ_e は

$$\tau_e = 2.03 \text{ N/mm}^2$$

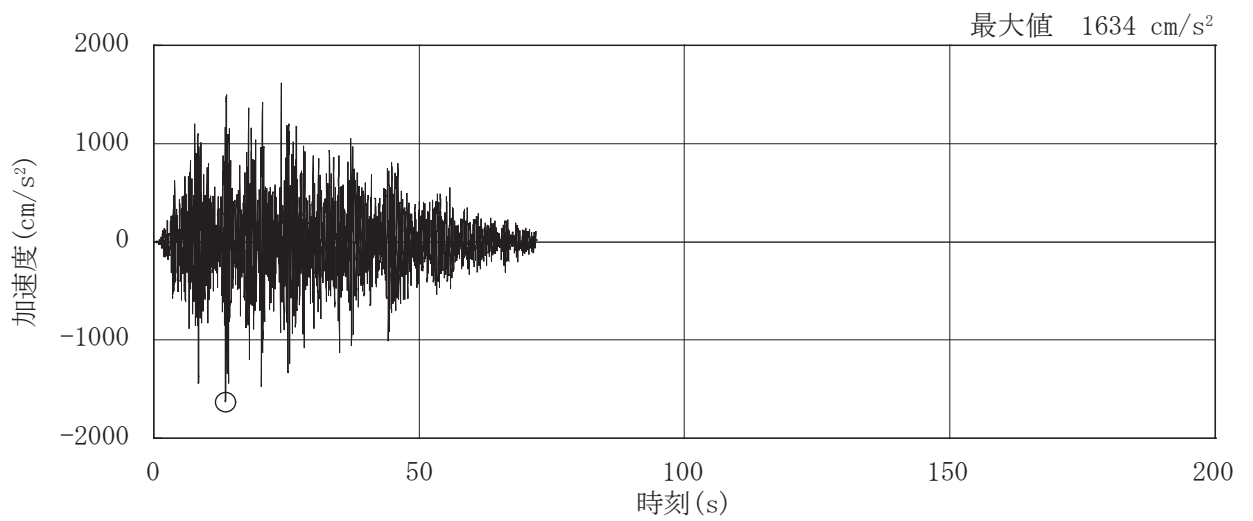
$$\gamma_e = 0.289 \times 10^{-3}$$

となり、影響検討ケースのせん断弾性係数 $G = 7.02 \times 10^3 \text{ (N/mm}^2)$ 、剛性補正係数は 0.62 となる。

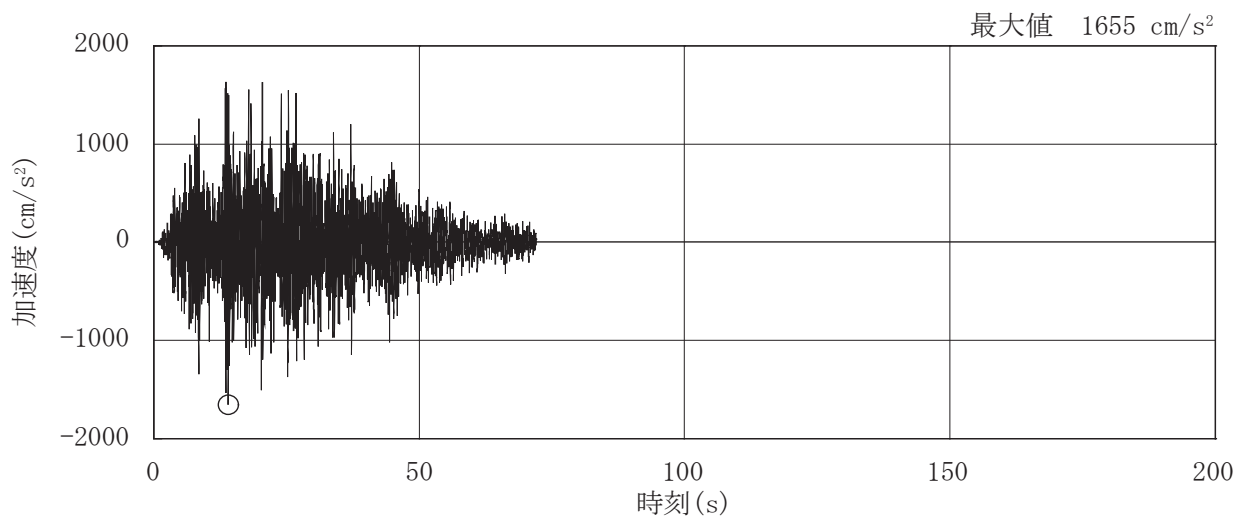
3. 入力地震動

入力地震動は、添付書類「VI-2-2-1 原子炉建屋の地震応答計算書」に示す原子炉建屋全体の地震応答解析から得られる燃料取替床レベル（3F, O.P. 33.2m）の時刻歴応答加速度のうち、基準地震動 $S_s - D 2$ ，ケース 5（建屋剛性の不確かさを考慮，地盤物性 + σ ）とする。

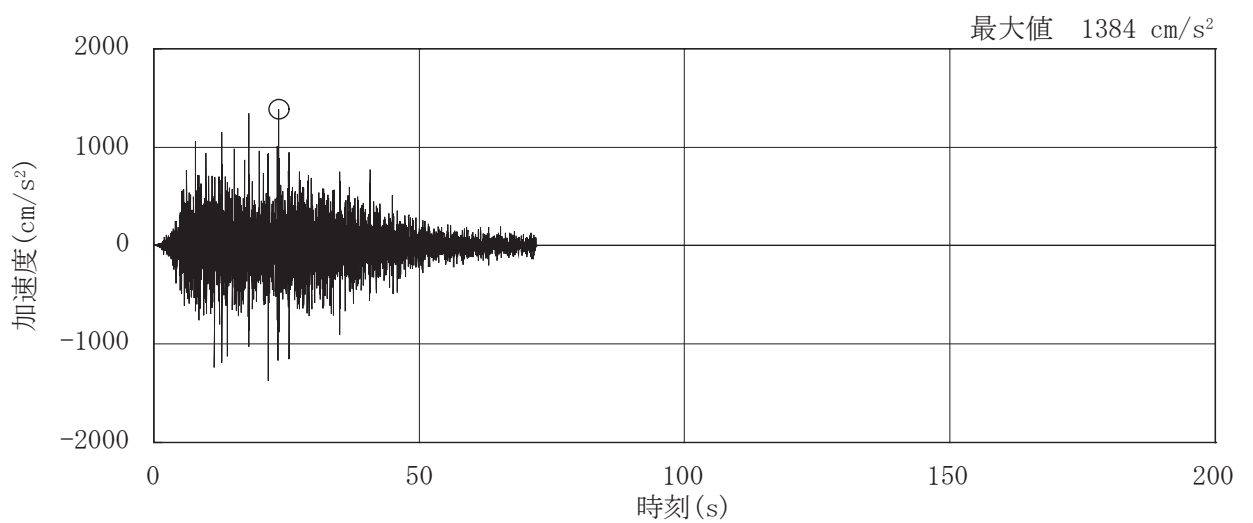
図 3-1 及び図 3-2 に燃料取替床レベル（3F, O.P. 33.2m）の水平成分，鉛直成分及び回転成分の加速度時刻歴波形を示す。



(a) NS 方向

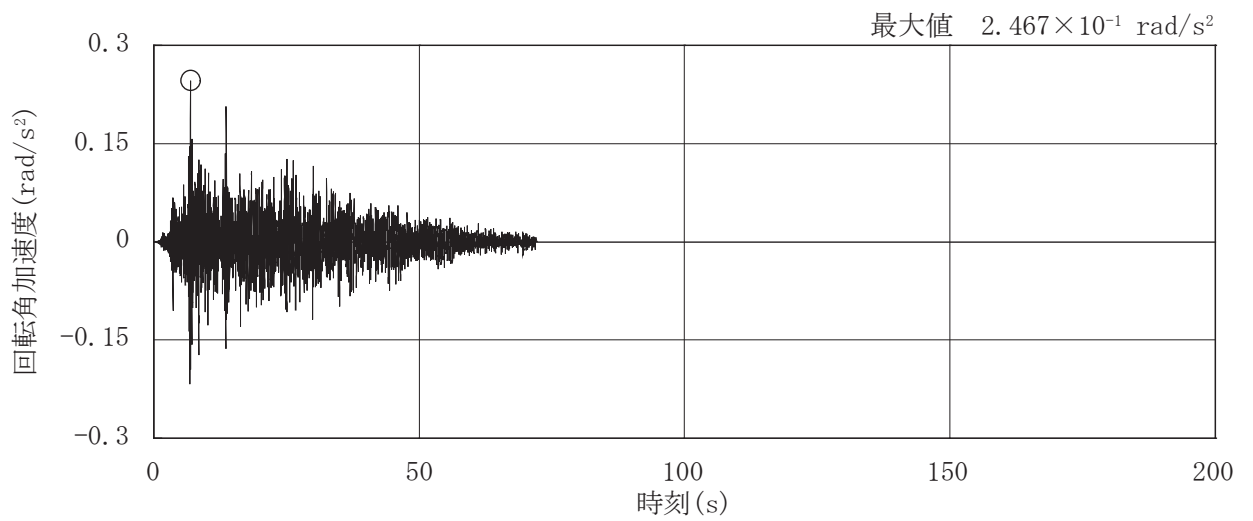


(b) EW 方向

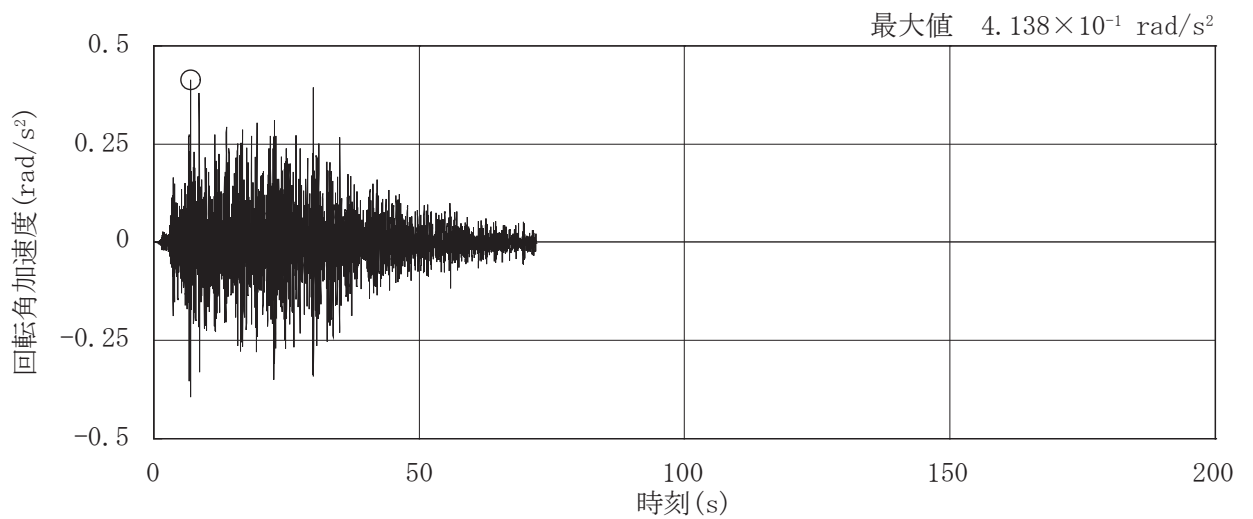


(c) UD 方向

図 3-1 燃料取替床レベル (3F, 0.P. 33.2m) の加速度時刻歴波形
(S s - D 2, ケース 5, 水平, 鉛直成分)



(a) NS 方向



(b) EW 方向

図 3-2 燃料取替床レベル (3F, O.P. 33.2m) の加速度時刻歴波形
(S s - D 2, ケース 5, 回転成分)

4. 固有値解析結果

影響検討ケースと工認ケースの屋根トラスの固有値解析結果を比較して、表 4-1 及び表 4-2 に示す。また、ケース 5 の代表的な固有モード図を図 4-1 に示す。

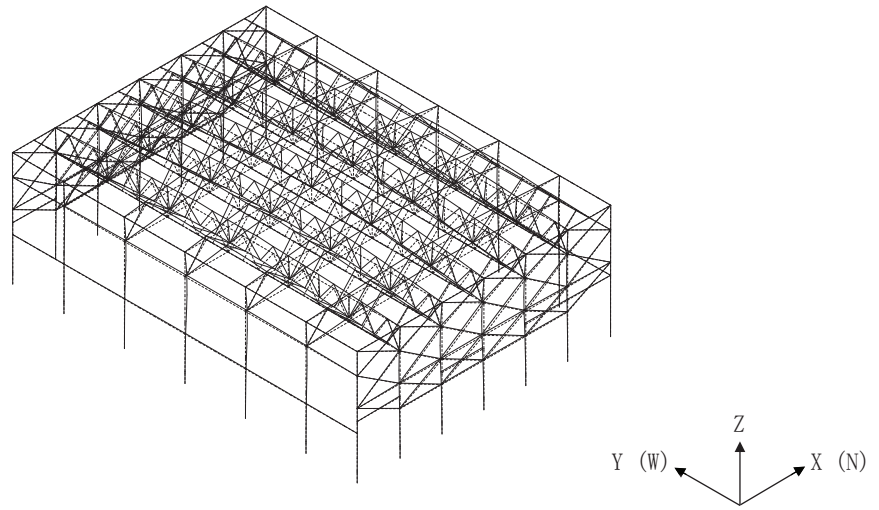
工認ケースに対して、影響検討ケースの固有振動数は、鉛直方向で 2%、NS 方向で 11%、EW 方向で 4%低振動数側にシフトした。

表 4-1 固有値解析結果（影響検討ケース）

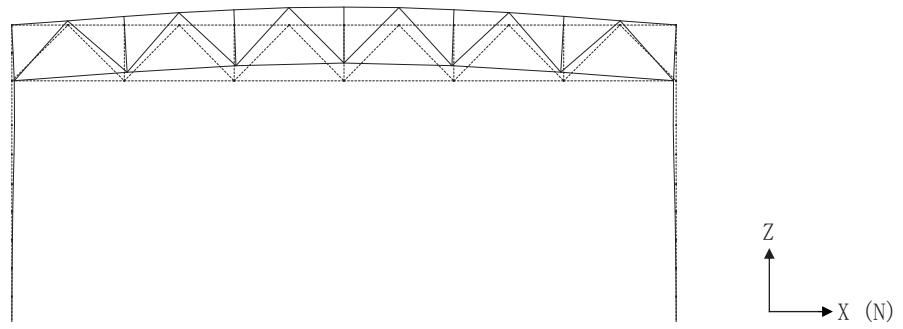
次数	振動数 (Hz)	周期 (s)	刺激係数			備考
			水平方向 (NS)	水平方向 (EW)	鉛直方向 (UD)	
1	3.53	0.283	0.012	0.006	1.564	鉛直方向1次
2	5.04	0.198	0.064	-0.092	0.004	
3	5.42	0.184	0.768	0.018	0.028	
4	5.71	0.175	-0.218	0.345	0.031	
5	5.90	0.170	0.597	1.840	-0.008	EW方向1次
6	5.94	0.168	4.844	0.056	0.055	NS方向1次
7	6.02	0.166	-0.455	1.884	-0.028	
8	6.24	0.160	-0.037	-0.199	-0.157	
9	6.31	0.159	-0.568	-0.524	-0.023	
10	6.36	0.157	0.082	0.630	0.034	

表 4-2 固有値解析結果（工認ケース）

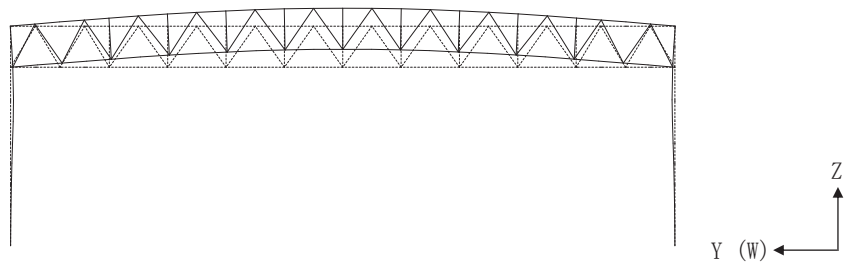
次数	振動数 (Hz)	周期 (s)	刺激係数			備考
			水平方向 (NS)	水平方向 (EW)	鉛直方向 (UD)	
1	3.60	0.278	0.011	0.005	1.567	鉛直方向1次
2	5.65	0.177	0.101	-0.148	0.005	
3	6.07	0.165	0.953	-0.008	0.028	
4	6.16	0.162	-0.055	-1.527	0.012	EW方向1次
5	6.40	0.156	-0.150	-0.366	-0.051	
6	6.43	0.156	-0.096	-0.023	0.151	
7	6.58	0.152	0.458	-1.190	-0.016	
8	6.61	0.151	-1.606	-0.733	-0.042	
9	6.64	0.151	-3.310	0.227	-0.036	NS方向1次
10	6.71	0.149	-1.515	-0.121	-0.019	



(a) 鳥瞰図

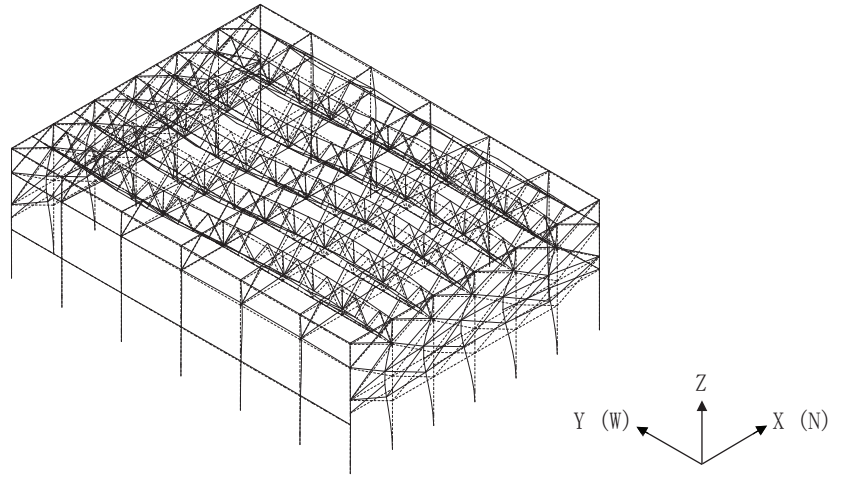


(b) XZ 面

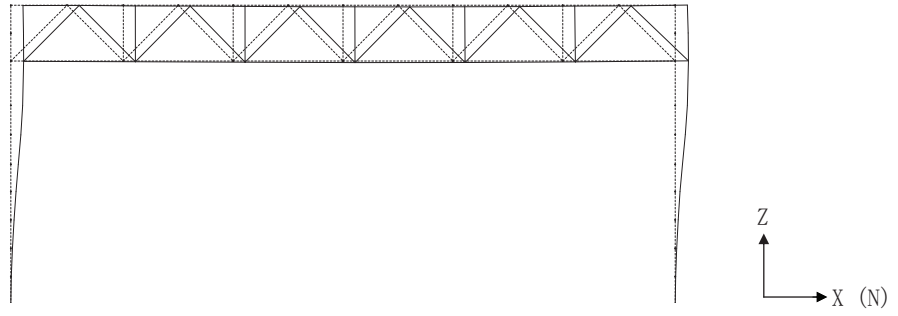


(c) YZ 面

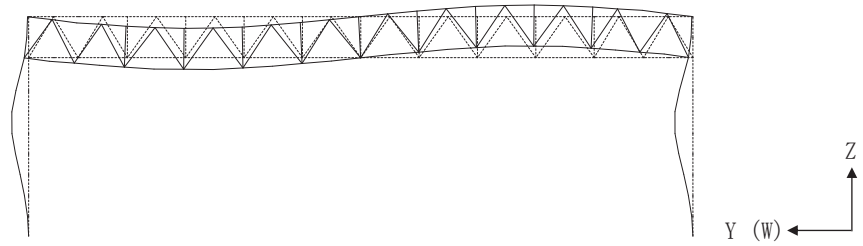
図 4-1(1) 固有モード図
(鉛直方向 1 次 (影響検討ケース))



(a) 鳥瞰図

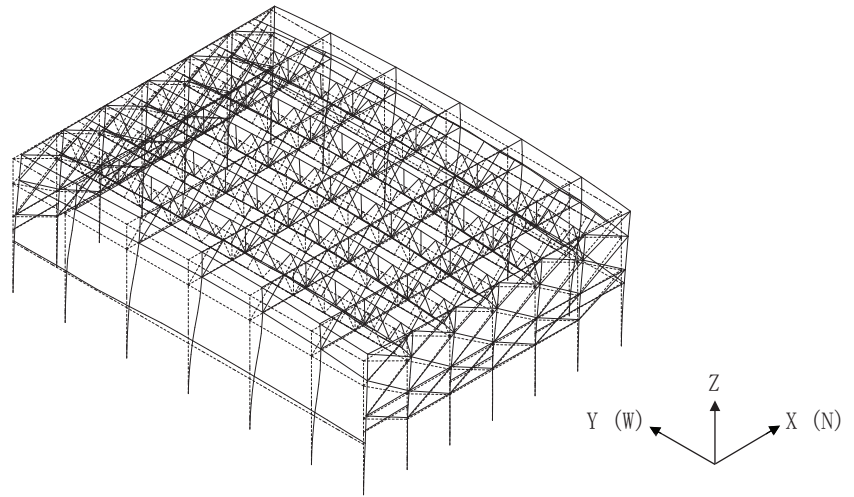


(b) XZ 面

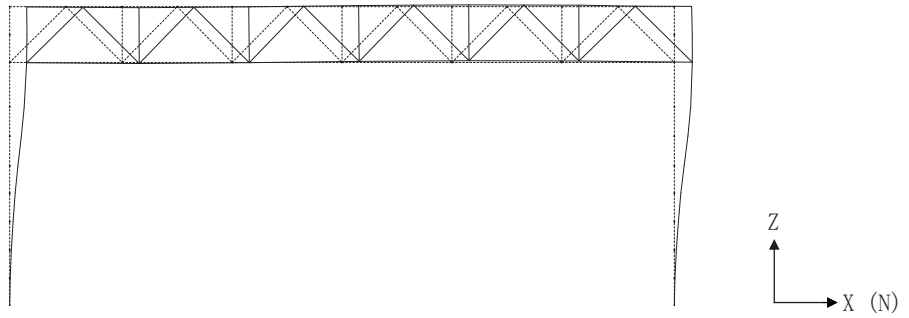


(c) YZ 面

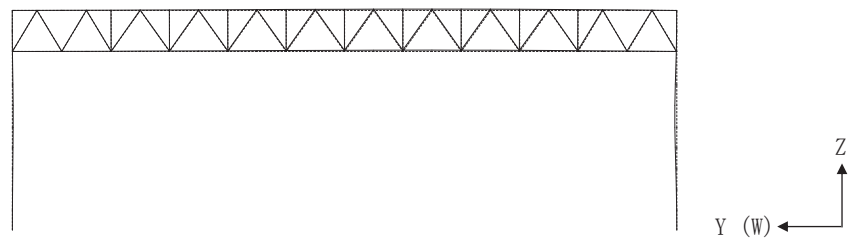
図 4-1(2) 固有モード図
(EW 方向 1 次 (影響検討ケース))



(a) 鳥瞰図



(b) XZ 面



(c) YZ 面

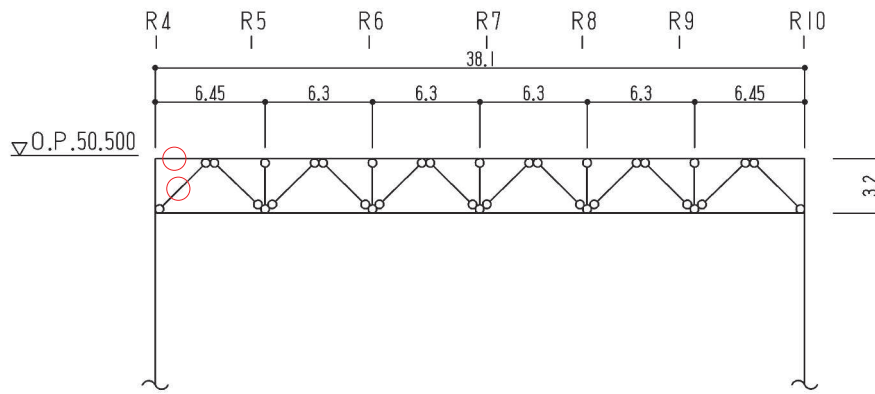
図 4-1(3) 固有モード図
(NS 方向 1 次 (影響検討ケース))

5. 検討結果

影響検討ケースの地震応答解析結果から各部材の断面の評価を実施した。なお、断面の評価方法については、添付書類「VI-2-9-3-1 原子炉建屋原子炉棟（二次格納施設）の耐震性についての計算書」で示した方法と同じである。

評価対象箇所は、各部材の検定値が最も大きい箇所とする。評価対象箇所を図 5-1～図 5-4 に示す。また、断面算定結果を工認ケースの結果と合わせて表 5-1～表 5-4 に示す。

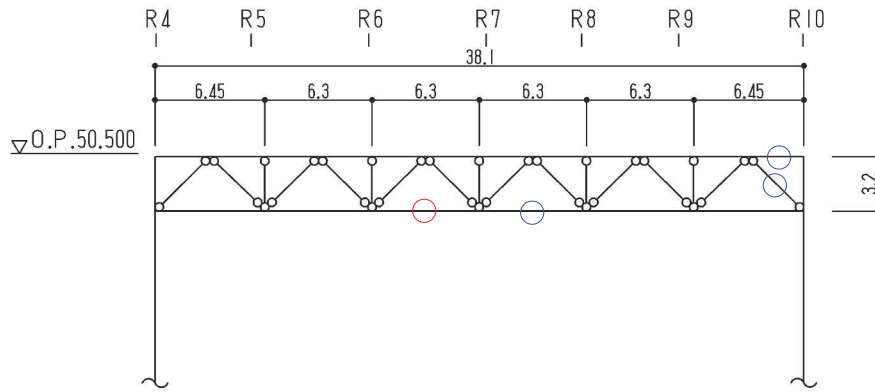
屋根トラスの各部材における断面算定の検定比は、影響検討ケースの評価結果が工認ケースの評価結果を上回る部分があるものの、建屋剛性の不確かさを考慮しても耐震安全性に影響を与えないことを確認した。



○：工認ケースの最大応力発生箇所を示す。

○：影響検討ケースの最大応力発生箇所を示す。

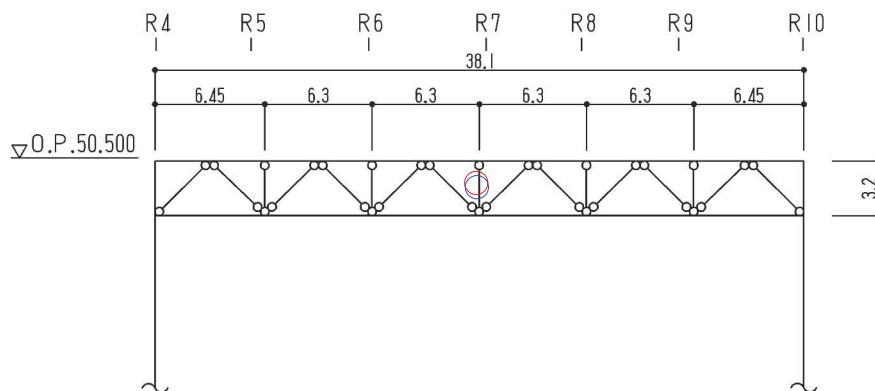
(a) 主トラス： RE 通り



○：工認ケースの最大応力発生箇所を示す。

○：影響検討ケースの最大応力発生箇所を示す。

(b) 主トラス： RF 通り



○：工認ケースの最大応力発生箇所を示す。

○：影響検討ケースの最大応力発生箇所を示す。

(c) 主トラス： RG 通り

図 5-1 評価対象箇所（主トラス）

表 5-1(1) 断面算定結果 (主トラス)

部材 (種類)		上弦材			
ケース		工認ケース		影響検討ケース	
位置		図 5-1 参照		図 5-1 参照	
鉄骨断面	部材	H-350×350×12×19		H-350×350×12×19	
	種別	SM50A (SM490A 相当)		SM50A (SM490A 相当)	
応力状態		引張	圧縮	引張	圧縮
N (kN)		765	78.7	880	73.1
M (kN・m)		120	120	147	147
断面算定	σ_t (N/mm ²)	44.0	—	50.6	—
	σ_c (N/mm ²)	—	4.53	—	4.20
	σ_b (N/mm ²)	52.2	52.2	63.9	63.9
	f_t (N/mm ²)	357	—	357	—
	f_c (N/mm ²)	—	357	—	357
	f_b (N/mm ²)	357	357	357	357
	$\frac{\sigma_t}{f_t} + \frac{\sigma_b}{f_b}$	0.28 (<1.0)	—	0.33 (<1.0)	—
	$\frac{\sigma_c}{f_c} + \frac{\sigma_b}{f_b}$	—	0.17 (<1.0)	—	0.20 (<1.0)

表 5-1(2) 断面算定結果 (主トラス)

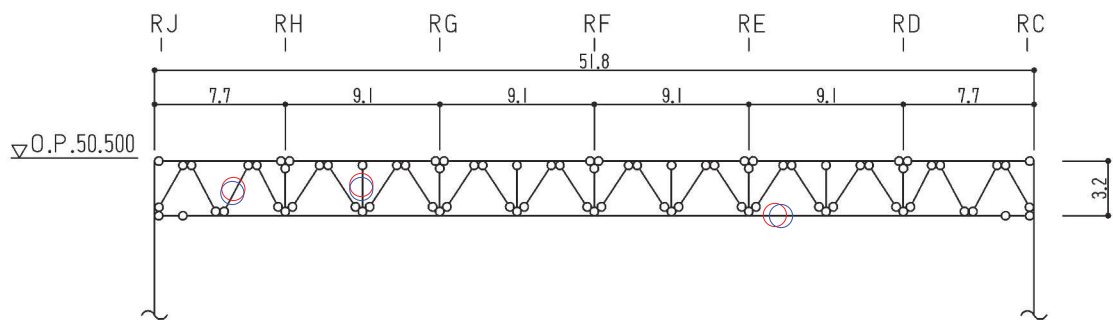
部材 (種類)		下弦材			
ケース		工認ケース		影響検討ケース	
位置		図 5-1 参照		図 5-1 参照	
鉄骨断面	部材	H-350×350×12×19		H-350×350×12×19	
	種別	SM50A (SM490A 相当)		SM50A (SM490A 相当)	
応力状態		引張	圧縮	引張	圧縮
N (kN)		4350	981	4170	847
M (kN・m)		58.2	58.2	55.0	55.0
断面算定	σ_t (N/mm ²)	250	—	240	—
	σ_c (N/mm ²)	—	56.4	—	48.7
	σ_b (N/mm ²)	25.3	25.3	23.9	23.9
	f_t (N/mm ²)	357	—	357	—
	f_c (N/mm ²)	—	280	—	280
	f_b (N/mm ²)	357	357	357	357
	$\frac{\sigma_t}{f_t} + \frac{\sigma_b}{f_b}$	0.79 (<1.0)	—	0.75 (<1.0)	—
	$\frac{\sigma_c}{f_c} + \frac{\sigma_b}{f_b}$	—	0.29 (<1.0)	—	0.25 (<1.0)

表 5-1(3) 断面算定結果 (主トラス)

部材 (種類)		斜材			
ケース		工認ケース		影響検討ケース	
位置		図 5-1 参照		図 5-1 参照	
鉄骨断面	部材	2CTs-175×350×12×19		2CTs-175×350×12×19	
	種別	SM50A (SM490A 相当)		SM50A (SM490A 相当)	
応力状態		引張	圧縮	引張	圧縮
N (kN)		126	3170	113	3460
断面算定	σ_t (N/mm ²)	7.25	—	6.50	—
	σ_c (N/mm ²)	—	182	—	199
	f_t (N/mm ²)	357	—	357	—
	f_c (N/mm ²)	—	300	—	300
	$\frac{\sigma_t}{f_t}$	0.03 (<1.0)	—	0.02 (<1.0)	—
	$\frac{\sigma_c}{f_c}$	—	0.61 (<1.0)	—	0.67 (<1.0)

表 5-1(4) 断面算定結果 (主トラス)

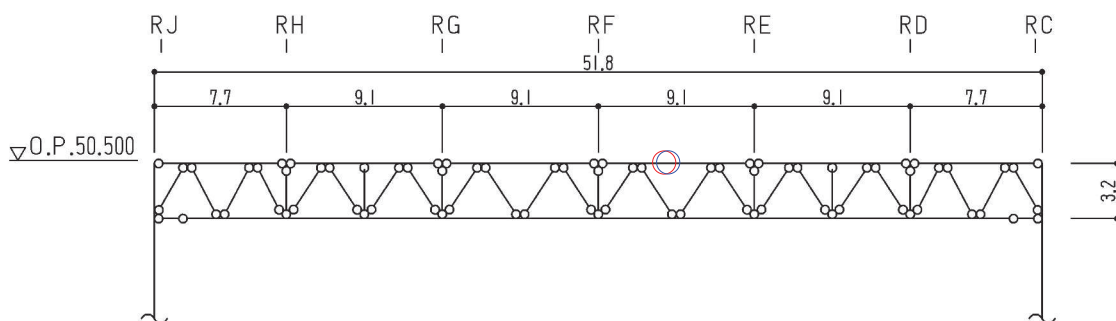
部材 (種類)		束材			
ケース		工認ケース		影響検討ケース	
位置		図 5-1 参照		図 5-1 参照	
鉄骨断面	部材	2CTs-100×200×8×12		2CTs-100×200×8×12	
	種別	SM50A (SM490A 相当)		SM50A (SM490A 相当)	
応力状態		引張	圧縮	引張	圧縮
N (kN)		132	290	120	272
断面算定	σ_t (N/mm ²)	20.8	—	18.9	—
	σ_c (N/mm ²)	—	45.6	—	42.8
	f_t (N/mm ²)	357	—	357	—
	f_c (N/mm ²)	—	262	—	262
	$\frac{\sigma_t}{f_t}$	0.06 (<1.0)	—	0.06 (<1.0)	—
	$\frac{\sigma_c}{f_c}$	—	0.18 (<1.0)	—	0.17 (<1.0)



○：工認ケースの最大応力発生箇所を示す。

○：影響検討ケースの最大応力発生箇所を示す。

(a) サブトラス：R6 通り R7 通り間



○：工認ケースの最大応力発生箇所を示す。

○：影響検討ケースの最大応力発生箇所を示す。

(b) サブトラス：R9 通り R10 通り間

図 5-2 評価対象箇所（サブトラス）

表 5-2(1) 断面算定結果 (サブトラス)

部材 (種類)		上弦材			
ケース		工認ケース		影響検討ケース	
位置		図 5-2 参照		図 5-2 参照	
鉄骨断面	部材	H-250×250×9×14		H-250×250×9×14	
	種別	SS41 (SS400 相当)		SS41 (SS400 相当)	
応力状態		引張	圧縮	引張	圧縮
N (kN)		35.9	174	199	374
M (kN・m)		117	117	114	114
断面算定	σ_t (N/mm ²)	3.89	—	21.6	—
	σ_c (N/mm ²)	—	18.9	—	40.6
	σ_b (N/mm ²)	135	135	131	131
	f_t (N/mm ²)	258	—	258	—
	f_c (N/mm ²)	—	258	—	258
	f_b (N/mm ²)	258	258	258	258
	$\frac{\sigma_t}{f_t} + \frac{\sigma_b}{f_b}$	0.55 (< 1.0)	—	0.60 (< 1.0)	—
	$\frac{\sigma_c}{f_c} + \frac{\sigma_b}{f_b}$	—	0.61 (< 1.0)	—	0.67 (< 1.0)

表 5-2(2) 断面算定結果 (サブトラス)

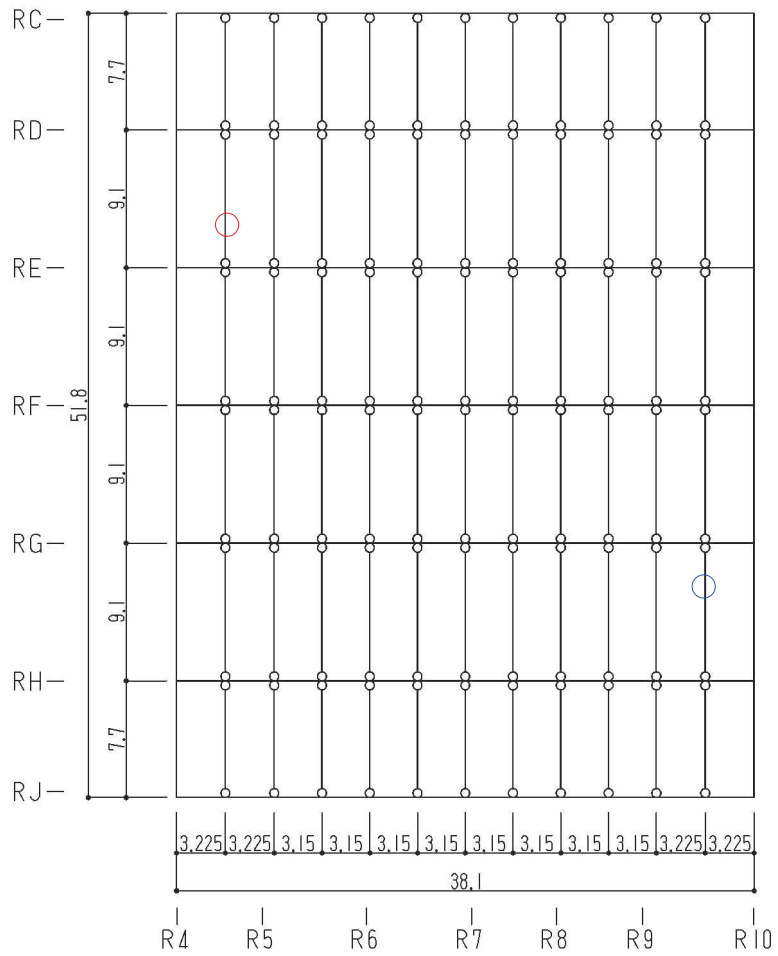
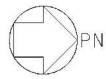
部材 (種類)		下弦材			
ケース		工認ケース		影響検討ケース	
位置		図 5-2 参照		図 5-2 参照	
鉄骨断面	部材	PL-19×601+PL-25×550 +2PL-19×344		PL-19×601+PL-25×550 +2PL-19×344	
	種別	SN490B		SN490B	
応力状態		引張	圧縮	引張	圧縮
N (kN)		6170	2350	6020	2500
M (kN・m)		341	341	321	321
断面算定	σ_t (N/mm ²)	180	—	176	—
	σ_c (N/mm ²)	—	68.6	—	73.0
	σ_b (N/mm ²)	84.6	84.6	79.7	79.7
	f_t (N/mm ²)	357	—	357	—
	f_c (N/mm ²)	—	353	—	353
	f_b (N/mm ²)	357	357	357	357
	$\frac{\sigma_t}{f_t} + \frac{\sigma_b}{f_b}$	0.75 (< 1.0)	—	0.73 (< 1.0)	—
	$\frac{\sigma_c}{f_c} + \frac{\sigma_b}{f_b}$	—	0.44 (< 1.0)	—	0.44 (< 1.0)

表 5-2(3) 断面算定結果 (サブトラス)

部材 (種類)		斜材			
ケース		工認ケース		影響検討ケース	
位置		図 5-2 参照		図 5-2 参照	
鉄骨断面	部材	2Ls-90×90×10 +2Ls-250×90×10×15		2Ls-90×90×10 +2Ls-250×90×10×15	
	種別	SS41 (SS400 相当), SS400		SS41 (SS400 相当), SS400	
応力状態		引張	圧縮	引張	圧縮
N (kN)		577	1950	501	1740
断面算定	σ_t (N/mm ²)	53.0	—	46.0	—
	σ_c (N/mm ²)	—	179	—	160
	f_t (N/mm ²)	258	—	258	—
	f_c (N/mm ²)	—	226	—	226
	$\frac{\sigma_t}{f_t}$	0.21 (<1.0)	—	0.18 (<1.0)	—
	$\frac{\sigma_c}{f_c}$	—	0.80 (<1.0)	—	0.71 (<1.0)

表 5-2(4) 断面算定結果 (サブトラス)

部材 (種類)		束材			
ケース		工認ケース		影響検討ケース	
位置		図 5-2 参照		図 5-2 参照	
鉄骨断面	部材	4Ls-90×90×6		4Ls-90×90×6	
	種別	SS400		SS400	
応力状態		引張	圧縮	引張	圧縮
N (kN)		117	209	99.5	197
断面算定	σ_t (N/mm ²)	27.7	—	23.6	—
	σ_c (N/mm ²)	—	49.5	—	46.7
	f_t (N/mm ²)	258	—	258	—
	f_c (N/mm ²)	—	219	—	219
	$\frac{\sigma_t}{f_t}$	0.11 (<1.0)	—	0.10 (<1.0)	—
	$\frac{\sigma_c}{f_c}$	—	0.23 (<1.0)	—	0.22 (<1.0)



○ : 工認ケースの最大応力発生箇所を示す。

○ : 影響検討ケースの最大応力発生箇所を示す。

図 5-3 評価対象箇所 (母屋)

表 5-3 断面算定結果（母屋）

部材（種類）		母屋			
ケース		工認ケース		影響検討ケース	
位置		図 5-3 参照		図 5-3 参照	
鉄骨断面	部材	H-390×300×10×16		H-390×300×10×16	
	種別	SS41（SS400 相当）		SS41（SS400 相当）	
応力状態		引張	圧縮	引張	圧縮
N（kN）		274	361	482	495
M（kN・m）		310	310	327	327
断面算定	σ_t （N/mm ² ）	20.1	—	35.4	—
	σ_c （N/mm ² ）	—	26.5	—	36.4
	σ_b （N/mm ² ）	157	157	165	165
	f_t （N/mm ² ）	258	—	258	—
	f_c （N/mm ² ）	—	258	—	258
	f_b （N/mm ² ）	258	258	258	258
	$\frac{\sigma_t}{f_t} + \frac{\sigma_b}{f_b}$	0.69（<1.0）	—	0.78（<1.0）	—
	$\frac{\sigma_c}{f_c} + \frac{\sigma_b}{f_b}$	—	0.72（<1.0）	—	0.79（<1.0）

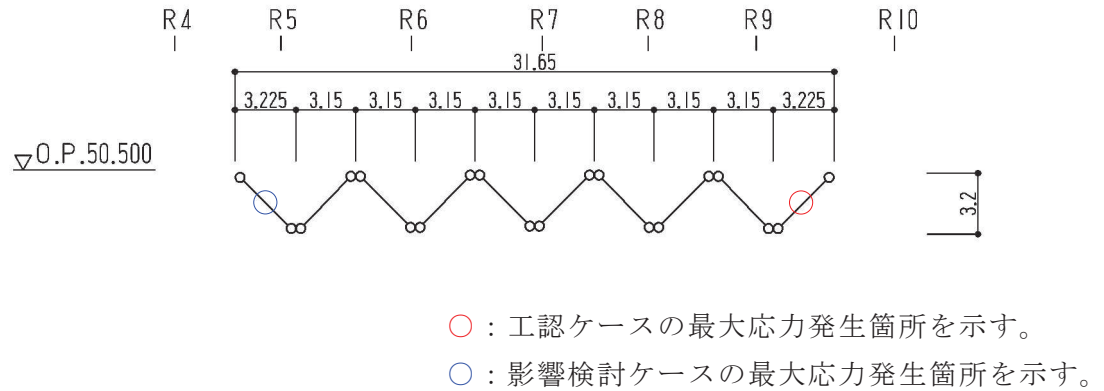


図 5-4 評価対象箇所（方杖：RH 通り RJ 通り間）

表 5-4 断面算定結果（方杖）

部材（種類）		方杖			
ケース		工認ケース		影響検討ケース	
位置		図 5-4 参照		図 5-4 参照	
鉄骨断面	部材	2Ls-130×130×9		2Ls-130×130×9	
	種別	SS400		SS400	
応力状態		引張	圧縮	引張	圧縮
N (kN)		274	472	250	451
断面算定	σ_t (N/mm ²)	60.2	—	55.0	—
	σ_c (N/mm ²)	—	104	—	99.2
	f_t (N/mm ²)	258	—	258	—
	f_c (N/mm ²)	—	156	—	156
	$\frac{\sigma_t}{f_t}$	0.24 (<1.0)	—	0.22 (<1.0)	—
	$\frac{\sigma_c}{f_c}$	—	0.67 (<1.0)	—	0.64 (<1.0)

別紙6 屋根スラブの面外剛性を考慮した影響検討

目 次

1. 概要	別紙 6- 1
2. 解析モデル, 入力地震動	別紙 6- 2
2.1 解析モデル	別紙 6- 2
2.2 検討ケース	別紙 6- 5
3. 屋根トラスの評価結果	別紙 6- 7
4. 屋根スラブの応力分布, 機能維持評価	別紙 6-17

1. 概要

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

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

2. 解析モデル，入力地震動

2.1 解析モデル

屋根トラスの地震応答解析に用いる解析モデルは，添付書類「VI-2-9-3-1 原子炉建屋原子炉棟（二次格納施設）の耐震性についての計算書」で用いるモデルにおいて，屋根スラブの面外剛性を考慮したモデルとする。

解析モデルへの入力は，添付書類「VI-2-2-1 原子炉建屋の地震応答計算書」に示す原子炉建屋全体の地震応答解析から得られる燃料取替床レベル（3F，O.P. 33.2m）の応答結果を用いることとし，燃料取替床位置を固定として水平方向と鉛直方向の同時入力とする（水平成分，鉛直成分及び回転成分）。

解析モデルの概要を図 2-1 に，部材リストを表 2-1 に示す。

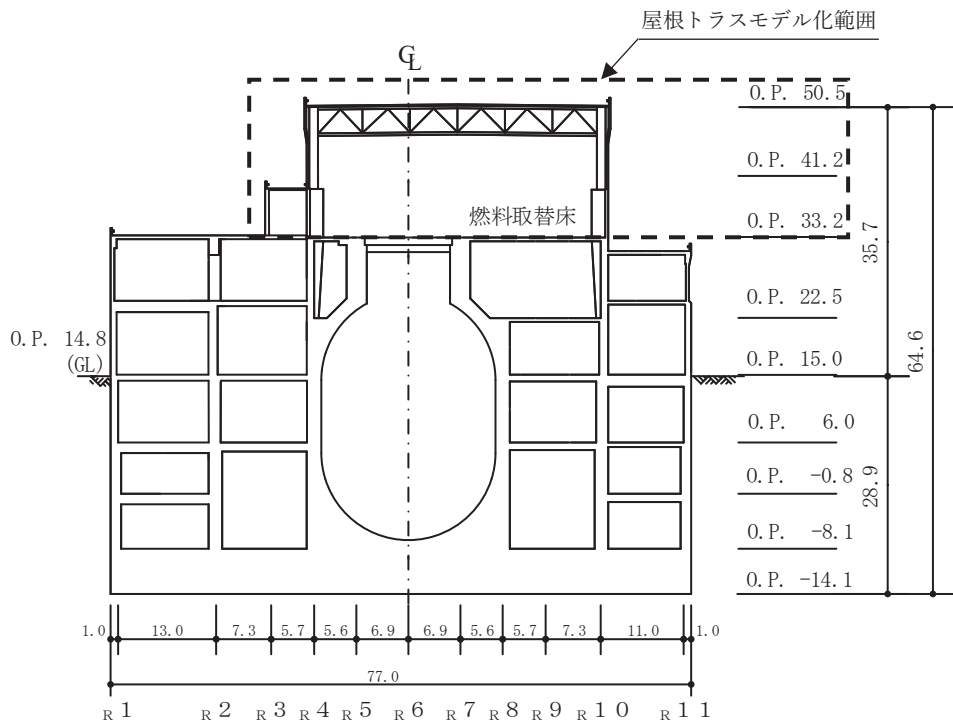
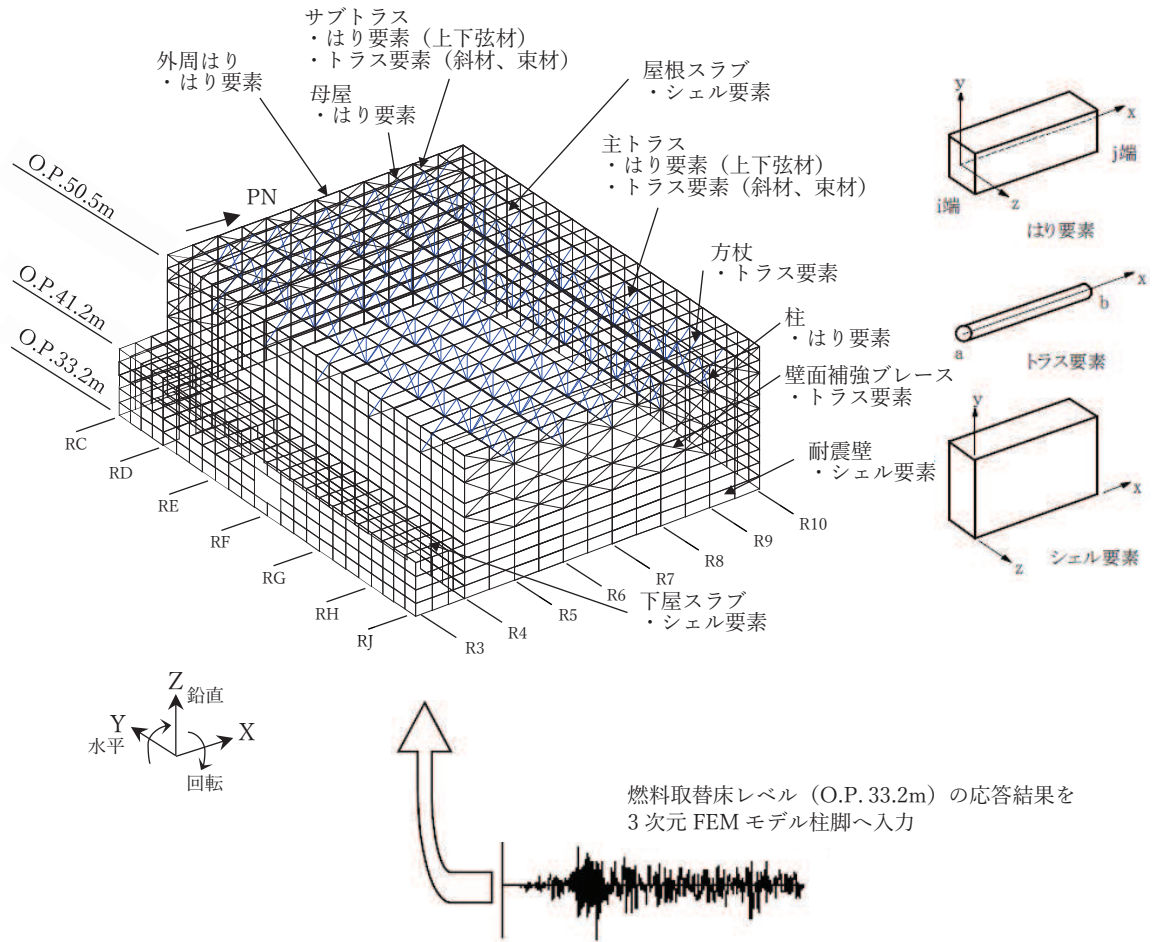


図 2-1 解析モデルの概要

表 2-1 部材リスト

部位		使用部材	材質	断面積 ($\times 10^2 \text{mm}^2$)	断面二次 モーメント ($\times 10^4 \text{mm}^4$)
主トラス	上弦材	H-350×350×12×19	SM50A (SM490A相当)	173.9	40300
	下弦材	H-350×350×12×19	SM50A (SM490A相当)	173.9	40300
	斜材	2CTs-175×350×12×19 2CTs-150×300×10×15	SM50A (SM490A相当)	173.9 119.8	—
	束材	2CTs-100×200×8×12	SM50A (SM490A相当)	63.54	—
サブ トラス	上弦材	H-250×250×9×14	SS41 (SS400相当)	92.18	10800
	下弦材	(d1) PL-19×601+PL-25×550 +2PLs-16×344	SN490B	361.8	94790
		(d2) PL-19×601+PL-25×550 +2PLs-19×344 (図2-2参照)		382.4	96860
		(d3) CT-170×250×9×14 +BT-280×250×9×12 +2PLs-16×350 (図2-2参照)	SS41 (SS400相当) SN400B	216.9	48830
	斜材	2Ls-130×130×9 +2Ls-150×90×12	SS41 (SS400相当)	100.2	—
		2Ls-130×130×9 +2Ls-150×150×15		131.0	
2Ls-130×130×9 +2Ls-250×90×12×16		131.4			
2Ls-90×90×10 +2Ls-250×90×10×15		SS400	108.9		
2Ls-90×90×10 +2Ls-300×90×11×16		126.4			
束材	4Ls-90×90×6	SS400	42.20	—	
母屋	上弦面	H-390×300×10×16	SS41 (SS400相当)	136.0	38700
方杖	—	2Ls-130×130×9 2Ls-90×90×10	SS400	45.48 34.00	—

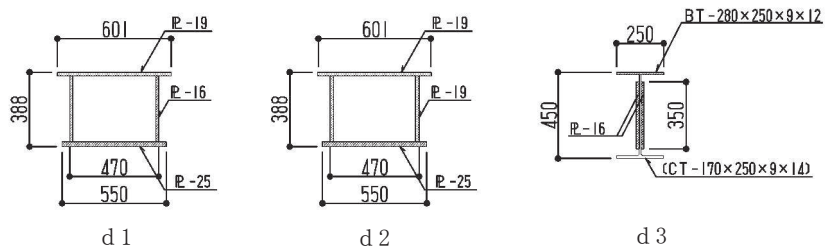
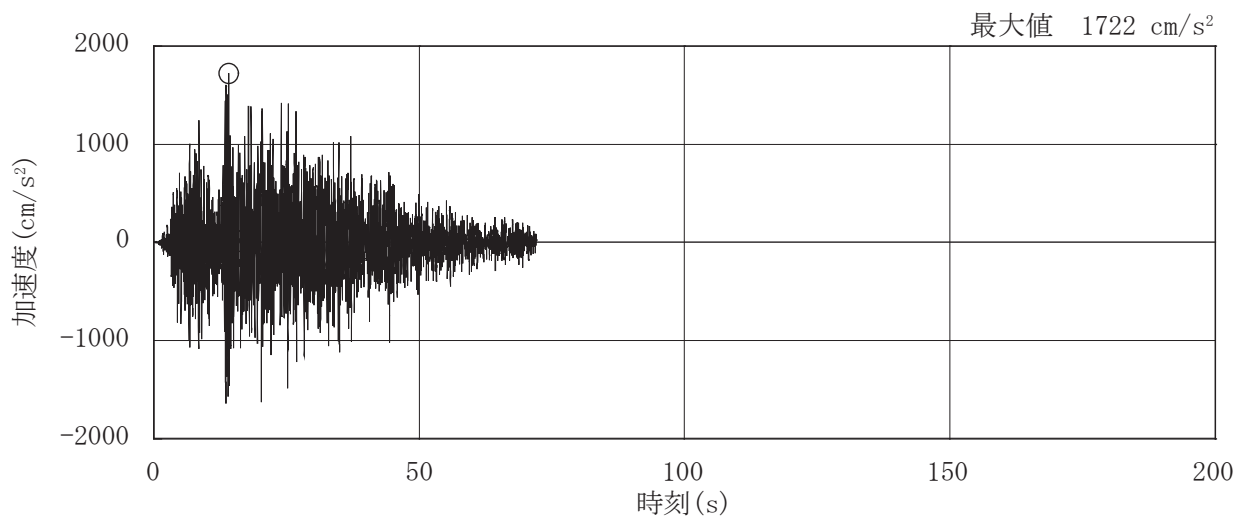


図 2-2 サブトラス下弦材断面

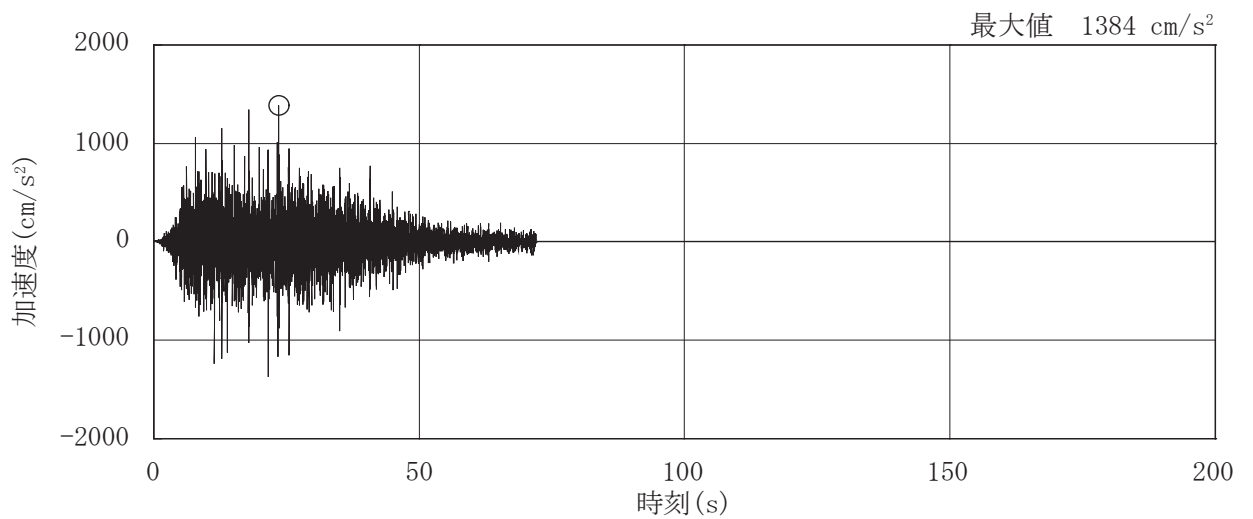
2.2 検討ケース

検討ケースは，添付書類「VI-2-9-3-1 原子炉建屋原子炉棟（二次格納施設）の耐震性についての計算書」に示す屋根トラスの評価結果において，多くの部材で検定比が最大となった基準地震動 $S_s - D 2$ のケース 2 の EW 方向及び鉛直方向とする。

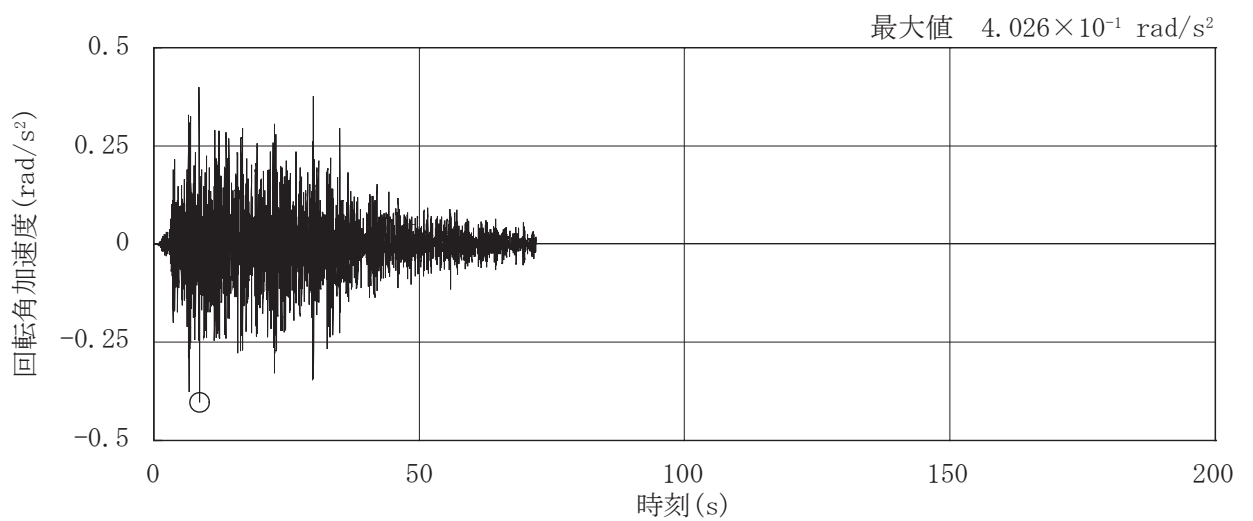
入力地震動は，添付書類「VI-2-2-1 原子炉建屋の地震応答計算書」に示す原子炉建屋全体の地震応答解析から得られる燃料取替床レベル（3F，O.P. 33.2m）の時刻歴応答加速度とする。図 2-3 に燃料取替床レベル（3F，O.P. 33.2m）の水平成分，鉛直成分及び回転成分の加速度時刻歴波形を示す。



(a) EW 方向 (水平)



(b) 鉛直方向



(c) EW 方向 (回転)

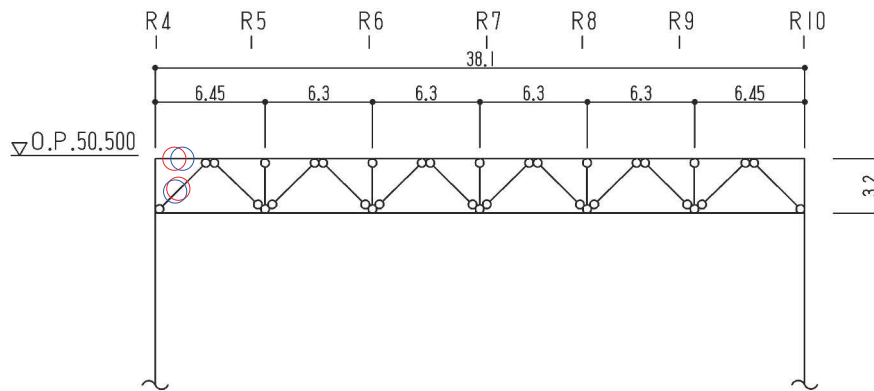
図 2-3 燃料取替床レベル (3F, O.P. 33.2m) の加速度時刻歴波形

3. 屋根トラスの評価結果

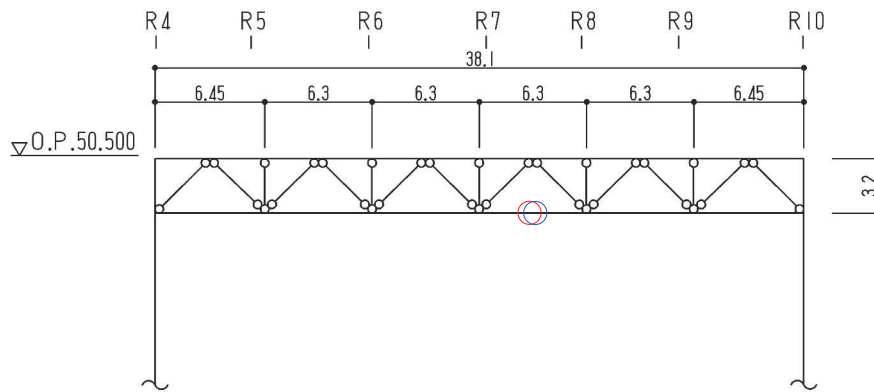
屋根スラブの面外剛性を考慮した地震応答解析結果から各部材の断面の評価を実施し、結果の比較を行う。なお、断面の評価方法については、添付書類「VI-2-9-3-1 原子炉建屋原子炉棟（二次格納施設）の耐震性についての計算書」で示した方法と同じである。

評価対象箇所は、各部材の検定値が最も大きい箇所とする。評価対象箇所を図 3-1～図 3-4 に示す。また、断面算定結果を表 3-1～表 3-4 に示す。

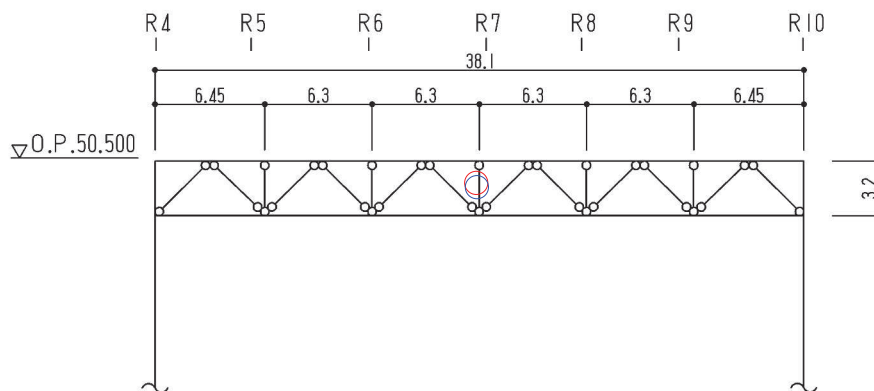
屋根トラスの各部材における断面算定の検定比は、工認モデルとして採用している屋根スラブの面外剛性を考慮しない場合の方が、屋根スラブの面外剛性を考慮した場合に比べ、概ね保守的な結果となることを確認した。



- : 面外剛性非考慮のケースの最大応力発生箇所を示す。
 - : 面外剛性考慮のケースの最大応力発生箇所を示す。
- (a) 主トラス : R_E 通り



- : 面外剛性非考慮のケースの最大応力発生箇所を示す。
 - : 面外剛性考慮のケースの最大応力発生箇所を示す。
- (b) 主トラス : R_F 通り



- : 面外剛性非考慮のケースの最大応力発生箇所を示す。
 - : 面外剛性考慮のケースの最大応力発生箇所を示す。
- (c) 主トラス : R_G 通り

図 3-1 評価対象箇所 (主トラス)

表 3-1(1) 断面算定結果 (主トラス)

部材 (種類)		上弦材			
面外剛性		非考慮		考慮	
位置		R_E 通り (R_4-R_5 通り間)		R_E 通り (R_4-R_5 通り間)	
鉄骨断面	部材	H-350×350×12×19		H-350×350×12×19	
	種別	SM50A (SM490A 相当)		SM50A (SM490A 相当)	
応力状態		引張	圧縮	引張	圧縮
N (kN)		765	78.7	649	76.1
M (kN・m)		120	120	70.3	70.3
断面算定	σ_t (N/mm ²)	44.0	—	37.3	—
	σ_c (N/mm ²)	—	4.53	—	4.38
	σ_b (N/mm ²)	52.2	52.2	30.6	30.6
	f_t (N/mm ²)	357	—	357	—
	f_c (N/mm ²)	—	357	—	357
	f_b (N/mm ²)	357	357	357	357
	$\frac{\sigma_t}{f_t} + \frac{\sigma_b}{f_b}$	0.28 (<1.0)	—	0.20 (<1.0)	—
	$\frac{\sigma_c}{f_c} + \frac{\sigma_b}{f_b}$	—	0.17 (<1.0)	—	0.11 (<1.0)

表 3-1(2) 断面算定結果 (主トラス)

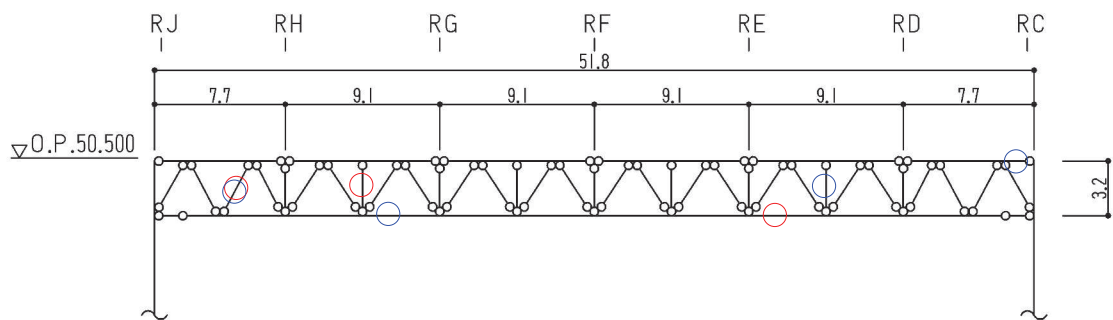
部材 (種類)		下弦材			
面外剛性		非考慮		考慮	
位置		R_F 通り (R_7-R_8 通り間)		R_F 通り (R_7-R_8 通り間)	
鉄骨断面	部材	H-350×350×12×19		H-350×350×12×19	
	種別	SM50A (SM490A 相当)		SM50A (SM490A 相当)	
応力状態		引張	圧縮	引張	圧縮
N (kN)		4350	1020	4250	977
M (kN・m)		57.5	57.5	62.3	62.3
断面算定	σ_t (N/mm ²)	250	—	244	—
	σ_c (N/mm ²)	—	58.7	—	56.2
	σ_b (N/mm ²)	25.0	25.0	27.1	27.1
	f_t (N/mm ²)	357	—	357	—
	f_c (N/mm ²)	—	280	—	280
	f_b (N/mm ²)	357	357	357	357
	$\frac{\sigma_t}{f_t} + \frac{\sigma_b}{f_b}$	0.79 (<1.0)	—	0.77 (<1.0)	—
	$\frac{\sigma_c}{f_c} + \frac{\sigma_b}{f_b}$	—	0.29 (<1.0)	—	0.29 (<1.0)

表 3-1(3) 断面算定結果 (主トラス)

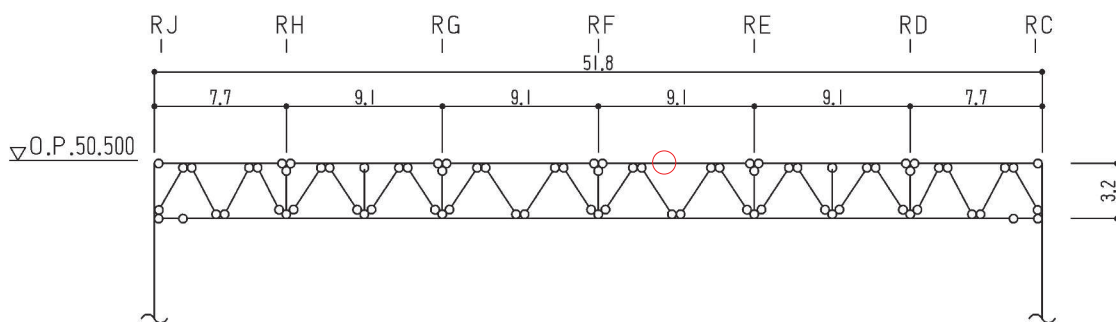
部材 (種類)		斜材			
面外剛性		非考慮		考慮	
位置		R_E 通り (R_4 - R_5 通り間)		R_E 通り (R_4 - R_5 通り間)	
鉄骨断面	部材	2CTs-175×350×12×19		2CTs-175×350×12×19	
	種別	SM50A (SM490A 相当)		SM50A (SM490A 相当)	
応力状態		引張	圧縮	引張	圧縮
N (kN)		126	3170	178	2660
断面算定	σ_t (N/mm ²)	7.25	—	10.2	—
	σ_c (N/mm ²)	—	182	—	153
	f_t (N/mm ²)	357	—	357	—
	f_c (N/mm ²)	—	300	—	300
	$\frac{\sigma_t}{f_t}$	0.03 (<1.0)	—	0.03 (<1.0)	—
	$\frac{\sigma_c}{f_c}$	—	0.61 (<1.0)	—	0.51 (<1.0)

表 3-1(4) 断面算定結果 (主トラス)

部材 (種類)		束材			
面外剛性		非考慮		考慮	
位置		R_G 通り (R_7 通り)		R_G 通り (R_7 通り)	
鉄骨断面	部材	2CTs-100×200×8×12		2CTs-100×200×8×12	
	種別	SM50A (SM490A 相当)		SM50A (SM490A 相当)	
応力状態		引張	圧縮	引張	圧縮
N (kN)		132	290	94.7	391
断面算定	σ_t (N/mm ²)	20.8	—	14.9	—
	σ_c (N/mm ²)	—	45.6	—	61.5
	f_t (N/mm ²)	357	—	357	—
	f_c (N/mm ²)	—	262	—	262
	$\frac{\sigma_t}{f_t}$	0.06 (<1.0)	—	0.05 (<1.0)	—
	$\frac{\sigma_c}{f_c}$	—	0.18 (<1.0)	—	0.24 (<1.0)



- : 面外剛性非考慮のケースの最大応力発生箇所を示す。
 - : 面外剛性考慮のケースの最大応力発生箇所を示す。
- (a) サブトラス : R7 通り



- : 面外剛性非考慮のケースの最大応力発生箇所を示す。
 - : 面外剛性考慮のケースの最大応力発生箇所を示す。
- (b) サブトラス : R9 通り

図 3-2 評価対象箇所 (サブトラス)

表 3-2(1) 断面算定結果 (サブトラス)

部材 (種類)		上弦材			
面外剛性		非考慮		考慮	
位置		R9 通り (RE 通り RF 通り間)		R7 通り (RC 通り RD 通り間)	
鉄骨断面	部材	H-250×250×9×14		H-250×250×9×14	
	種別	SS41 (SS400 相当)		SS41 (SS400 相当)	
応力状態		引張	圧縮	引張	圧縮
N (kN)		35.9	174	104	35.8
M (kN・m)		117	117	75.5	75.5
断面算定	σ_t (N/mm ²)	3.89	—	11.3	—
	σ_c (N/mm ²)	—	18.9	—	3.88
	σ_b (N/mm ²)	135	135	87.1	87.1
	f_t (N/mm ²)	258	—	258	—
	f_c (N/mm ²)	—	258	—	258
	f_b (N/mm ²)	258	258	258	258
	$\frac{\sigma_t}{f_t} + \frac{\sigma_b}{f_b}$	0.55 (< 1.0)	—	0.39 (< 1.0)	—
	$\frac{\sigma_c}{f_c} + \frac{\sigma_b}{f_b}$	—	0.61 (< 1.0)	—	0.36 (< 1.0)

表 3-2(2) 断面算定結果 (サブトラス)

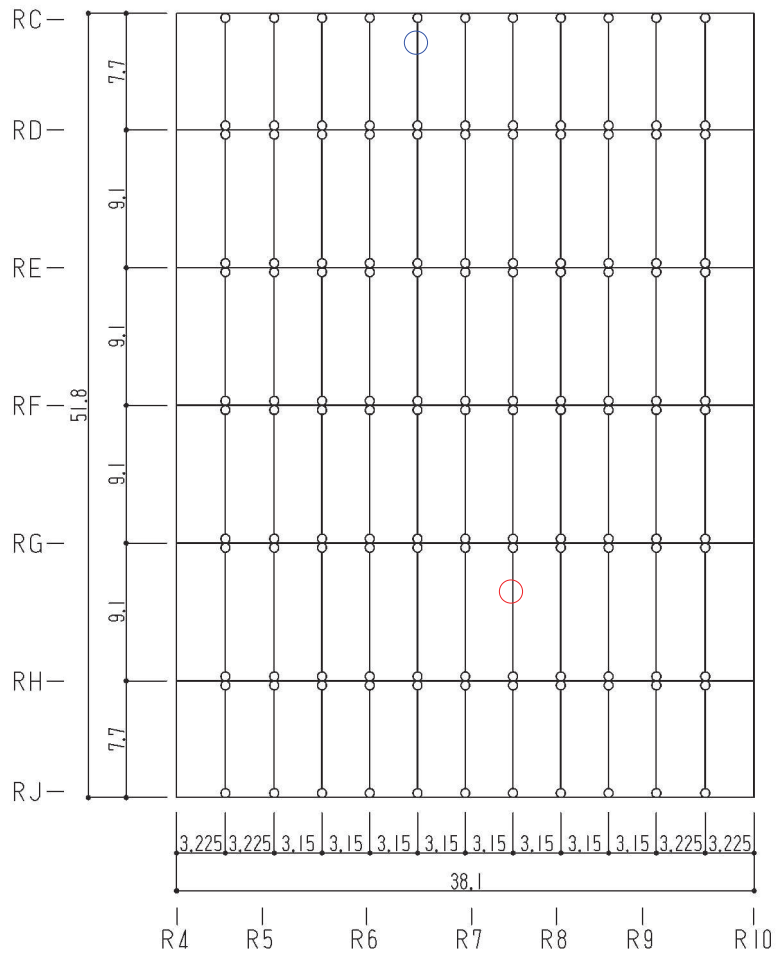
部材 (種類)		下弦材			
面外剛性		非考慮		考慮	
位置		R7 通り (RD 通り RE 通り間)		R7 通り (RG 通り RH 通り間)	
鉄骨断面	部材	PL-19×601+PL-25×550 +2PL-19×344		PL-19×601+PL-25×550 +2PL-19×344	
	種別	SN490B		SN490B	
応力状態		引張	圧縮	引張	圧縮
N (kN)		6170	2350	5710	2640
M (kN・m)		341	341	135	135
断面算定	σ_t (N/mm ²)	180	—	167	—
	σ_c (N/mm ²)	—	68.6	—	77.1
	σ_b (N/mm ²)	84.6	84.6	33.5	33.5
	f_t (N/mm ²)	357	—	357	—
	f_c (N/mm ²)	—	353	—	348
	f_b (N/mm ²)	357	357	357	357
	$\frac{\sigma_t}{f_t} + \frac{\sigma_b}{f_b}$	0.75 (< 1.0)	—	0.57 (< 1.0)	—
	$\frac{\sigma_c}{f_c} + \frac{\sigma_b}{f_b}$	—	0.44 (< 1.0)	—	0.33 (< 1.0)

表 3-2(3) 断面算定結果 (サブトラス)

部材 (種類)		斜材			
面外剛性		非考慮		考慮	
位置		R7 通り (RH 通り RJ 通り間)		R7 通り (RH 通り RJ 通り間)	
鉄骨断面	部材	2Ls-90×90×10 +2Ls-250×90×10×15		2Ls-90×90×10 +2Ls-250×90×10×15	
	種別	SS41 (SS400 相当), SS400		SS41 (SS400 相当), SS400	
応力状態		引張	圧縮	引張	圧縮
N (kN)		577	1950	587	1860
断面算定	σ_t (N/mm ²)	53.0	—	53.9	—
	σ_c (N/mm ²)	—	179	—	171
	f_t (N/mm ²)	258	—	258	—
	f_c (N/mm ²)	—	226	—	226
	$\frac{\sigma_t}{f_t}$	0.21 (<1.0)	—	0.21 (<1.0)	—
	$\frac{\sigma_c}{f_c}$	—	0.80 (<1.0)	—	0.76 (<1.0)

表 3-2(4) 断面算定結果 (サブトラス)

部材 (種類)		束材			
面外剛性		非考慮		考慮	
位置		R7 通り (RG 通り RH 通り間)		R7 通り (RD 通り RE 通り間)	
鉄骨断面	部材	4Ls-90×90×6		4Ls-90×90×6	
	種別	SS400		SS400	
応力状態		引張	圧縮	引張	圧縮
N (kN)		117	209	134	273
断面算定	σ_t (N/mm ²)	27.7	—	31.8	—
	σ_c (N/mm ²)	—	49.5	—	64.7
	f_t (N/mm ²)	258	—	258	—
	f_c (N/mm ²)	—	219	—	219
	$\frac{\sigma_t}{f_t}$	0.11 (<1.0)	—	0.13 (<1.0)	—
	$\frac{\sigma_c}{f_c}$	—	0.23 (<1.0)	—	0.30 (<1.0)

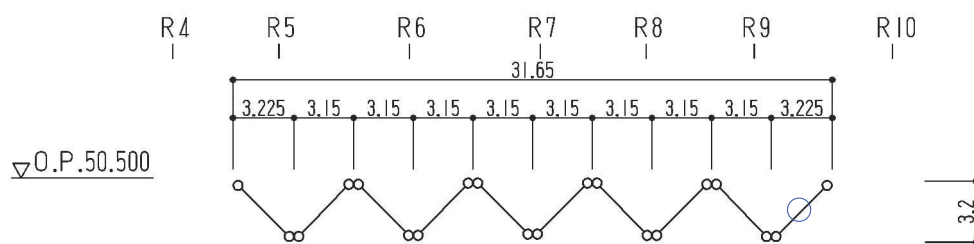


- : 面外剛性非考慮のケースの最大応力発生箇所を示す。
- : 面外剛性考慮のケースの最大応力発生箇所を示す。

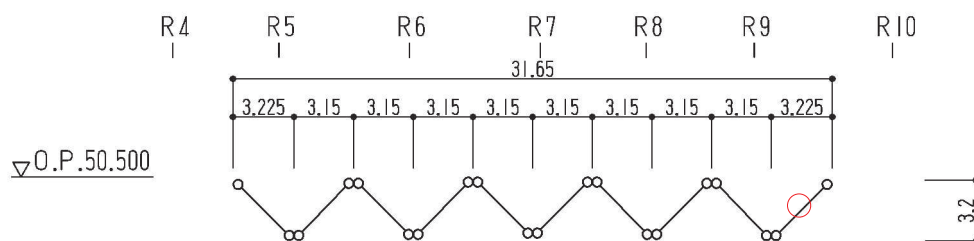
図 3-3 評価対象箇所 (母屋)

表 3-3 断面算定結果（母屋）

部材（種類）		母屋			
面外剛性		非考慮		考慮	
位置		R7 通り R8 通り間 (RG 通り RH 通り間)		R6 通り R7 通り間 (RC 通り RD 通り間)	
鉄骨断面	部材	H-390×300×10×16		H-390×300×10×16	
	種別	SS41 (SS400 相当)		SS41 (SS400 相当)	
応力状態		引張	圧縮	引張	圧縮
N (kN)		147	349	36.8	87.0
M (kN・m)		302	302	88.5	88.5
断面算定	σ_t (N/mm ²)	10.8	—	2.71	—
	σ_c (N/mm ²)	—	25.7	—	6.40
	σ_b (N/mm ²)	153	153	44.7	44.7
	f_t (N/mm ²)	258	—	258	—
	f_c (N/mm ²)	—	258	—	258
	f_b (N/mm ²)	258	258	258	258
	$\frac{\sigma_t}{f_t} + \frac{\sigma_b}{f_b}$	0.65 (<1.0)	—	0.20 (<1.0)	—
	$\frac{\sigma_c}{f_c} + \frac{\sigma_b}{f_b}$	—	0.70 (<1.0)	—	0.21 (<1.0)



- : 面外剛性非考慮のケースの最大応力発生箇所を示す。
 - : 面外剛性考慮のケースの最大応力発生箇所を示す。
- (a) 方杖 : R_E 通り R_F 通り間



- : 面外剛性非考慮のケースの最大応力発生箇所を示す。
 - : 面外剛性考慮のケースの最大応力発生箇所を示す。
- (b) 方杖 : R_H 通り R_J 通り間

図 3-4 評価対象箇所 (方杖)

表 3-4 断面算定結果 (方杖)

部材 (種類)		方杖			
面外剛性		非考慮		考慮	
位置		R_H 通り R_J 通り間 (R_9 通り R_{10} 通り間)		R_E 通り R_F 通り間 (R_9 通り R_{10} 通り間)	
鉄骨断面	部材	2Ls-130×130×9		2Ls-130×130×9	
	種別	SS400		SS400	
応力状態		引張	圧縮	引張	圧縮
N (kN)		274	472	197	27.3
断面算定	σ_t (N/mm ²)	60.2	—	49.3	—
	σ_c (N/mm ²)	—	104	—	6.00
	f_t (N/mm ²)	258	—	258	—
	f_c (N/mm ²)	—	156	—	156
	$\frac{\sigma_t}{f_t}$	0.24 (<1.0)	—	0.17 (<1.0)	—
	$\frac{\sigma_c}{f_c}$	—	0.67 (<1.0)	—	0.04 (<1.0)

4. 屋根スラブの応力分布，機能維持評価

屋根スラブの面外剛性を考慮した場合に屋根スラブに発生する最大応答曲げモーメントを図 4-1 に，最大応答せん断力を図 4-2 に示す。これらのうち，最大値発生箇所について，屋根スラブの断面を評価した結果を表 4-1 に示す。なお，断面の評価方法については，添付書類「VI-2-9-3-1 原子炉建屋原子炉棟（二次格納施設）の耐震性についての計算書」で示した方法と同じ一方向版として評価する。

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

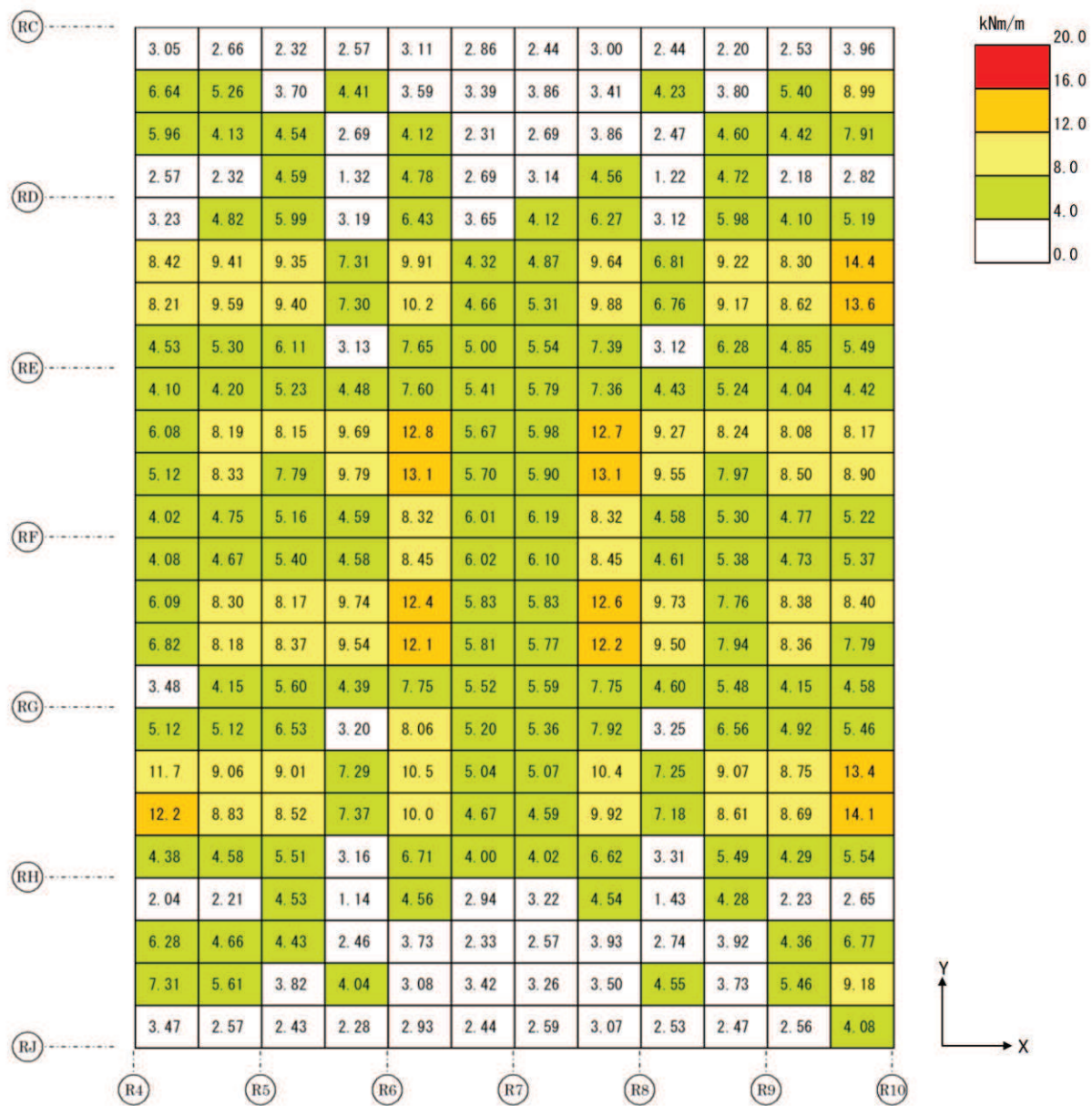
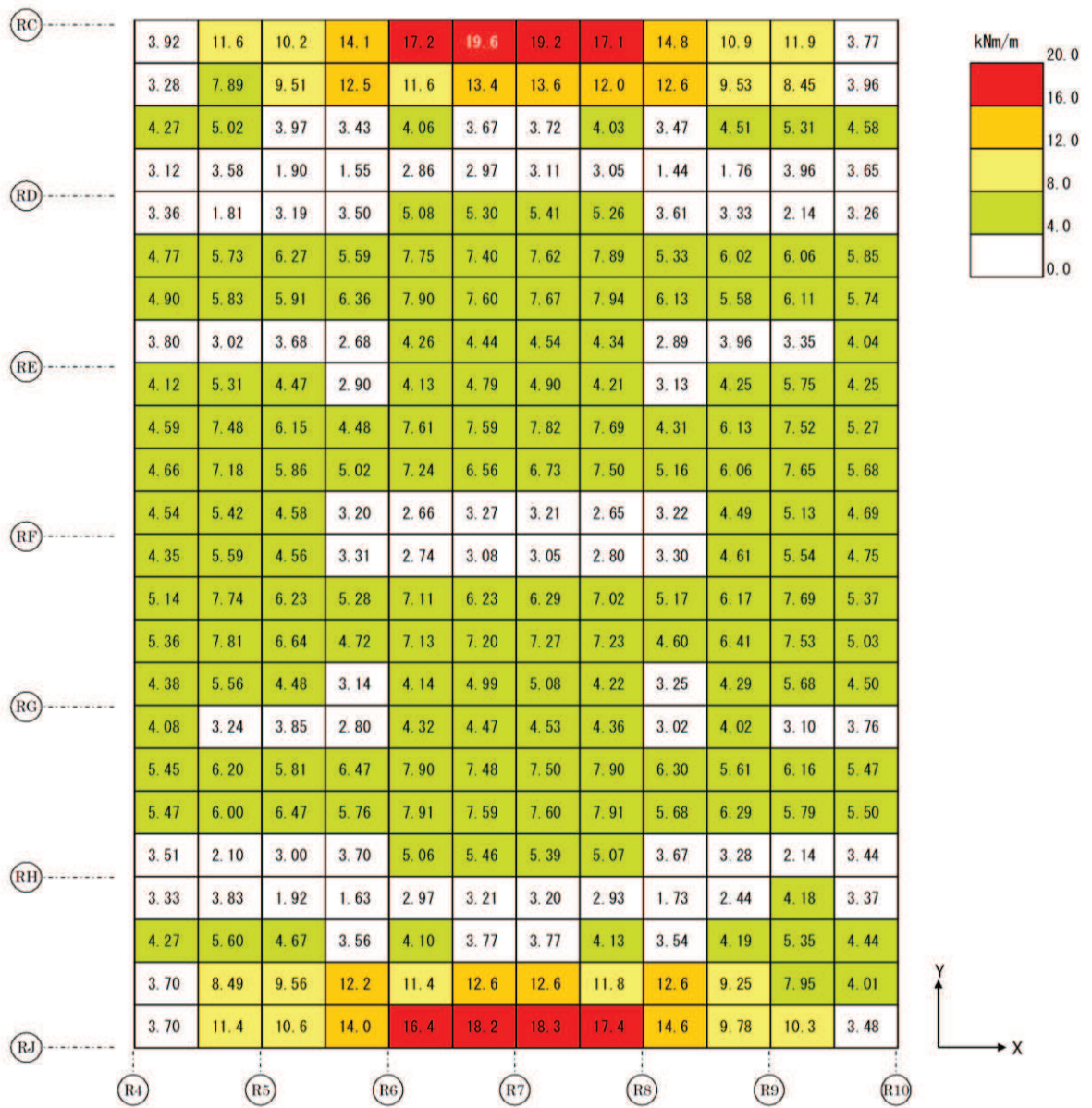


図 4-1(1) 最大応答曲げモーメント (M_x)



注：最大応答曲げモーメント（ M_x ， M_y ）の最大値発生箇所を「白字」で示す。

図 4-1(2) 最大応答曲げモーメント（ M_y ）

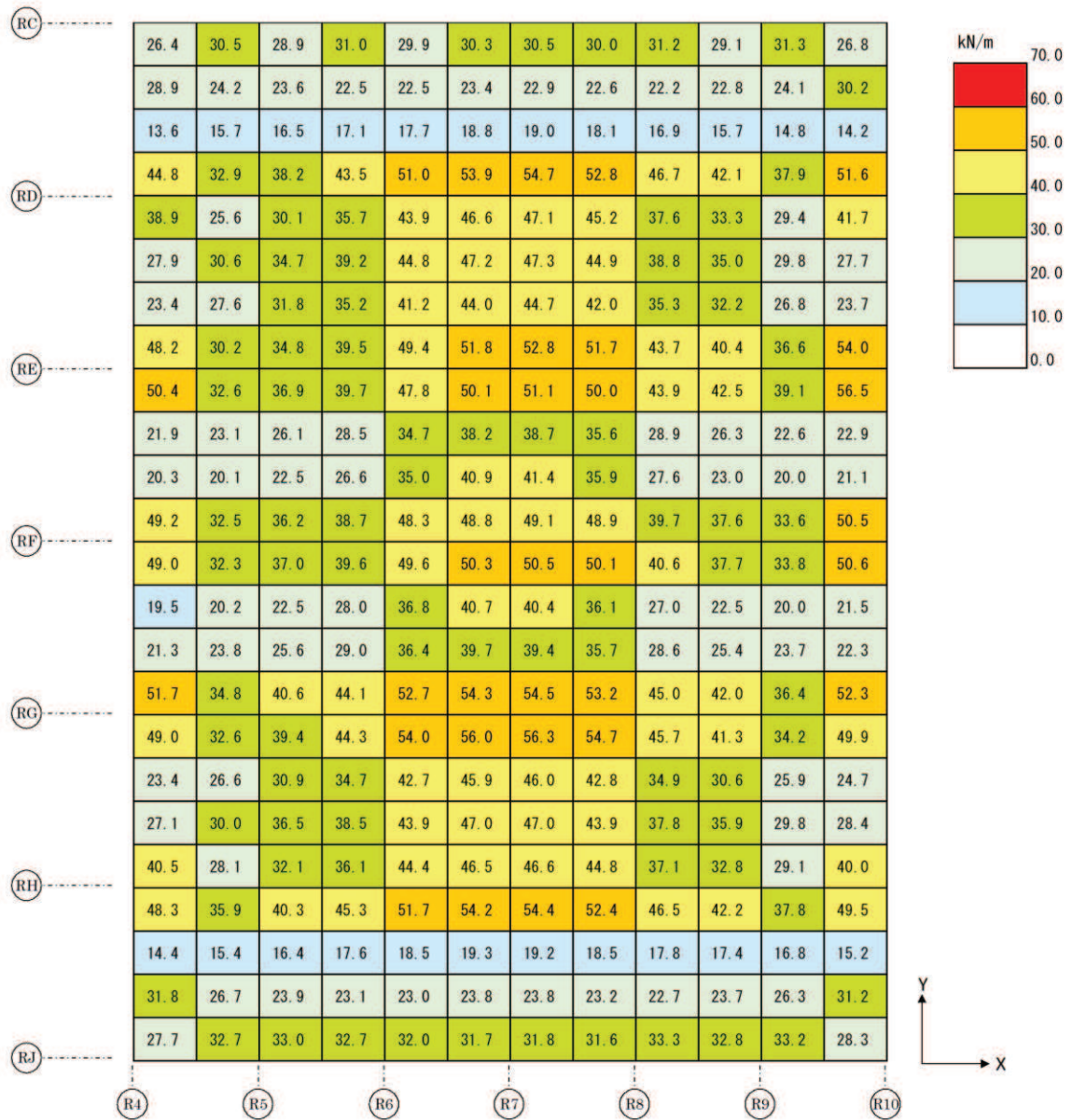
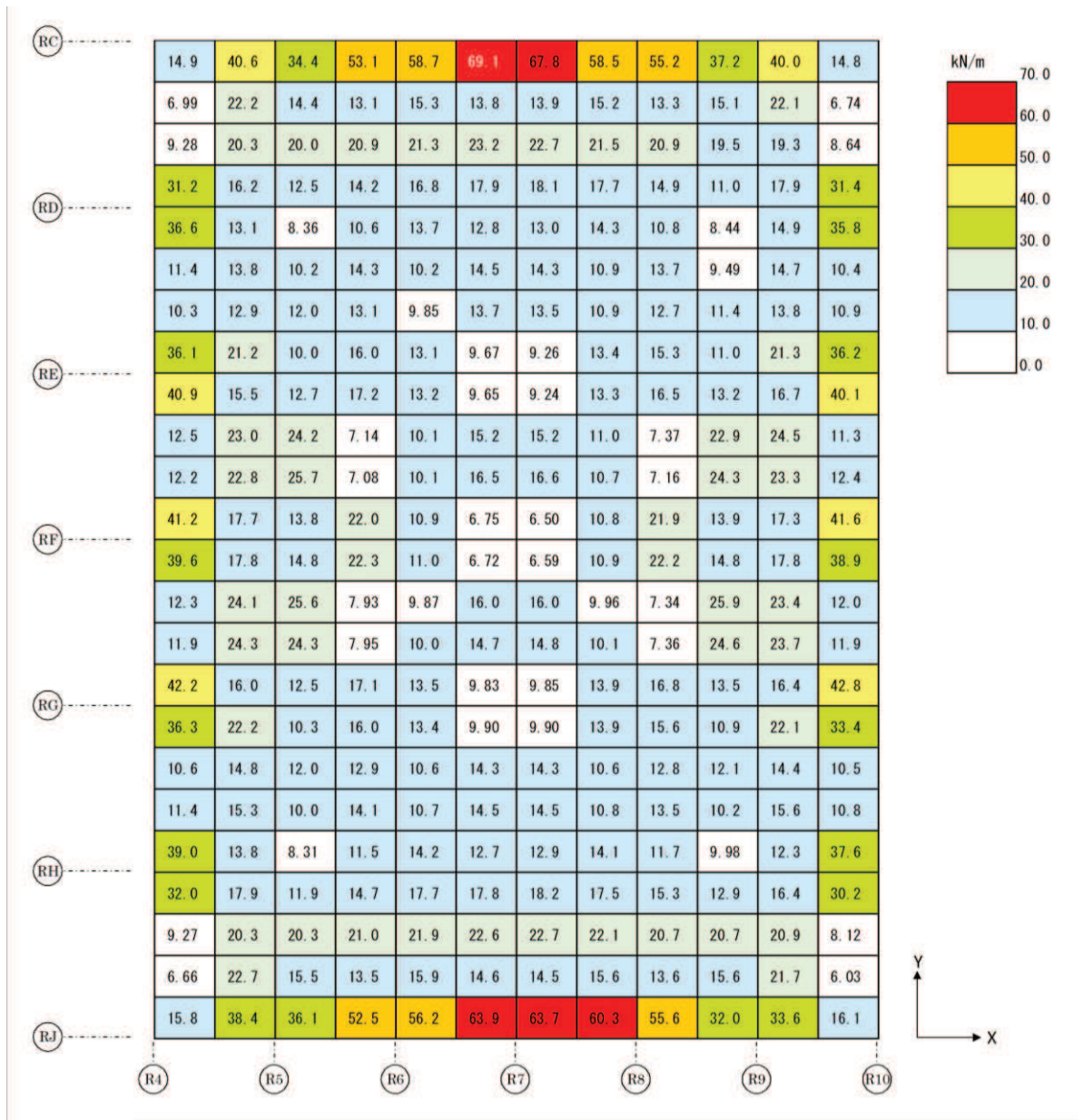
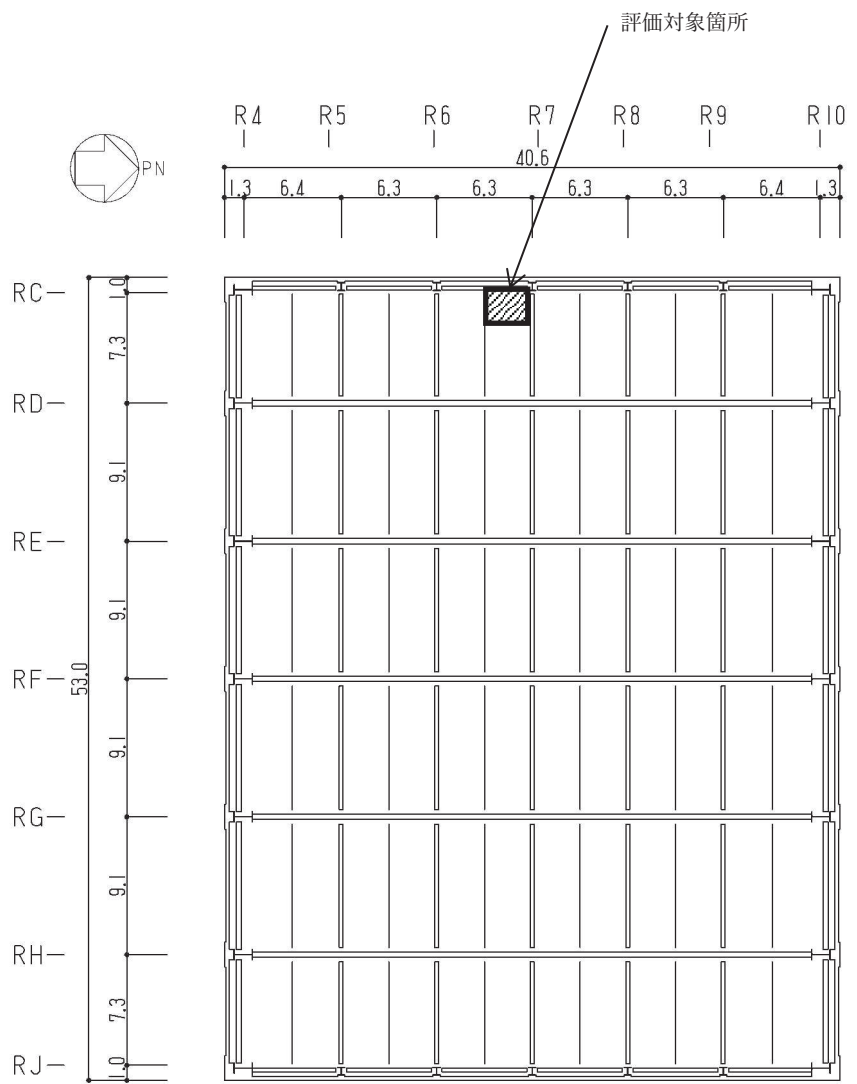


図 4-2(1) 最大応答せん断力 (Q_x)



注：最大応答せん断力（ Q_x ， Q_y ）の最大値発生箇所を「白字」で示す。

図 4-2(2) 最大応答せん断力（ Q_y ）



(単位：m)

RF, O. P. 50.5m

図 4-3 評価対象箇所（屋根スラブ）

表 4-1 評価結果（屋根スラブ）

O.P. (m)		50.5
厚さ t (mm)		170
有効せい d (mm)		106
配筋 (鉄筋断面積)		D16@200 (995mm ² /m)
曲げモーメント	発生曲げモーメント M (kN・m/m)	19.6
	鉄筋応力度 σ_t (N/mm ²)	212
	許容限界 (N/mm ²)	345
	検定値	0.62
面外せん断力	発生せん断力 Q (kN/m)	69.1
	せん断スパン比による 割増し係数 α	1.09
	許容限界 (kN/m)	122.3
	検定値	0.57
判定		可

別紙 7 大物搬入口躯体の耐震性についての計算書に関する
補足説明資料

目 次

- 別紙7-1 地震応答解析におけるモデル化方針
- 別紙7-2 地震応答解析におけるスケルトンカーブの設定
- 別紙7-3 地震応答解析における材料特性の不確かさに関する検討
 - 別紙7-3-1 材料物性の不確かさを考慮した検討に用いる地震動の選定について
 - 別紙7-3-2 材料物性の不確かさを考慮した地震応答解析結果
- 別紙7-4 大物搬入口躯体の耐震補強
- 別紙7-5 地震応答解析モデルに関する検討
- 別紙7-6 原子炉建屋と大物搬入口躯体の相対変位に関する検討

本日の説明範囲

別紙 7-1 地震応答解析におけるモデル化方針

目 次

1. 概要.....	別紙 7-1-1
2. 建屋のモデル化.....	別紙 7-1-2
2.1 地震応答解析モデル.....	別紙 7-1-2
2.2 地震応答解析モデルの設定に用いた物性値.....	別紙 7-1-6
3. 地盤のモデル化.....	別紙 7-1-8

1. 概要

本資料は、大物搬入口躯体の地震応答解析に用いる解析モデルのモデル化方針を示すものである。

添付書類「VI-2-9-3-1 原子炉建屋原子炉棟（二次格納施設）の耐震性についての計算書 別紙 1（I）大物搬入口躯体の地震応答計算書」において、大物搬入口躯体の地震応答解析モデルは、基礎スラブ上端を固定とする 1 質点モデルとしている。これは、大物搬入口躯体の基礎スラブが原子炉建屋 1 階床スラブと一体構造となっていることから、原子炉建屋 1 階の床応答を入力地震動として地震応答解析を行うためである。

地震応答解析モデルの概要を表 1-1 に示す。

表 1-1 地震応答解析モデルの概要

項目		内容
入力地震動の算定法		基準地震動 S_s 及び弾性設計用地震動 S_d に対する 原子炉建屋 1 階の床応答を入力地震動とする
解析コード		NUPP4
建屋の モデル化	モデル	1 質点モデル
	材料物性	基本ケースに用いる材料物性（新設部） コンクリートの設計基準強度： $F_c = 33\text{N/mm}^2$ コンクリートのヤング係数： $E = 2.52 \times 10^4\text{N/mm}^2$ コンクリートのポアソン比： $\nu = 0.2$ 建屋剛性の不確かさケースに用いる材料物性（既設部） コンクリートの設計基準強度： $F_c = 32.4\text{N/mm}^2$ コンクリートのヤング係数： $E = 2.65 \times 10^4\text{N/mm}^2$ コンクリートのポアソン比： $\nu = 0.167$
	剛性評価	NS 方向：耐震壁を考慮 EW 方向：単位幅の耐震壁と屋根スラブで構成されるフレーム構造を考慮
	減衰定数	5%（ひずみエネルギー比例型減衰）
	非線形特性	水平方向：非線形特性を考慮 鉛直方向：考慮せず

2. 建屋のモデル化

建屋のモデル化は、添付書類「VI-2-9-3-1 原子炉建屋原子炉棟（二次格納施設）の耐震性についての計算書 別紙1（I）大物搬入口躯体の地震応答計算書」の「3.2 地震応答解析モデル」による。

2.1 地震応答解析モデル

NS方向の地震応答解析モデルは、大物搬入口躯体の基礎スラブが原子炉建屋の1階床スラブと一体となっていることから、基礎スラブ上端（O.P. 15.0m）を固定とする基礎固定モデルとする。質点位置は屋根スラブ上面（O.P. 22.6m）とし、基礎スラブ上面と屋根スラブ上面の中間高さより上部の重量を質点重量とする。曲げせん断要素の断面は、2枚の壁を耐震要素とする壁構造のため、耐震壁部分のみを考慮したはり要素でモデル化する。質点重量には大物搬入口を支持するフレームの柱、はりと大物搬入口の重量を考慮する。

EW方向の地震応答解析モデルは、大物搬入口躯体の基礎スラブが原子炉建屋の1階床スラブと一体となっていることから、基礎スラブ上端（O.P. 15.0m）を固定とする基礎固定モデルとする。上部構造部（耐震壁及び屋根スラブ）は、フレーム構造となっていることを踏まえ、耐震壁及び屋根スラブが一樣な断面形状であることから、耐震壁部分の単位長さの門型フレームでモデル化し、静的荷重漸増解析モデルにより求まる水平方向の変位量と等価せん断変形を考慮したはり要素を用いてモデル化する。基礎スラブ上端より上側のフレーム部の非線形特性は、静的荷重漸増解析モデルにより求まる水平方向の荷重-変形曲線から設定した等価せん断要素としてモデル化する。質点位置は、等価せん断要素の部材長さが静的荷重漸増解析のフレームモデルの高さに合うように、屋根スラブ中心（O.P. 22.2m）とする。基礎スラブ上端と屋根スラブ中心の中間高さより上部の重量を質点重量とする。

上記のとおり、大物搬入口躯体のNS方向は耐震壁の面内方向、EW方向は耐震壁の面外方向（フレーム構造）となっていることから、地震により耐震壁に発生する応力はEW方向に比べNS方向では非常に小さく、EW方向の評価が主体となるため、大物搬入口躯体の耐震壁を水平2方向の検討対象としない。

UD方向の地震応答解析モデルは、大物搬入口躯体の基礎スラブが原子炉建屋の1階床スラブと一体となっていることから、基礎スラブ上端（O.P. 15.0m）を固定とする基礎固定モデルとする。質点位置は屋根スラブ上面（O.P. 22.6m）とし、基礎スラブ上面と屋根スラブ上面の中間高さより上部の重量を質点重量とする。軸変形を考慮したはり要素を用いてモデル化し、軸剛性には耐震壁の断面積と大物搬入口取付部のフレームを構成する柱の軸断面積を考慮する。質点重量には大物搬入口を支持するフレームの柱、はりと大物搬入口の重量を考慮する。

建屋の減衰定数は5%とし、ひずみエネルギー比例型減衰とする。

建屋の地震応答解析モデルを図 2-1～図 2-3 に、地震応答解析モデルの諸元を表 2-1～表 2-3 に示す。

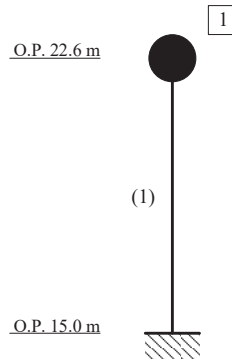


図 2-1 地震応答解析モデル (NS 方向)

表 2-1 地震応答解析モデルの諸元 (NS 方向)

質点 番号	質点重量 W (kN)	回転慣性重量 I _G (×10 ³ kN・m ²)	要素 番号	せん断 断面積 A _s (m ²)	断面二次 モーメント I (m ⁴)
1	5630	72.4			
			(1)	20.4	176.8
合計	5630				

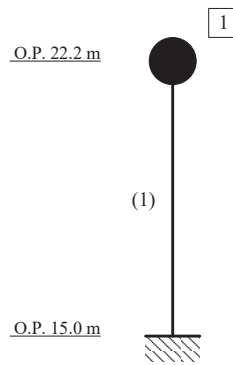


図 2-2 地震応答解析モデル (EW 方向)

表 2-2 地震応答解析モデルの諸元 (EW 方向)

質点 番号	質点重量 W (kN)	回転慣性重量 I_G ($\times 10^3 \text{kN} \cdot \text{m}^2$)	要素 番号	等価せん断 断面積 A_s (m ²)	断面二次 モーメント I (m ⁴)
1	370	—	(1)	0.0503	—
合計	370				

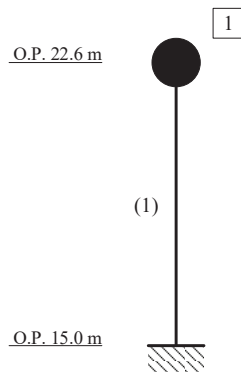


図 2-3 地震応答解析モデル (UD 方向)

表 2-3 地震応答解析モデルの諸元 (UD 方向)

質点 番号	質点重量 W (kN)	要素 番号	軸断面積 A_N (m ²)
1	5630		
		(1)	28.4
合計	5630		

2.2 地震応答解析モデルの設定に用いた物性値

地震応答解析モデルの設定に用いた物性値について、大物搬入口躯体は既設部と新設部が一体となった構造であることを踏まえ、基本ケースでは新設部の物性値とする。

また、原子炉建屋の地震応答解析と同様に建屋剛性の低下に関する不確かさを考慮するものとし、入力する地震動に対して最も剛性が低下するケースを考慮する。

基準地震動 S_s 入力時は、原子炉建屋の地震応答解析モデルで考慮している、基準地震動 S_s 入力後のさらなる剛性低下を考慮したケースについて検討する。弾性設計用地震動 S_d 入力時は、原子炉建屋の 2011 年 3 月 11 日東北地方太平洋沖地震の観測記録を用いたシミュレーション解析により設定した剛性補正係数による剛性低下を考慮したケースについて検討する。なお、建屋剛性の不確かさを考慮するケースにおけるコンクリート物性値は、原子炉建屋の地震応答解析における建屋剛性の不確かさを考慮するケースでの物性値と同一とする。

地震応答解析モデルの設定に用いた物性値を表 2-4 に示す。

表 2-4 地震応答解析モデルの設定に用いた物性値

対象 地震動	ケース名	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 (%)	地盤物性*	備考
基準地震 動 S s	ケース 1 (基本ケース)	2.52×10 ⁴	1.05×10 ⁴	5	標準地盤	新設部のコンクリート設計基準強度 F _c =33(N/mm ²)に 基づき設定
	ケース 2				標準地盤 + σ	
	ケース 3				標準地盤 - σ	
	ケース 4	標準地盤	既設部のコンクリート設計基準強度 F _c =32.4(N/mm ²) に基づき、原子炉建屋の基準地震動 S _s に対する地 震応答解析ケース 4~6 (基準地震動 S _s 入力後の剛 性) と同様に剛性低下を考慮した物性値			
	ケース 5	標準地盤 + σ				
	ケース 6	標準地盤 - σ				
弾性設計 用地震動 S d	ケース 1 (基本ケース)	2.52×10 ⁴	1.05×10 ⁴	5	標準地盤	新設部のコンクリート設計基準強度 F _c =33(N/mm ²)に 基づき設定
	ケース 2				標準地盤 + σ	
	ケース 3				標準地盤 - σ	
	ケース 4	標準地盤	既設部のコンクリート設計基準強度 F _c =32.4(N/mm ²) に基づき、原子炉建屋の弾性設計用地震動 S _d に対 する地震応答解析ケース 1~3 (2011 年 3 月 11 日東 北地方太平洋沖地震の観測記録を用いたシミュレー ション解析により設定した剛性) と同様に剛性低下 を考慮した物性値			
	ケース 5	標準地盤 + σ				
	ケース 6	標準地盤 - σ				

注記*：基礎固定モデルであることから、地盤物性については入力地震動となる原子炉建屋 1 階の床応答を算定する際の原子炉建屋の
解析モデルの地盤物性値を表している。

3. 地盤のモデル化

入力地震動は原子炉建屋 1 階の床応答とするため、地盤のモデル化は考慮しない。なお、別紙 7-5に大物搬入口躯体直下の地盤モデルにより算定した入力地震動との比較結果を示しており、原子炉建屋 1 階の床応答を入力地震動とすることの保守性を確認している。

別紙 7-2 地震応答解析におけるスケルトンカーブの設定

目 次

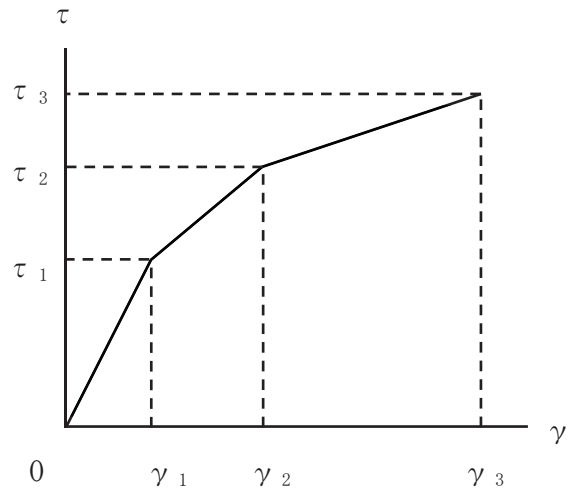
1. 概要.....	別紙 7-2- 1
2. NS 方向の RC 造耐震壁の非線形特性の設定について.....	別紙 7-2- 2
2.1 第 1 折点の設定.....	別紙 7-2- 3
2.2 第 2 折点の設定.....	別紙 7-2- 3
2.3 終局点の設定.....	別紙 7-2- 3
3. EW 方向の RC 造フレーム構造部の非線形特性の設定について.....	別紙 7-2- 4
3.1 フレームモデルの作成.....	別紙 7-2- 4
3.2 個材の非線形特性.....	別紙 7-2- 5
3.3 静的荷重漸増解析.....	別紙 7-2- 7
3.4 等価せん断モデルの作成.....	別紙 7-2- 7
4. せん断力のスケルトンカーブの設定について.....	別紙 7-2- 9
4.1 水平方向モデル.....	別紙 7-2- 9
4.1.1 NS 方向モデル.....	別紙 7-2- 9
4.1.2 EW 方向モデル.....	別紙 7-2-10
4.2 使用材料の物性値.....	別紙 7-2-11
4.3 基本ケースのせん断力のスケルトンカーブの諸数値.....	別紙 7-2-12
4.3.1 NS 方向.....	別紙 7-2-12
4.3.2 EW 方向.....	別紙 7-2-15
4.4 剛性低下による補正後のせん断力のスケルトンカーブの諸数値.....	別紙 7-2-17
4.4.1 初期剛性の補正の考え方.....	別紙 7-2-17
4.4.2 NS 方向.....	別紙 7-2-18
4.4.3 EW 方向.....	別紙 7-2-22
5. まとめ.....	別紙 7-2-26

1. 概要

大物搬入口躯体は、地上1階建ての鉄筋コンクリート造であり、NS 方向は壁構造、EW 方向はフレーム構造である。このため、建物・構築物の地震応答解析においては、鉄筋コンクリート造耐震壁（以下「RC 造耐震壁」という。）及び鉄筋コンクリート造フレーム構造部（以下「RC 造フレーム構造部」という。）の非線形特性を考慮している。本資料は、これらの RC 造耐震壁及び RC 造フレーム構造部のせん断スケルトンカーブの設定について説明するものである。

2. NS 方向の RC 造耐震壁の非線形特性の設定について

NS 方向の RC 造耐震壁のせん断応力度－せん断ひずみ関係（ $\tau - \gamma$ 関係）は、「原子力発電所耐震設計技術指針（J E A G 4 6 0 1-1991 追補版）」（以下「J E A G 4 6 0 1-1991 追補版」という。）に基づき，トリリニア型スケルトンカーブとする。せん断応力度－せん断ひずみ関係を図 2-1 に示す。



τ_1 ：第 1 折点のせん断応力度

τ_2 ：第 2 折点のせん断応力度

τ_3 ：終局点のせん断応力度

γ_1 ：第 1 折点のせん断ひずみ

γ_2 ：第 2 折点のせん断ひずみ

γ_3 ：終局点のせん断ひずみ (4.0×10^{-3})

図 2-1 せん断応力度－せん断ひずみ関係

2.1 第1折点の設定

NS方向のRC造耐震壁におけるせん断力のスケルトンカーブの第1折点は、「J E A G 4 6 0 1-1991 追補版」に基づき、以下の式より算出している。

$$\tau_1 = \sqrt{\sqrt{F_c} \left(\sqrt{F_c + \sigma_v} \right)}$$
$$\gamma_1 = \tau_1 / G$$

ここで、

- F_c : コンクリートの圧縮強度 (kgf/cm²)
- G : コンクリートのせん断弾性係数 (kgf/cm²)
- σ_v : 縦軸応力度 (kgf/cm²) (圧縮を正とする。)

2.2 第2折点の設定

NS方向のRC造耐震壁におけるせん断力のスケルトンカーブの第2折点は、「J E A G 4 6 0 1-1991 追補版」に基づき、以下の式より算出している。

$$\tau_2 = 1.35 \cdot \tau_1$$
$$\gamma_2 = 3 \cdot \gamma_1$$

2.3 終局点の設定

NS方向のRC造耐震壁におけるせん断力のスケルトンカーブの終局点は、「保有水平耐力の計算方法(平成19年5月18日国交省告示594号第四)」に基づき、以下の式より算出している。

$$\tau_u = \frac{0.068 \cdot P_{te}^{0.23} \cdot (F_c + 18)}{\sqrt{M/QD + 0.12}} + 0.85 \cdot \sqrt{\sigma_{wh} \cdot P_{wh} + 0.1 \cdot \sigma_0}$$

ただし、 $1 \leq M/QD \leq 3$

ここで、

- F_c : コンクリートの圧縮強度 (N/mm²)
- P_{wh} : せん断補強筋比 (実数)
- σ_0 : 縦応力度 (N/mm²) (圧縮を正とする)
- σ_{wh} : 鉄筋降伏応力度 (N/mm²)
- M/QD : シアスパン比
- P_{te} : 等価引張鉄筋比 (%)

3. EW方向のRC造フレーム構造部の非線形特性の設定について

EW方向のRC造フレーム構造部の非線形特性は、耐震壁と屋根スラブの単位幅のフレームモデルの静的荷重漸増解析に基づいて、等価せん断モデルとしてトリリニア型スケルトンカーブを設定する。

3.1 フレームモデルの作成

EW方向モデルは、単位幅の等価せん断モデルとしてモデル化する。単位幅の耐震壁と屋根スラブで構成されるRC造フレーム構造部をフレームモデルとしてモデル化し、静的荷重漸増解析で評価したスケルトンをトリリニア型に近似することで、等価せん断モデルを作成する。

等価せん断モデルの作成フローを図3-1に示す。

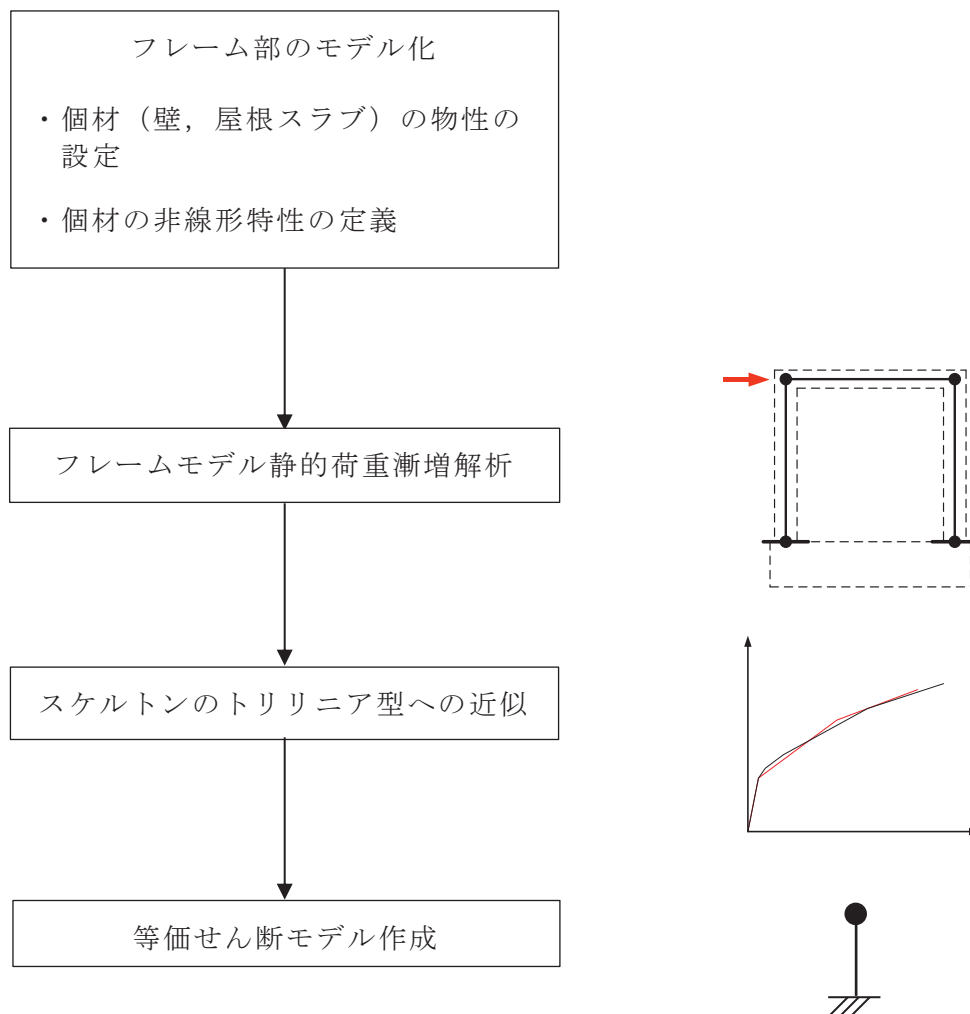
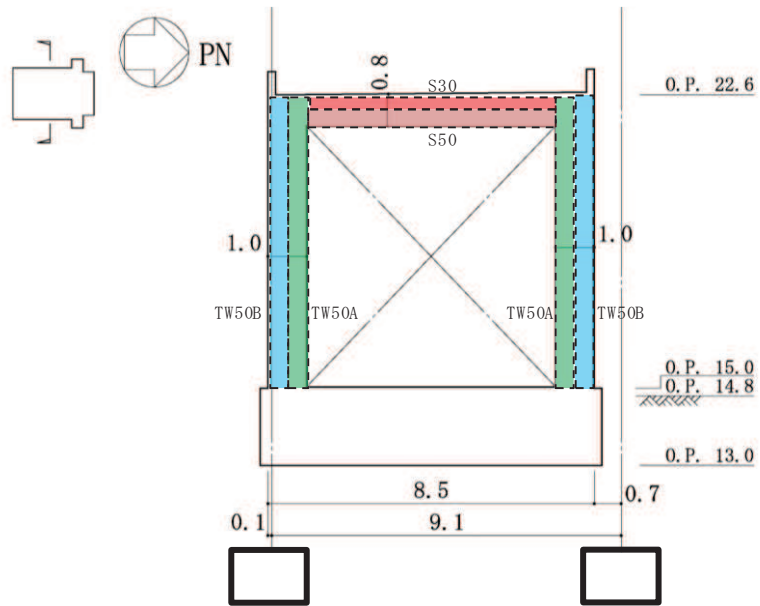


図3-1 EW方向RC造フレーム構造部の等価せん断モデルの作成フロー

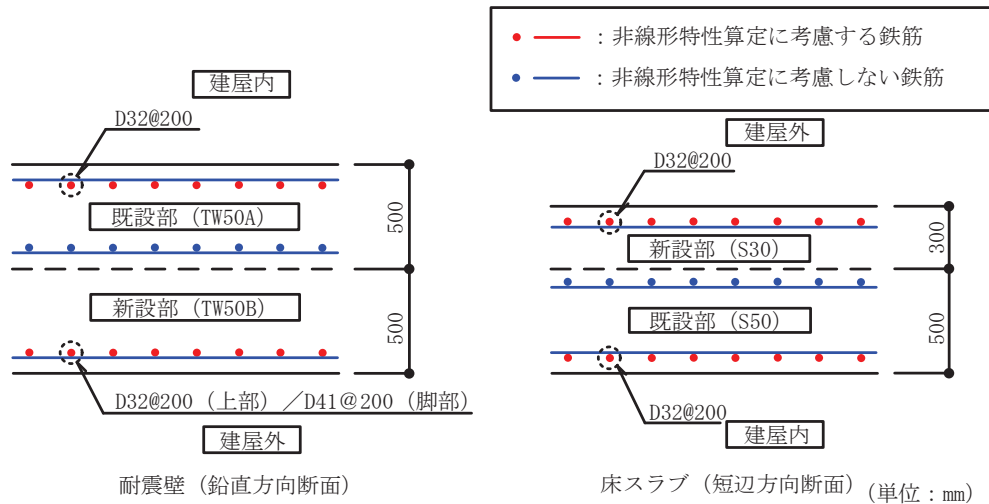
3.2 個材の非線形特性

個材（フレームを構成する壁，屋根スラブ）の非線形特性は「日本建築学会 1999年 鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説」に基づき図 3-2 のように設定する。

なお，既設部と新設部は一体化を図っていることから，既設部と新設部は一部材として評価する。個材の非線形特性算定に用いる壁及びスラブの引張鉄筋比の算定は，面外曲げに対して有効となる既設部の室内側鉄筋と新設部鉄筋（新設部設置後に両外側となる鉄筋）を考慮することとし，既設部の屋外側鉄筋（壁については屋外側，スラブについては上端）の鉄筋は考慮しないものとする。



概略断面図 (EW 方向)



非線形特性算定に考慮する鉄筋

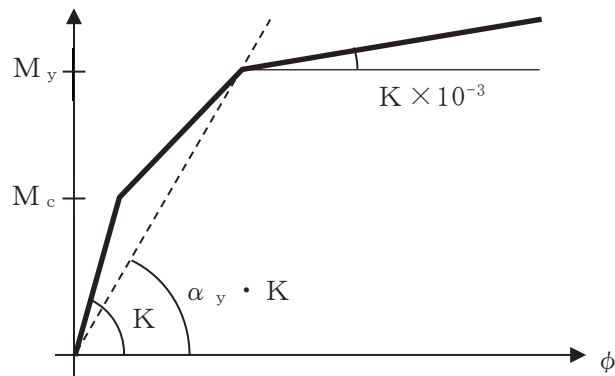


図 3-2 個材の非線形特性の設定 (材端モーメントー回転角関係)

枠囲みの内容は防護上の観点から公開できません。

$$M_c [\text{kN} \cdot \text{m}] = 0.56 \cdot \sqrt{\sigma_B} \cdot Z_e + N \cdot D / 6$$

σ_B : コンクリートの圧縮強度 [N/mm²]

Z_e : 鉄筋を考慮した断面係数 [cm³]

N : 軸力で、ここでは対象部材の長期軸力とする。 [kN]

D : 耐震壁及びスラブの全せい [mm]

$$M_y [\text{kN} \cdot \text{m}] = 0.9 \cdot a_t \cdot \sigma_y \cdot d$$

a_t : 引張鉄筋の断面積 [mm²]

σ_y : 鉄筋の降伏強度 [N/mm²] (SD345 の場合は、1.1 倍を考慮する。)

d : 有効せい [mm] (= $D - d_c$)

d_c : 圧縮側縁端から引張側鉄筋重心位置までの距離。

$$\alpha_y = (0.043 + 1.64 \cdot n \cdot p_t + 0.043 \cdot a / D + 0.33 \cdot \eta_0) (d / D)^2$$

n : ヤング係数比

p_t : 引張鉄筋比 (= $a_t / (b \cdot D)$)

b : 壁及びスラブの単位幅 [mm]

a / D : シアスパン比

a : シアスパン長さ。ここでは部材の内法長さとする。 [mm]

η_0 : $N / (b \cdot D \cdot \sigma_B)$

$$K = E \cdot I$$

注記*1: 非線形特性は曲げのみ考慮し、せん断は弾性とする。

*2: 第2剛性は M_c と M_y を結ぶ剛性とし、第3剛性は初期剛性の1/1000とする。

3.3 静的荷重漸増解析

静的荷重漸増解析は、解析コード「fappase」により行う。

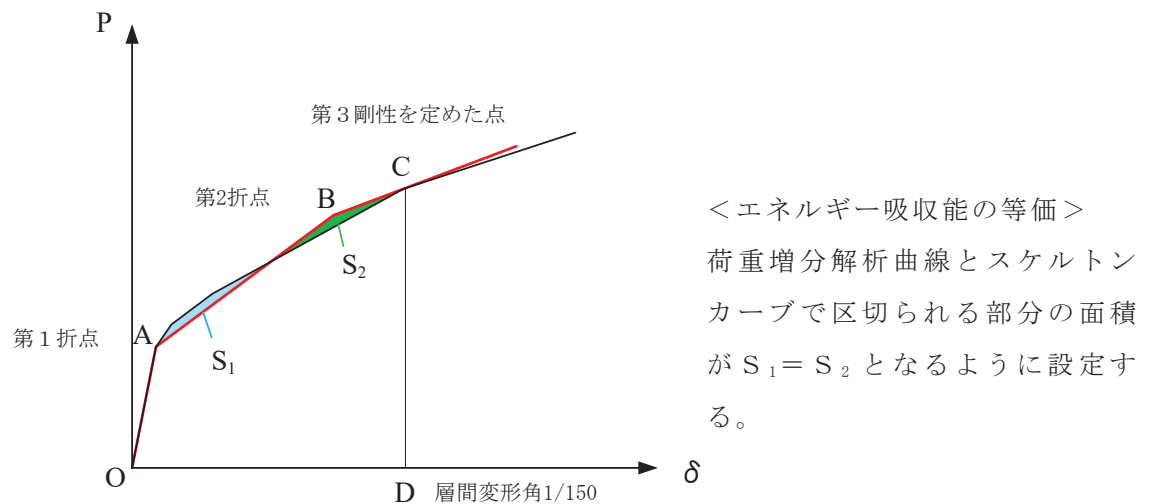
荷重の刻みは、最大荷重を1000kNと想定し、最大荷重に対して100分割(10kN)と設定する。

3.4 等価せん断モデルの作成

「3.3 静的荷重漸増解析」で得られた荷重-変形関係を用いて、トリリニア型に近似し、等価せん断モデルを作成する。

トリリニア型スケルトンカーブへの近似の手順を以下に示す。

- ①初期剛性 — 1ステップ目の荷重－変形関係
- ②第1折点 — いずれかの部材に曲げひび割れが発生したステップ (M_0 を超えたステップ)の荷重(せん断力)
- ③第3勾配 — 層間変形角 $1/150$ の接線勾配とする。
- ④第2折点 — 下図に示すエネルギー吸収能が等価になる点とする。
- ⑤第2勾配 — 第1折点と第2折点を結ぶ勾配
- ⑥上記手順で作成した荷重－変形関係の初期勾配から、壁部材に設定したせん断弾性係数を用いて等価せん断断面積と等価せん断応力度を算定する
- ⑦変形をフレームの高さで除した値を等価せん断ひずみとする



＜エネルギー吸収能の等価＞
 荷重増分解析曲線とスケルトンカーブで区切られる部分の面積が $S_1 = S_2$ となるように設定する。

$O-C-D$ (荷重増分解析曲線の面積) = $OABCD$ (スケルトンの面積)

$\therefore S_1 = S_2$ C : 第3剛性を定めたステップ

図 3-4 トリリニア型スケルトンカーブへの近似方法

4. せん断力のスケルトンカーブの設定について

4.1 水平方向モデル

4.1.1 NS 方向モデル

NS 方向モデルは、耐震壁の曲げ及びせん断剛性を評価した 1 質点モデルとして
いる。NS 方向の地震応答解析モデルを図 4-1 に、NS 方向モデルの諸元を表 4-
1 に示す。

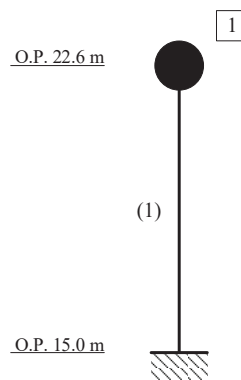


図 4-1 地震応答解析モデル (NS 方向)

表 4-1 地震応答解析モデルの諸元 (NS 方向)

質点 番号	質点重量 W (kN)	回転慣性重量 I _G (× 10 ³ kN・m ²)	要素 番号	せん断 断面積 A _s (m ²)	断面二次 モーメント I (m ⁴)
1	5630	72.4			
			(1)	20.4	176.8
合計	5630				

4.1.2 EW 方向モデル

EW 方向モデルは、耐震壁と屋根スラブで構成される単位幅のフレームモデルの静的荷重漸増解析により評価した等価せん断剛性の 1 質点系モデルとしている。EW 方向の地震応答解析モデルを図 4-2 に、EW 方向モデルの諸元を表 4-2 に示す。

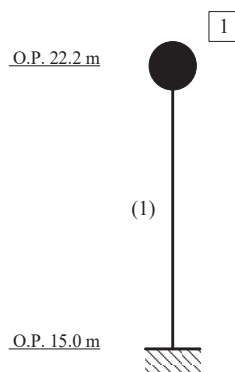


図 4-2 地震応答解析モデル (EW 方向)

表 4-2 地震応答解析モデルの諸元 (EW 方向)

質点 番号	質点重量 W (kN)	回転慣性重量 I _G (× 10 ³ kN・m ²)	要素 番号	等価せん断 断面積 A _s (m ²)	断面二次 モーメント I (m ⁴)
1	370	—	(1)	0.0503	—
合計	370				

4.2 使用材料の物性値

地震応答解析に用いる大物搬入口躯体の使用材料の物性値を表4-3～表4-5に示す。

表 4-3 建物・構築物の物性値

使用材料	ヤング係数 E (N/mm ²)	せん断 弾性係数 G (N/mm ²)	減衰定数 h (%)	備 考
鉄筋コンクリート コンクリート： F _c = 33 (N/mm ²) 鉄筋：SD345, SD490	2.52 × 10 ⁴	1.05 × 10 ⁴	5	新設部の設計値

注：既設部のコンクリートの設計基準強度 F_c は 32.4N/mm² (330kgf/cm²) である。

表 4-4 使用材料の物性値（コンクリート）

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 (%)	備 考
F _c = 32.4N/mm ²	2.65 × 10 ⁴	1.14 × 10 ⁴	5	既設部
F _c = 33N/mm ²	2.52 × 10 ⁴	1.05 × 10 ⁴	5	新設部

表 4-5 使用材料の物性値（鉄筋）

使用材料	降伏応力度 s σ _y (N/mm ²)	備 考
SD345	345	
SD490	490	新設部脚部縦筋

4.3 基本ケースのせん断力のスケルトンカーブの諸数値

4.3.1 NS 方向

(1) 第1折点

NS 方向の RC 造耐震壁のせん断力のスケルトンカーブの第1折点の設定根拠を表4-6に示す。

表4-6 NS 方向耐震壁のせん断力のスケルトンカーブ
($\tau - \gamma$ 関係, 第1折点)

要素 番号	設計基準 強度 F_c (N/mm^2)	せん断弾性 係数 G ($\times 10^4 N/mm^2$)	せん断断 面積 A_s (m^2)	縦軸応力度 σ_v^* (N/mm^2)	τ_1 (N/mm^2)	γ_1 ($\times 10^{-3}$)
(1)	33	1.05	20.4	0.185	1.87	0.178

注記* : 縦軸応力度 $\sigma_v =$ 当該部分が支える重量 / 断面積

(2) 第2折点

NS 方向の RC 造耐震壁のせん断力のスケルトンカーブの第2折点の設定根拠を表4-7に示す。

表4-7 NS 方向耐震壁のせん断力のスケルトンカーブ
($\tau - \gamma$ 関係, 第2折点)

要素 番号	τ_2^{*1} (N/mm^2)	γ_2^{*2} ($\times 10^{-3}$)
(1)	2.53	0.535

注記*1 : $\tau_2 = 1.35 \cdot \tau_1$

*2 : $\gamma_2 = 3 \cdot \gamma_1$

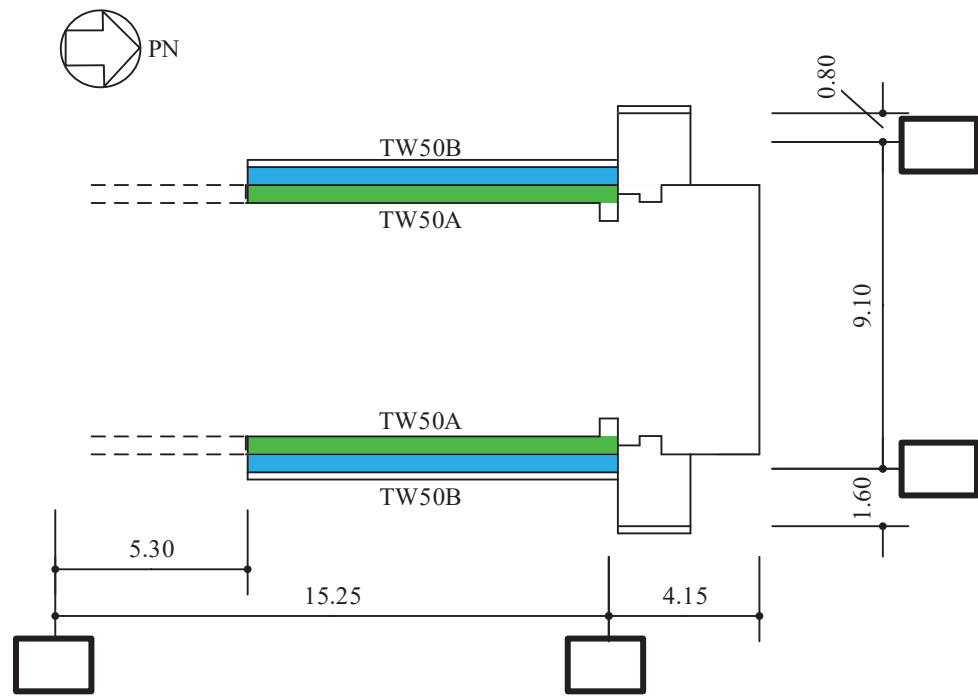
(3) 終局点

NS 方向の RC 造耐震壁の終局点は、「2.3 終局点の設定」に基づき、終局せん断応力度を算出する。

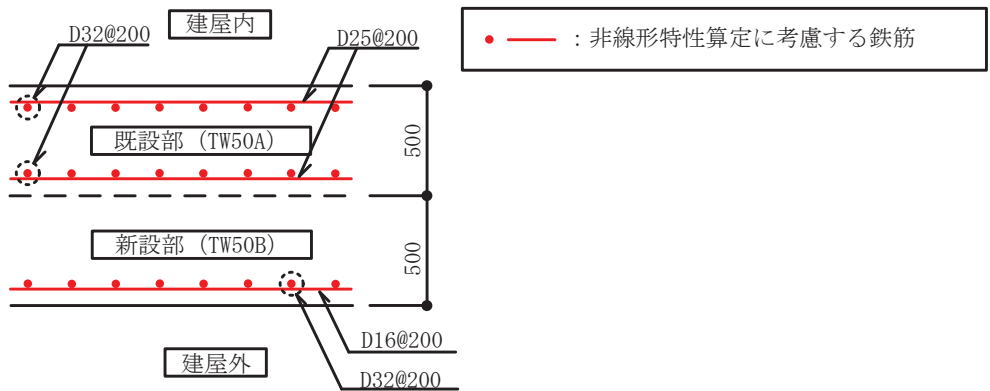
NS 方向の RC 造耐震壁のせん断力のスケルトンカーブの終局点の設定根拠を表 4-8 に示す。また、大物搬入口躯体の耐震壁の配筋を示したものを図 4-2 に示す。既設部と新設部は一体化を図っていることから、NS 方向のせん断力のスケルトンカーブの終局点の算定においては既設部と新設部の合計鉄筋量より算定される鉄筋比のうち、鉄筋比が小さい耐震壁上部の値を用いる。

表 4-8 NS 方向の RC 造耐震壁のせん断力のスケルトンカーブ
($\tau - \gamma$ 関係, 終局点)

要素 番号	F_c (N/mm ²)	P_{te} (%)	P_{wh} (%)	σ_0 (N/mm ²)	M/QD	σ_{wh} (N/mm ²)	τ_3 (N/mm ²)	γ_3 ($\times 10^{-3}$)
(1)	33	0.119	0.607	0.185	1.0	345	3.26	4.0



1階伏図 (0. P. 15.0m)



耐震壁 (上部) (鉛直方向断面)

(単位 : mm)

非線形特性算定に考慮する鉄筋

記号	縦筋	横筋	備考
TW50A	2-D32@200	2-D25@200	既設部
TW50B	D32@200 (上部) D41@200 (脚部)	D16@200	新設部

注記* : 記号に含まれる数値は壁厚 (cm) を表す。(例 : TW50 は 50cm)

図4-2 耐震壁の配筋図 (0. P. 15.0m~0. P. 22.6m)

枠囲みの内容は防護上の観点から公開できません。

4.3.2 EW 方向

EW 方向の RC 造フレーム構造部のせん断力のスケルトンカーブは、静的荷重漸増解析により得られた荷重－変形関係に対して面積等価なトリリニア型スケルトンカーブとして設定する。

(1) 第 1 折点

EW 方向の RC 造フレーム構造部のせん断力のスケルトンカーブの第 1 折点を表 4-9 に示す。

表 4-9 EW 方向の RC 造フレーム構造部のせん断力のスケルトンカーブ
($\tau - \gamma$ 関係, 第 1 折点)

要素 番号	せん断弾性係数 G ($\times 10^4 \text{N/mm}^2$)	等価せん断断面積 A_s (m^2)	τ_1' (N/mm^2)	γ_1' ($\times 10^{-3}$)
(1)	1.05	0.0503	5.37	0.512

(2) 第 2 折点

EW 方向の RC 造フレーム構造部のせん断力のスケルトンカーブの第 2 折点を表 4-10 に示す。

表 4-10 EW 方向の RC 造フレーム構造部のせん断力のスケルトンカーブ
($\tau - \gamma$ 関係, 第 2 折点)

要素 番号	τ_2 (N/mm^2)	γ_2 ($\times 10^{-3}$)
(1)	11.1	4.26

注記* : τ_2 は等価せん断断面積と壁部材のせん断弾性係数から算定した値

(3) 終局点

EW 方向の RC 造フレーム構造部のせん断力のスケルトンカーブの終局点を表 4-11 に示す。

表 4-11 EW 方向の RC 造フレーム構造部のせん断力のスケルトンカーブ
($\tau - \gamma$ 関係, 終局点)

要素 番号	τ_3^* (N/mm ²)	γ_3 ($\times 10^{-3}$)
(1)	12.9	6.67

注記* : τ_3 は等価せん断断面積と壁部材のせん断弾性係数から算定した値

4.4 剛性低下による補正後のせん断力のスケルトンカーブの諸数値

4.4.1 初期剛性の補正の考え方

大物搬入口躯体の耐震壁は既設部と新設部が一体となった構造であることを踏まえ、基本ケースでは新設部の物性値としている。一方、材料物性の不確かさのうち建屋剛性については、原子炉建屋の地震応答解析と同様に建屋剛性の低下に関する不確かさを考慮するものとし、入力する地震動に対して最も剛性が低下するケースを考慮することとしている。なお、適用する剛性補正係数は、弾性設計用地震動 S_d に対する不確かさケースのモデルでは、原子炉建屋の 2011 年 3 月 11 日東北地方太平洋沖地震の観測記録を用いたシミュレーション解析による NS 方向 1 階部分の剛性補正係数と同じ 0.75 を適用する。基準地震動 S_s に対する不確かさケースのモデルでは、上記剛性低下を考慮したモデルに基準地震動 S_s が入力した後の更なる剛性低下による補正係数 0.78 をさらに乗じた剛性補正係数 0.585 を適用する。剛性補正係数を表 4-12 に示す。

表 4-12 耐震壁の初期剛性の基本ケースに対する剛性補正係数

(a) 弾性設計地震動 S_d に対する不確かさケース

方向	剛性補正係数
NS	0.75
EW	0.75

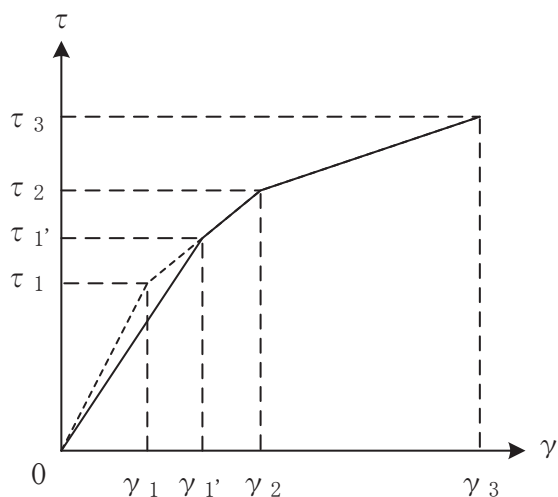
(b) 基準地震動 S_s に対する不確かさケース

方向	剛性補正係数
NS	0.585
EW	0.585

注：EW 方向は静的荷重漸増解析を行うフレームモデルの耐震壁部分の剛性補正係数を表す。

4.4.2 NS 方向

せん断力のスケルトンカーブの初期剛性の補正方法を図 4-3 に示す。



注記：大物搬入口躯体 NS 方向 RC 造耐震壁に適用する剛性補正係数（弾性設計用地震動 $S_d : 0.75$ ，基準地震動 $S_s : 0.585$ ）の場合は補正後の初期剛性が第 2 勾配と交わる

図 4-3 初期剛性を補正したせん断力のスケルトンカーブ

(1) 第1折点

NS方向RC造耐震壁のせん断力のスケルトンカーブの第1折点の設定根拠を表4-13に示す。なお、剛性低下を考慮するスケルトンは、既設部の材料物性（ $F_c = 32.4\text{N/mm}^2$ ）のスケルトンに対して剛性低下を考慮する。

表4-13 せん断力のスケルトンカーブ（ $\tau - \gamma$ 関係，第1折点）（補正後）

(a) 弾性設計地震動 S_d に対する不確かさケース

要素番号	せん断弾性係数 G ($\times 10^4\text{N/mm}^2$)	せん断断面積 A_s (m^2)	τ_1' (N/mm^2)	γ_1' ($\times 10^{-3}$)	備考
(1)	0.86	20.4	2.01	0.236	剛性補正係数 0.75

(b) 基準地震動 S_s に対する不確かさケース

要素番号	せん断弾性係数 G ($\times 10^4\text{N/mm}^2$)	せん断断面積 A_s (m^2)	τ_1' (N/mm^2)	γ_1' ($\times 10^{-3}$)	備考
(1)	0.67	20.4	2.20	0.331	剛性補正係数 0.585

(2) 第2折点

NS 方向 RC 造耐震壁のせん断力のスケルトンカーブの剛性低下による補正後の第2折点を表4-14に示す。剛性低下を考慮するスケルトンは、既設部の材料物性 ($F_c = 32.4 \text{ N/mm}^2$) のスケルトンに対して剛性低下を考慮する。

表4-14 せん断力のスケルトンカーブ ($\tau - \gamma$ 関係, 第2折点) (補正後)

(a) 弾性設計地震動 S_d に対する不確かさケース

要素 番号	τ_2 (N/mm^2)	γ_2 ($\times 10^{-3}$)	備考
(1)	2.53	0.494	剛性補正係数 0.75

(b) 基準地震動 S_s に対する不確かさケース

要素 番号	τ_2 (N/mm^2)	γ_2 ($\times 10^{-3}$)	備考
(1)	2.53	0.494	剛性補正係数 0.585

(3) 終局点

NS 方向 RC 造耐震壁のせん断力のスケルトンカーブの剛性低下による補正後の終局点を表 4-15 に示す。剛性低下を考慮するスケルトンは、既設部の材料物性 ($F_c = 32.4\text{N/mm}^2$) のスケルトンに対して剛性低下を考慮する。

表 4-15 せん断力のスケルトンカーブ ($\tau - \gamma$ 関係, 終局点) (補正後)

(a) 弾性設計地震動 S d に対する不確かさケース

要素 番号	τ_3 (N/mm^2)	γ_3 ($\times 10^{-3}$)	備考
(1)	3.39	4.00	剛性補正係数 0.75

(b) 基準地震動 S s に対する不確かさケース

要素 番号	τ_3 (N/mm^2)	γ_3 ($\times 10^{-3}$)	備考
(1)	3.39	4.00	剛性補正係数 0.585

4.4.3 EW 方向

EW 方向モデルについては、静的荷重漸増解析を行う RC 造フレーム構造部の非線形特性に初期剛性の補正を行って等価せん断スケルトンを算定する。RC 造フレーム構造部の非線形特性の初期剛性の補正方法を図 4-4 に示す。

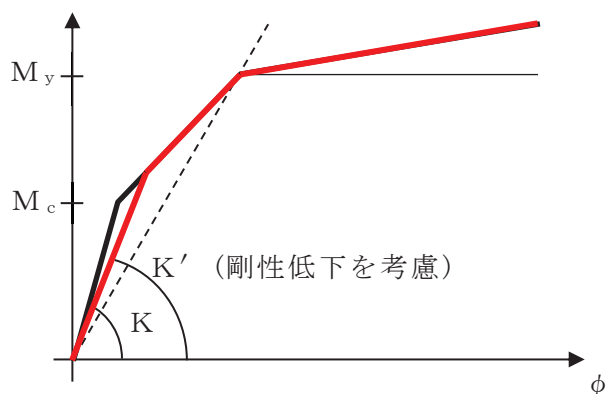


図 4-4 RC 造フレーム構造部の初期剛性の補正方法

EW 方向の RC 造フレーム構造部の剛性低下を考慮した等価せん断モデルのスケルトンカーブは、図 4-4 に示した初期剛性を補正したフレームモデルによる静的荷重漸増解析の荷重-変形関係に対してエネルギー吸収能が等価なトリリニア型スケルトンとして設定する（図 3-4 を参照）。

(1) 第1折点

EW方向のRC造フレーム構造部のせん断力のスケルトンカーブの第1折点を表4-16に示す。

表4-16 EW方向のRC造フレーム構造部のせん断力のスケルトンカーブ
($\tau - \gamma$ 関係, 第1折点) (補正後)

(a) 弾性設計地震動 S_d に対する不確かさケース

要素番号	せん断弾性係数 G ($\times 10^4 \text{N/mm}^2$)	等価せん断断面積 A_s (m^2)	τ_{1^*} (N/mm^2)	γ_1 ($\times 10^{-3}$)	備考
(1)	0.86	0.0533	4.88	0.572	剛性補正係数 0.75

注記* : τ_{1^*} は等価せん断断面積と壁部材のせん断弾性係数から算定した値

(b) 基準地震動 S_s に対する不確かさケース

要素番号	せん断弾性係数 G ($\times 10^4 \text{N/mm}^2$)	等価せん断断面積 A_s (m^2)	τ_{1^*} (N/mm^2)	γ_1 ($\times 10^{-3}$)	備考
(1)	0.67	0.0570	4.38	0.659	剛性補正係数 0.585

注記* : τ_{1^*} は等価せん断断面積と壁部材のせん断弾性係数から算定した値

(2) 第2折点

EW方向のRC造フレーム構造部のせん断力のスケルトンカーブの第2折点を表4-17に示す。

表4-17 EW方向のRC造フレーム構造部のせん断力のスケルトンカーブ
($\tau - \gamma$ 関係, 第2折点) (補正後)

(a) 弾性設計地震動 S_d に対する不確かさケース

要素番号	τ_2^* (N/mm ²)	γ_2 ($\times 10^{-3}$)	備考
(1)	11.7	4.23	剛性補正係数 0.75

注記* : τ_2 は等価せん断断面積と壁部材のせん断弾性係数から算定した値

(b) 基準地震動 S_s に対する不確かさケース

要素番号	τ_2^* (N/mm ²)	γ_2 ($\times 10^{-3}$)	備考
(1)	11.2	4.36	剛性補正係数 0.585

注記* : τ_2 は等価せん断断面積と壁部材のせん断弾性係数から算定した値

(3) 終局点

EW 方向の RC 造フレーム構造部のせん断力のスケルトンカーブの終局点を表 4-18 に示す。

表 4-18 EW 方向の RC 造フレーム構造部のせん断力のスケルトンカーブ
($\tau - \gamma$ 関係, 終局点) (補正後)

(a) 弾性設計地震動 S_d に対する不確かさケース

要素 番号	τ_3 (N/mm ²)	γ_3 ($\times 10^{-3}$)	備考
(1)	13.3	6.54	剛性補正係数 0.75

注記* : τ_3 は等価せん断断面積と壁部材のせん断弾性係数から算定した値

(b) 基準地震動 S_s に対する不確かさケース

要素 番号	τ_3 (N/mm ²)	γ_3 ($\times 10^{-3}$)	備考
(1)	12.5	6.55	剛性補正係数 0.585

注記* : τ_3 は等価せん断断面積と壁部材のせん断弾性係数から算定した値

5. まとめ

大物搬入口躯体におけるせん断力のスケルトンカーブの設定について整理した。算出したせん断力のスケルトンカーブの諸数値を表 5-1 に示す。NS 方向は RC 造耐震壁のスケルトンカーブ，EW 方向は RC 造フレーム構造部の等価せん断モデルのスケルトンカーブである。

表 5-1(1) 大物搬入口躯体のせん断力のスケルトンカーブ ($\tau - \gamma$ 関係)
(基本ケース)

(a) NS 方向

要素 番号	第 1 折点		第 2 折点		終局点	
	τ_1 (N/mm ²)	γ_1 ($\times 10^{-3}$)	τ_2 (N/mm ²)	γ_2 ($\times 10^{-3}$)	τ_3 (N/mm ²)	γ_3 ($\times 10^{-3}$)
(1)	1.87	0.178	2.53	0.535	3.26	4.00

(b) EW 方向

要素 番号	第 1 折点		第 2 折点		終局点*	
	τ_1 (N/mm ²)	γ_1 ($\times 10^{-3}$)	τ_2 (N/mm ²)	γ_2 ($\times 10^{-3}$)	τ_3 (N/mm ²)	γ_3 ($\times 10^{-3}$)
(1)	5.37	0.512	11.1	4.26	12.9	6.67

注記* : EW 方向の終局点は層間変形角 1/150 に対応する変形としている

表5-1(2) 大物搬入口躯体のせん断力のスケルトンカーブ ($\tau - \gamma$ 関係)
(弾性設計用地震動 S d に対する不確かさケース)

(a) NS 方向

要素 番号	第 1 折点		第 2 折点		終局点	
	τ_1 (N/mm ²)	γ_1 ($\times 10^{-3}$)	τ_2 (N/mm ²)	γ_2 ($\times 10^{-3}$)	τ_3 (N/mm ²)	γ_3 ($\times 10^{-3}$)
(1)	2.01	0.236	2.53	0.494	3.39	4.00

(b) EW 方向

要素 番号	第 1 折点		第 2 折点		終局点*	
	τ_1 (N/mm ²)	γ_1 ($\times 10^{-3}$)	τ_2 (N/mm ²)	γ_2 ($\times 10^{-3}$)	τ_3 (N/mm ²)	γ_3 ($\times 10^{-3}$)
(1)	4.88	0.572	11.7	4.23	13.3	6.54

注記* : EW 方向の終局点は層間変形角 1/150 に対応する変形としている

表5-1(3) 大物搬入口躯体のせん断力のスケルトンカーブ ($\tau - \gamma$ 関係)
(基準地震動 S s に対する不確かさケース)

(a) NS 方向

要素 番号	第 1 折点		第 2 折点		終局点	
	τ_1 (N/mm ²)	γ_1 ($\times 10^{-3}$)	τ_2 (N/mm ²)	γ_2 ($\times 10^{-3}$)	τ_3 (N/mm ²)	γ_3 ($\times 10^{-3}$)
(1)	2.20	0.331	2.53	0.494	3.39	4.00

(b) EW 方向

要素 番号	第 1 折点		第 2 折点		終局点*	
	τ_1 (N/mm ²)	γ_1 ($\times 10^{-3}$)	τ_2 (N/mm ²)	γ_2 ($\times 10^{-3}$)	τ_3 (N/mm ²)	γ_3 ($\times 10^{-3}$)
(1)	4.38	0.659	11.2	4.36	12.5	6.55

注記* : EW 方向の終局点は層間変形角 1/150 に対応する変形としている

別紙 7-4 大物搬入口躯体の耐震補強

目 次

1. 概要.....	別紙 7-4- 1
2. 補強設計方針.....	別紙 7-4- 1
2.1 基礎スラブの支持.....	別紙 7-4- 1
2.2 大物搬入口躯体補強.....	別紙 7-4- 1
3. 耐震補強部材の詳細.....	別紙 7-4- 2
3.1 基礎スラブの支持.....	別紙 7-4- 2
3.2 大物搬入口躯体補強.....	別紙 7-4- 6
4. 地盤の支持性能の検討.....	別紙 7-4-11
4.1 検討方法.....	別紙 7-4-11
4.2 支持性能の検討結果.....	別紙 7-4-12

1. 概要

本資料は、大物搬入口躯体の耐震補強について説明するものである。

2. 補強設計方針

2.1 基礎スラブの支持

大物搬入口躯体は、現状は原子炉建屋の支持岩盤上面から大物搬入口躯体基礎スラブ下面までの範囲が埋戻土であることから、支持壁で基礎スラブを支持することとしている。基準地震動 S_s に対する裕度を確保する目的で、大物搬入口躯体の直下地盤を原子炉建屋の支持岩盤上面から大物搬入口躯体基礎スラブ下面までの範囲にマンメイドロックを打設し、大物搬入口躯体の基礎スラブをマンメイドロックで直接支持する構造とする。また、大物搬入口躯体の直下地盤をマンメイドロックに置換することで、地盤は液状化しない。なお、現状の大物搬入口躯体基礎スラブを支持している支持壁については、マンメイドロック打設完了後に基礎スラブに局部的な応力が作用することを避ける目的で、主筋を切断した上で基礎スラブ下端レベルまでのマンメイドロックを打設する計画としている。また、原子炉建屋側の一部については、原子炉建屋躯体に作用する地震時土圧を低減することを目的に、O.P. 2.7 m より上部の 3m 幅の範囲はマンメイドロックを打設せず埋戻土で埋戻すこととする。

2.2 大物搬入口躯体補強

大物搬入口躯体は、原子炉建屋 1 階の北側に配置された南北方向に長い箱型断面の地上 1 階の構造物である。大物搬入口躯体の基礎スラブは原子炉建屋 1 階床スラブと一体の構造となっており、1 階の耐震壁と屋根スラブはエキスパンションジョイントにより原子炉建屋と構造的に分離されている。

大物搬入口躯体は、NS 方向については耐震壁により十分な耐震性を有しているが、EW 方向については、耐震壁と屋根スラブで構成される門型のフレーム構造で耐震性を確保する構造となっているため、耐震壁と屋根スラブを増厚して耐震性を向上させることとする。新設部の壁と既設部との一体化を目的に、基礎スラブを EW 方向に拡幅して新設部の壁の縦方向主筋脚部を定着させるとともに、新設部の壁の頂部は床スラブの増厚部に定着させる。基礎スラブの拡幅部と既設基礎スラブ部は、あと施工アンカーにより一体化を図る。

また、新設する大物搬入口は、柱及びはりで構成される強固なフレームを新設して支持する計画とする。

3. 耐震補強部材の詳細

3.1 基礎スラブの支持

大物搬入口躯体の直下地盤を原子炉建屋の支持岩盤上面から大物搬入口基礎スラブ下面までの範囲にマンメイドロックを打設し，大物搬入口躯体の基礎スラブをマンメイドロックで直接支持する構造とする。大物搬入口躯体直下のマンメイドロックの打設範囲及び施工順序を図 3-1 に，マンメイドロックの物性値を表 3-1 に示す。

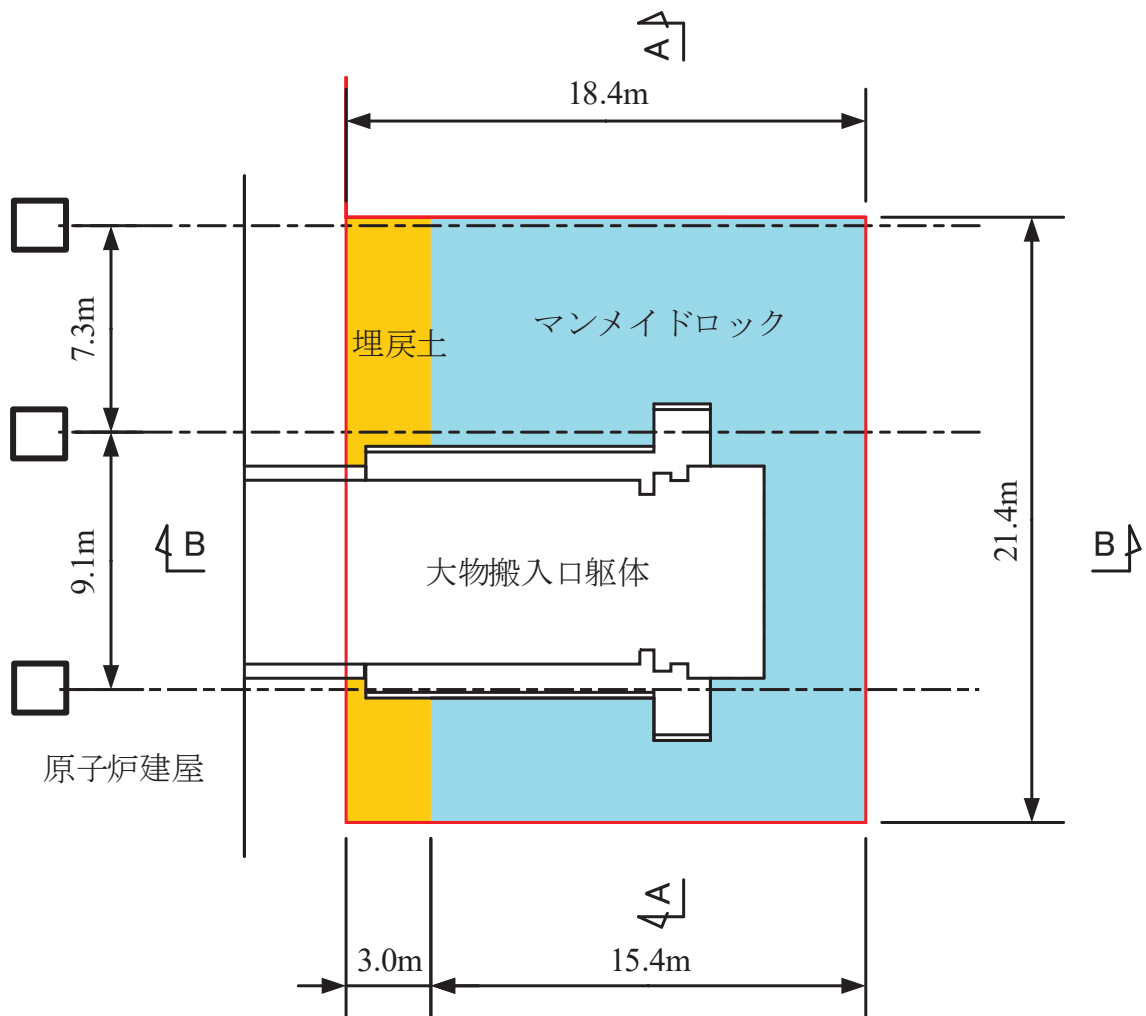


図 3-1(1) 大物搬入口躯体直下のマンメイドロック（平面図）

枠囲みの内容は防護上の観点から公開できません。

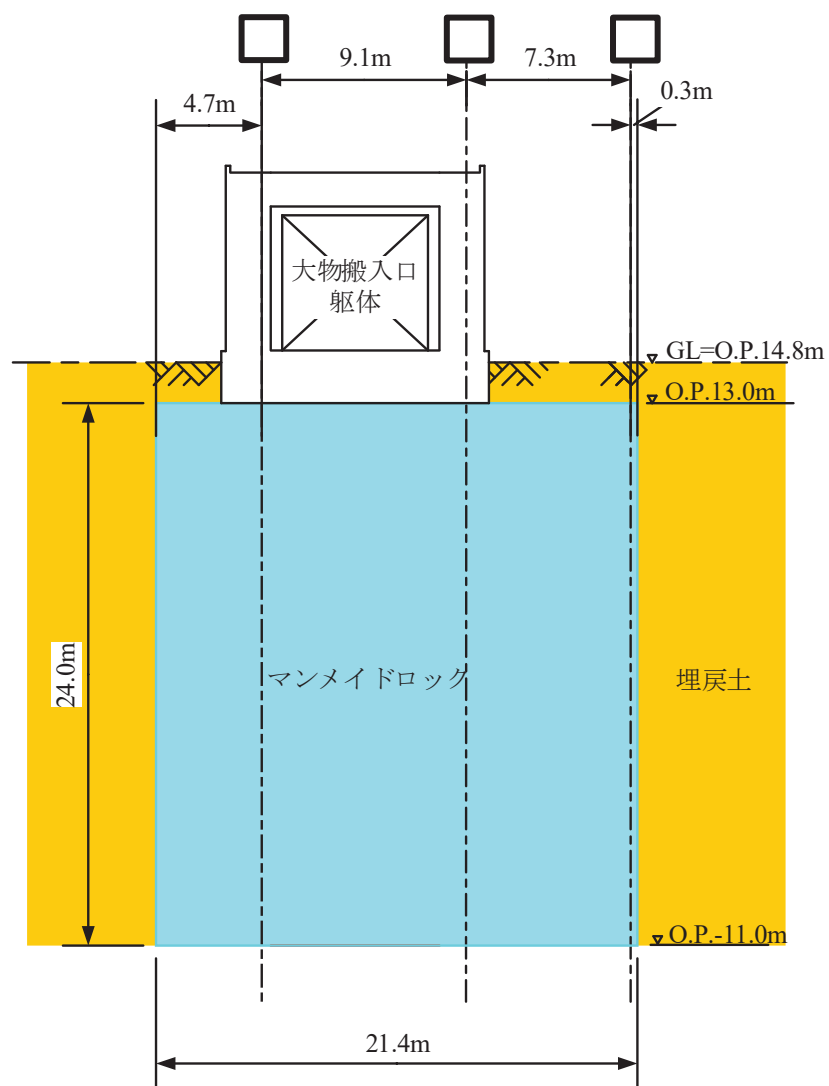


図 3-1(2) 大物搬入口躯体直下のマンメイドロック (A-A 断面)

注記* : O.P. は女川原子力発電所工事用基準面であり, 東京湾平均海面 (T.P.) -0.74m である。

枠囲みの内容は防護上の観点から公開できません。

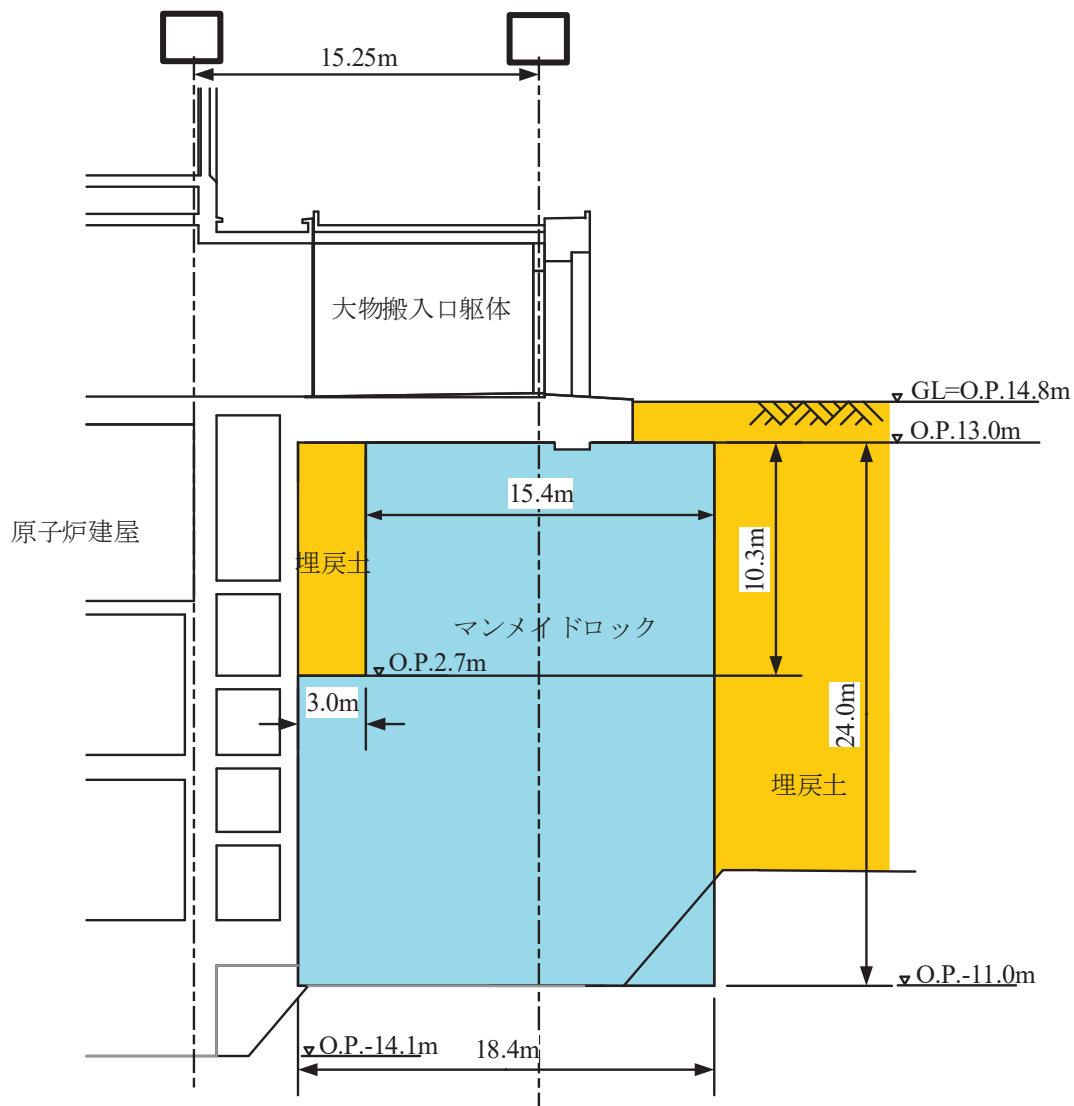


図 3-1(3) 大物搬入口躯体直下のマンメイドロック (B-B 断面)

表 3-1 マンメイドロックの物性値

	設計値*
単位重量 (kN/m ³)	22.5
ポアソン比	0.2
ヤング係数 (kN/m ²)	2.80×10^7

注記* : 土木学会 2007年 コンクリート標準示方書 [設計編] に基づく。

枠囲みの内容は防護上の観点から公開できません。

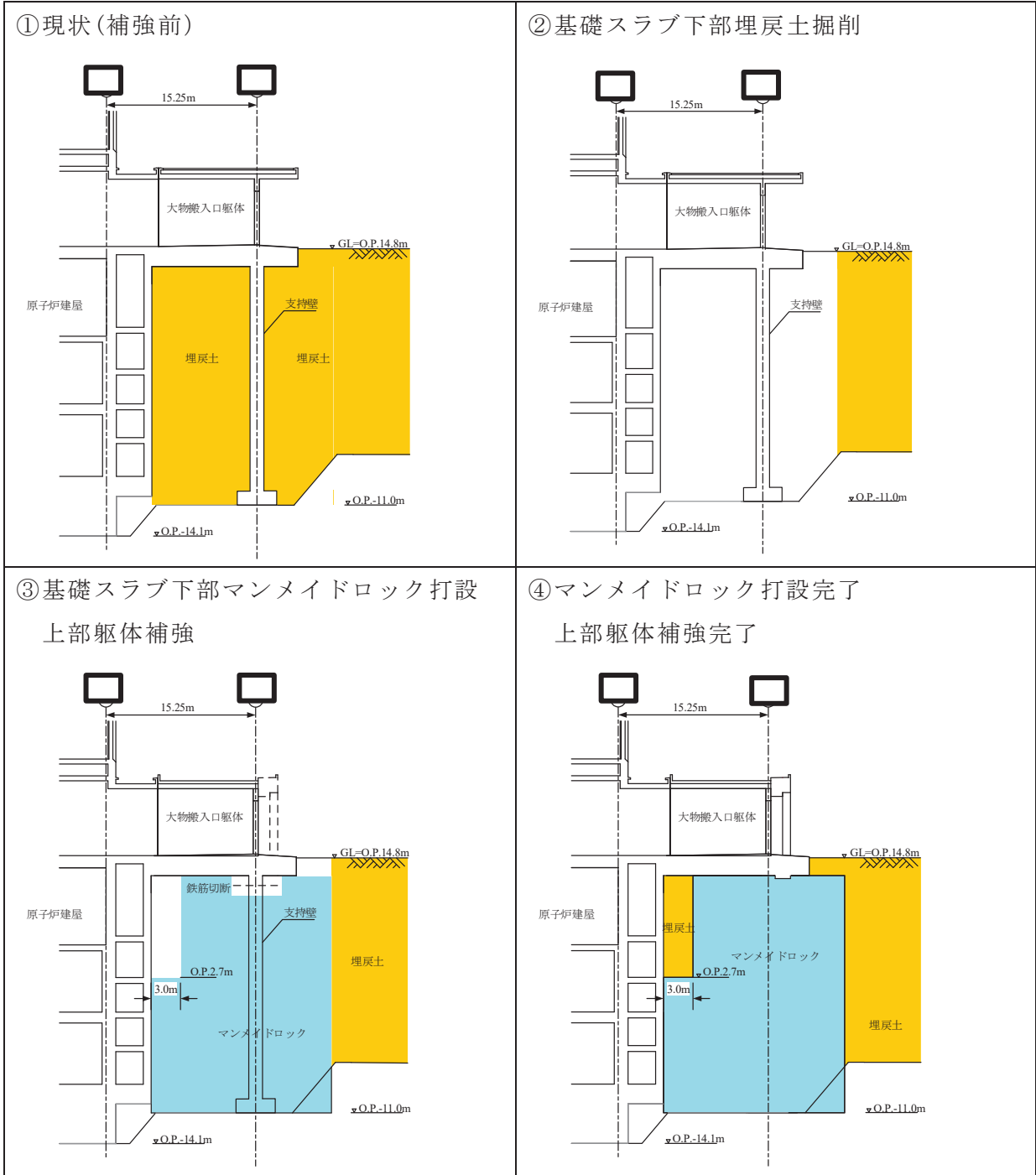


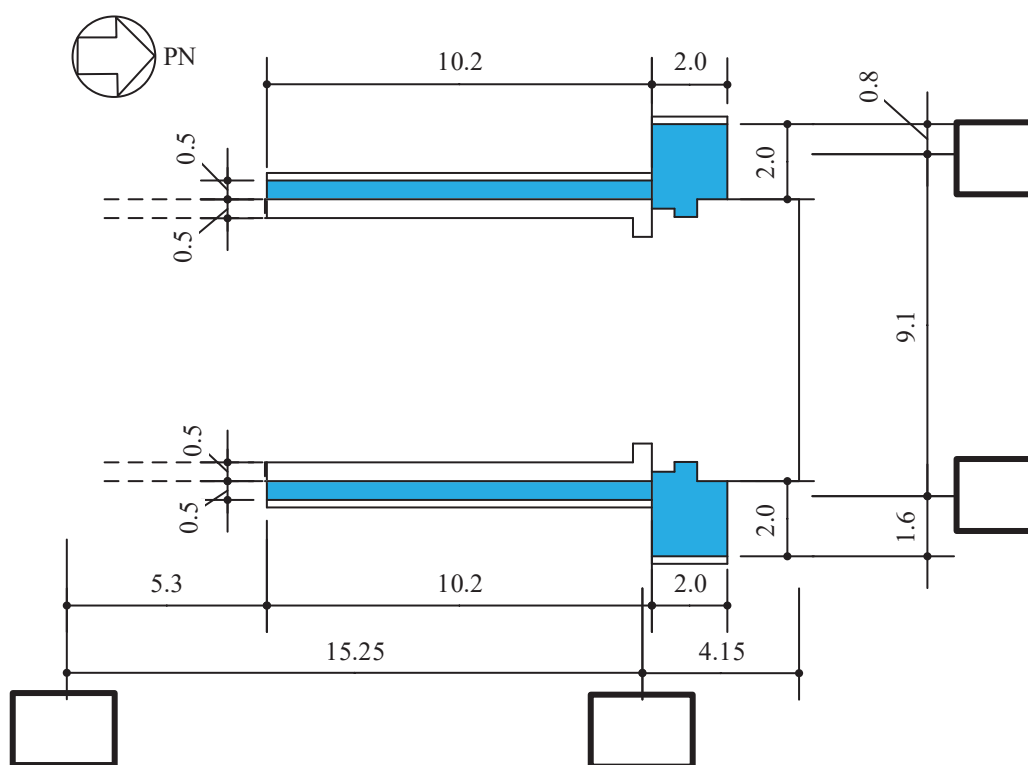
図 3-1(4) 大物搬入口躯体直下のマンメイドロックの施工順序

枠囲みの内容は防護上の観点から公開できません。

3.2 大物搬入口躯体補強

耐震補強後の大物搬入口躯体の構造を図 3-2 に、使用材料を表 3-2 に示す。耐震壁は既存躯体と一体化するように外側に 50cm 増厚し、屋根スラブは既存躯体と一体化するように外側に 30cm 増厚する計画とする。

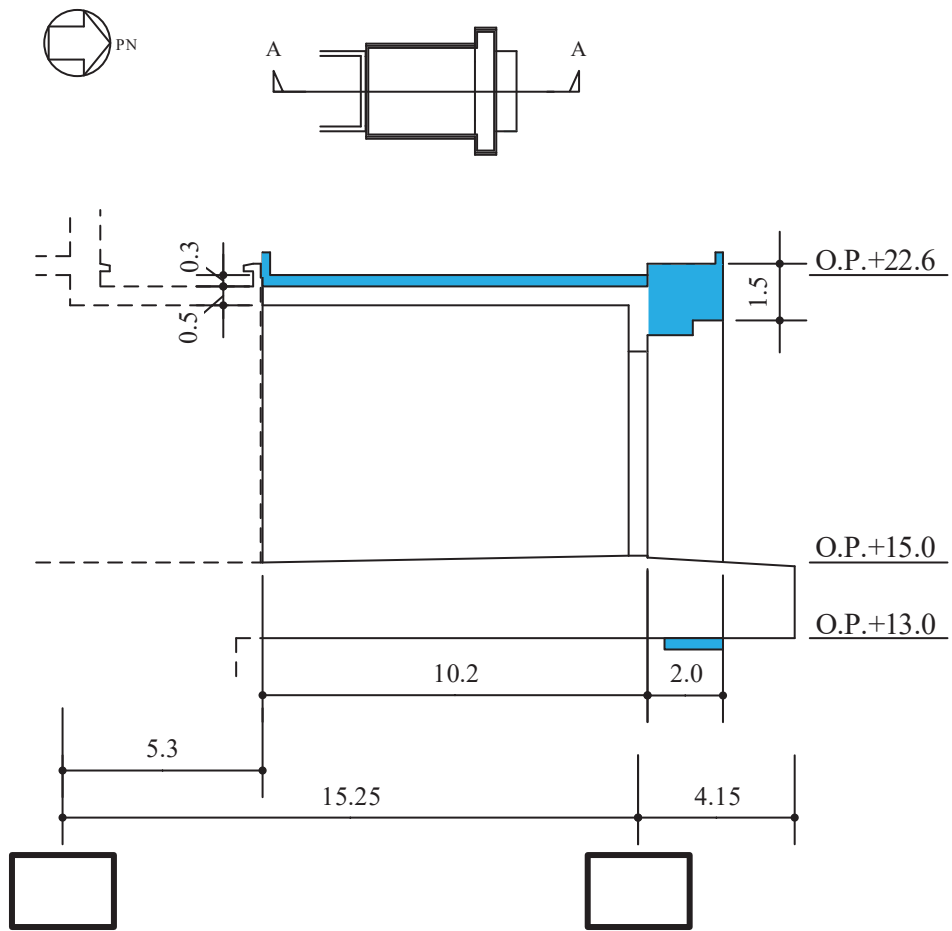
また、新設する大物搬入口は、大型の扉を支持するために、2m×2m の柱と幅 2m、せい 1.5m のはりで構成される強固なフレームを新設して支持する計画とする。



注：青色部は補強のため新設する躯体

(単位：m)

図 3-2(1) 大物搬入口躯体の概略平面図 (0.P. 15.0m)

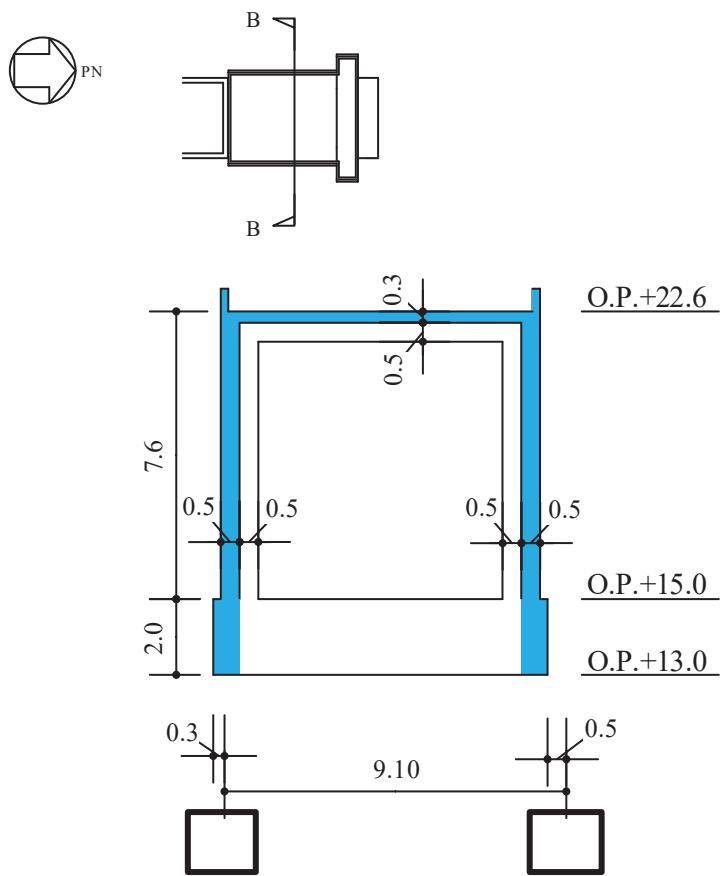


注：青色部は補強のため新設する躯体

(単位：m)

図 3-2(2) 大物搬入口躯体の概略断面図 (A-A 断面 NS 方向)

枠囲みの内容は防護上の観点から公開できません。

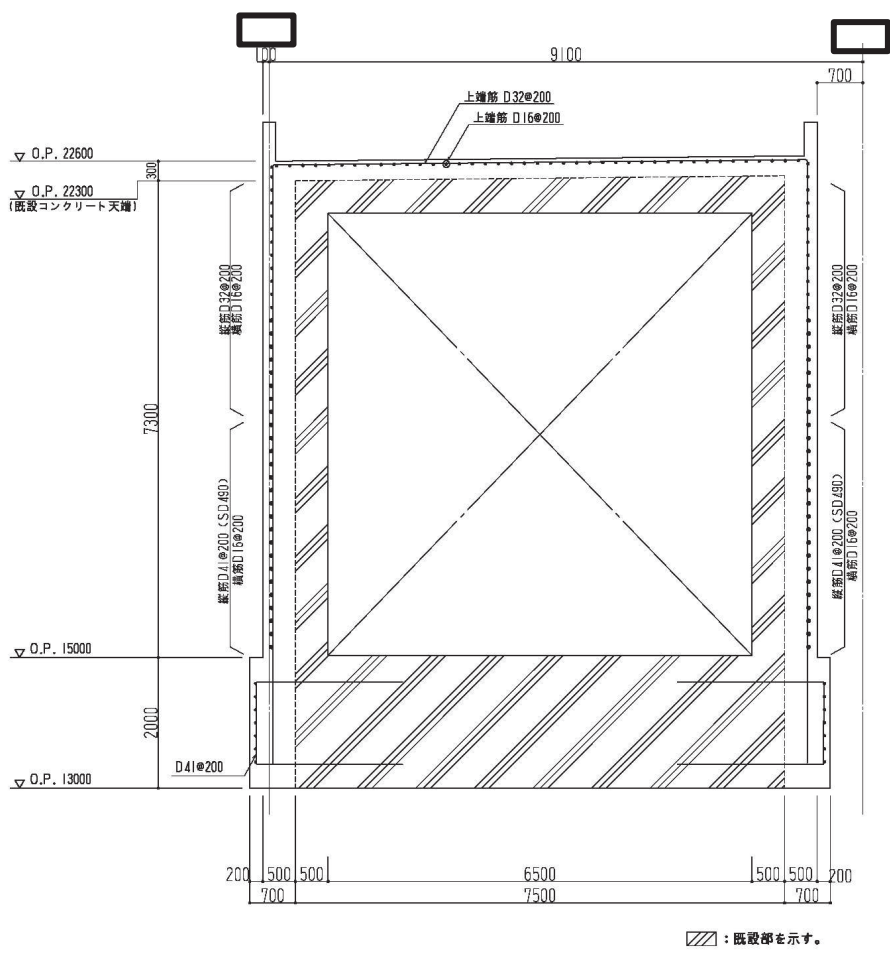


注：青色部は補強のため新設する躯体

(単位：m)

図 3-2(3) 大物搬入口躯体の概略断面図 (B-B 断面 EW 方向)

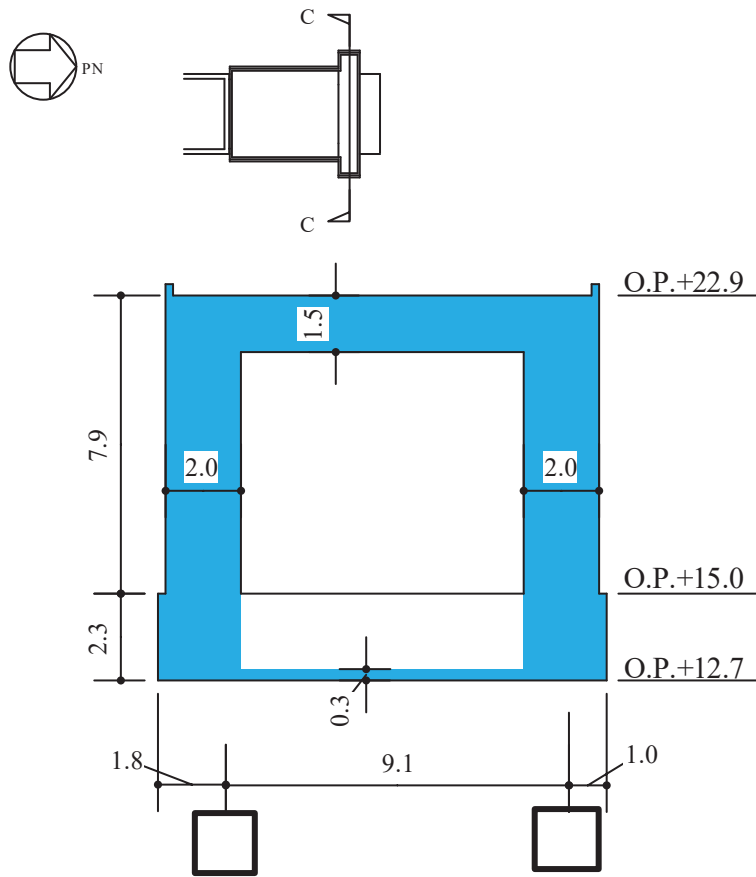
枠囲みの内容は防護上の観点から公開できません。



(単位：mm)

図 3-2(4) 大物搬入口躯体の概略断面図 (鉄筋定着)

枠囲みの内容は防護上の観点から公開できません。



注：青色部は防護扉設置のため新設する躯体

(単位：m)

図 3-2(4) 大物搬入口躯体の概略断面図 (C-C 断面 EW 方向)

表 3-2 耐震補強の使用材料

使用材料	種別	備考
コンクリート	Fc33	
鉄筋	SD345	
	SD490	脚部

枠囲みの内容は防護上の観点から公開できません。

4. 地盤の支持性能の検討

4.1 検討方法

(1) 大物搬入口躯体に対するマンメイドロックの支持性能の検討方法

大物搬入口躯体の重量と自重を考慮した鉛直震度から算定した鉛直荷重がマンメイドロックに作用した際の接地圧を算定し、マンメイドロックの許容限界以下であることを確認する。マンメイドロックの許容限界は、「土木学会 2002年 コンクリート標準示方書[構造性能照査編]」に基づき、コンクリートの支圧強度とする。

鉛直震度は、添付書類「VI-2-9-3-1 別紙 1 大物搬入口躯体の耐震性についての計算書」における鉛直方向の地震応答解析結果に基づき算定する。

(2) マンメイドロックに対する支持地盤の支持性能の検討方法

大物搬入口躯体及びマンメイドロックの総重量と自重を考慮した鉛直震度から算定した鉛直荷重が支持地盤に作用した際の接地圧を算定し、地盤の許容限界以下であることを確認する。支持地盤の許容限界は、添付書類「VI-2-1-3 地盤の支持性能に係る基本方針」に基づき、地盤の極限支持力度とする。

鉛直震度は、基準地震動 S_s において最も鉛直加速度が大きい基準地震動 $S_s - D_2$ の最大加速度 (600cm/s^2) に基づき算定する。

4.2 支持性能の検討結果

(1) 大物搬入口躯体に対するマンメイドロックの支持性能

表 4-1 に基準地震動 S_s 時の大物搬入口躯体の最大応答鉛直加速度を示す。鉛直震度を算定する際の鉛直加速度は、ばらつきケースを含む包絡値である 1152 cm/s^2 ($S_s - D 2$, ケース 2) を用いる。

表 4-2 に大物搬入口躯体の最大接地圧を、表 4-3 にマンメイドロックの支持性能の評価結果を示す。最大接地圧はマンメイドロックの支圧強度以下となっており、マンメイドロックの支持性能に対して十分余裕があることを確認した。

表 4-1 基準地震動 S_s 時の大物搬入口躯体の鉛直加速度

(単位 : cm/s^2)

	0. P. (m)	$S_s - D 1$	$S_s - D 2$	$S_s - D 3^*$	$S_s - F 1^*$	$S_s - F 2^*$	$S_s - F 3$	$S_s - N 1^*$
ケース 1	22.6	1113	1069	797	509	581	707	654
(標準地盤)	15.0	1078	969	773	454	547	639	641
ケース 2*	22.6	1152	1107	—	—	—	717	—
(+ σ 地盤)	15.0	1118	1003	—	—	—	646	—
ケース 3*	22.6	1070	1027	—	—	—	692	—
(- σ 地盤)	15.0	1034	932	—	—	—	627	—

注：網掛部はケース 1～ケース 3 の最大値

注記*：材料物性の不確かさを考慮した地震応答解析は、基準地震動 $S_s - D 1$, $S_s - D 2$ 及び $S_s - F 3$ に対して実施。

表 4-2 大物搬入口躯体の最大接地圧

重量 (kN)	検討用	接地面積	最大接地圧
大物搬入口躯体	鉛直震度*	($\times 10^8 \text{ mm}^2$)	(N/mm^2)
1.525×10^4	2.18	1.084	0.307

注記*：検討用鉛直震度には長期荷重時の重量を含むものとする。

表 4-3 マンメイドロックの支持性能の評価結果

評価部位	最大接地圧	支圧強度*	検定比
マンメイドロック	(N/mm^2)	(N/mm^2)	
	0.307	30	0.011

注記*：マンメイドロック（設計基準強度 $F_c=30 \text{ N/mm}^2$ ）に発生する接地圧に対する許容限界は、「土木学会 2002 年 コンクリート標準示方書[構造性能照査編]」に基づき、コンクリートの支圧強度とする。

(2) マンメイドロックに対する支持地盤の支持性能

表 4-4 にマンメイドロックの最大接地圧を，表 4-5 に地盤の支持性能の評価結果を示す。最大接地圧は支持地盤の極限支持力度以下となっており，マンメイドロックの支持性能に対して十分余裕があることを確認した。

表 4-4 マンメイドロックの最大接地圧

重量 (kN)		検討用 鉛直震度*	接地面積 ($\times 10^8 \text{mm}^2$)	最大接地圧 (N/mm^2)
マンメイドロック	大物搬入口躯体			
2.10×10^5	1.525×10^4	1.62	3.938	0.927

注記*：検討用鉛直震度には長期荷重時の重量を含むものと，基準地震動 S s - D 2 の最大加速度 (600cm/s^2) から算定する。

表 4-5 地盤の支持性能の評価結果

評価部位	発生応力 (N/mm^2)	極限支持力度 (N/mm^2)	検定比
支持地盤	0.927	13.7	0.07

別紙 7-5 地震応答解析モデルに関する検討

目次

1. 概要.....	別紙 7-5-1
2. 解析モデルに関する検討.....	別紙 7-5-2
2.1 検討方法.....	別紙 7-5-2
2.1.1 モデル化方針.....	別紙 7-5-2
2.1.2 解析モデル.....	別紙 7-5-4
2.2 検討結果.....	別紙 7-5-5
3. 入力地震動に関する検討.....	別紙 7-5-6
3.1 検討方法.....	別紙 7-5-6
3.2 検討結果.....	別紙 7-5-9

1. 概要

大物搬入口躯体の EW 方向モデルはフレーム構造部（一般部）^{*1}の単位幅モデル（以下「EW 方向 1 軸モデル」という。）であり，このモデルを用いて地震応答解析を実施している。一方，北側端部にはフレーム構造部（扉部）^{*2}を設置しており，大物搬入口躯体の振動への影響が考えられることから，フレーム構造部（扉部）をモデル化した 2 軸モデル（以下「EW 方向 2 軸モデル」という。）による地震応答解析を行い，EW 方向 1 軸モデルとの応答比較により EW 方向 1 軸モデルの妥当性を確認する。

また，大物搬入口躯体の地震応答解析では，原子炉建屋 1 階床スラブと大物搬入口躯体の基礎スラブが一体となっていることから，原子炉建屋 1 階の床応答を入力地震動としている。大物搬入口躯体直下の地盤増幅を考慮した入力地震動と原子炉建屋 1 階床応答の比較を行い，原子炉建屋 1 階の床応答を入力地震動として用いることの妥当性を確認する。

注記*1：耐震壁と屋根スラブで構成される EW 方向のフレーム

*2：大物搬入口が取付く柱及びはりによるフレーム

2. 解析モデルに関する検討

2.1 検討方法

大物搬入口躯体 EW 方向について、フレーム構造部（一般部）とフレーム構造部（扉部）を等価せん断モデルでモデル化し、EW 方向 2 軸モデルを作成する。ここで、屋根スラブは非線形性を考慮した床ばねでモデル化する。作成した EW 方向 2 軸モデルと EW 方向 1 軸モデルにおける屋根スラブ面の応答加速度を比較し、解析モデルの妥当性を確認する。

2.1.1 モデル化方針

EW 方向 2 軸モデルは、フレーム構造部（一般部）とフレーム構造部（扉部）の 2 軸 2 質点モデルとする。2 つの質点は屋根スラブを等価な床ばねでモデル化して接続する。モデルの概要と質点重量の評価範囲の考え方を図 2-1 に示す。床ばねのせん断断面積の評価範囲を図 2-2 に、床ばねの長さの設定方法を図 2-3 に示す。

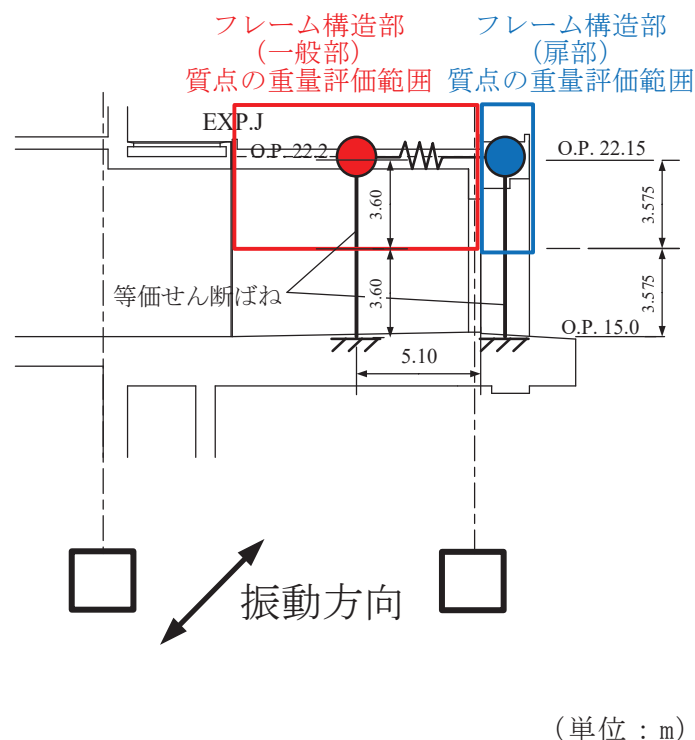
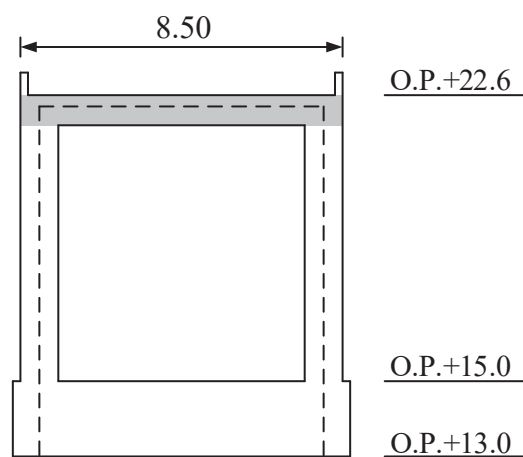


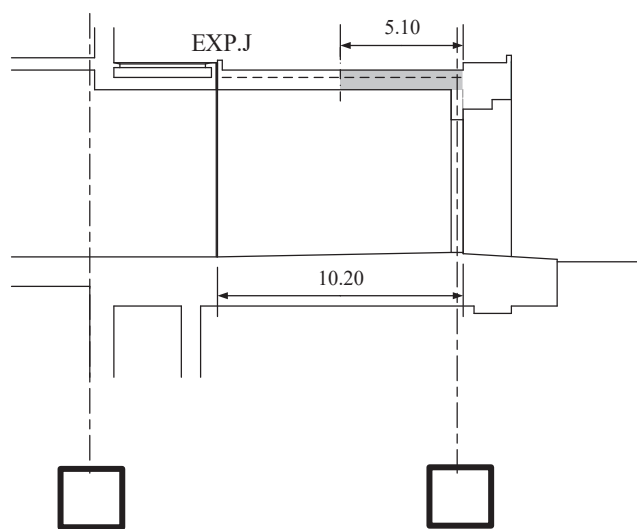
図 2-1 EW 方向 2 軸モデルの重量評価範囲

枠囲みの内容は防護上の観点から公開できません。



(単位：m)

図 2-2 床ばねのせん断断面積の評価範囲（網掛部）



(単位：m)

図 2-3 床ばねの長さの設定（網掛部）

枠囲みの内容は防護上の観点から公開できません。

2.1.2 解析モデル

フレーム構造部（一般部）とフレーム構造部（扉部）の連成を考慮した地震応答解析モデル（EW方向2軸モデル）を図2-4に、諸元を表2-1に、床ばねの非線形特性を表2-2に示す。

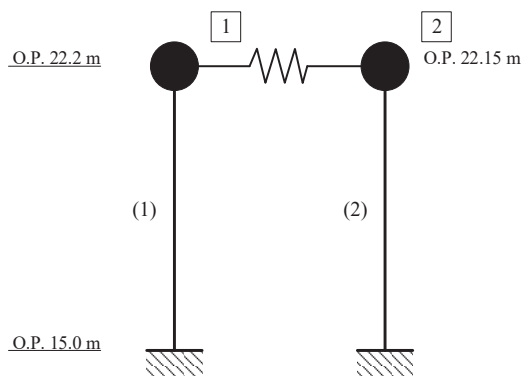


図2-4 地震応答解析モデル（EW方向2軸モデル）

表2-1 地震応答解析モデルの諸元（EW方向2軸モデル）

質点 番号	質点重量 W (kN)	回転慣性重量 I_G (kN·m ²)	要素 番号	等価せん断 断面積 A_s (m ²)	断面二次 モーメント I (m ⁴)
1	3750	—	(1)	0.513	—
2	1930	—	(2)	0.510	—
合計	5680				

表2-2 床ばねの非線形特性（EW方向2軸モデル）

剛性 (kN/m)		せん断力 (kN)	
K_1	1.399×10^7	Q_1	12230
K_2	2.448×10^6	Q_2	16510
K_3	1.241×10^6		

2.2 検討結果

EW 方向 2 軸モデルの固有値解析結果を表 2-3 に、EW 方向 1 軸モデルの固有値解析結果を表 2-4 に示す。EW 方向 2 軸モデルおよび EW 方向 1 軸モデルの基本ケースの基準地震動 S_s に対する最大応答加速度を表 2-5 に、床ばねのせん断応力度を表 2-6 に示す。EW 方向 1 軸モデル（工認モデル）の最大応答加速度は 2 軸モデルの各質点の最大応答加速度より 6% 程度大きい値となっている。また、床ばね（屋根スラブ）の最大応答せん断応力度は弾性範囲である。

以上のことから、EW 方向 1 軸モデルの妥当性を確認した。

表 2-3 固有値解析結果（EW 方向 2 軸モデル）

次数	固有周期 (s)	固有振動数 (Hz)	刺激係数
1	0.128	7.80	1.005
2	0.019	52.94	0.011

表 2-4 固有値解析結果（EW 方向 1 軸モデル）

次数	固有周期 (s)	固有振動数 (Hz)	刺激係数
1	0.142	7.02	1.204

表 2-5 最大応答加速度

(単位: cm/s^2)

モデル	質点 番号	$S_s - D 1$	$S_s - D 2$	$S_s - D 3$	$S_s - F 1$	$S_s - F 2$	$S_s - F 3$	$S_s - N 1$
EW 方向 2 軸モデル	1	1524	1503	1096	943	1333	1087	1068
	2	1514	1503	1091	961	1335	1094	1081
EW 方向 1 軸モデル	1	1628	1628	1400	1124	1417	1040	1116

表 2-6 床ばねの最大応答せん断応力度（EW 方向 2 軸モデル）

	$S_s - D 1$	$S_s - D 2$	$S_s - D 3$	$S_s - F 1$	$S_s - F 2$	$S_s - F 3$	$S_s - N 1$
Q (kN)	1226	1220	703	606	1001	712	706
τ (N/mm^2)	0.18	0.18	0.10	0.09	0.15	0.10	0.10

3. 入力地震動に関する検討

3.1 検討方法

大物搬入口躯体直下は原子炉建屋支持岩盤より上部にマンメイドロックを打設し、大物搬入口躯体の基礎スラブを直接支持している。大物搬入口躯体直下のマンメイドロックを考慮した1次元地盤モデル（以下「直下地盤モデル」という。）により算定した入力地震動と、原子炉建屋1階の床応答を比較する。図3-1及び図3-2に入力地震動の算定方法及び検討方法を、表3-1に直下地盤モデルの諸元を示す。

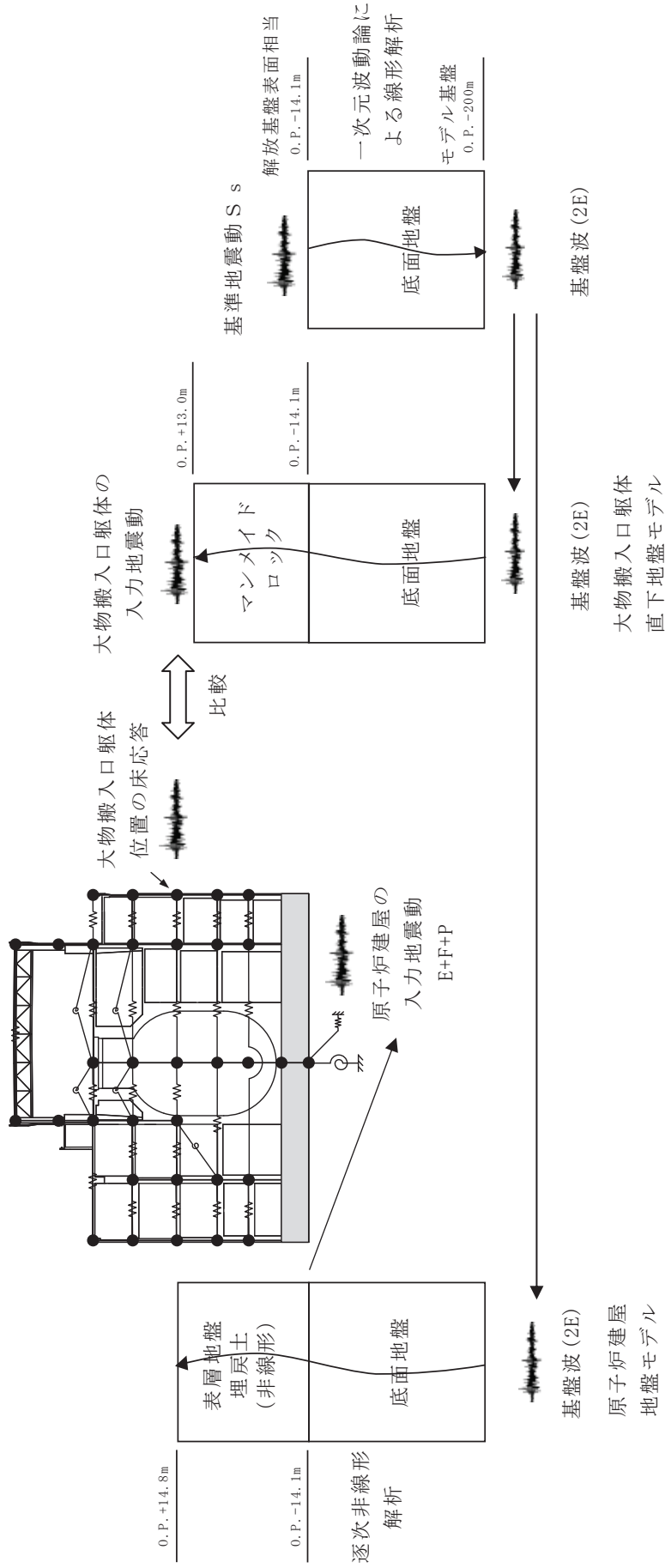


図 3-1 大物搬入口躯体の入力地震動の比較方法の概念 (水平方向)

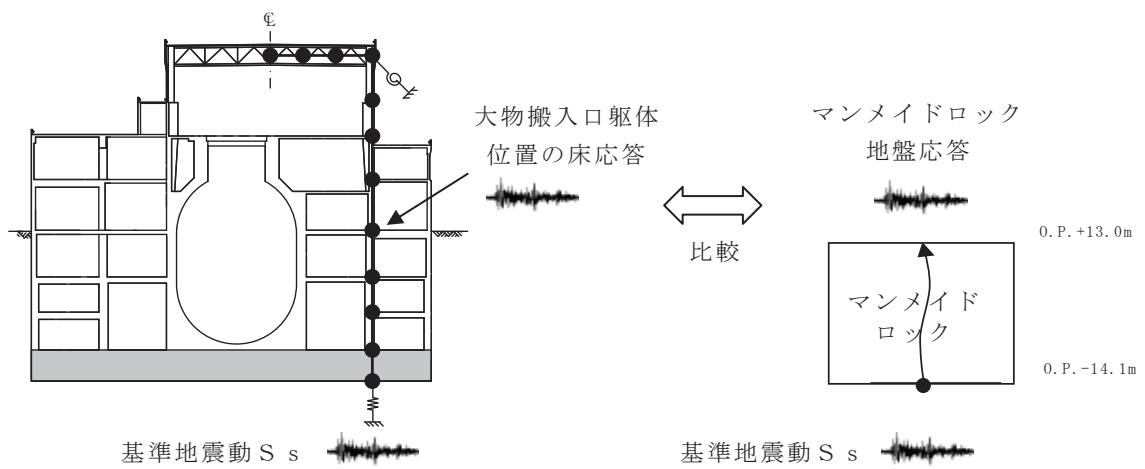


図 3-2 大物搬入口躯体の入力地震動の比較方法の概念（鉛直方向）

表 3-1 直下地盤モデルの諸元

	地層レベル O.P. (m)	単位体積重量 γ (kN/m ³)	せん断波速度 V_s (m/s)	減衰定数 h (%)
底面地盤	-14.10	23.8	1300	3
	-25.00	24.6	2150	3
	-80.00	25.0	2440	3
	-200.0	25.0	2440	3

3.2 検討結果

原子炉建屋 1 階の床応答スペクトルと直下地盤モデルにより算定した大物搬入口躯体基礎スラブ直下の地盤応答の応答スペクトルを比較して図 3-3 に示す。

NS 方向については、原子炉建屋 1 階床応答の応答スペクトルは直下地盤モデルにより算定した大物搬入口躯体基礎スラブ直下の地盤応答の応答スペクトルを上回っており、原子炉建屋 1 階床応答を入力地震動とすることが保守的であることを確認した。

EW 方向については、原子炉建屋の 1 階床応答は周期 0.25 秒付近と周期 0.07 秒付近に大きなピークがあるが、大物搬入口躯体の EW 方向の固有周期 0.14 秒付近では、基準地震動 S_{s-D1} 、 S_{s-D2} 、 S_{s-D3} 及び S_{s-F3} で直下地盤モデルの入力地震動の応答スペクトルが原子炉建屋 1 階床応答より大きくなっている。大物搬入口躯体の EW 方向モデルは、フレームを等価せん断モデルとしてモデル化しており、応答は非線形応答となるため、非線形応答を考慮した場合の周期帯域での応答スペクトルの比較を行う。図 3-3(2)には、せん断スケルトン上の応答最大値に対する等価剛性に対応する固有周期を示している。等価剛性を考慮した周期範囲では、原子炉建屋 1 階の床応答スペクトルは直下地盤モデルの応答スペクトルを大きく上回っているため、原子炉建屋 1 階の床応答を入力した場合の方が保守的であると判断される。

UD 方向については、直下地盤モデルの地盤応答は、原子炉建屋 1 階の床応答にほぼ包絡されるため、原子炉建屋 1 階の床応答を入力地震動とすることが保守的であることを確認した。

以上のことから、大物搬入口躯体の入力地震動として原子炉建屋1階の床応答を入力地震動とすることの妥当性を確認した。

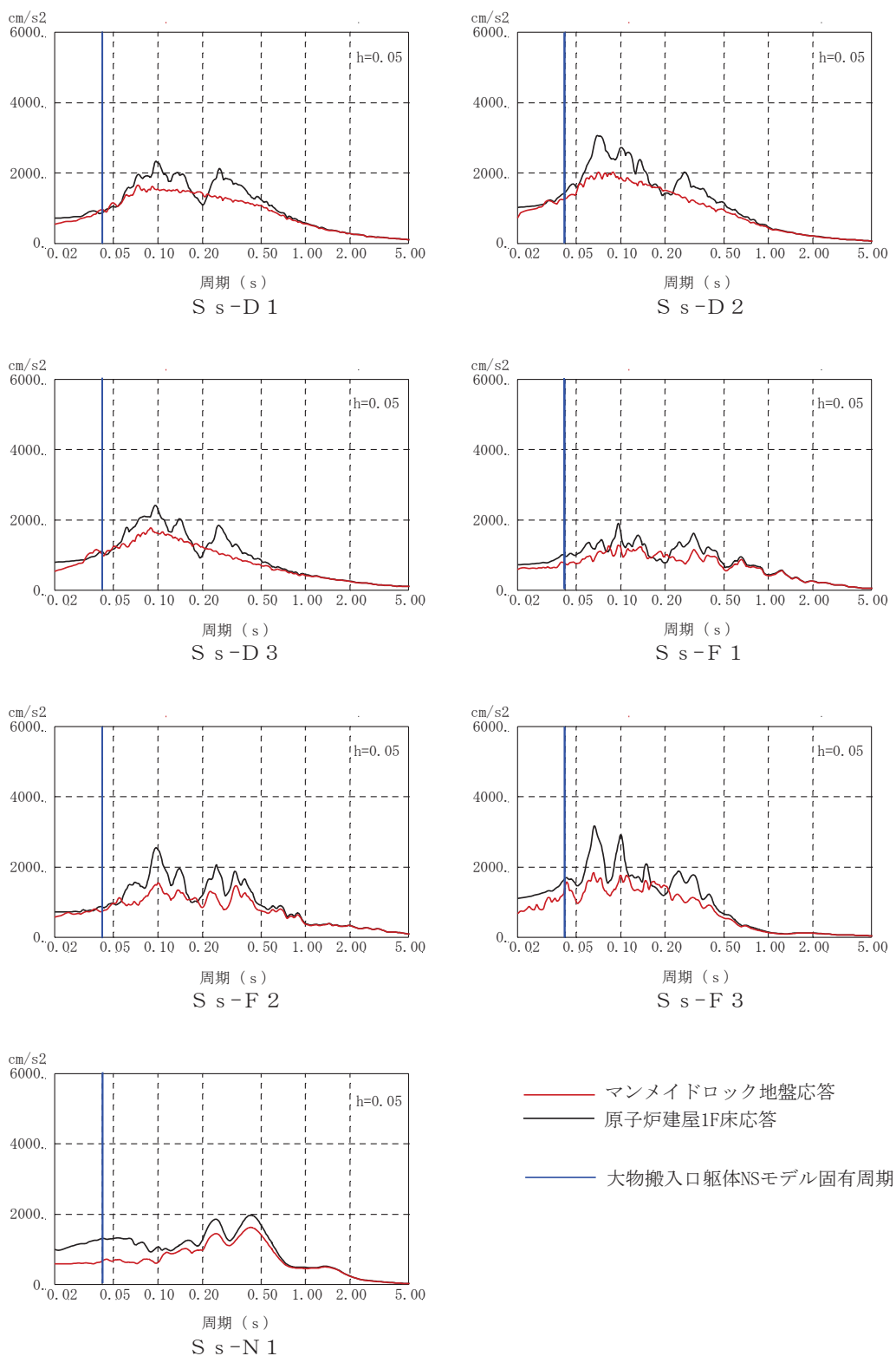


図 3-3(1) 原子炉建屋 1 階床応答とマンメイドロックの地盤応答の
 加速度応答スペクトルの比較 (NS 方向, 基準地震動 S s)

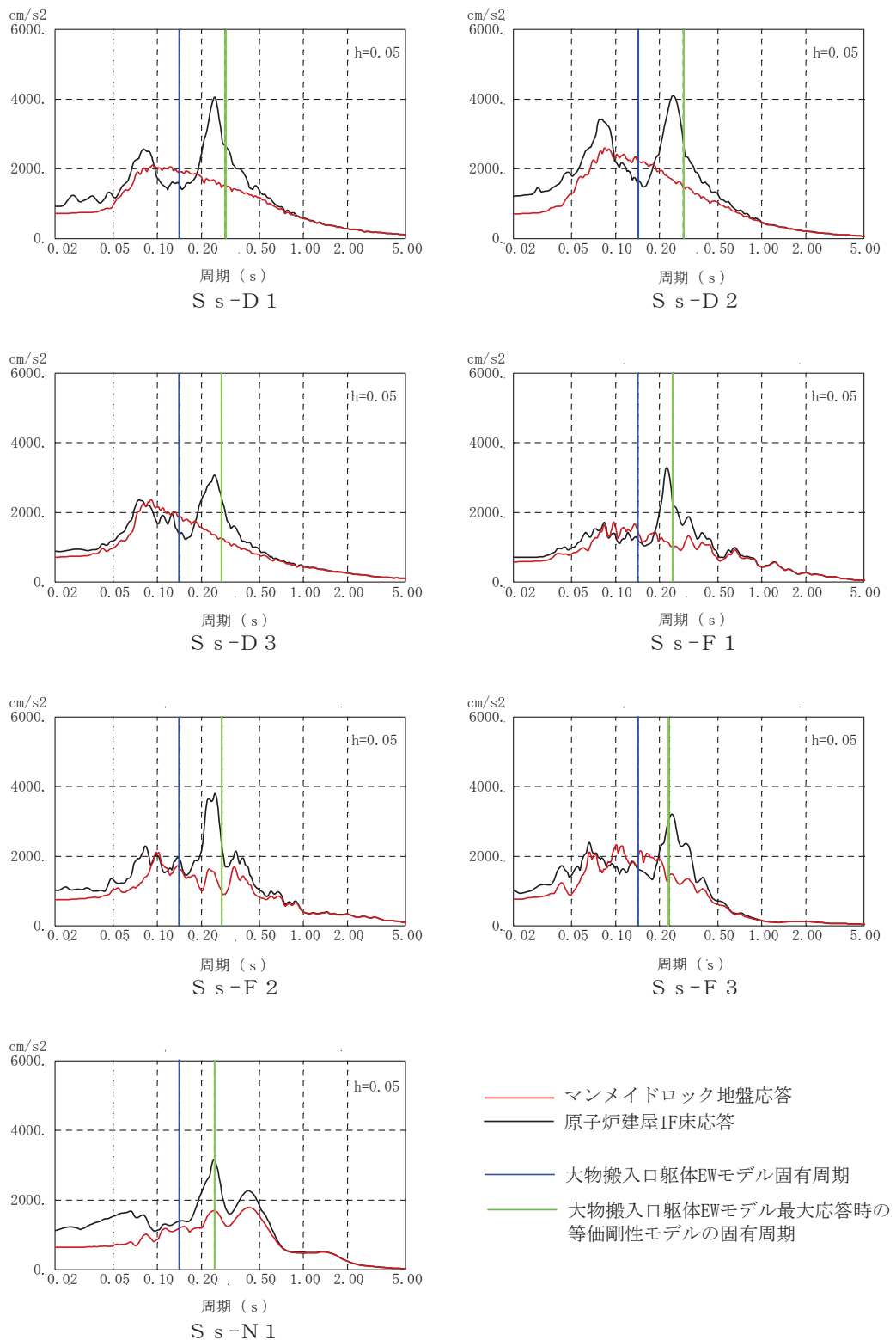


図 3-3(2) 原子炉建屋 1 階床応答とマンメイドロックの地盤応答の
 加速度応答スペクトルの比較 (EW 方向, 基準地震動 S s)

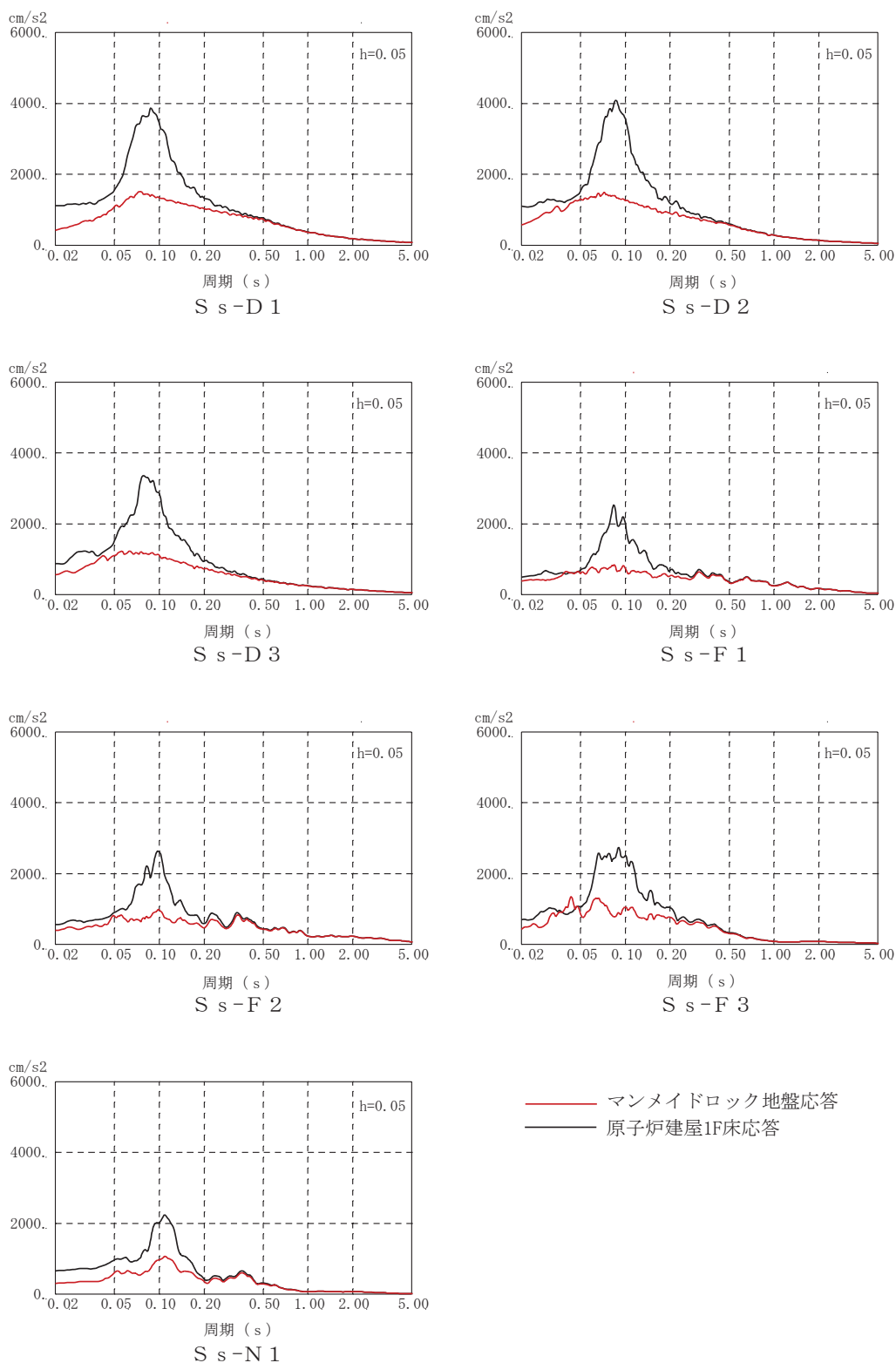


図 3-3(3) 原子炉建屋 1 階床応答とマンメイドロックの地盤応答の
 加速度応答スペクトルの比較 (UD 方向, 基準地震動 S s)
 (建屋の 1 次固有周期は 0.0155s でスペクトルの作図範囲外)

別紙 7-6 原子炉建屋と大物搬入口躯体の相対変位に関する検討

目 次

1. 概要.....	別紙 7-6-1
2. 検討内容.....	別紙 7-6-2
2.1 検討方法.....	別紙 7-6-2
2.2 検討結果.....	別紙 7-6-4

1. 概要

大物搬入口躯体の耐震壁と屋根スラブは、原子炉建屋とエキスパンションジョイントを介して接続されている。エキスパンションジョイントのクリアランスは 50mm で設計されており、NS 方向の地震入力時に原子炉建屋と大物搬入口躯体が衝突しないことを確認する。図 1-1 に原子炉建屋と大物搬入口躯体の配置状況を示す。

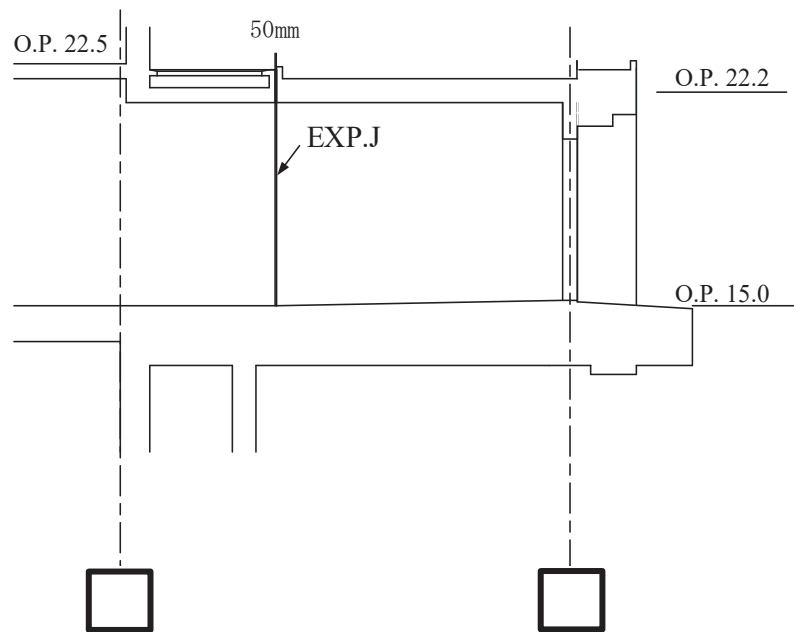
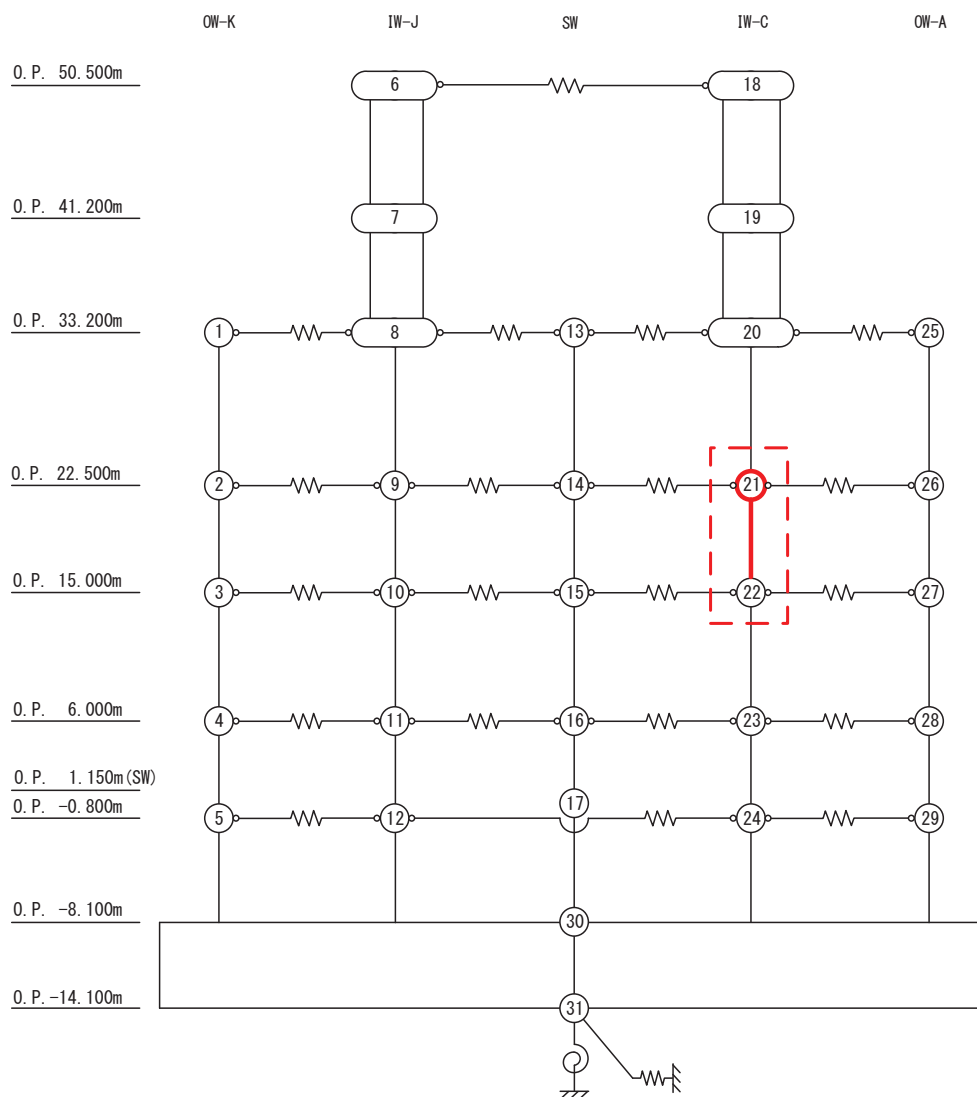


図 1-1 原子炉建屋と大物搬入口躯体の配置状況

2. 検討内容

2.1 検討方法

大物搬入口躯体の基礎スラブは、原子炉建屋の1階床スラブと一体となっていることから、NS方向地震応答解析モデルについて、大物搬入口躯体と原子炉建屋の最大層間変位を確認し、その合計値である最大相対変位がエキスパンションジョイント部のクリアランスの50mm以内であることを確認する。原子炉建屋NS方向モデルの層間変位の評価位置を図2-1に示す。



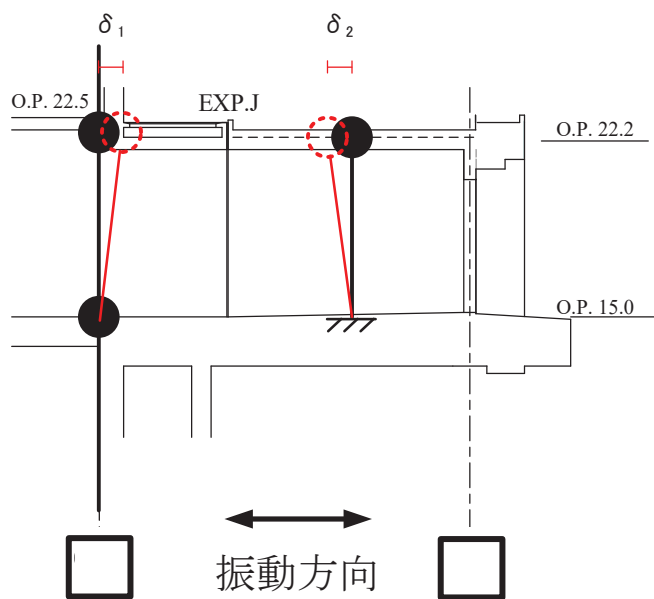
注：赤色の曲げせん断要素が相対変位を評価する要素

図2-1 原子炉建屋NS方向モデルの層間変位の評価位置

原子炉建屋 1 階の最大層間変位 (δ_1) 大物搬入口躯体 NS 方向モデルの最大層間変位 (δ_2) から

$$\delta_1 + \delta_2 < 50\text{mm}$$

であることを確認する。(図 2-2 参照)



(単位 : m)

図 2-2 最大相対変位の算定

枠囲みの内容は防護上の観点から公開できません。

2.2 検討結果

表 2-1 に原子炉建屋 NS 方向の 1 階の最大層間変位を、表 2-2 に大物搬入口躯体 NS 方向の最大層間変位を示す。表 2-3 に原子炉建屋と大物搬入口躯体の最大相対変位を示す。保守的な評価として原子炉建屋 NS 方向 1 階の最大層間変位 8.31mm と大物搬入口躯体 NS 方向の最大層間変位 1.99mm を加算した値で最大相対変位を評価しても 10.3mm であり、クリアランスの 50mm に対して十分余裕があることを確認した。

表 2-1 原子炉建屋 NS 方向の 1 F の最大層間変位

(単位：mm)

ケース	S s - D 1	S s - D 2	S s - D 3	S s - F 1	S s - F 2	S s - F 3	S s - N 1
1	6.46	6.22	5.11	2.82	5.57	4.61	5.65
2	6.60	6.49	5.31	2.90	5.71	4.87	5.72
3	6.26	5.93	4.92	2.73	5.37	4.30	5.56
4	7.86	8.02	5.02	3.88	4.42	4.72	7.14
5	8.23	8.31	5.29	4.07	4.80	4.95	7.39
6	7.43	7.60	4.69	3.70	4.09	4.47	6.81

注：ハッチングは最大値を示す。

表 2-2 大物搬入口躯体 NS 方向の最大層間変位

(単位：mm)

ケース	S s - D 1	S s - D 2	S s - D 3	S s - F 1	S s - F 2	S s - F 3	S s - N 1
1	0.45	0.73	0.57	0.50	0.59	0.73	0.45
2	0.44	0.76	0.64	0.52	0.60	0.75	0.46
3	0.48	0.72	0.53	0.47	0.55	0.69	0.46
4	1.19	1.89	0.89	0.69	0.78	1.20	0.67
5	1.24	1.99	0.91	0.70	0.85	1.12	0.68
6	1.13	1.84	0.85	0.66	0.76	1.25	0.67

注：ハッチングは最大値を示す。

表 2-3 原子炉建屋と大物搬入口躯体の最大相対変位

(単位：mm)

①	原子炉建屋 1 階 最大層間変位	8.31
②	大物搬入口躯体 最大層間変位	1.99
③	最大相対変位 (①+②)	10.30