

島根原子力発電所第2号機 審査資料	
資料番号	NS2-補-025-01 改 02
提出年月日	2023年2月27日

原子炉建物の耐震性についての計算書に関する
補足説明資料

2023年2月

中国電力株式会社

本資料のうち、枠囲みの内容は機密に係る事項のため公開できません。

1. 工事計画添付書類に係る補足説明資料

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

今回提出範囲：

別紙 1 応力解析における既工認と今回工認の解析モデル及び手法の比較

別紙 1-1 原子炉建物屋根トラスの解析モデルと設計クライテリアについて

別紙 1-1-1 原子炉建物屋根トラスの入力地震動に係る影響検討について

別紙 1-2 原子炉建物屋根トラスの耐震補強について

別紙 1-3 屋根トラス評価モデルにおける減衰について

別紙 2 応力解析におけるモデル化、境界条件及び拘束条件の考え方

別紙 3 応力解析における断面の評価部位の選定

別紙 3-1 屋根スラブ及び床スラブの固有振動数について

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

別紙 5 屋根スラブの面外剛性を考慮した影響検討

別紙 6 スタッドボルトの検討

別紙 1-1-1 原子炉建物屋根トラスの入力地震動に係る
影響検討について

目 次

1. 概要	別紙 1-1-1-1
2. 屋根スラブの面外剛性に係る影響検討	別紙 1-1-1-2
3. 屋根トラスの耐震補強工事に伴う剛性変動に係る影響検討	別紙 1-1-1-7

1. 概要

原子炉建物屋根トラスの地震応答解析モデルへの入力地震動は、原子炉建物の質点系モデルによる地震応答解析結果から得られる燃料取替階レベル（4F, EL 42.8m）の水平及び鉛直方向の時刻歴応答加速度を用いるが、鉛直方向の質点系モデルにおいては屋根スラブの面外剛性を考慮していない。また、原子炉建物屋根トラスの地震応答解析モデルにおいては屋根トラスの耐震補強工事の内容を反映しているが、原子炉建物の質点系モデルには耐震補強工事の内容を反映していない。

本資料は、今回工認における質点系モデル（以下「今回工認モデル」という。）と屋根スラブの面外剛性を考慮した質点系モデル（以下「面外剛性考慮モデル」という。）の燃料取替階レベル（4F, EL 42.8m）の応答並びに屋根トラスの耐震補強工事に伴う剛性変動を反映した場合の解析諸元を比較し、屋根スラブの面外剛性及び屋根トラスの耐震補強工事が屋根トラスの入力地震動に与える影響を確認するものである。

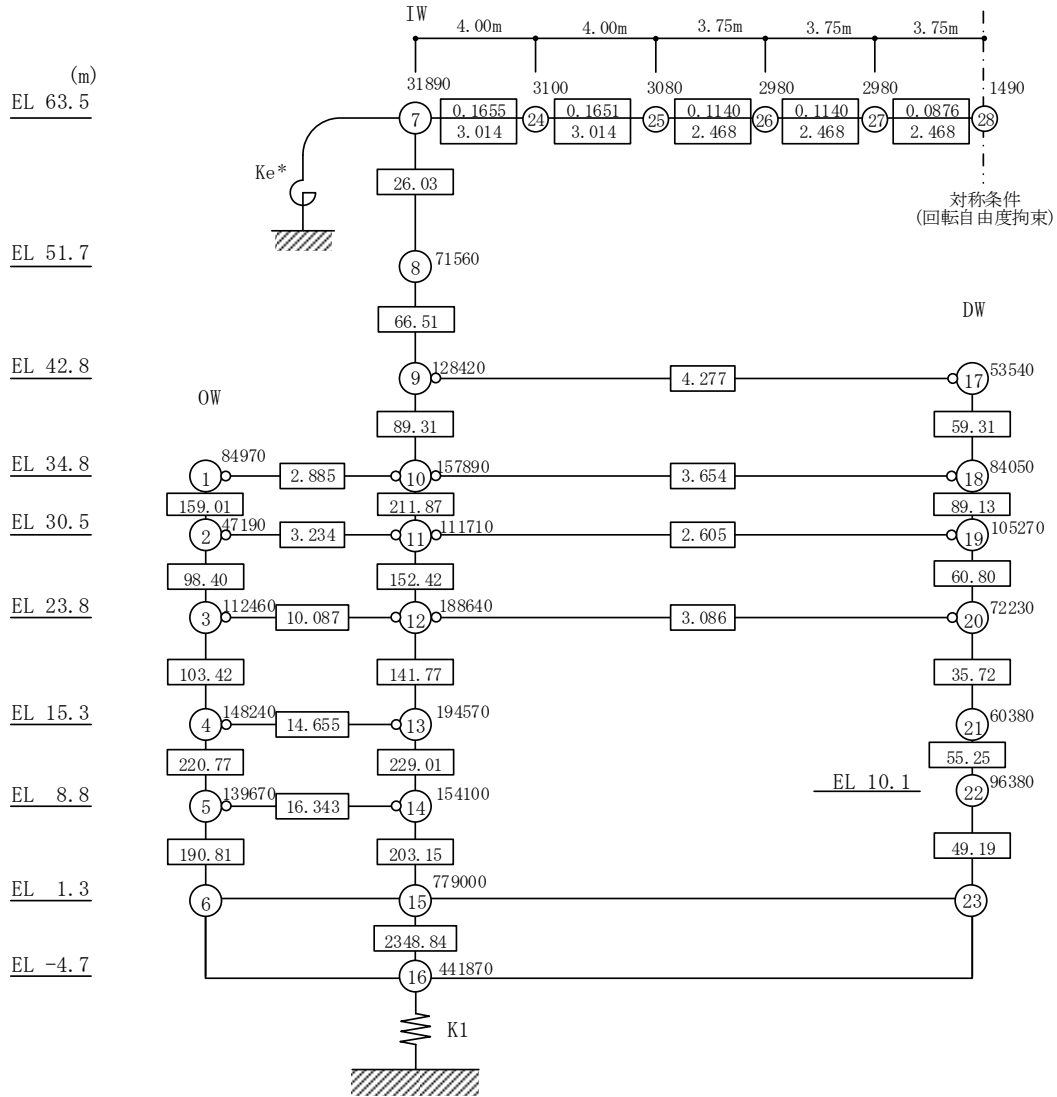
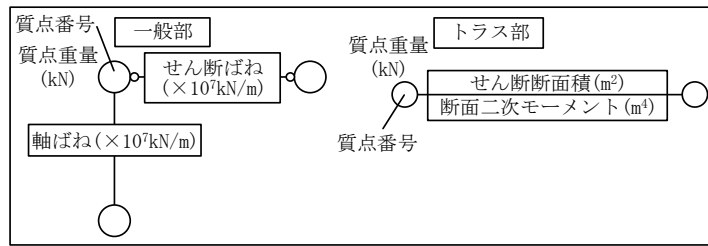
2. 屋根スラブの面外剛性に係る影響検討

鉛直方向の今回工認モデルを図 2-1 に、面外剛性考慮モデル*を図 2-2 に、今回工認モデルの地盤ばね定数と減衰係数を表 2-1 に、面外剛性考慮モデルの地盤ばね定数と減衰係数を表 2-2 に示す。

上記 2 つのモデルによる燃料取替階レベル (4F, EL 42.8m) の床応答スペクトルの比較 ($h=2\%$) を図 2-3 に示す。なお、床応答スペクトルは、位相特性の偏りがなく、全周期帯において安定した応答を生じさせる基準地震動 S_s-D の結果とする。

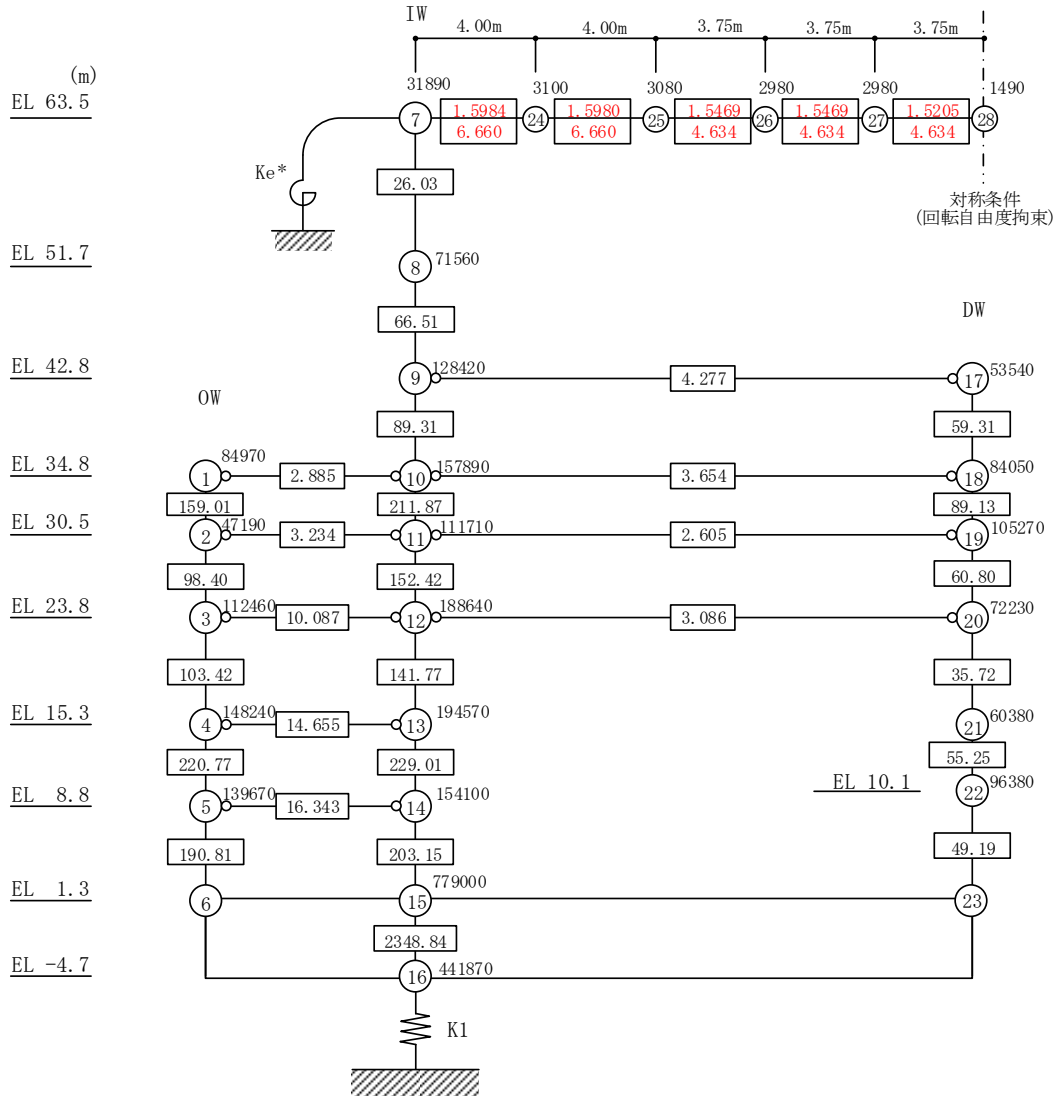
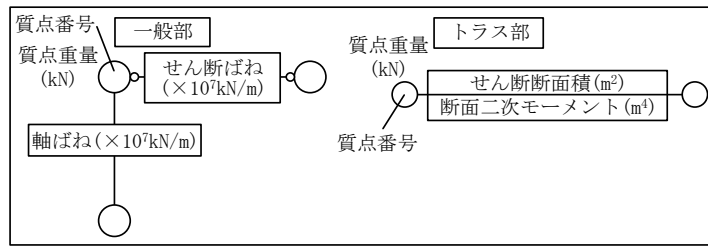
全周期帯にわたり、2 つのモデルによる床応答スペクトルにほとんど差は無く、屋根トラスの評価において無視できる範囲であることを確認した。

注記*：屋根スラブと屋根トラスによる完全合成梁とし、「各種合成構造設計指針・同解説 ((社) 日本建築学会, 2010 改定)」に基づく屋根スラブの有効幅を考慮している。



注記* : 屋根トラス端部回転拘束ばね ($12.36 \times 10^7 \text{kN} \cdot \text{m}/\text{rad}$)

図 2-1 今回工認モデル (鉛直方向)



注記* : 屋根トラス端部回転拘束ばね ($12.36 \times 10^7 \text{kN} \cdot \text{m}/\text{rad}$)

注 : 赤字は今回工認モデルからの変更箇所を示す。

図 2-2 面外剛性考慮モデル (鉛直方向)

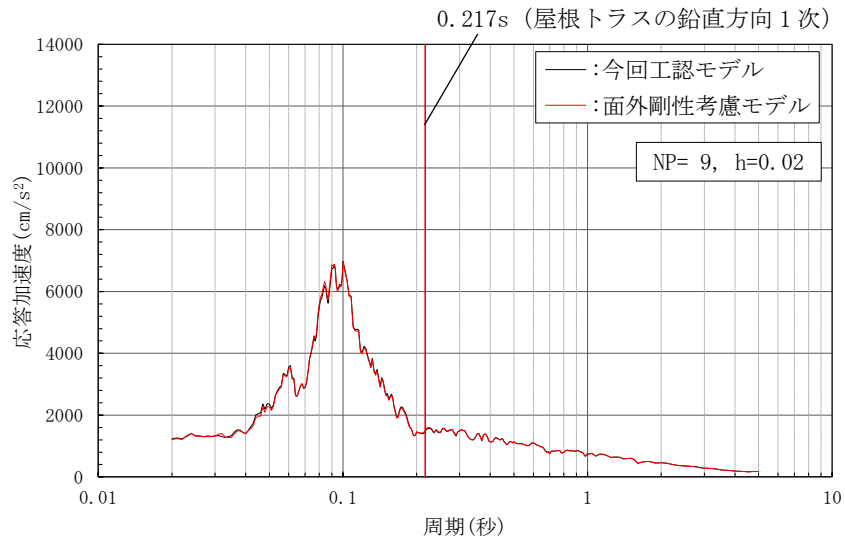
表 2-1 今回工認モデルの地盤ばね定数と減衰係数（鉛直方向）

ばね 番号	地盤ばね 成分	ばね定数 K c	減衰係数 C c
K1	底面・鉛直	2.41×10^9 (kN/m)	4.45×10^7 (kN・s/m)

表 2-2 面外剛性考慮モデルの地盤ばね定数と減衰係数（鉛直方向）

ばね 番号	地盤ばね 成分	ばね定数 K c	減衰係数 C c
K1	底面・鉛直	2.41×10^9 (kN/m)	4.45×10^7 (kN・s/m)

注：赤字は今回工認モデルからの変更（1次固有円振動数 ω_1 の変動に伴う減衰係数の変更）箇所を示す。



質点9 (EL 42.8m)

図 2-3 床応答スペクトルの比較 (基準地震動 S s - D, 鉛直方向, h = 2%)

3. 屋根トラスの耐震補強工事に伴う剛性変動に係る影響検討

屋根トラスの耐震補強工事に伴う質点系モデルの増加剛性を表 3-1 に示す。

屋根トラスの耐震補強工事を反映したせん断断面積及び断面二次モーメントは、図 2-2 に示す面外剛性考慮モデルよりも小さい値となっている。

以上より、屋根トラスの耐震補強工事による剛性変動が建物応答に与える影響は小さく、屋根トラスの評価において無視できる範囲であると判断した。

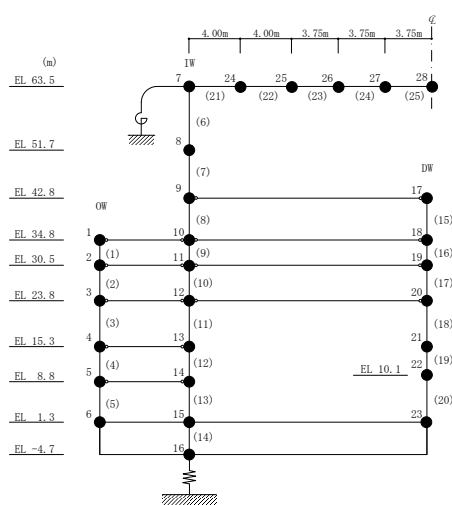
表 3-1 屋根トラスの耐震補強工事に伴う質点系モデルの増加剛性（鉛直方向）

(a) せん断断面積

要素番号	① 今回工認モデルの せん断断面積 (m ²)	② せん断断面積 の増加量 (m ²)	①+② 増加を反映した せん断断面積 (m ²)	図 2-2 に示す 面外剛性考慮モデルの せん断断面積 (m ²)
21	0.1655	0	0.1655	1.5984
22	0.1651	0	0.1651	1.5980
23	0.1140	0	0.1140	1.5469
24	0.1140	0.0227	0.1367	1.5469
25	0.0876	0.0301	0.1177	1.5205

(b) 断面二次モーメント

要素番号	① 今回工認モデルの 断面二次モーメント (m ⁴)	② 断面二次モーメント の増加量 (m ⁴)	①+② 増加を反映した 断面二次モーメント (m ⁴)	図 2-2 に示す 面外剛性考慮モデルの 断面二次モーメント (m ⁴)
21	3.014	0.043	3.057	6.660
22	3.014	0.043	3.057	6.660
23	2.468	0	2.468	4.634
24	2.468	0	2.468	4.634
25	2.468	0	2.468	4.634



別紙 5 屋根スラブの面外剛性を考慮した影響検討

目 次

1. 概要	別紙 5-1
2. 屋根スラブの面外剛性を考慮した影響検討	別紙 5-2
2.1 解析モデル	別紙 5-2
2.2 入力地震動	別紙 5-6
2.3 評価結果	別紙 5-8
2.3.1 屋根トラス	別紙 5-8
2.3.2 屋根スラブ	別紙 5-25
3. 引用文献	別紙 5-35

1. 概要

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

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

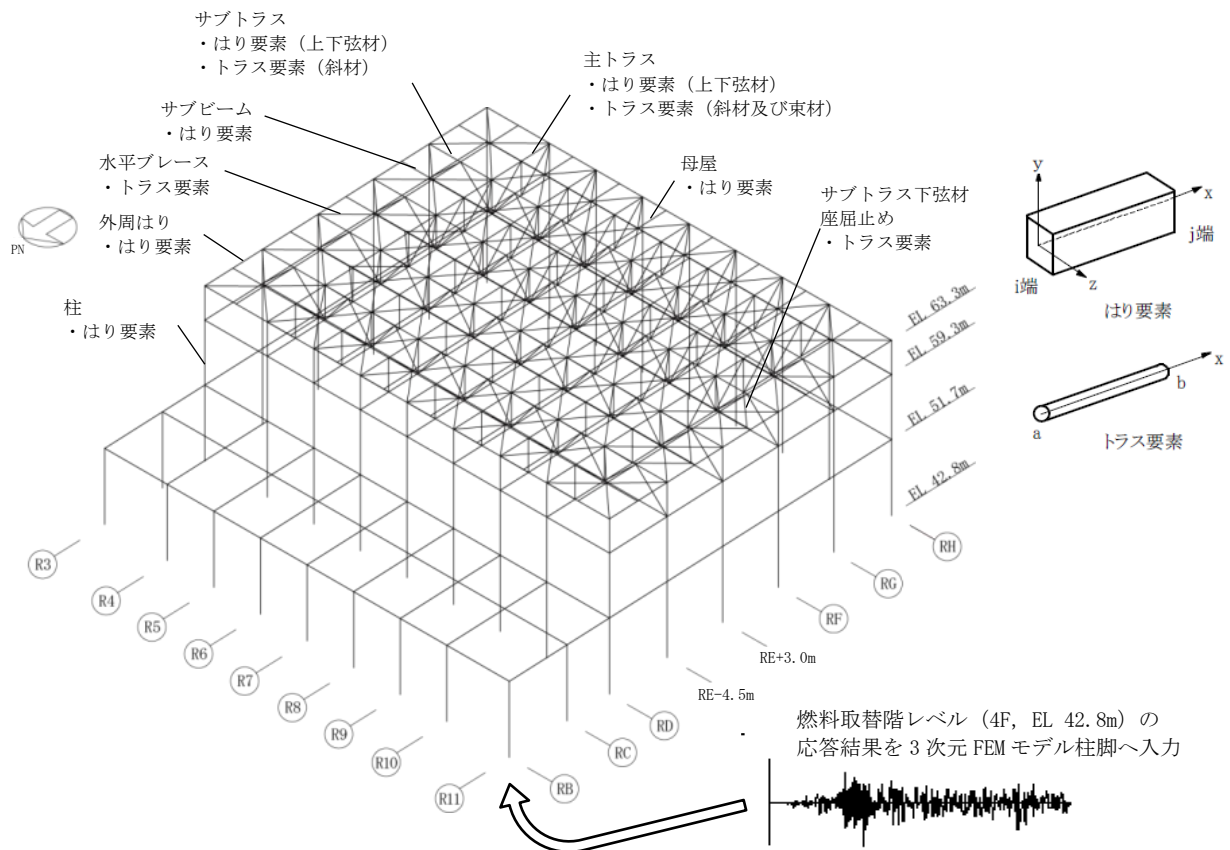
2. 屋根スラブの面外剛性を考慮した影響検討

2.1 解析モデル

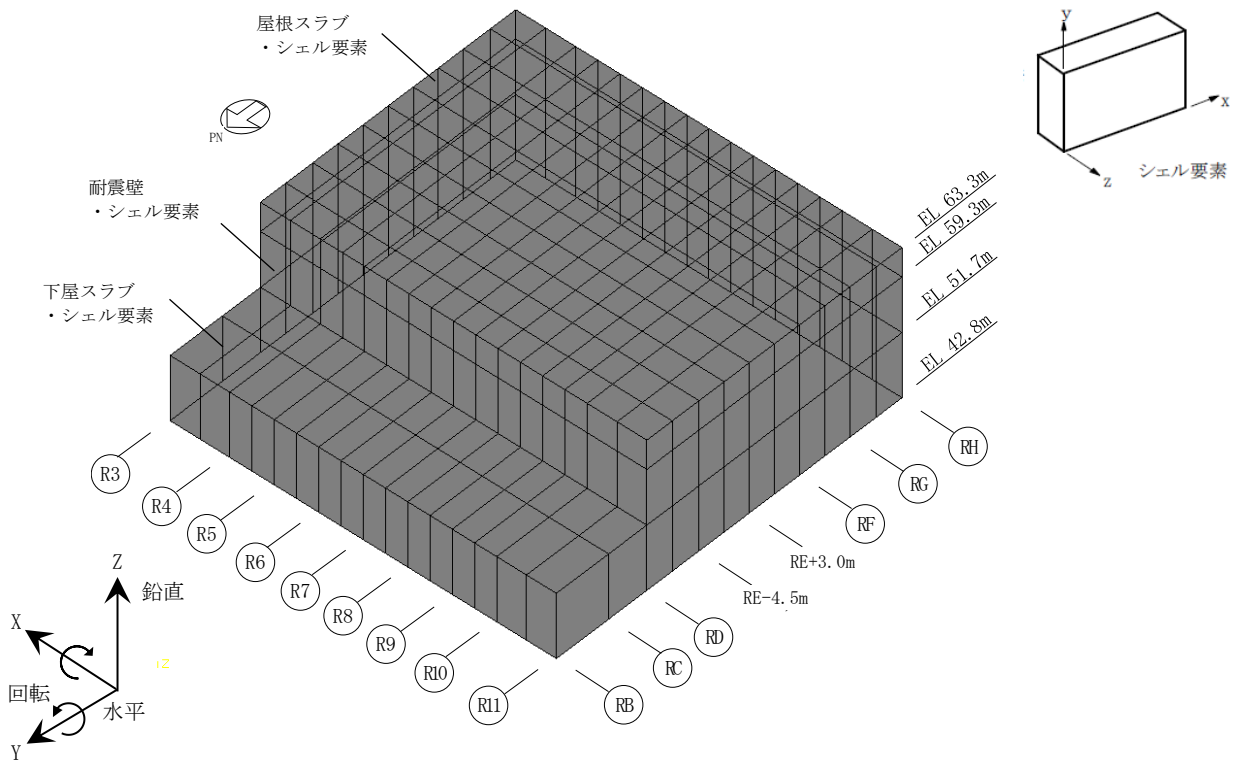
本検討に用いる解析モデルは、VI-2-9-3-1「原子炉建物原子炉棟（二次格納施設）の耐震性についての計算書」で用いる屋根トラスの地震応答解析モデルに屋根スラブの面外剛性を考慮したものとする。

解析モデルへの入力は、VI-2-9-3-1「原子炉建物原子炉棟（二次格納施設）の耐震性についての計算書」と同様に、VI-2-2-2「原子炉建物の地震応答計算書」に示す原子炉建物全体の地震応答解析から得られる燃料取替階レベル（4F, EL 42.8m）の応答結果を用いることとし、燃料取替階位置を固定として水平方向（並進・回転）と鉛直方向の同時入力とする。

解析モデルの概要を図 2-1 に、部材リストを表 2-1 に示す。



(a) 線材によるモデル化部分



(b) 面材によるモデル化部分

図 2-1(1) 解析モデルの概要

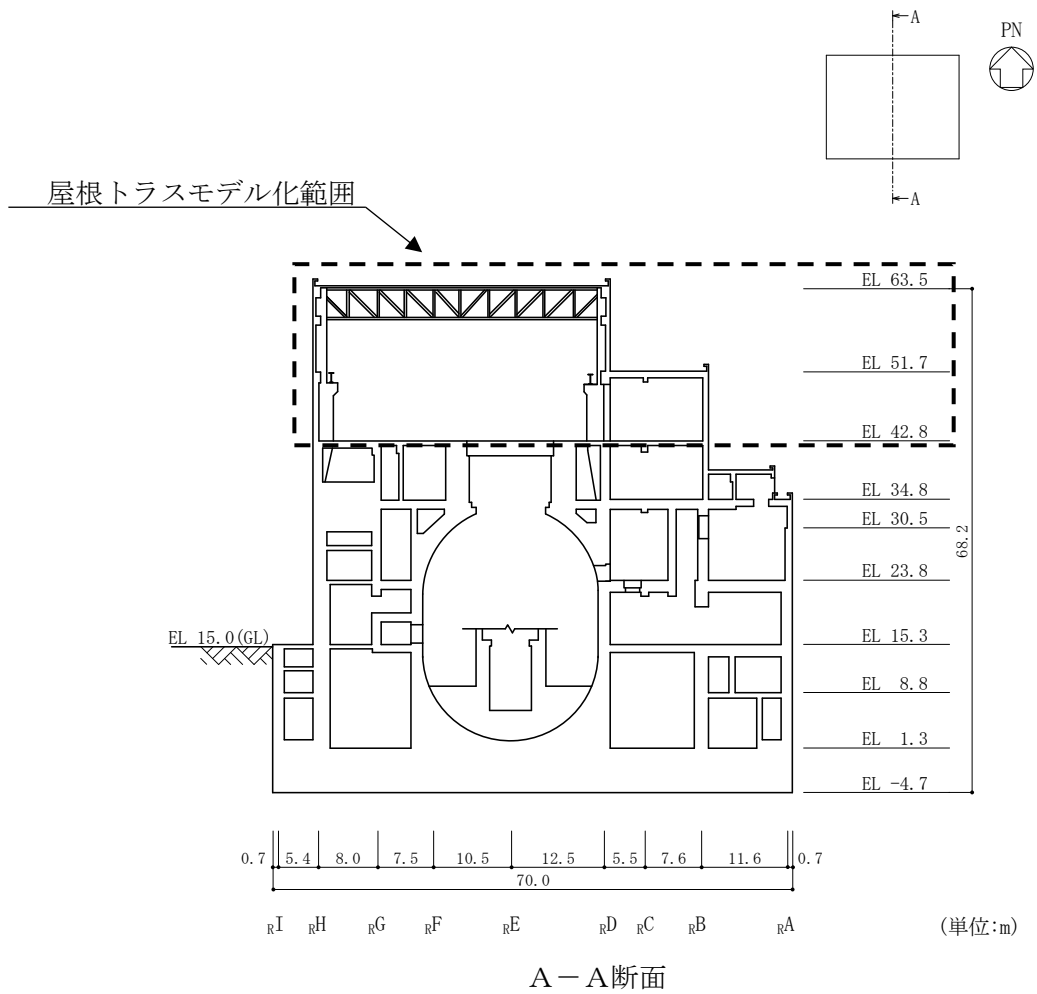


図 2-1(2) 解析モデルの概要

表 2-1 部材リスト

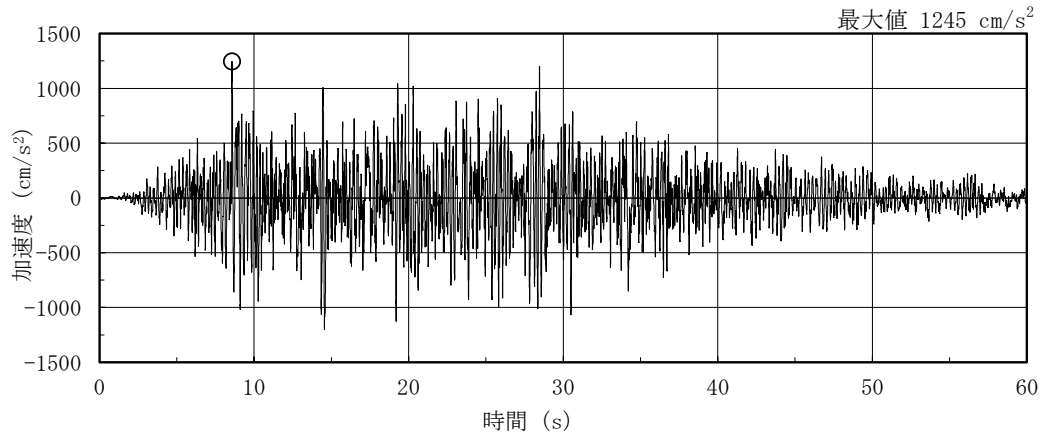
部位		使用部材	材質	断面積 ($\times 10^2 \text{mm}^2$)	断面二次 モーメント ($\times 10^4 \text{mm}^4$)
主トラス	上弦材	H-400 \times 400 \times 13 \times 21	SM50A (SM490A 相当)	218.7	66600
	下弦材	H-400 \times 400 \times 13 \times 21	SM50A (SM490A 相当) SN490B	218.7	66600
		BH-400 \times 400 \times 19 \times 35		342.7	99230
		BH-400 \times 400 \times 19 \times 35 +2PLs-16 \times 330*		448.3	108800
	斜材	2CTs-175 \times 350 \times 12 \times 19	SS41 (SS400 相当) SS400	173.9	—
		2CTs-150 \times 300 \times 10 \times 15		119.8	
		2CTs-150 \times 300 \times 10 \times 15 +4Ls-90 \times 90 \times 10*		187.8	
		2CTs-125 \times 250 \times 9 \times 14 +4Ls-90 \times 90 \times 10*		160.2	
	束材	2CTs-175 \times 350 \times 12 \times 19	SS41 (SS400 相当)	173.9	—
		2CTs-150 \times 300 \times 10 \times 15		119.8	
		2CTs-125 \times 250 \times 9 \times 14		92.20	
	サブ トラス	上弦材 下弦材	H-390 \times 300 \times 10 \times 16	SS41 (SS400 相当)	136.0
斜材		2CTs-125 \times 250 \times 9 \times 14	SS41 (SS400 相当) SS400	92.20	—
		2CTs-125 \times 250 \times 9 \times 14 +4Ls-65 \times 65 \times 6*		122.3	
水平ブレース		H-400 \times 408 \times 21 \times 21	SS41 (SS400 相当)	250.7	—
		H-400 \times 400 \times 13 \times 21		218.7	
		H-394 \times 398 \times 11 \times 18		186.8	
サブビーム		H-400 \times 400 \times 13 \times 21	SS41	218.7	66600
		H-390 \times 300 \times 10 \times 16	(SS400 相当)	136.0	38700
母屋		H-244 \times 175 \times 7 \times 11	SS41	56.24	6120
		H-294 \times 200 \times 8 \times 12	(SS400 相当)	72.38	11300
サブトラス下弦材 座屈止め		2[s-150 \times 75 \times 9 \times 12.5*	SS400	61.20	—

注記*：補強工事で追加した部材

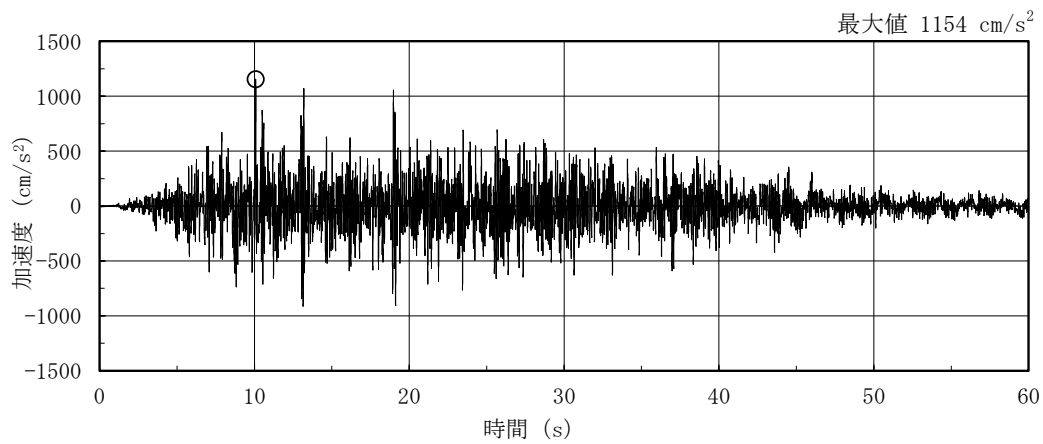
2.2 入力地震動

入力地震動は、VI-2-2-2「原子炉建物の地震応答計算書」に示す原子炉建物全体の地震応答解析から得られる燃料取替階レベル（4F, EL 42.8m）の時刻歴応答加速度とする。なお、検討ケースは、VI-2-9-3-1「原子炉建物原子炉棟（二次格納施設）の耐震性についての計算書」に示す屋根トラスの評価結果において、多くの部材で検定比が最大となった基準地震動S_s-Dのケース4のNS方向及び鉛直方向とする。

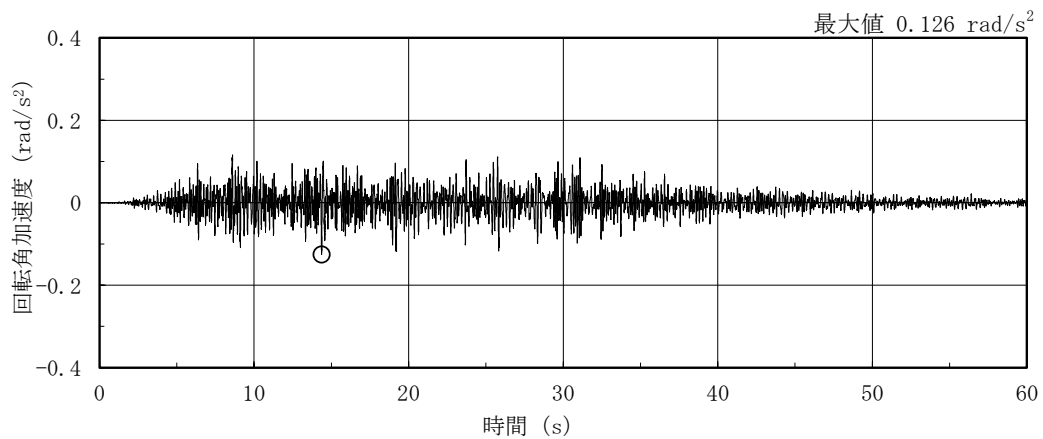
図2-2に燃料取替階レベル（4F, EL 42.8m）の水平成分、鉛直成分及び回転成分の加速度時刻歴波形を示す。



(a) NS方向 (水平)



(b) 鉛直方向



(c) NS方向 (回転)

図 2-2 燃料取替階レベル (4F, EL 42.8m) の加速度時刻歴波形
(S_s-D, ケース 4)

2.3 評価結果

2.3.1 屋根トラス

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

(1) 主トラス，サブトラス（上下弦材），水平ブレース，サブビーム，母屋及びサブトラス下弦材座屈止め

評価対象箇所は，各部材の検定値が最も大きい箇所とする。評価対象箇所を図 2-3～図 2-8 に示す。また，断面算定結果を表 2-2～表 2-7 に示す。

屋根スラブの面外剛性を考慮した場合の評価結果は，いずれも評価基準値を下回っており，面外剛性の考慮有無の違いが耐震性に影響を与えないことを確認した。

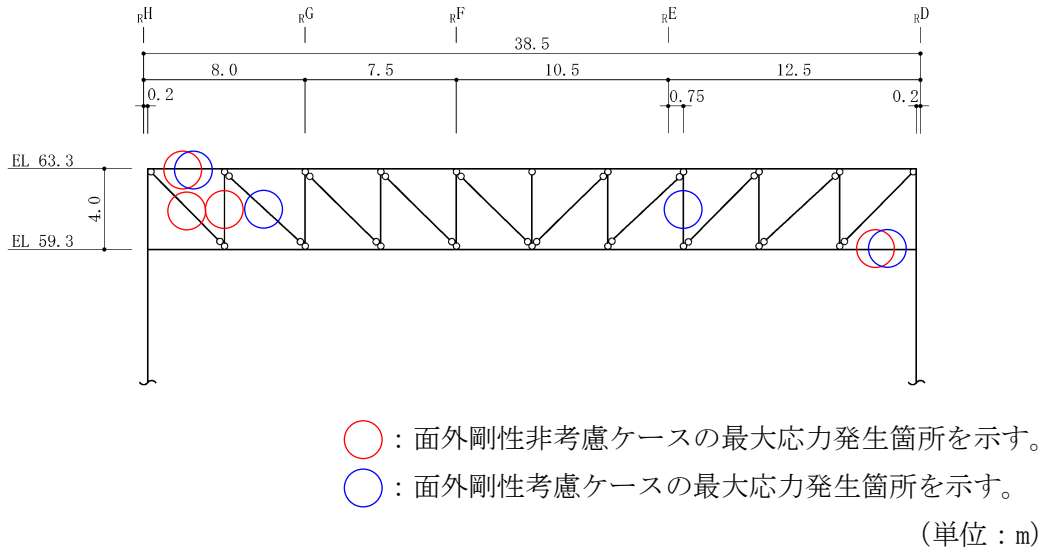


図 2-3 評価対象箇所 (主トラス : R7 通り)

表 2-2(1) 断面算定結果 (主トラス)

部材 (種類)		上弦材			
面外剛性		非考慮		考慮	
位置		$R7$ 通り (R_G 通り R_H 通り間)		$R7$ 通り (R_G 通り R_H 通り間)	
鉄骨断面	部材	H-400×400×13×21		H-400×400×13×21	
	種別	SM50A(SM490A 相当)		SM50A(SM490A 相当)	
応力状態		引張	圧縮	引張	圧縮
N (kN)		392	343	494	330
M (kN・m)		435	435	241	241
断面算定	σ_t (N/mm ²)	17.9	—	22.6	—
	σ_c (N/mm ²)	—	15.7	—	15.1
	σ_b (N/mm ²)	131	131	72.4	72.4
	f_t (N/mm ²)	357	—	357	—
	f_c (N/mm ²)	—	357	—	357
	f_b (N/mm ²)	357	357	357	357
	$\frac{\sigma_t}{f_t} + \frac{\sigma_b}{f_b}$	0.42 (<1.0)	—	0.28 (<1.0)	—
	$\frac{\sigma_c}{f_c} + \frac{\sigma_b}{f_b}$	—	0.42 (<1.0)	—	0.26 (<1.0)
判定		可	可	可	可

表 2-2(2) 断面算定結果 (主トラス)

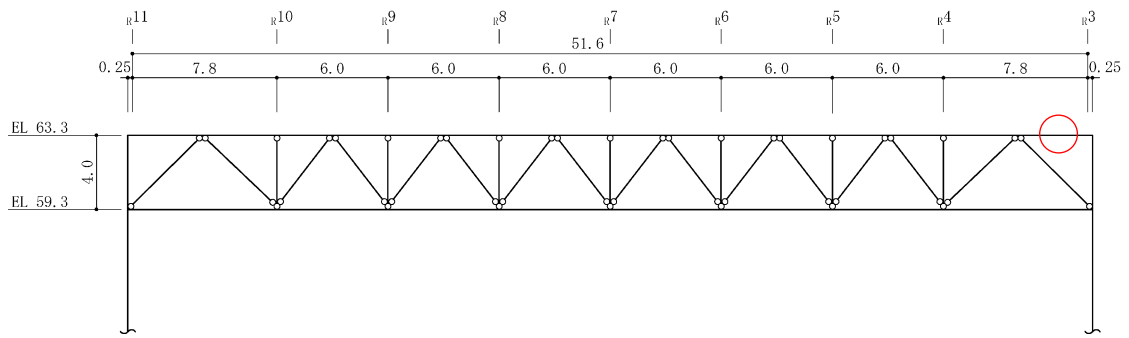
部材 (種類)		下弦材			
面外剛性		非考慮		考慮	
位置		$R7$ 通り (R_D 通り R_E 通り間)		$R7$ 通り (R_D 通り R_E 通り間)	
鉄骨断面	部材	BH-400×400×19×35 +2PLS-16×330		BH-400×400×19×35 +2PLS-16×330	
	種別	SM50A(SM490A 相当), SN490B		SM50A(SM490A 相当), SN490B	
応力状態		引張	圧縮	引張	圧縮
N (kN)		1150	5390	1310	5140
M (kN・m)		482	482	420	420
断面算定	σ_t (N/mm ²)	33.6	—	38.2	—
	σ_c (N/mm ²)	—	157	—	150
	σ_b (N/mm ²)	97.1	97.1	84.6	84.6
	f_t (N/mm ²)	357	—	357	—
	f_c (N/mm ²)	—	301	—	301
	f_b (N/mm ²)	357	357	357	357
	$\frac{\sigma_t}{f_t} + \frac{\sigma_b}{f_b}$	0.38 (<1.0)	—	0.35 (<1.0)	—
	$\frac{\sigma_c}{f_c} + \frac{\sigma_b}{f_b}$	—	0.81 (<1.0)	—	0.74 (<1.0)
判定		可	可	可	可

表 2-2(3) 断面算定結果 (主トラス)

部材 (種類)		斜材			
面外剛性		非考慮		考慮	
位置		$R7$ 通り (R_G 通り R_H 通り間)		$R7$ 通り (R_G 通り R_H 通り間)	
鉄骨断面	部材	2CTs-175×350×12×19		2CTs-175×350×12×19	
	種別	SS41(SS400 相当)		SS41(SS400 相当)	
応力状態		引張	圧縮	引張	圧縮
N (kN)		4260	1510	4220	1890
断面算定	σ_t (N/mm ²)	245	—	243	—
	σ_c (N/mm ²)	—	86.8	—	109
	f_t (N/mm ²)	258	—	258	—
	f_c (N/mm ²)	—	181	—	178
	$\frac{\sigma_t}{f_t}$	0.95 (<1.0)	—	0.95 (<1.0)	—
	$\frac{\sigma_c}{f_c}$	—	0.48 (<1.0)	—	0.62 (<1.0)
判定		可	可	可	可

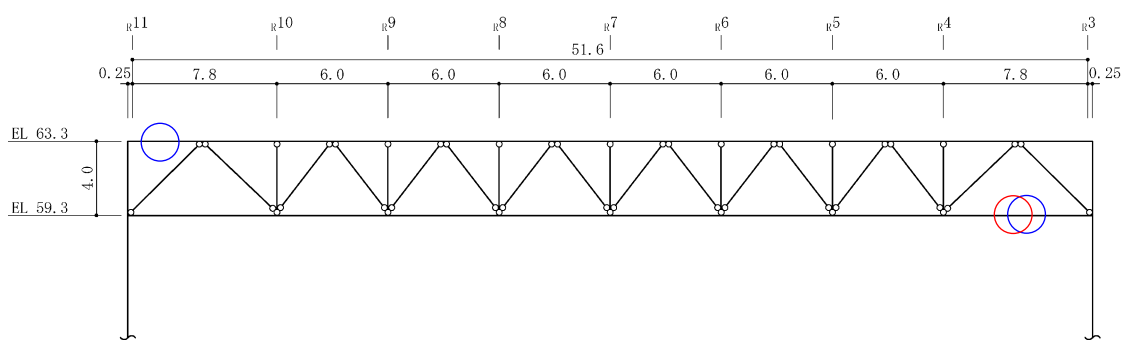
表 2-2(4) 断面算定結果 (主トラス)

部材 (種類)		束材			
面外剛性		非考慮		考慮	
位置		$R7$ 通り (R_G 通り R_H 通り間)		$R7$ 通り (R_D 通り R_E 通り間)	
鉄骨断面	部材	2CTs-175×350×12×19		2CTs-150×300×10×15	
	種別	SS41(SS400 相当)		SS41(SS400 相当)	
応力状態		引張	圧縮	引張	圧縮
N (kN)		1120	3170	540	1540
断面算定	σ_t (N/mm ²)	64.4	—	45.1	—
	σ_c (N/mm ²)	—	182	—	129
	f_t (N/mm ²)	258	—	258	—
	f_c (N/mm ²)	—	216	—	202
	$\frac{\sigma_t}{f_t}$	0.25 (<1.0)	—	0.18 (<1.0)	—
	$\frac{\sigma_c}{f_c}$	—	0.85 (<1.0)	—	0.64 (<1.0)
判定		可	可	可	可



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

(a) サブトラス： r_E 通り+3.0m



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

(b) サブトラス： r_F 通り

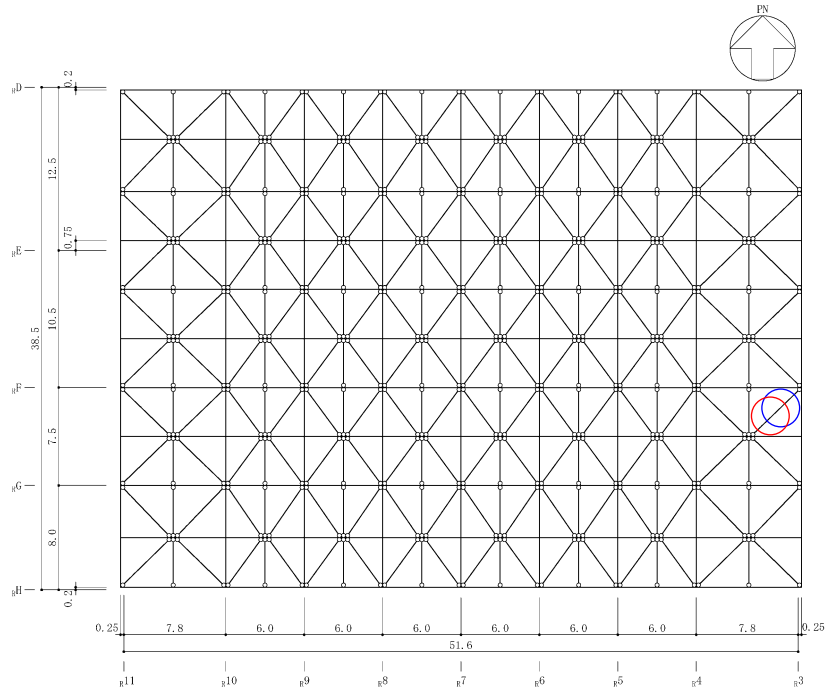
図 2-4 評価対象箇所 (サブトラス (上下弦材))

表2-3(1) 断面算定結果 (サブトラス)

部材 (種類)		上弦材			
面外剛性		非考慮		考慮	
位置		RE 通り+3.0m (R3 通り R4 通り間)		RF 通り (R10 通り R11 通り間)	
鉄骨断面	部材	H-390×300×10×16		H-390×300×10×16	
	種別	SS41(SS400 相当)		SS41(SS400 相当)	
応力状態		引張	圧縮	引張	圧縮
N (kN)		354	137	378	105
M (kN・m)		233	233	113	113
断面算定	σ_t (N/mm ²)	26.0	—	27.8	—
	σ_c (N/mm ²)	—	10.1	—	7.72
	σ_b (N/mm ²)	117	117	56.9	56.9
	f_t (N/mm ²)	258	—	258	—
	f_c (N/mm ²)	—	258	—	258
	f_b (N/mm ²)	258	258	258	258
	$\frac{\sigma_t}{f_t} + \frac{\sigma_b}{f_b}$	0.56 (<1.0)	—	0.33 (<1.0)	—
	$\frac{\sigma_c}{f_c} + \frac{\sigma_b}{f_b}$	—	0.50 (<1.0)	—	0.25 (<1.0)
判定		可	可	可	可

表2-3(2) 断面算定結果 (サブトラス)

部材 (種類)		下弦材			
面外剛性		非考慮		考慮	
位置		RF 通り (R3 通り R4 通り間)		RF 通り (R3 通り R4 通り間)	
鉄骨断面	部材	H-390×300×10×16		H-390×300×10×16	
	種別	SS41(SS400 相当)		SS41(SS400 相当)	
応力状態		引張	圧縮	引張	圧縮
N (kN)		677	1630	631	1690
M (kN・m)		131	131	126	126
断面算定	σ_t (N/mm ²)	49.8	—	46.4	—
	σ_c (N/mm ²)	—	120	—	124
	σ_b (N/mm ²)	66.0	66.0	63.5	63.5
	f_t (N/mm ²)	258	—	258	—
	f_c (N/mm ²)	—	243	—	243
	f_b (N/mm ²)	258	258	258	258
	$\frac{\sigma_t}{f_t} + \frac{\sigma_b}{f_b}$	0.46 (<1.0)	—	0.43 (<1.0)	—
	$\frac{\sigma_c}{f_c} + \frac{\sigma_b}{f_b}$	—	0.76 (<1.0)	—	0.76 (<1.0)
判定		可	可	可	可



○：面外剛性非考慮ケースの最大応力発生箇所を示す。

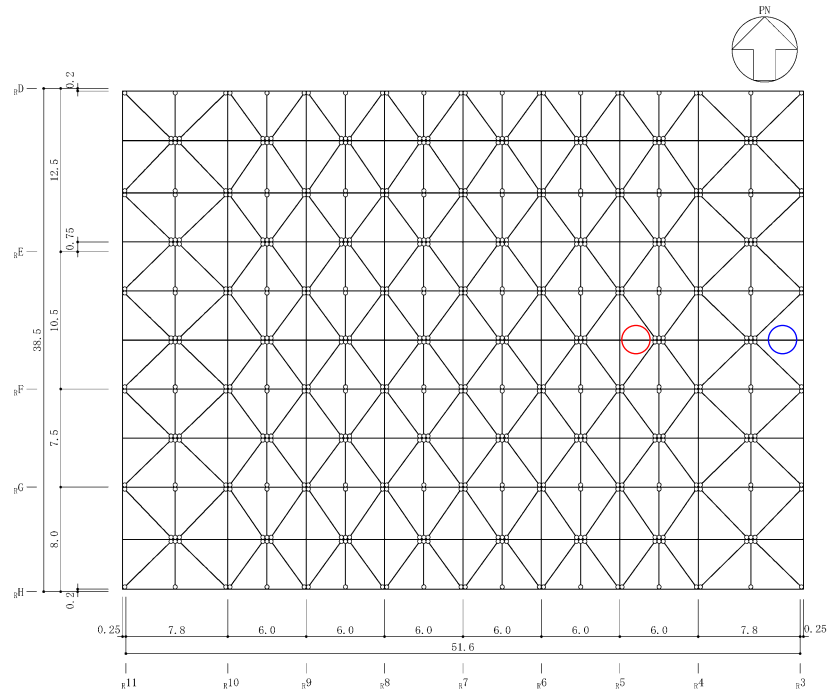
○：面外剛性考慮ケースの最大応力発生箇所を示す。

(単位：m)

図 2-5 評価対象箇所 (水平ブレース：EL 63.3m)

表 2-4 断面算定結果 (水平ブレース)

部材 (種類)		水平ブレース			
面外剛性		非考慮		考慮	
位置		R_F 通り R_G 通り間 (R_3 通り R_4 通り間)		R_F 通り R_G 通り間 (R_3 通り R_4 通り間)	
鉄骨断面	部材	H-400×408×21×21		H-400×408×21×21	
	種別	SS41 (SS400 相当)		SS41 (SS400 相当)	
応力状態		引張	圧縮	引張	圧縮
N (kN)		2090	2510	2100	2520
断面算定	σ_t (N/mm ²)	83.4	—	83.8	—
	σ_c (N/mm ²)	—	100	—	101
	f_t (N/mm ²)	258	—	258	—
	f_c (N/mm ²)	—	247	—	247
	$\frac{\sigma_t}{f_t}$	0.33 (<1.0)	—	0.33 (<1.0)	—
	$\frac{\sigma_c}{f_c}$	—	0.41 (<1.0)	—	0.41 (<1.0)
判定		可	可	可	可



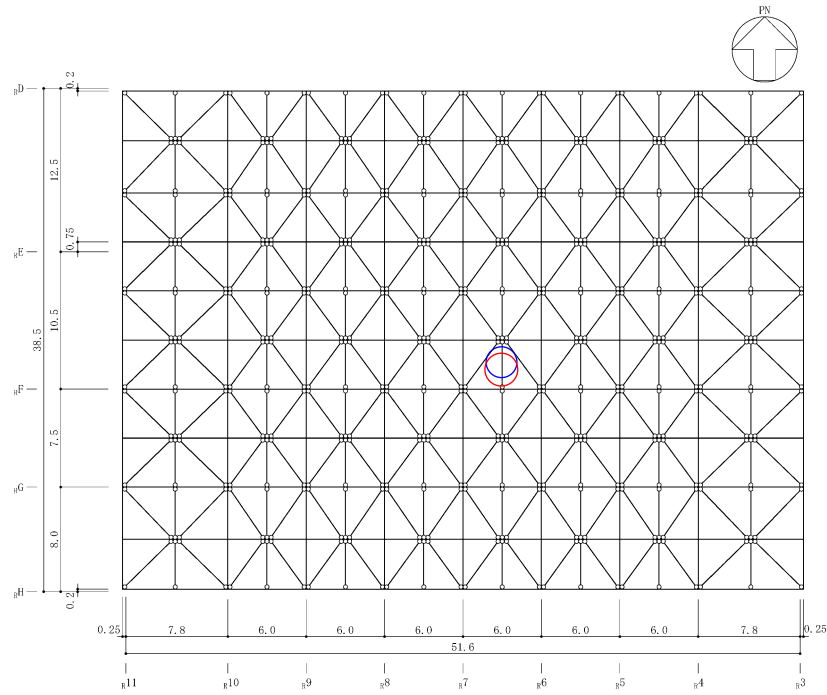
- : 面外剛性非考慮ケースの最大応力発生箇所を示す。
- : 面外剛性考慮ケースの最大応力発生箇所を示す。

(単位 : m)

図 2-6 評価対象箇所 (サブビーム : EL 63.3m)

表 2-5 断面算定結果 (サブビーム)

部材 (種類)		サブビーム			
面外剛性		非考慮		考慮	
位置		_R E 通り _R F 通り間 (_R 4 通り _R 5 通り間)		_R E 通り _R F 通り間 (_R 3 通り _R 4 通り間)	
鉄骨断面	部材	H-390×300×10×16		H-400×400×13×21	
	種別	SS41 (SS400 相当)		SS41 (SS400 相当)	
応力状態		引張	圧縮	引張	圧縮
N (kN)		102	68.0	150	94.9
M (kN・m)		165	165	308	308
断面算定	σ_t (N/mm ²)	7.50	—	6.86	—
	σ_c (N/mm ²)	—	5.00	—	4.34
	σ_b (N/mm ²)	83.1	83.1	92.5	92.5
	f_t (N/mm ²)	258	—	258	—
	f_c (N/mm ²)	—	244	—	241
	f_b (N/mm ²)	258	258	258	258
	$\frac{\sigma_t}{f_t} + \frac{\sigma_b}{f_b}$	0.36 (<1.0)	—	0.39 (<1.0)	—
	$\frac{\sigma_c}{f_c} + \frac{\sigma_b}{f_b}$	—	0.35 (<1.0)	—	0.38 (<1.0)
判定		可	可	可	可



○：面外剛性非考慮ケースの最大応力発生箇所を示す。

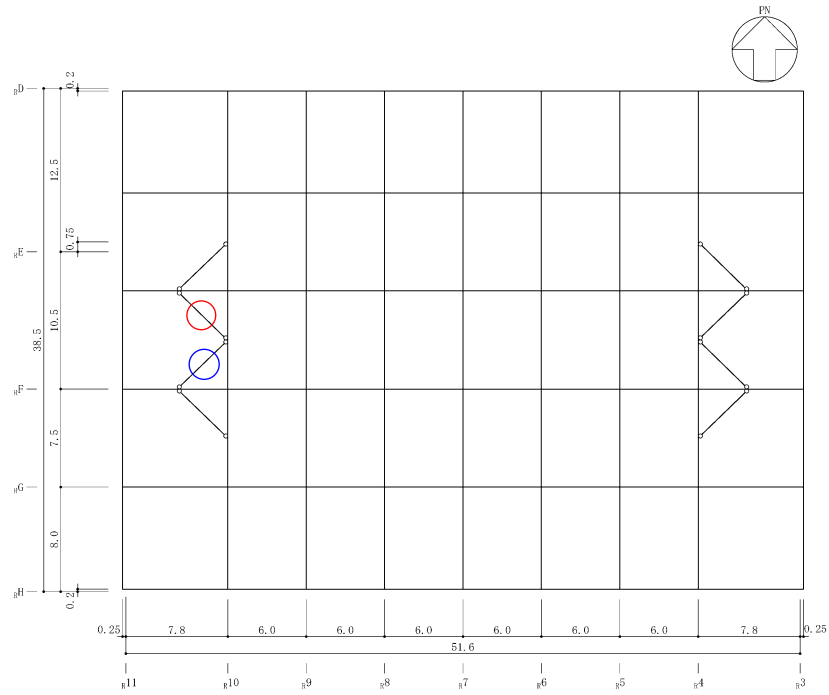
○：面外剛性考慮ケースの最大応力発生箇所を示す。

(単位：m)

図 2-7 評価対象箇所 (母屋：EL 63.3m)

表 2-6 断面算定結果 (母屋)

部材 (種類)		母屋			
面外剛性		非考慮		考慮	
位置		R6 通り R7 通り間 (RE 通り RF 通り間)		R6 通り R7 通り間 (RE 通り RF 通り間)	
鉄骨断面	部材	H-244×175×7×11		H-244×175×7×11	
	種別	SS41(SS400 相当)		SS41(SS400 相当)	
応力状態		引張	圧縮	引張	圧縮
N (kN)		79.1	209	90.3	202
M (kN・m)		0	0	0	0
断面算定	σ_t (N/mm ²)	14.1	—	16.1	—
	σ_c (N/mm ²)	—	37.2	—	35.9
	σ_b (N/mm ²)	0	0	0	0
	f_t (N/mm ²)	258	—	258	—
	f_c (N/mm ²)	—	194	—	194
	f_b (N/mm ²)	258	258	258	258
	$\frac{\sigma_t}{f_t} + \frac{\sigma_b}{f_b}$	0.06 (<1.0)	—	0.07 (<1.0)	—
	$\frac{\sigma_c}{f_c} + \frac{\sigma_b}{f_b}$	—	0.20 (<1.0)	—	0.19 (<1.0)
判定		可	可	可	可



○：面外剛性非考慮ケースの最大応力発生箇所を示す。

○：面外剛性考慮ケースの最大応力発生箇所を示す。

(単位：m)

図 2-8 評価対象箇所 (サブトラス下弦材座屈止め：EL 59.3m)

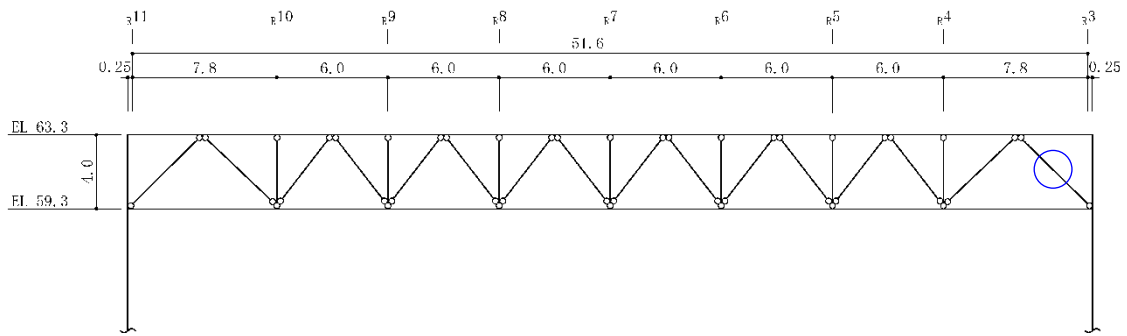
表 2-7 断面算定結果 (サブトラス下弦材座屈止め)

部材 (種類)		サブトラス下弦材座屈止め			
面外剛性		非考慮		考慮	
位置		R10 通り R11 通り間 (RE 通り RF 通り間)		R10 通り R11 通り間 (RE 通り RF 通り間)	
鉄骨断面	部材	2[s-150×75×9×12.5		2[s-150×75×9×12.5	
	種別	SS400		SS400	
応力状態		引張	圧縮	引張	圧縮
N (kN)		219	226	220	231
断面算定	σ_t (N/mm ²)	56.9	—	57.1	—
	σ_c (N/mm ²)	—	36.9	—	37.7
	f_t (N/mm ²)	235	—	235	—
	f_c (N/mm ²)	—	61.3	—	61.3
	$\frac{\sigma_t}{f_t}$	0.25 (<1.0)	—	0.25 (<1.0)	—
	$\frac{\sigma_c}{f_c}$	—	0.61 (<1.0)	—	0.62 (<1.0)
判定		可	可	可	可

(2) サブトラス (斜材)

サブトラス (斜材) は弾性範囲を超えることが確認されたため、破断評価を実施する。評価対象箇所は、弾性範囲を超える各部材の評価結果のうち、累積塑性変形倍率が最も大きい部材とする。評価対象箇所を図 2-9 に示す。また、破断評価結果を表 2-8 に示す。

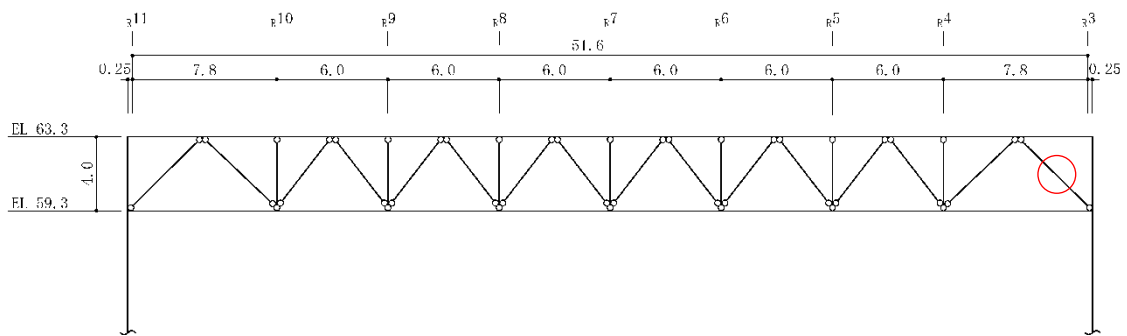
屋根スラブの面外剛性を考慮した場合のサブトラス (斜材) の評価結果は、評価基準値を下回っており、面外剛性の考慮有無の違いが耐震性に影響を与えないことを確認した。



- : 面外剛性非考慮ケースの累積塑性変形倍率が最も大きい箇所を示す。
- : 面外剛性考慮ケースの累積塑性変形倍率が最も大きい箇所を示す。

(単位 : m)

(a) サブトラス : R_E 通り+3.0m



- : 面外剛性非考慮ケースの累積塑性変形倍率が最も大きい箇所を示す。
- : 面外剛性考慮ケースの累積塑性変形倍率が最も大きい箇所を示す。

(単位 : m)

(b) サブトラス : R_F 通り

図 2-9 評価対象箇所 (サブトラス (斜材))

表 2-8 破断評価結果

(a) 面外剛性非考慮 (R_F 通り)

使用部材	位置	最大等価軸ひずみ $\epsilon_{max} (\times 10^{-3})$	累積塑性変形倍率 η	応答による繰返し回数*1 n_i	評価基準*2 (破断寿命) N_p	$\frac{n_i}{N_p}$	判定
2CTs-125×250×9×14 +4Ls-65×65×6 SS41 (SS400 相当), SS400	R ₃ 通り R ₄ 通り間	0.800	0.8406	915	1190000	0.001	可

注記*1: ピークカウント法を用い、対象部材の軸ひずみの時刻歴波形の最大及び最小を全てカウントする。

*2: 最大等価軸ひずみ (設定ひずみ振幅) に対応する鋼材の破断寿命を引用文献(1)より算定し、これを評価基準とする。

(b) 面外剛性考慮 (R_E+3.0m 通り)

使用部材	位置	最大等価軸ひずみ $\epsilon_{max} (\times 10^{-3})$	累積塑性変形倍率 η	応答による繰返し回数*1 n_i	評価基準*2 (破断寿命) N_p	$\frac{n_i}{N_p}$	判定
2CTs-125×250×9×14 +4Ls-65×65×6 SS41 (SS400 相当), SS400	R ₃ 通り R ₄ 通り間	0.504	0.5338	967	1190000	0.001	可

注記*1: ピークカウント法を用い、対象部材の軸ひずみの時刻歴波形の最大及び最小を全てカウントする。

*2: 最大等価軸ひずみ (設定ひずみ振幅) に対応する鋼材の破断寿命を引用文献(1)より算定し、これを評価基準とする。

2.3.2 屋根スラブ

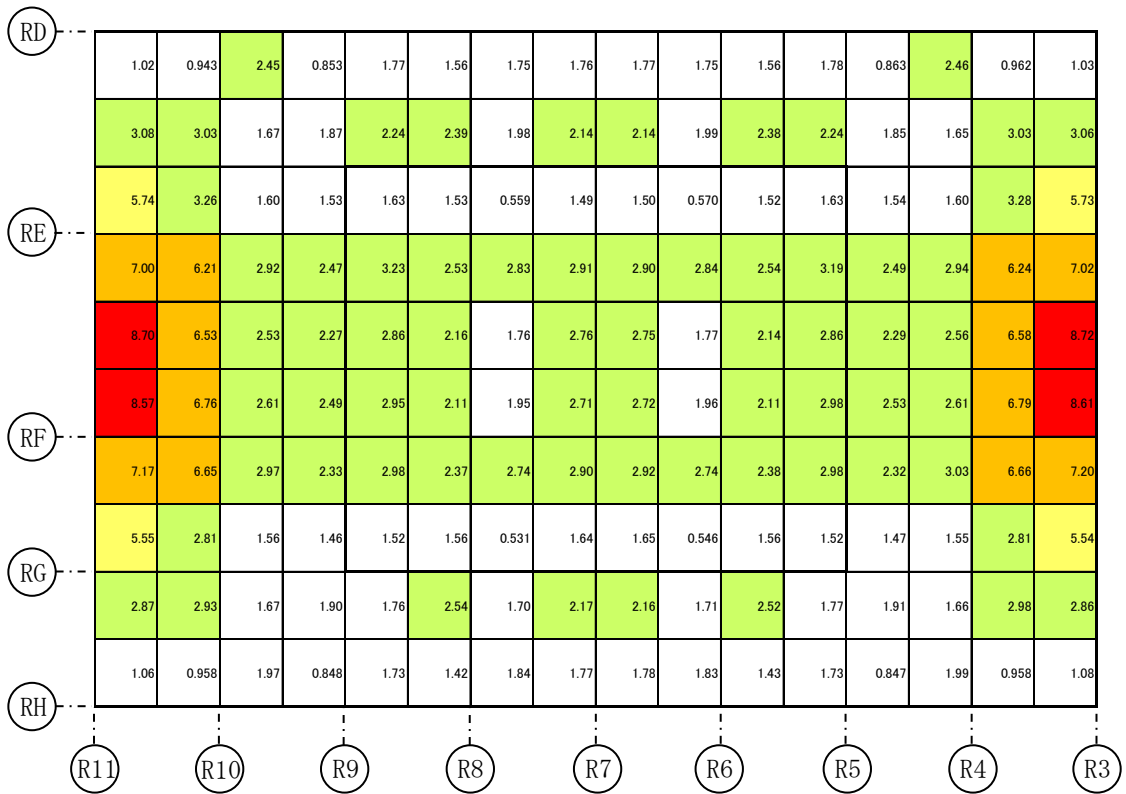
(1) 面外応力の検討

屋根スラブの面外剛性を考慮した場合に屋根スラブに発生する最大応答面外曲げモーメントを図 2-10 に、最大応答面外せん断力を図 2-11 に示す。

これらの発生応力に対する屋根スラブの断面の評価を実施する。なお、断面の評価方法については、VI-2-9-3-1「原子炉建物原子炉棟（二次格納施設）の耐震性についての計算書」で示した方法と同じである。

評価対象箇所は、各断面の検定値が最も大きい箇所とする。評価対象箇所を図 2-12 に示す。また、評価結果を表 2-9 に示す。

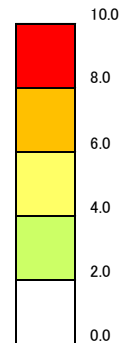
屋根スラブについて、屋根スラブの面外剛性を考慮した場合においても、曲げモーメントに対する鉄筋応力度が許容限界を超えないこと及び発生する面外せん断力が許容限界を超えないことを確認した。



Y (N S 方向)



X (E W 方向)



(単位 : kNm/m)

図 2-10(1) 最大応答面外曲げモーメント (M_x)

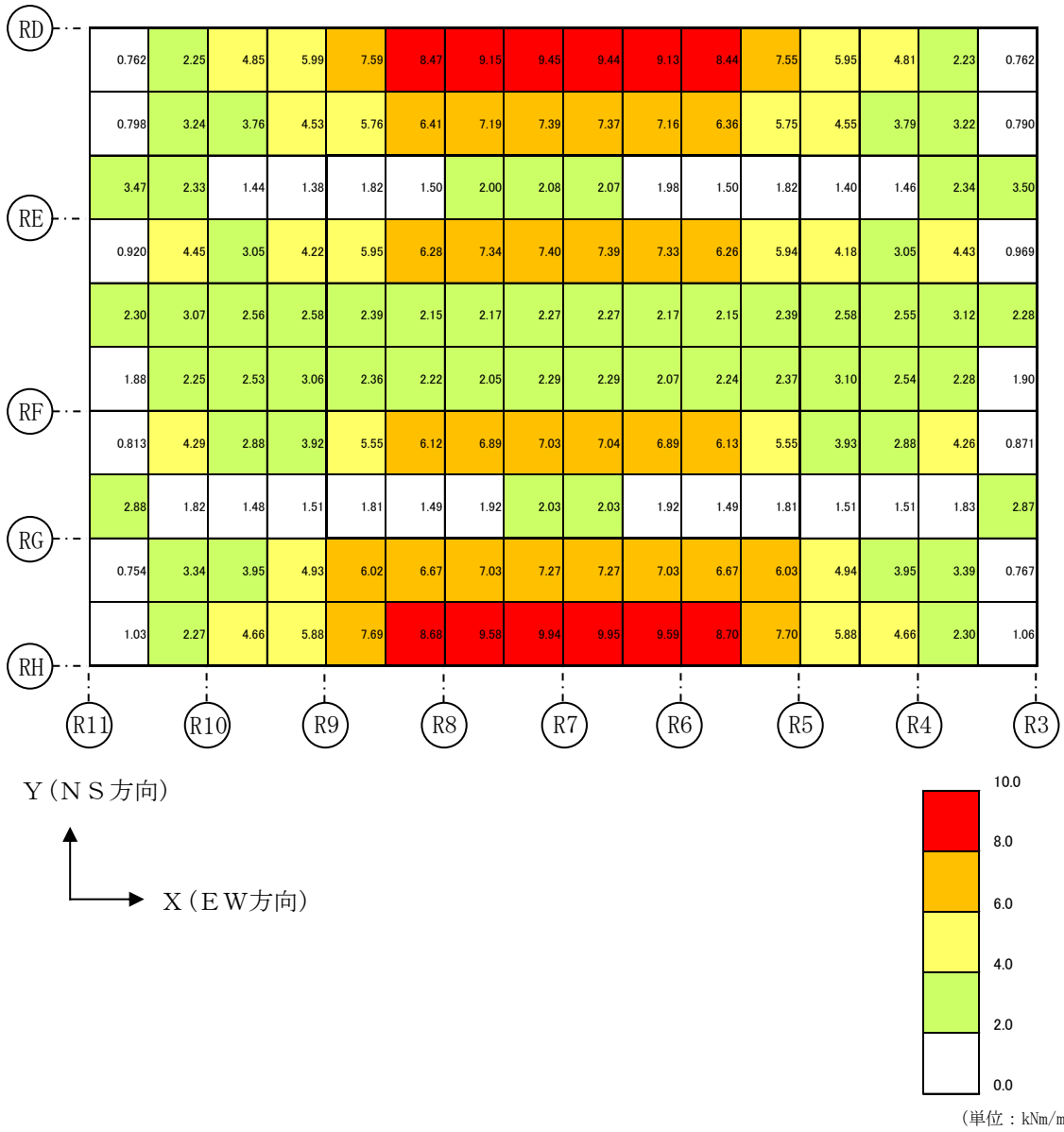


図 2-10(2) 最大応答面外曲げモーメント (My)

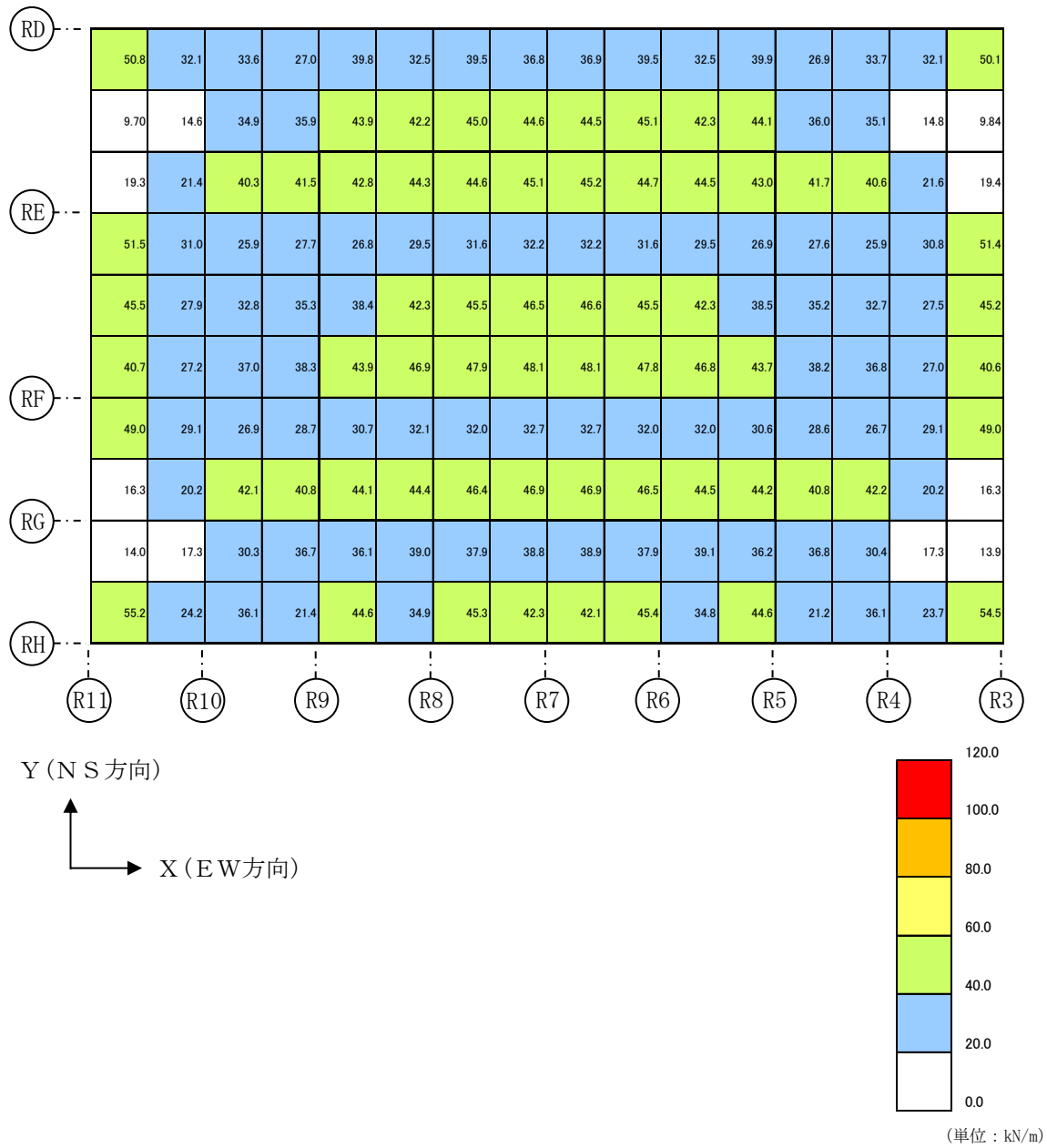


図 2-11(1) 最大応答面外せん断力 (Q_x)

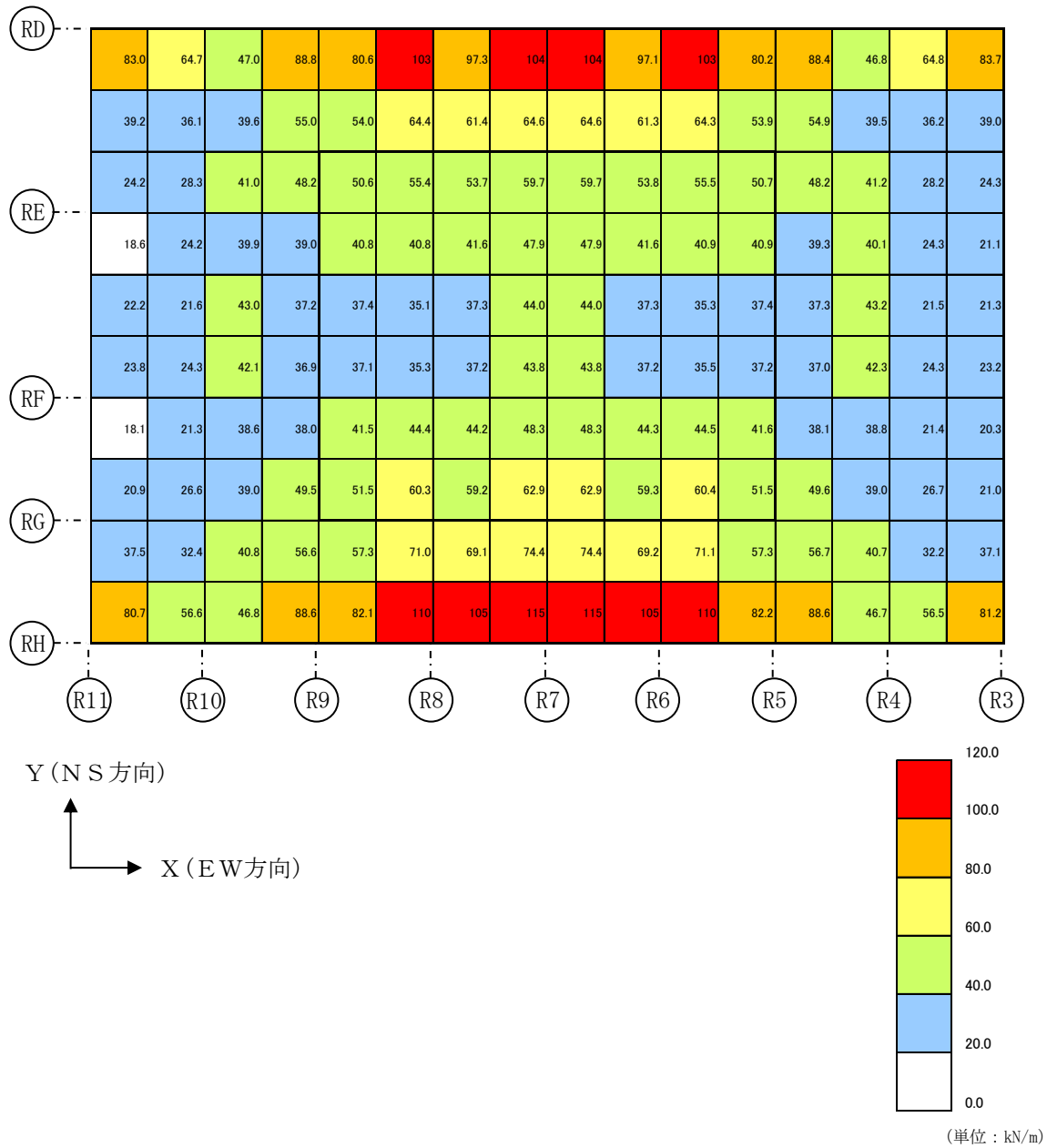
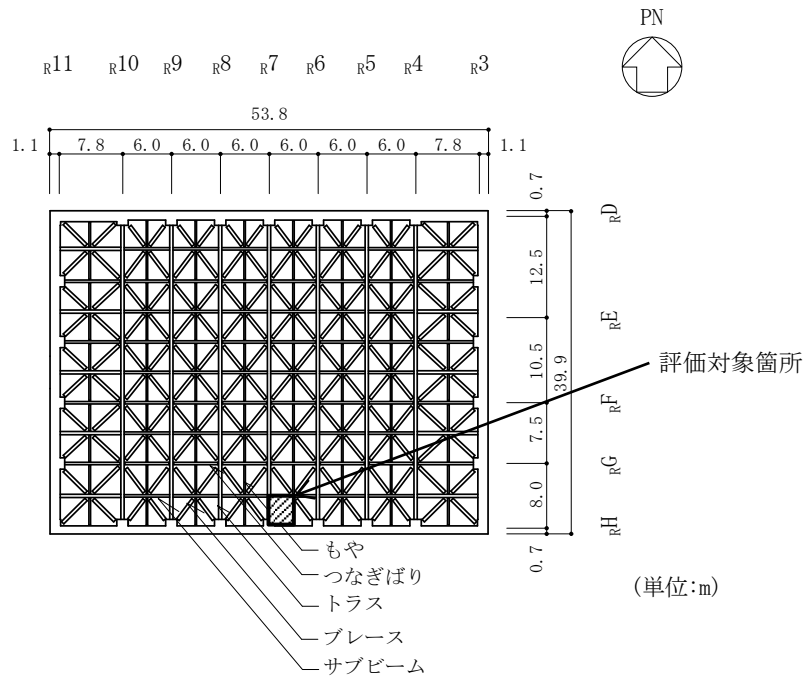


図 2-11(2) 最大応答面外せん断力 (Q_y)



注：評価対象箇所は、各断面の検定値が最も大きい箇所とする。

図 2-12 面外応力に対する評価対象箇所（屋根スラブ）

表 2-9 評価結果 (屋根スラブ) (評価対象箇所)

方向		短辺 (EW) 方向	長辺 (NS) 方向
EL (m)		63.5	
厚さ t (mm)		□	
有効せい d (mm)		□	□
配筋 (鉄筋断面積)	上ば筋	D13@100 (1270 mm ² /m)	D13@100 (1270 mm ² /m)
	下ば筋	D13@100 (1270 mm ² /m)	D13@100 (1270 mm ² /m)
曲げモーメント	発生曲げモーメント M (kN・m/m)	1.78	9.95
	鉄筋応力度 σ_t (N/mm ²)	13.3	99.4
	許容限界 (N/mm ²)	345	345
	検定値	0.04 (<1.0)	0.29 (<1.0)
面外せん断力	発生せん断力 Q (kN/m)	42.1	115
	せん断スパン比による 割増し係数 α	2.00	2.00
	許容限界 (kN/m)	226.8	170.2
	検定値	0.19 (<1.0)	0.68 (<1.0)
判定		可	可

(2) 面内応力の検討

屋根スラブの面外剛性を考慮した場合に屋根スラブに発生する最大応答面内せん断応力度を図 2-13 に示す。

この発生応力度を図 2-14 のようにエネルギー一定則を用いて屋根スラブの面内せん断スケルトン曲線上の応答値に換算し、局所的にも屋根スラブの最大応答面内せん断ひずみが許容限界 (2.0×10^{-3}) 以下であることを確認する。なお、屋根スラブの面内せん断スケルトンは、「原子力発電所耐震設計技術指針 J E A G 4 6 0 1 - 1991 追補版 ((社) 日本電気協会)」に基づき、軸応力度を考慮せずに算定する。

評価対象箇所は、最大応答面内せん断ひずみが最も大きい箇所とする。評価対象箇所を図 2-15 に示す。また、最大応答面内せん断ひずみを表 2-10 に示す。

屋根スラブの面外剛性を考慮した場合には、屋根スラブが負担する応力が大きくなると考えられるが、その場合でも屋根スラブの局所的な最大応答面内せん断ひずみは 1.84×10^{-3} であり、許容限界 (2.0×10^{-3}) を超えていないため、屋根スラブが原子炉建物原子炉棟 (二次格納施設) として気密性を維持することを確認した。

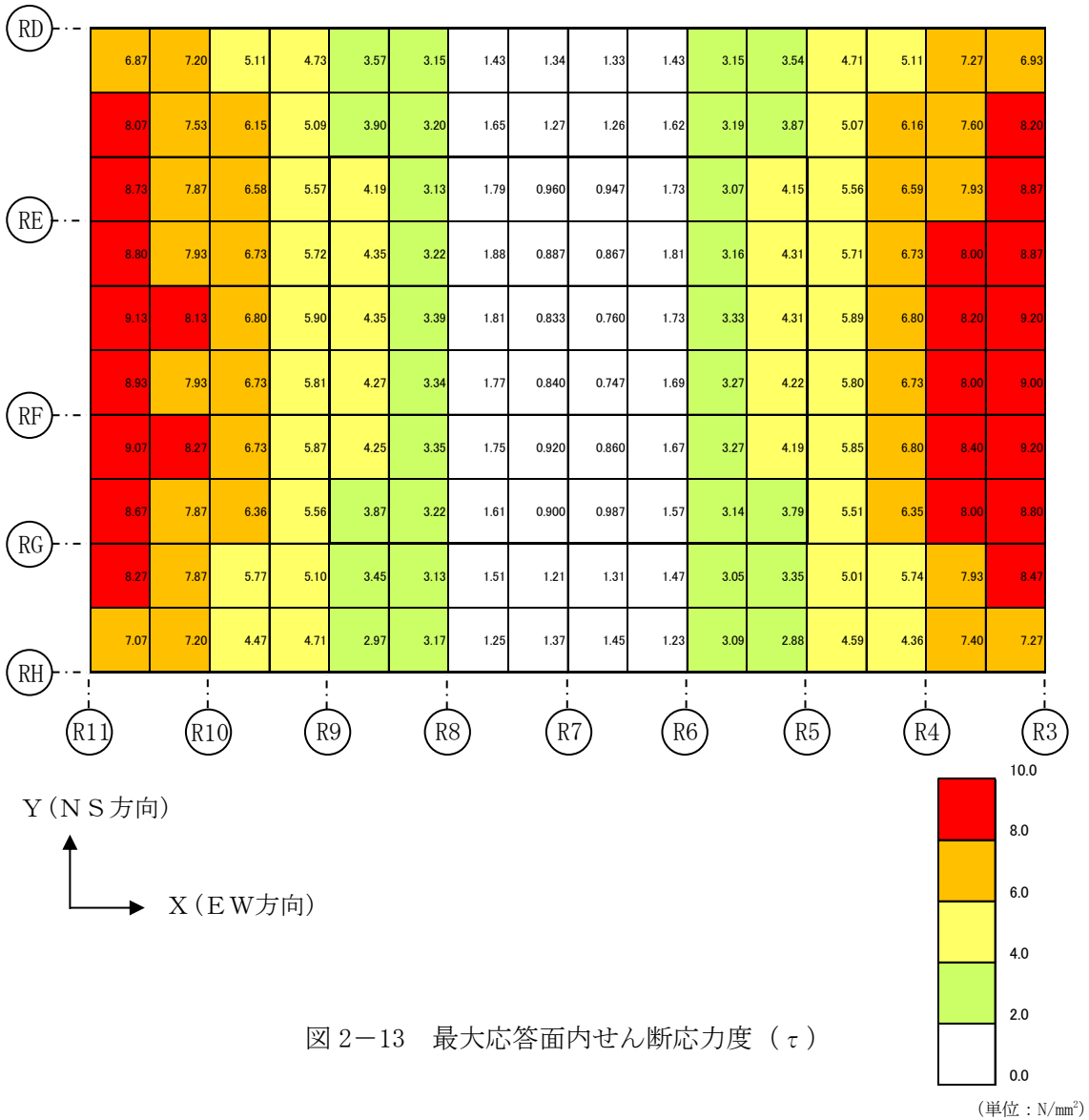


図 2-13 最大応答面内せん断応力度 (τ)

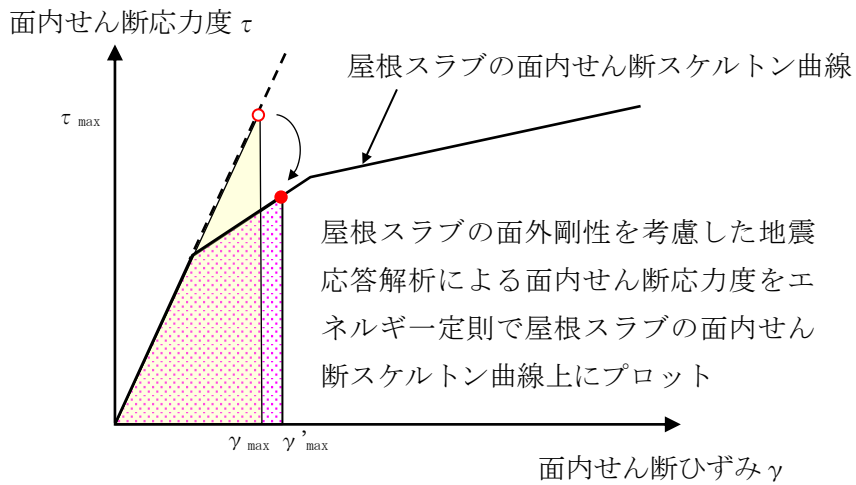
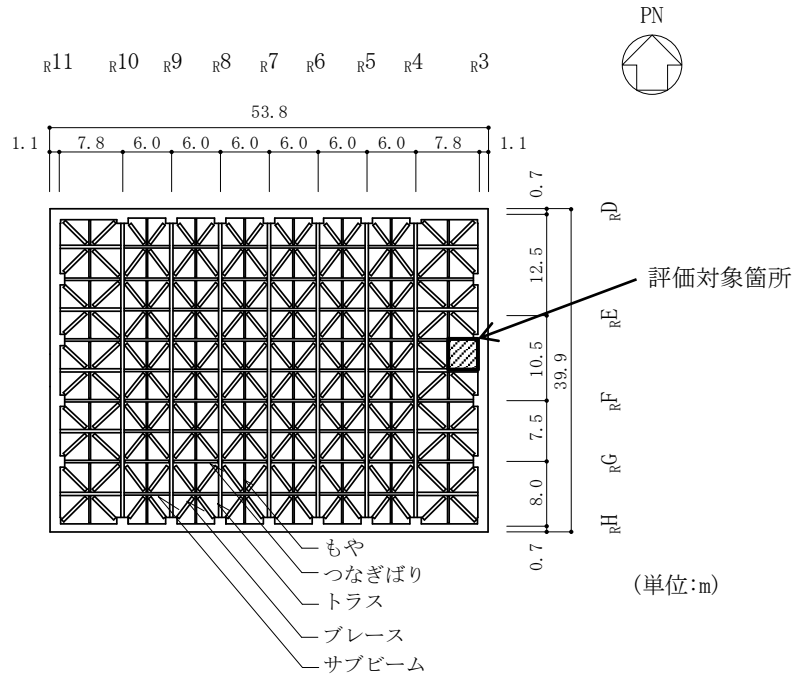


図 2-14 エネルギー一定則に基づく屋根スラブの面内せん断ひずみの評価方法



注：評価対象箇所は，最大応答面内せん断ひずみが最も大きい箇所とする。

図 2-15 面内応力に対する評価対象箇所（屋根スラブ）

表 2-10 屋根スラブの最大応答面内せん断ひずみ

位置	最大応答面内 せん断応力度*1 τ_{\max} (N/mm ²)	最大応答面内 せん断ひずみ*1 γ_{\max} ($\times 10^{-3}$)	等価 最大応答面内 せん断ひずみ*2 γ'_{\max} ($\times 10^{-3}$)
R _E 通り R _F 通り間 (R ₃ 通り R ₄ 通り間)	9.20	0.981	1.84

注記*1：屋根スラブの面外剛性（線形）を考慮した屋根トラスの地震応答解析結果の値。

*2：エネルギー一定則を適用し，面内せん断スケルトン曲線上にプロットした値。

3. 引用文献

- (1) 中込ほか「繰返し力を受ける SM490 鋼の疲労性に関する研究」(日本建築学会構造系論文集, 第 469 号, pp. 127-136, 1995 年 3 月)

別紙6 スタッドボルトの検討

目 次

1. 概要	別紙 6-1
2. 検討方針	別紙 6-2
3. 応力解析による評価方法	別紙 6-3
3.1 評価対象	別紙 6-3
3.2 荷重及び荷重の組合せ	別紙 6-4
3.2.1 荷重	別紙 6-4
3.2.2 荷重の組合せケース	別紙 6-6
3.3 使用材料及び許容値	別紙 6-7
3.4 スタッドボルトに発生する荷重	別紙 6-7
3.5 許容限界	別紙 6-8
4. 評価結果	別紙 6-11
5. まとめ	別紙 6-13

1. 概要

原子炉建物の二次格納施設バウンダリを構成している屋根スラブは、スタッドボルトにより屋根トラスと一体化し、スタッドボルトを介して屋根トラスに荷重を伝達する構造となっている。

本資料は、二次格納施設バウンダリである屋根スラブの荷重を伝達するスタッドボルトについて、基準地震動 S_s に対する健全性を確認するものである。

2. 検討方針

基準地震動 S_s による水平及び鉛直方向地震力の組合せに対するスタッドボルトの健全性について検討を行う。

検討は、基準地震動 S_s に対する屋根スラブの慣性力によって、スタッドボルトに作用する引張力及びせん断力が、「各種合成構造設計指針・同解説」（（社）日本建築学会，2010 改定）（以下「各種合成構造設計指針」という。）に基づき設定した許容限界を超えないことを確認する。水平及び鉛直震度については、VI-2-2-2「原子炉建物の地震応答計算書」により得られた基準地震動 S_s による結果を用いることとし、材料物性の不確かさを考慮する。

なお、スタッドボルトに作用する引張力及びせん断力は、スタッドボルト 1 組あたりの荷重の負担幅を考慮して算定する。

3. 応力解析による評価方法

3.1 評価対象

評価対象は、主トラスのスタッドボルト（以下「スタッドボルト（主トラス部）」という。）及びサブトラスのスタッドボルト（以下「スタッドボルト（サブトラス部）」という。）とする。

原子炉建物の概略平面図及び屋根スラブの概略断面図を図 3-1 及び図 3-2 に、スタッドボルトの諸元を表 3-1 に示す。

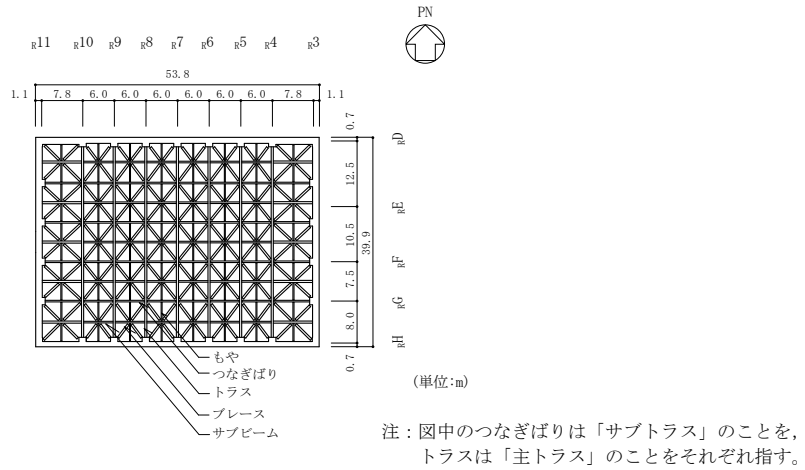


図 3-1 概略平面図 (EL 63.5m)

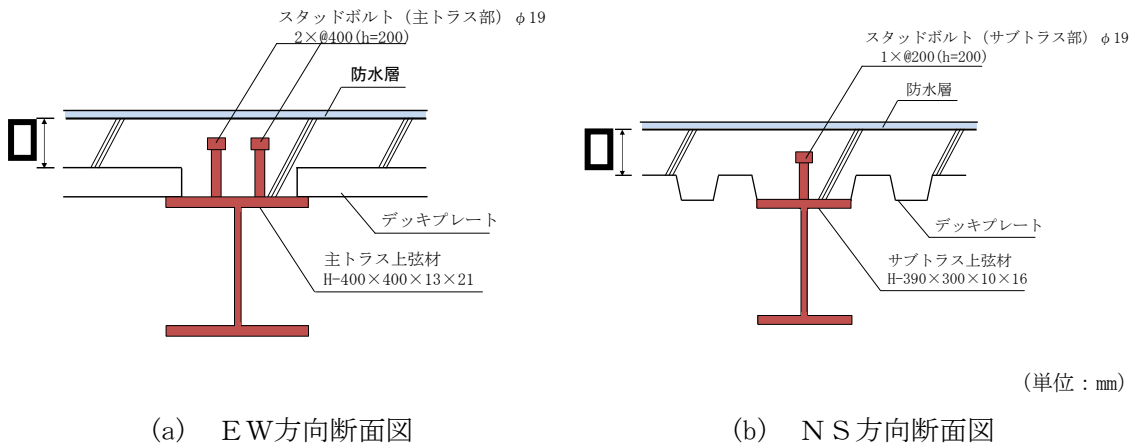


図 3-2 屋根スラブ概略断面図

表 3-1 スタッドボルトの諸元

評価対象	諸元
スタッドボルト（主トラス部）	2-φ19@400, h=200
スタッドボルト（サブトラス部）	1-φ19@200, h=200

3.2 荷重及び荷重の組合せ

3.2.1 荷重

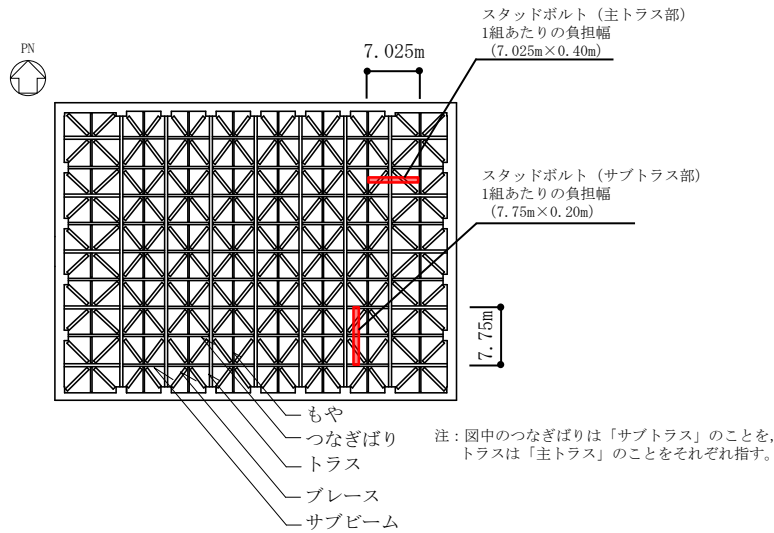
スタッドボルトに作用する地震荷重は、屋根スラブの固定荷重、積載荷重及び積雪荷重に対して、水平及び鉛直震度を乗じて算定する。水平及び鉛直震度算定のための最大応答加速度は、VI-2-2-2「原子炉建物の地震応答計算書」に示す質点系モデルにより得られた屋根面の加速度のうち、最大の加速度を採用する。最大応答加速度及び震度を表 3-2 に示す。

なお、屋根スラブの固定荷重、積載荷重及び積雪荷重については、VI-2-9-3-1「原子炉建物原子炉棟（二次格納施設）の耐震性についての計算書」における屋根スラブ評価用の荷重と同様とする。

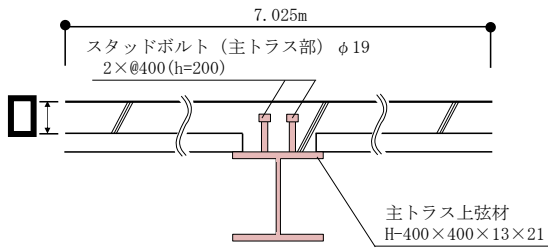
スタッドボルトの評価は屋根スラブの支持スパンを考慮して、スタッドボルト 1 組あたりの負担荷重が最も大きくなる箇所を対象とする。スタッドボルト 1 組あたりの屋根スラブの荷重の負担幅を図 3-3 に示す。

表 3-2 最大応答加速度及び震度

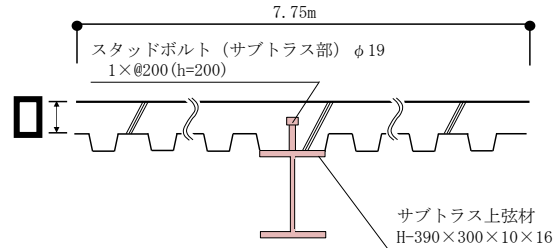
EL (m)	階	方向	ケース	最大応答加速度 (cm/s^2)	震度
63.5	RF	NS	S s - D (ケース 2)	2640	2.70
		EW	S s - D (ケース 1)	2700	2.76
		鉛直	S s - D (ケース 2)	4287	4.38



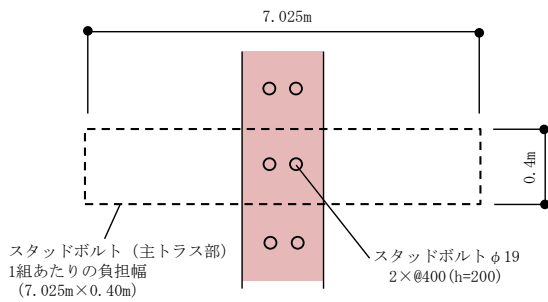
(a) 概略平面図 (EL 63.5m)



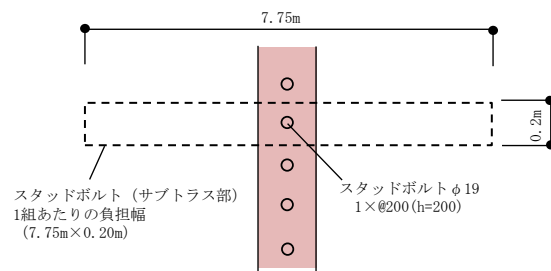
(b) E W方向断面図



(c) N S方向断面図



(d) 伏図 (主トラス上弦材)



(e) 伏図 (サブトラス上弦材)

図3-3 スタッドボルト1組あたりの屋根スラブの荷重の負担幅

3.2.2 荷重の組合せケース

荷重の組合せケースを表3-3に示す。

スタッドボルト（主トラス部）は水平方向（EW方向）及び鉛直方向地震力を、スタッドボルト（サブトラス部）は水平方向（NS方向）及び鉛直方向地震力を負担するものとし、水平方向及び鉛直方向の地震荷重の組合せを考慮した評価を行う。

水平地震力と鉛直地震力の組合せは、「原子力発電所耐震設計技術規程 J E A C 4 6 0 1 -2008（（社）日本電気協会）」を参考に、組合せ係数法（組合せ係数は1.0と0.4）を用いるものとする。

表3-3 荷重の組合せケース

外力の状態	評価対象	荷重の組合せ
S _s 地震時	スタッドボルト (主トラス部)	1.0 S _{s EW} + 0.4 S _{s UD}
		0.4 S _{s EW} + 1.0 S _{s UD}
	スタッドボルト (サブトラス部)	1.0 S _{s NS} + 0.4 S _{s UD}
		0.4 S _{s NS} + 1.0 S _{s UD}

S_{s NS} : 水平方向（NS方向） S_s地震荷重

S_{s EW} : 水平方向（EW方向） S_s地震荷重

S_{s UD} : 鉛直方向（上向き） S_s地震荷重

3.3 使用材料及び許容値

スタッドボルトの許容応力度を表 3-4 に、コンクリートの物性値を表 3-5 に示す。

表 3-4 スタッドボルトの許容応力度

(単位：N/mm²)

種別	降伏点強度
SS41 (SS400 相当)	235

表 3-5 コンクリートの物性値

(単位：N/mm²)

設計基準強度	ヤング係数
F _c	E _c
23.5	2.25×10 ⁴

3.4 スタッドボルトに発生する荷重

地震荷重により生じるスタッドボルト 1 本あたりの引張力 p 及びせん断力 q は次式により求める。

- ・スタッドボルト 1 本あたりに発生する引張力 (p)

$$p = k_v \times w / n$$

- ・スタッドボルト 1 本あたりに発生するせん断力 (q)

$$q = k_H \times w / n$$

ここで、

k_H : 水平震度

k_v : 鉛直震度

w : スタッドボルトの負担幅を考慮した屋根スラブの重量 (N)

n : スタッドボルト 1 組の本数

3.5 許容限界

スタッドボルトが負担する荷重が、「各種合成構造設計指針」に基づき求めた許容限界を超えないことを確認する。

(1) 許容引張力

スタッドボルト1本あたりの許容引張力 p_a は、スタッドボルトの降伏により定まる場合の許容引張力 p_{a1} 、定着したコンクリート躯体のコーン状破壊により定まる場合の許容引張力 p_{a2} 及びコンクリートの支圧破壊により定まる場合の許容引張力 p_{a3} のうち、最も小さい値とする。スタッドボルトの許容引張力 p_a の算定式を以下に示す。

$$p_a = \min(p_{a1}, p_{a2}, p_{a3})$$

ただし、

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

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

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

ここで、

p_{a1} : スタッドボルトの降伏により定まる場合のスタッドボルト1本あたりの許容引張力(N)

p_{a2} : 定着したコンクリート躯体のコーン状破壊により定まる場合のスタッドボルト1本あたりの許容引張力(N)

p_{a3} : コンクリートの支圧破壊により定まる場合のスタッドボルト1本あたりの許容引張力(N)

ϕ_1, ϕ_2 : 低減係数であり、以下の表に従う。

	ϕ_1	ϕ_2
短期荷重用	1.0	2/3

$s \sigma_{pa}$: スタッドボルトの引張強度で、 $s \sigma_{pa} = s \sigma_y$ とする。(N/mm²)

$s \sigma_y$: スタッドボルトの規格降伏点強度(N/mm²)

$s c_a$: スタッドボルトの断面積で、軸部断面積とねじ部有効断面積の小なる方の値とする。(mm²)

$c \sigma_t$: コーン状破壊に対するコンクリートの引張強度で、 $c \sigma_t = 0.31\sqrt{F_c}$ とする。(N/mm²)

F_c : コンクリートの設計基準強度(N/mm²)

A_c : コーン状破壊面の有効水平投影面積(mm²)

l_{ce} : スタッドボルトの強度算定用埋込み長さで、 $l_{ce} = l_e$ とする。(mm)

l_e : スタッドボルトのコンクリート内への有効埋込み長さ(mm)

D : スタッドボルト頭部の直径(mm)

f_n : コンクリートの支圧強度で、 $f_n = \sqrt{A_c/A_0} \cdot F_c$ とする。ただし、

$\sqrt{A_c/A_0}$ が6を超える場合は6とする。(N/mm²)

A_0 : スタッドボルト頭部の支圧面積で、 $A_0 = \pi \cdot (D^2 - d^2) / 4$ とする。
(mm²)

d : スタッドボルト軸部の直径(mm)

(2) 許容せん断力

スタッドボルト1本あたりの許容せん断力 q_a は、スタッドボルトのせん断強度により定まる場合の許容せん断力 q_{a1} 及び定着したコンクリート躯体の支圧強度により定まる場合の許容せん断力 q_{a2} のうち、最も小さい値とする。スタッドボルトの許容せん断力 q_a の算定式を以下に示す。

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

ただし、

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

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

ここで、

q_{a1} : スタッドボルトのせん断強度により定まる場合のスタッドボルト1本あたりの許容せん断力(N)

q_{a2} : 定着したコンクリート躯体の支圧強度により定まる場合のスタッドボルト1本あたりの許容せん断力(N)

ϕ_1, ϕ_2 : 低減係数であり、以下の表に従う。

	ϕ_1	ϕ_2
短期荷重用	1.0	2/3

$s \sigma_{qa}$: ボルトのせん断強度で、 $s \sigma_{qa} = 0.7 \cdot s \sigma_y$ とする。(N/mm²)

$s \sigma_y$: スタッドボルトの規格降伏点強度(N/mm²)

s_{ca} : スタッドボルトの軸部断面積とねじ部有効断面積の小なるほうの値とする。(mm²)

$c \sigma_{qa}$: コンクリートの支圧強度で、 $c \sigma_{qa} = 0.5 \sqrt{F_c \cdot E_c}$ とする。(N/mm²)

F_c : コンクリートの設計基準強度(N/mm²)

E_c : コンクリートのヤング係数(N/mm²)

(3) 組合せ荷重

引張力及びせん断力の組合せに対するスタッドボルト1本あたりの許容値は以下のとおりとする。

$$\left(\frac{p}{p_a}\right)^2 + \left(\frac{q}{q_a}\right)^2 \leq 1$$

ここで、

- p : スタッドボルト 1 本あたりに発生する引張力 (N)
- q : スタッドボルト 1 本あたりに発生するせん断力 (N)
- p_a : スタッドボルト 1 本あたりの許容引張力 (N)
- q_a : スタッドボルト 1 本あたりの許容せん断力 (N)

4. 評価結果

スタッドボルトの評価結果を表 4-1 に示す。基準地震動 S_s によりスタッドボルトに発生する引張力，せん断力並びに引張力及びせん断力の組合せ荷重に対して，「各種合成構造設計指針」に基づき求めた許容限界を超えないことを確認した。

表 4-1 スタッドボルトの評価結果

(a) スタッドボルト (主トラス部)

スタッドボルト			2-φ19@400
引張	発生引張力 (kN)	p	32.3
	許容引張力 (kN)	p _{a1}	66
		p _{a2}	71
		p _{a3}	73
		採用値	66
せん断	発生せん断力 (kN)	q	26.4
	許容せん断力 (kN)	q _{a1}	46
		q _{a2}	68
		採用値	46
組合せ	検定値 $\left(\frac{p}{p_a}\right)^2 + \left(\frac{q}{q_a}\right)^2$		0.37
判定			可

(b) スタッドボルト (サブトラス部)

スタッドボルト			1-φ19@200
引張	発生引張力 (kN)	p	35.6
	許容引張力 (kN)	p _{a1}	66
		p _{a2}	59
		p _{a3}	73
		採用値	59
せん断	発生せん断力 (kN)	q	28.5
	許容せん断力 (kN)	q _{a1}	46
		q _{a2}	68
		採用値	46
組合せ	検定値 $\left(\frac{p}{p_a}\right)^2 + \left(\frac{q}{q_a}\right)^2$		0.45
判定			可

5. まとめ

二次格納施設バウンダリを構成する屋根スラブの荷重を伝達するスタッドボルトについて基準地震動 S_s に対する検討を行い、スタッドボルトの健全性を確認した。