

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-19-0610-14_改3

補足-610-14 補助ボイラー建屋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-2-11-2-4 補助ボイラー建屋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 補助ボイラー建屋の今回工認の解析モデル及び手法

別紙 2 補助ボイラー建屋の地震応答解析における耐震壁のスケルトンカーブの設定

別紙 3 補助ボイラー建屋の地震応答解析結果について

別紙 4 補助ボイラー建屋の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 4-1 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 4-2 材料物性の不確かさを考慮した地震応答解析結果

別紙 5 補助ボイラー建屋の EW 方向の地震応答解析結果について

別紙 6 補助ボイラー建屋に対する平成 23 年（2011 年）東北地方太平洋沖地震等の影響

別紙 6-1 補助ボイラー建屋の東北地方太平洋沖地震等に対する構造的影響評価
（点検結果）

別紙 1 補助ボイラー建屋の今回工認の解析モデル及び手法

目 次

1. 概要・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・ 別紙 1-1
2. 地震応答解析モデルについて・・・・・・・・・・・・・・・・ 別紙 1-2

1. 概要

本資料は、補助ボイラー建屋の今回工認時の地震応答解析モデル及び手法を示すものである。

2. 地震応答解析モデルについて

補助ボイラー建屋の地震応答解析モデル及び手法を表 2-1 に示す。また、今回工認時の地震応答解析モデルを図 2-1 に示す。

比較に用いる地震応答解析モデル及び手法は、今回工認時の制御建屋である。

表 2-1 補助ボイラー建屋の地震応答解析モデル及び手法の比較

項目	内容	今回工認 制御建屋	今回工認 補助ボイラー建屋	備考
入力地震動の算定法	水平	基準地震動を基礎底面に直接入力	同左	—
解析コード		N U P P 4	同左	—
建屋のモデル化	モデル	水平：多軸床柔多質点系モデル	水平：1軸多質点系モデル	—
	材料物性	既工認時の規準に基づき設定 ・コンクリートのヤング係数，ポアソン比 $E = 2.65 \times 10^4 \text{ N/mm}^2$ (SI 換算) $\nu = 0.167$ ・設計基準強度 $F_c = 330 \text{ kgf/cm}^2$	建設時の規準に基づき設定 ・コンクリートのヤング係数，ポアソン比 $E = 2.26 \times 10^4 \text{ N/mm}^2$ (SI 換算) $\nu = 0.167$ ・設計基準強度 $F_c = 240 \text{ kgf/cm}^2$	(1)
	剛性評価	耐震壁を考慮 初期剛性はシミュレーションにて補正	耐震壁を考慮	(2)
	減衰定数	・水平方向：RC：5%	同左	—
地盤のモデル化	底面ばね	・水平方向：水平及び回転ばねを考慮	・水平方向：考慮せず	(3)
	側面ばね	・水平方向：考慮せず	同左	
非線形特性	耐震壁	・水平方向：考慮	同左	(4)

具体的な反映事項（表の備考欄に対応）

- (1) 「日本建築学会 1988年 鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説」に基づく。
なお、「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 -許容応力度設計法-」に基づく物性値とした場合の影響については、補足-620-3に原子炉建屋を代表に示す。
- (2) 補助ボイラー建屋の今回工認モデルの剛性評価については、以下の点を踏まえて、設計基準強度に基づく剛性を設定している。
 - ①地震計が配置されていないためシミュレーション解析が実施できないこと
 - ②機能要求が制御建屋への波及的影響評価であること
 - ③建屋剛性（初期剛性）の不確かさとして、基準地震動 S_s 入力後の剛性低下を考慮しており、波及的影響評価における建屋の変形について保守的に評価すること
- (3) 補助ボイラー建屋の基礎形状では、アドミッタンス理論による地盤ばねの算定方法を適用することができないため、0.P.9.0mを固定端としたモデル化を行う。
- (4) 「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）」に基づく。詳細は別紙2に示す。

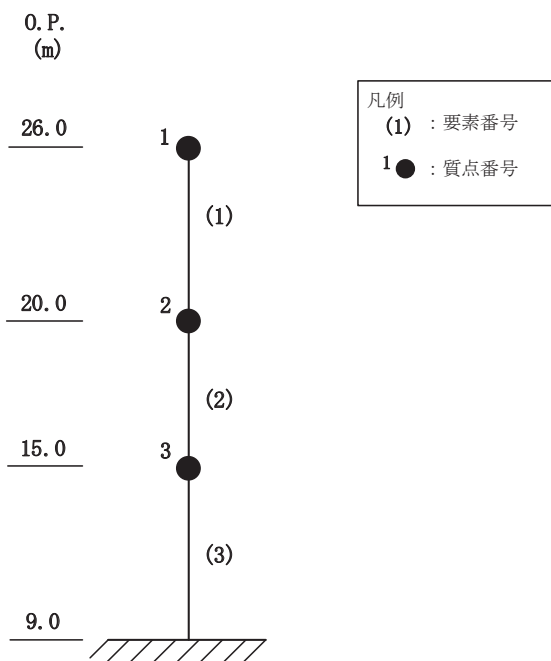


図 2-1 地震応答解析モデル

2.1 今回工認モデルの諸元

表 2-2 に今回工認モデルの諸元を示す。

表 2-2 今回工認モデルの諸元

質点 番号	質点重量 (×10kN)	回転慣性重量 (×10kN・m ²)		要素 番号	せん断断面積 (m ²)		断面2次 モーメント (m ⁴)	
		NS方向	EW方向		NS方向	EW方向	NS方向	EW方向
1	775	58124	23203					
				(1)	13.88	9.48	2001.2	810.5
2	1200	90104	36000					
				(2)	12.84	8.60	1946.3	770.1
3	1414	106186	42453					
				(3)	30.00	18.95	4094.0	1758.8
—	—	—	—					

コンクリート部

ヤング係数	E	2.26×10^4 (N/mm ²)
せん断弾性係数	G	0.97×10^4 (N/mm ²)
ポアソン比	ν	0.167
減衰定数	h	5%

2.2 補助ボイラー建屋の基礎構造とモデル化について

補助ボイラー建屋の基礎は、外周部の耐震壁下端の布基礎と独立柱脚部の独立基礎で構成されている。布基礎の底面深さは、北東側は 0.P.1.5m であるが、南西側は 0.P.8.0m となっており、傾斜のある複雑な形状となっている。補助ボイラー建屋の基礎躯体図を図 2-2、概略断面図を図 2-3、補助ボイラー建屋周辺の地質断面図を図 2-4、女川原子力発電所第 2 号機建設時の地盤の掘削状況を図 2-5 に示す

補助ボイラー建屋の基礎構造は、耐震壁下部の基礎ばりと柱脚部の独立基礎で構成される構造となっており、原子炉建屋のように十分な厚さがある基礎版を剛体と仮定して底面地盤ばねを算出することができないこと、また、補助ボイラー建屋は建屋規模が小さく重量が軽量であること、支持地盤が硬質岩盤で剛性の高い地盤であることを考慮し、地震応答解析モデルとしては基礎固定モデルを採用した。

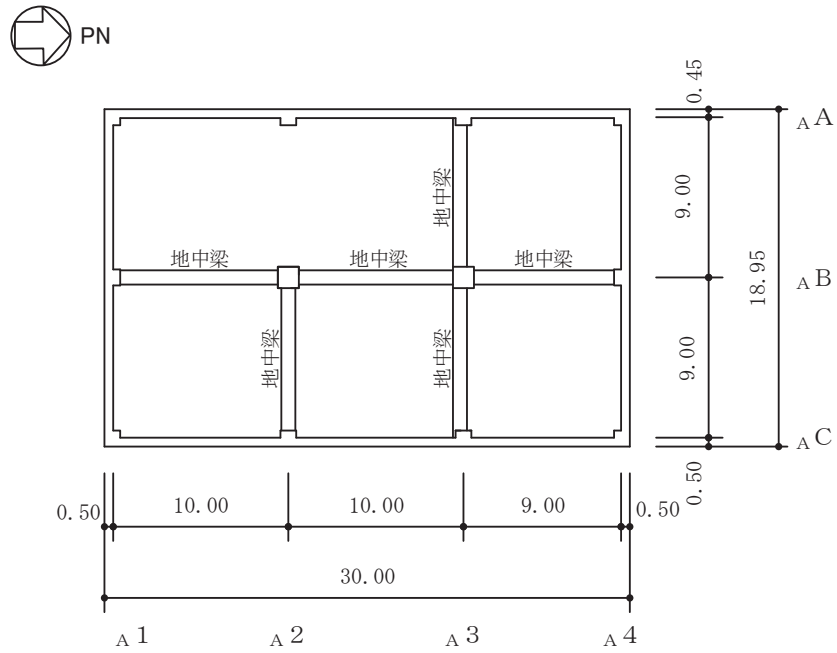


図 2-2(1) 補助ボイラー建屋の基礎躯体図 (0.P. 8.0m)

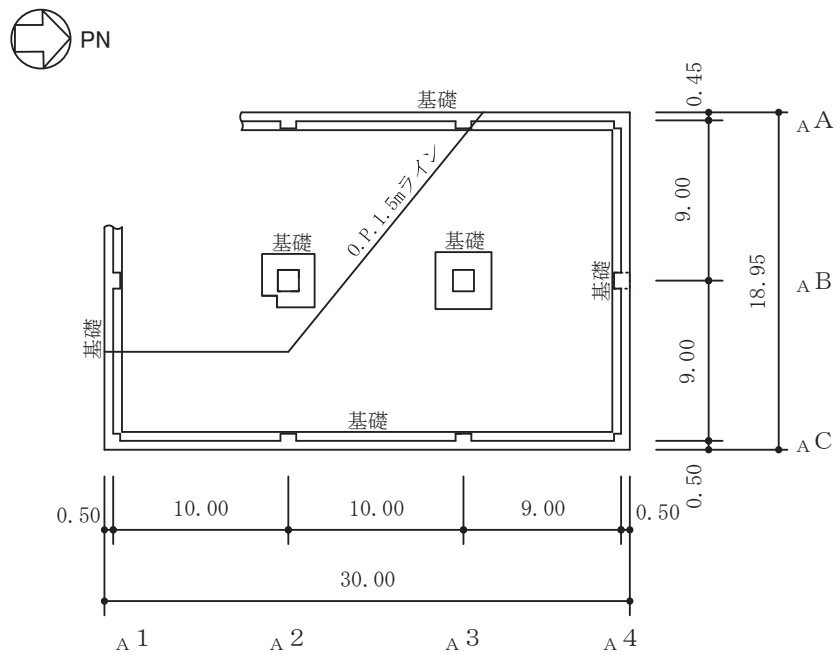
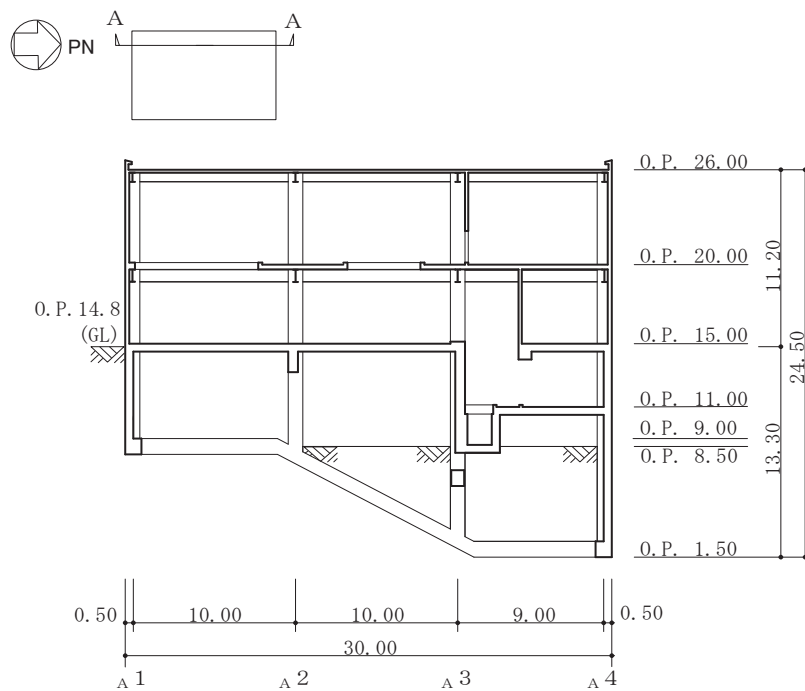
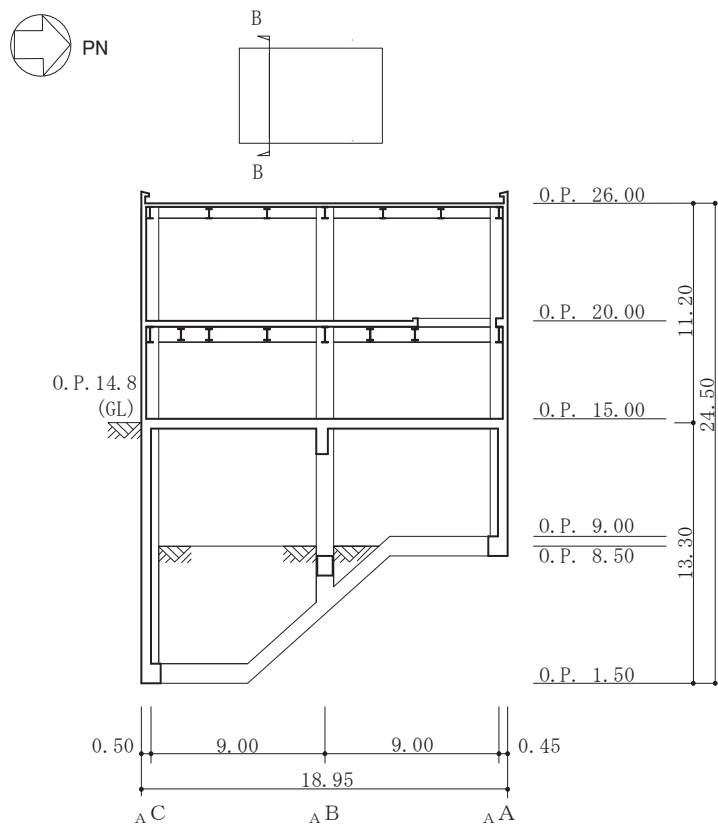


図 2-2(2) 補助ボイラー建屋の基礎躯体図 (0.P. 1.5m)



(単位 : m)

図 2-3(1) 補助ボイラー建屋の概略断面図 (A-A 断面 NS 方向)



(単位 : m)

図 2-3(2) 補助ボイラー建屋の概略断面図 (B-B 断面 EW 方向)

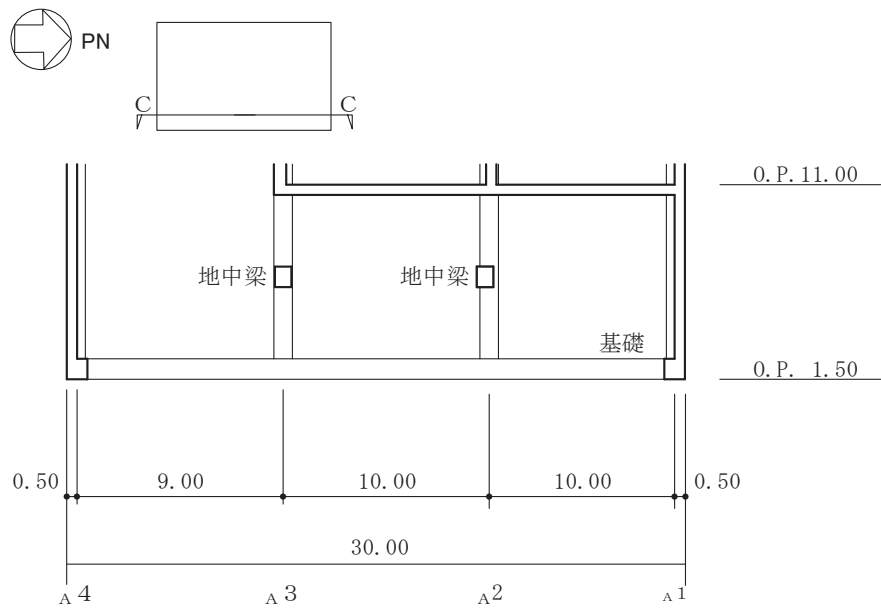


図 2-3(3) 補助ボイラー建屋の基礎断面図 (C-C 断面, NS 方向)

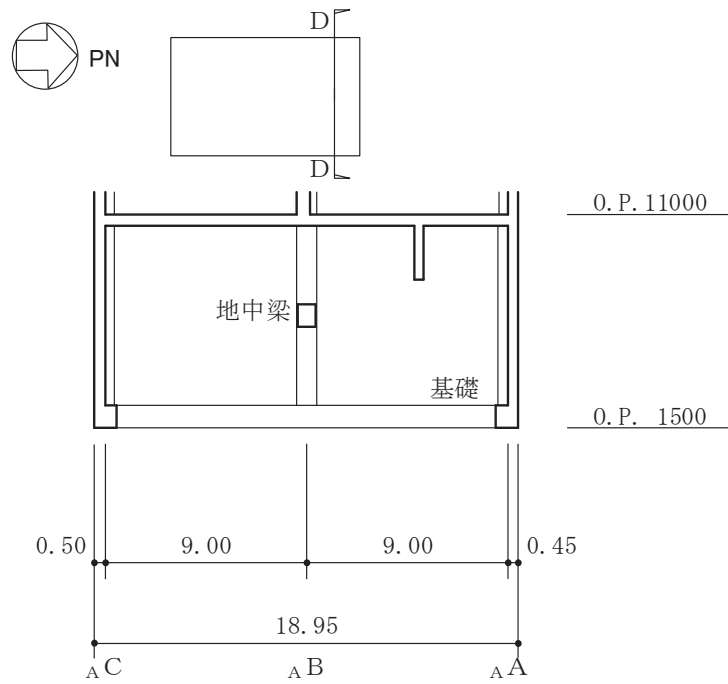
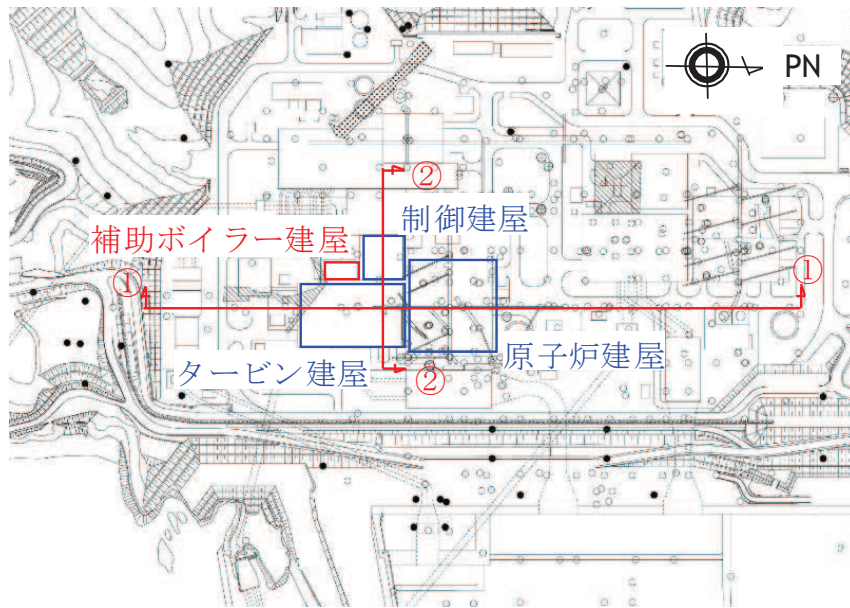
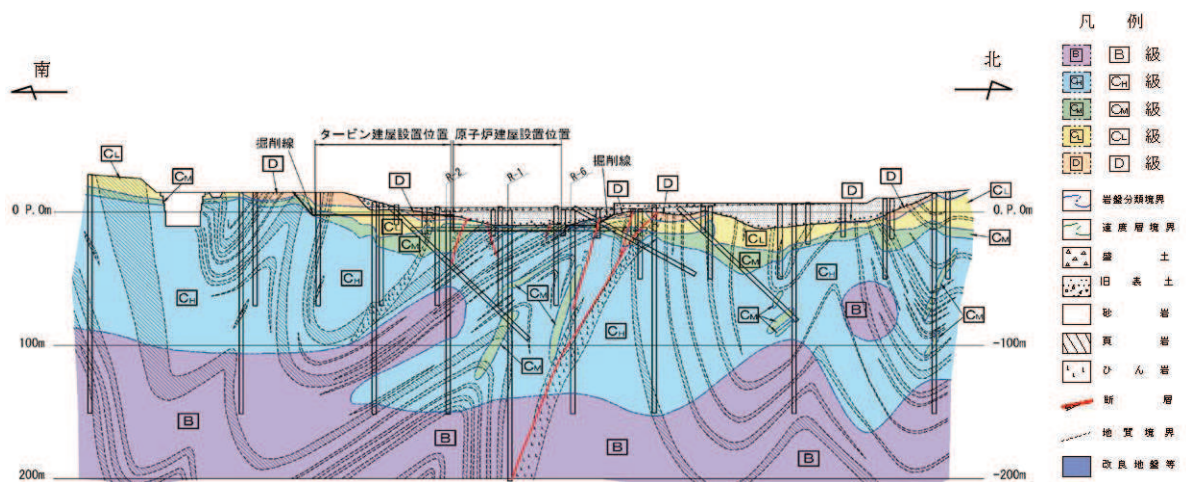


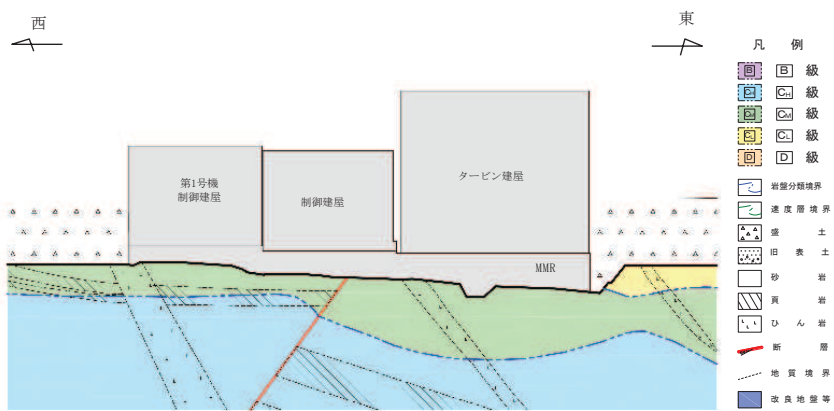
図 2-3(4) 補助ボイラー建屋の基礎断面図 (D-D 断面, EW 方向)



(a) 地質断面図位置



(b) ①-①断面



(c) ②-②断面

図 2-4 補助ボイラー建屋周辺の地質断面図

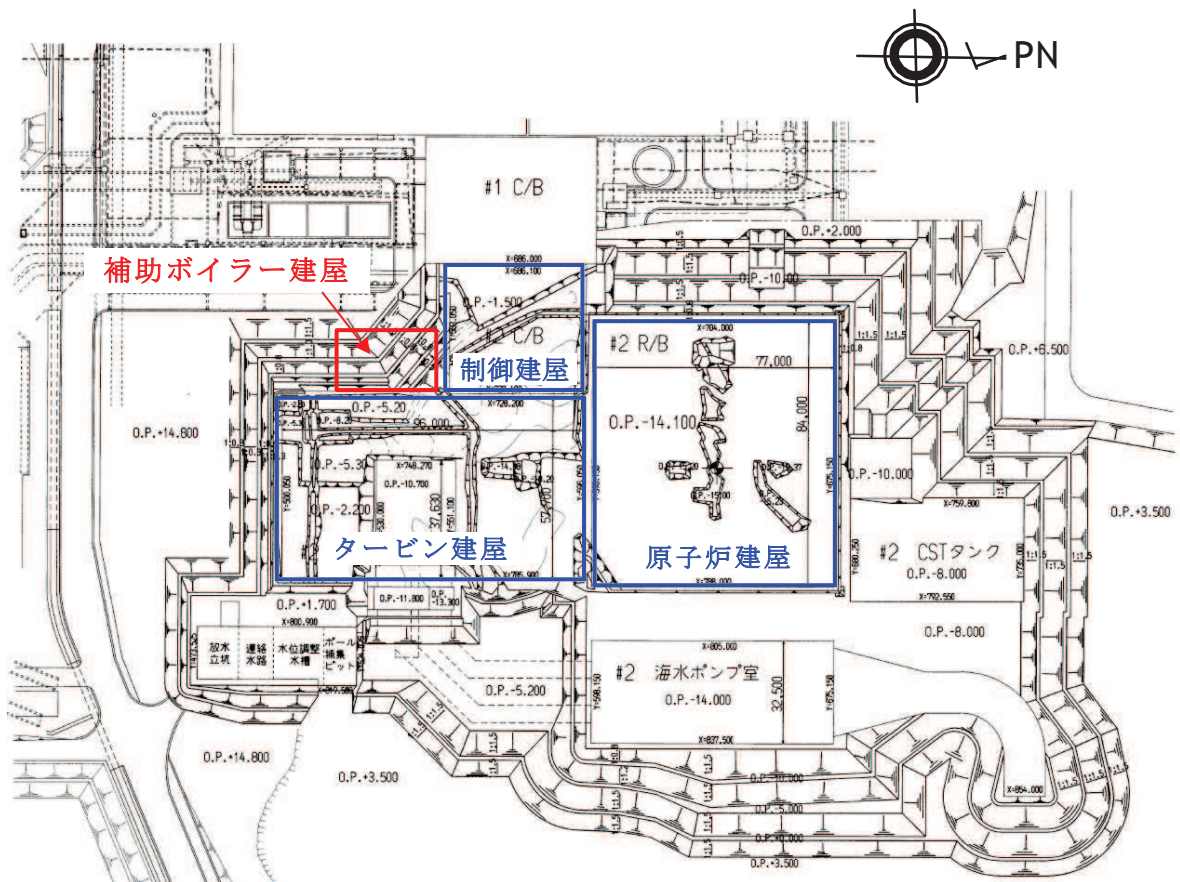


図 2-5 女川原子力発電所第 2 号機建設時の地盤の掘削状況

別紙 2 補助ボイラー建屋の地震応答解析における耐震壁のスケルトンカーブの設定

目 次

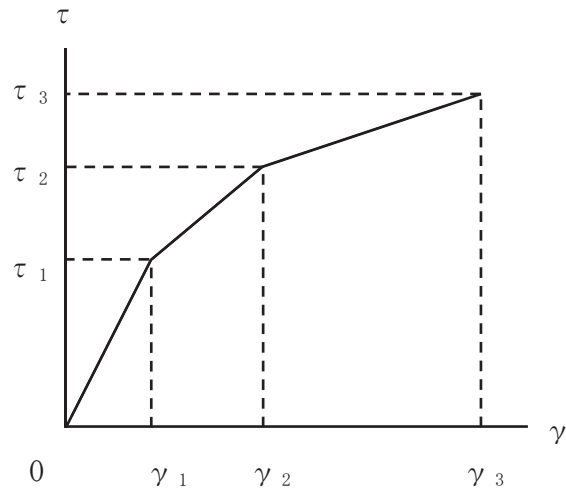
1. 概要	別紙 2- 1
2. 耐震壁の非線形特性の設定について	別紙 2- 2
2.1 第 1 折点の設定	別紙 2- 3
2.2 第 2 折点の設定	別紙 2- 3
2.3 終局点の設定	別紙 2- 4
3. せん断力のスケルトンカーブの設定について	別紙 2- 5
3.1 水平方向モデル	別紙 2- 5
3.2 使用材料の物性値	別紙 2- 7
3.3 RC 造耐震壁のせん断力のスケルトンカーブの諸数値	別紙 2- 8
4. まとめ	別紙 2-12

1. 概要

補助ボイラー建屋は、鉄筋コンクリート造の耐震壁を主体とした構造物である。このため、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。）の非線形特性を考慮している。本資料は、RC造耐震壁のせん断力の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. 耐震壁の非線形特性の設定について

RC造耐震壁のせん断応力度－せん断ひずみ関係（ τ － γ 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

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。

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

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

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

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、「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。

$\tau_s \leq 4.5 \sqrt{F_c}$ の場合

$$\tau_3 = \left(1 - \frac{\tau_s}{4.5 \sqrt{F_c}} \right) \tau_0 + \tau_s$$

$\tau_s > 4.5 \sqrt{F_c}$ の場合

$$\tau_3 = 4.5 \sqrt{F_c}$$

$$\gamma_3 = 4.0 \times 10^{-3}$$

$$\tau_0 = \left(3 - \frac{1.8 \cdot M}{Q \cdot D} \right) \sqrt{F_c}$$

ただし、 $M/QD > 1$ のとき $M/QD = 1$

$$\tau_s = \frac{(P_v + P_H) \cdot s \sigma_y}{2} + \frac{(\sigma_v + \sigma_H)}{2}$$

ここで、

F_c : コンクリートの圧縮強度 (kgf/cm²)

P_v, P_H : 縦, 横筋比 (実数)

σ_v, σ_H : 縦, 横軸応力度 (kgf/cm²) (圧縮を正とする。)

$s \sigma_y$: 鉄筋降伏応力度 (kgf/cm²)

M/QD : シアスパン比

3. せん断力のスケルトンカーブの設定について

3.1 水平方向モデル

水平方向は、地盤との相互作用を考慮し、耐震壁及び柱の曲げ及びせん断剛性を評価した多質点系モデルとしている。地震応答解析モデルを図 3-1 に、解析モデルの諸元を表 3-1 に示す。

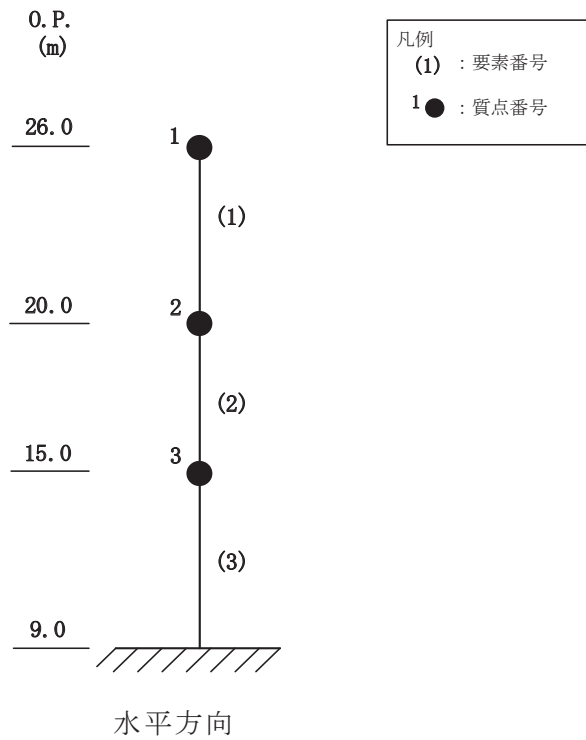


図 3-1 地震応答解析モデル

表 3-1 解析モデルの諸元

質点 番号	質点重量 ($\times 10\text{kN}$)	回転慣性重量 ($\times 10\text{kN}\cdot\text{m}^2$)		要素 番号	せん断断面 (m^2)		断面2次 モーメント (m^4)	
		NS方向	EW方向		NS方向	EW方向	NS方向	EW方向
1	775	58124	23203	(1)	13.88	9.48	2001.2	810.5
2	1200	90104	36000					
3	1414	106186	42453					
—	—	—	—	(3)	30.00	18.95	4094.0	1758.8
—	—	—	—					

3.2 使用材料の物性値

地震応答解析に用いる補助ボイラー建屋の使用材料の物性値を表3-2及び表3-3に示す。

表 3-2 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 (%)
コンクリート： F _c = 240kgf/cm ²	2.26 × 10 ⁴	0.97 × 10 ⁴	5

表 3-3 使用材料の物性値（鉄筋）

使用材料	降伏応力度 σ _y (N/mm ²)
鉄筋：SD345 相当*	345

注記*：建設当時の鉄筋の種類はSD35であるが、現在の規格（SD345）に読み替えた降伏応力度を示す。

3.3 RC造耐震壁のせん断力のスケルトンカーブの諸数値

(1) 第1折点

RC造耐震壁の各要素における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3-4に示す。

表3-4 せん断力のスケルトンカーブ ($\tau - \gamma$ 関係, 第1折点)

(a) NS方向

要素番号	通り名	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)	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)	A ^A	23.5	0.97	13.88	0.282	1.64	0.169
	A ^C				0.237		
(2)	A ^A	23.5	0.97	12.84	0.745	1.84	0.189
	A ^C				0.672		
(3)	A ^A	23.5	0.97	30.00	0.616	1.81	0.187
	A ^C				0.663		

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

(b) EW方向

要素番号	通り名	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)	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)	A ¹	23.5	0.97	9.48	0.242	1.64	0.169
	A ⁴				0.275		
(2)	A ¹	23.5	0.97	8.60	0.696	1.84	0.189
	A ⁴				0.714		
(3)	A ¹	23.5	0.97	18.95	0.617	1.81	0.187
	A ⁴				0.663		

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

RC造耐震壁の各要素における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3-5に示す。

表3-5 せん断力のスケルトンカーブ ($\tau - \gamma$ 関係, 第2折点)

(a)NS方向

要素 番号	τ_2^{*1} (N/mm ²)	γ_2^{*2} ($\times 10^{-3}$)
(1)	2.22	0.508
(2)	2.48	0.567
(3)	2.44	0.560

注記*1: $\tau_2 = 1.35 \cdot \tau_1$

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

(b)EW方向

要素 番号	τ_2^{*1} (N/mm ²)	γ_2^{*2} ($\times 10^{-3}$)
(1)	2.22	0.507
(2)	2.48	0.567
(3)	2.45	0.559

注記*1: $\tau_2 = 1.35 \cdot \tau_1$

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

(3) 終局点

RC 造耐震壁の終局点は、「2.3 終局点の設定」に基づき、各層の終局せん断応力度を算出する。シアスパン比 M/QD を評価するための M 及び Q は、建設工認時の S_2 地震時の最大応答値を用いている。

RC 造耐震壁の各要素におけるせん断力のスケルトンカーブの終局点の設定根拠を表 3-6 に示す。また、補助ボイラー建屋の O.P. 11.0m~O.P. 15.0m について、各耐震壁の配筋を示したものを図 3-2 に示す。

表 3-6 せん断力のスケルトンカーブ ($\tau - \gamma$ 関係, 終局点)

(a) NS 方向

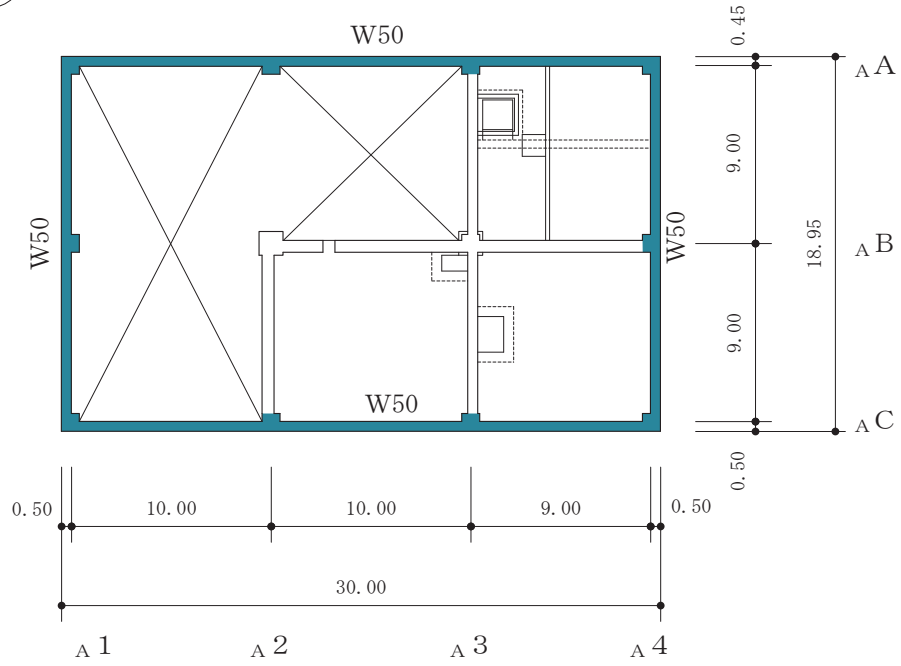
要素番号	通り名	P_V (%)	P_H (%)	縦軸応力度 σ_v^* (N/mm^2)	M/QD	τ_3 (N/mm^2)	γ_3 ($\times 10^{-3}$)
(1)	A _A	0.508	0.508	0.282	0.240	4.71	4.00
	A _C	0.508	0.508	0.237	0.240		
(2)	A _A	0.508	0.508	0.745	0.285	4.74	4.00
	A _C	0.508	0.508	0.672	0.274		
(3)	A _A	0.574	0.574	0.616	0.389	4.57	4.00
	A _C	0.574	0.574	0.663	0.434		

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

(b) EW 方向

要素番号	通り名	P_V (%)	P_H (%)	縦軸応力度 σ_v^* (N/mm^2)	M/QD	τ_3 (N/mm^2)	γ_3 ($\times 10^{-3}$)
(1)	A ₁	0.508	0.508	0.242	0.317	4.54	4.00
	A ₄	0.508	0.508	0.275	0.317		
(2)	A ₁	0.796	0.796	0.696	0.439	4.92	4.00
	A ₄	0.796	0.796	0.714	0.447		
(3)	A ₁	0.574	0.574	0.617	0.650	4.14	4.00
	A ₄	0.574	0.574	0.663	0.655		

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



記号	壁厚 (cm)	縦筋	横筋
W50	500	2-D19@200	2-D19@200

図3-2 耐震壁の配筋図 (0. P. 11. 0m~0. P. 15. 0m)

4. まとめ

補助ボイラー建屋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 4-1 に示す。

表 4-1 補助ボイラー建屋のせん断力のスケルトンカーブ ($\tau - \gamma$ 関係)

(a) NS 方向

要素 番号	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)	1.64	0.169	2.22	0.508	4.71	4.00
(2)	1.84	0.189	2.48	0.567	4.74	4.00
(3)	1.81	0.187	2.44	0.560	4.57	4.00

(b) EW 方向

要素 番号	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)	1.64	0.169	2.22	0.507	4.54	4.00
(2)	1.84	0.189	2.48	0.567	4.92	4.00
(3)	1.81	0.187	2.45	0.559	4.14	4.00

別紙 3 補助ボイラー建屋の地震応答解析結果について

目 次

1. 概要..... 別紙 3-1
2. 固有値解析結果..... 別紙 3-1
3. 地震応答解析結果..... 別紙 3-4

1. 概要

本資料は、補助ボイラー建屋の波及的影響評価を行っている NS 方向について、基準地震動 S_s に基づく基本ケースの地震応答解析結果を示すものである。

2. 固有値解析結果

基本ケースの地震応答解析モデルの固有値解析結果（固有周期，固有振動数及び刺激係数）を表 2-1 に示す。刺激関数図を図 2-1 に示す。

なお，刺激係数は，各次の固有ベクトル $\{u\}$ の最大振幅が 1.0 となるように規準化した値を示す。

表 2-1 固有値解析結果 (NS 方向)

次数	固有周期 (s)	固有振動数 (Hz)	刺激係数	備考
1	0.084	11.97	1.318	建屋全体 1 次
2	0.037	26.97	0.246	建屋全体 2 次
3	0.029	35.04	0.243	建屋全体 3 次

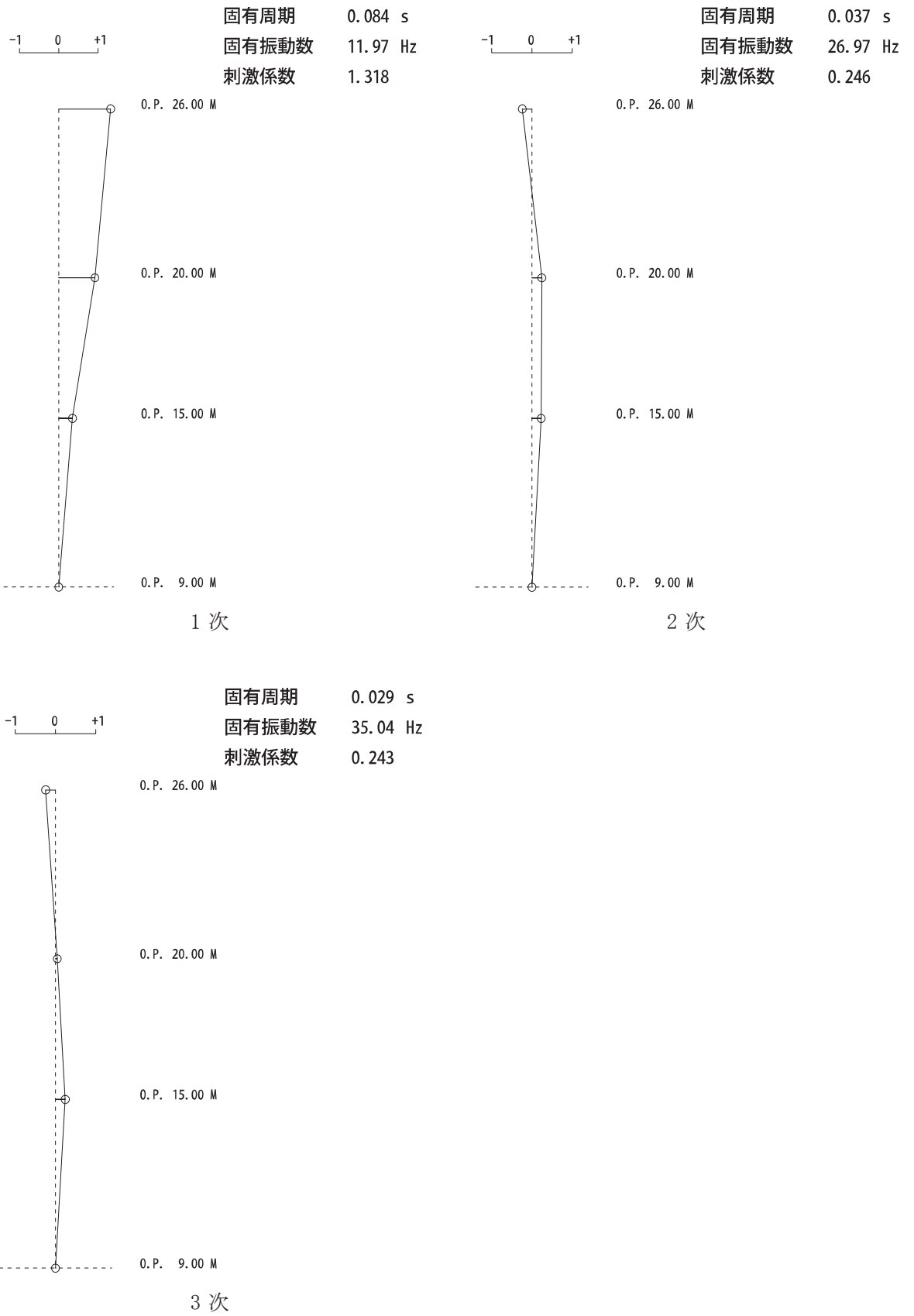


図 2-1 刺激関数図 (NS 方向)

3. 地震応答解析結果

基準地震動 S_s に基づく基本ケースの地震応答解析結果を図 3-1～図 3-4 及び表 3-1 に示す。

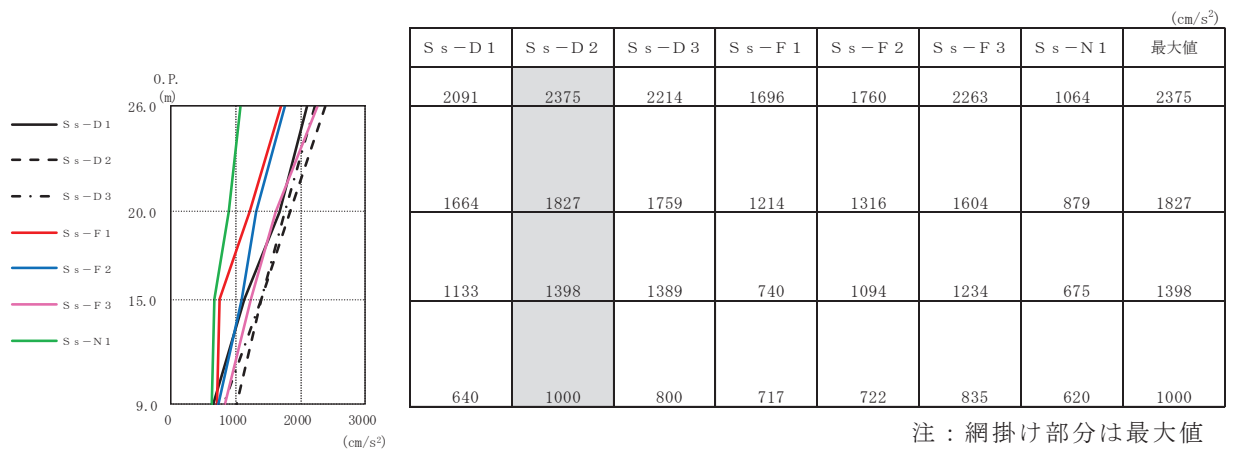


図 3-1 最大応答加速度（基準地震動 S_s，NS 方向）

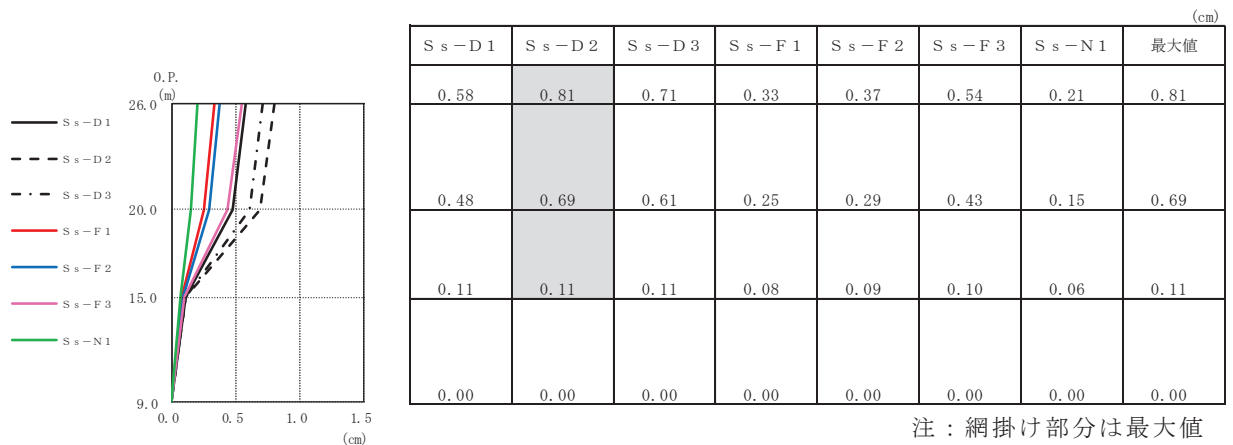


図 3-2 最大応答変位（基準地震動 S_s，NS 方向）

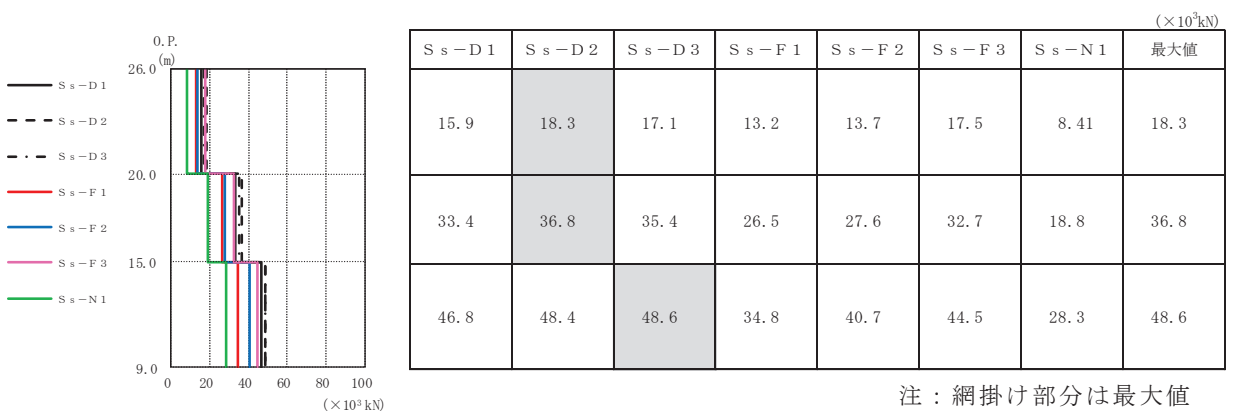


図 3-3 最大応答せん断力（基準地震動 S_s，NS 方向）

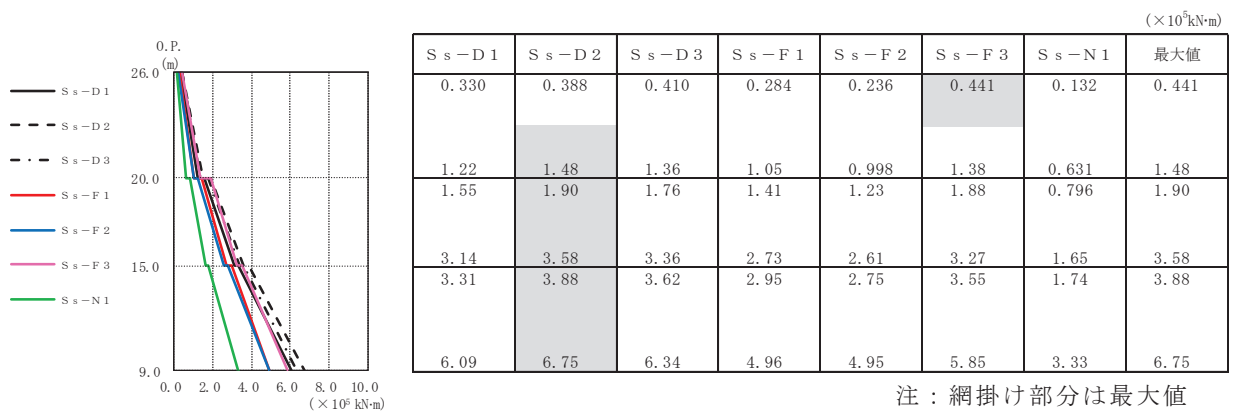
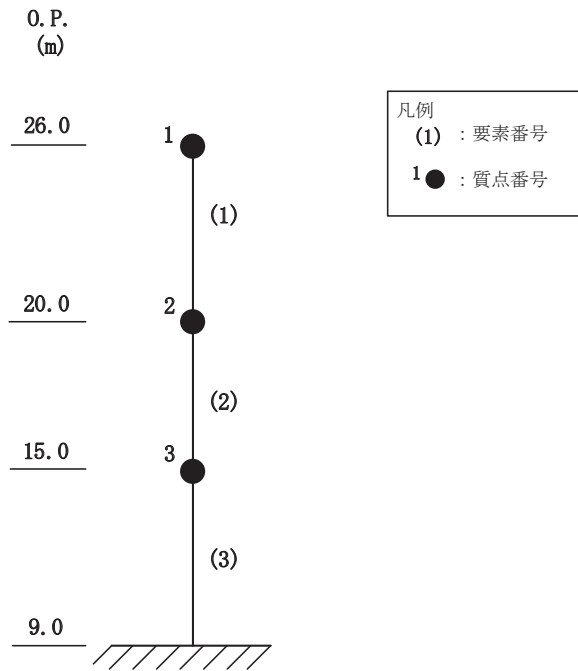


図 3-4 最大応答曲げモーメント（基準地震動 S_s, NS 方向）

表 3-1 最大応答せん断ひずみ一覧 (基準地震動 S_s , NS 方向)

要素 番号	最大応答せん断ひずみ ($\times 10^{-3}$)							最大値
	$S_s - D 1$	$S_s - D 2$	$S_s - D 3$	$S_s - F 1$	$S_s - F 2$	$S_s - F 3$	$S_s - N 1$	
(1)	0.118	0.136	0.127	0.098	0.101	0.130	0.062	0.136
(2)	0.753	1.158	0.988	0.324	0.373	0.670	0.151	1.158
(3)	0.161	0.166	0.167	0.119	0.140	0.153	0.097	0.167

注：網掛け部分は最大値



別紙 4 補助ボイラー建屋の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

目 次

1. 概要.....	別紙 4- 1
1.1 検討概要.....	別紙 4- 1
1.2 検討方針.....	別紙 4- 2
2. 材料物性の不確かさの分析.....	別紙 4- 3
2.1 建屋剛性の不確かさ.....	別紙 4- 3
2.2 地盤物性の不確かさ.....	別紙 4- 3
3. 材料物性の不確かさの設定.....	別紙 4- 4
3.1 不確かさを考慮した地震応答解析.....	別紙 4- 4
3.2 材料物性の不確かさの設定.....	別紙 4- 5
4. 固有値解析による材料物性の不確かさの影響検討.....	別紙 4- 6
4.1 検討概要.....	別紙 4- 6
4.2 不確かさの影響検討.....	別紙 4- 8
4.3 まとめ.....	別紙 4-11

別紙 4-1 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 4-2 材料物性の不確かさを考慮した地震応答解析結果

1. 概要

1.1 検討概要

本資料は、補助ボイラー建屋の NS 方向の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について説明するものである。

地震応答解析に用いる材料定数は材料物性の不確かさの変動幅を適切に考慮することとしているが、本資料では、地震応答解析結果に影響を及ぼす建屋剛性（コンクリート剛性）及び地盤物性（地盤のせん断波速度）の不確かさについて検討を行うとともに、その変動幅を設定し、地震応答解析結果における影響を検討する。

1.2 検討方針

建物・構築物の耐震性評価に用いる動的地震力は、各建物・構築物の地震応答解析（時刻歴応答解析法）により求められており、地盤物性、建物・構築物の剛性、地盤のばね定数及び減衰定数、地震動の位相特性などの影響を受ける。

地震応答解析モデルの建屋剛性は、設計基準強度に基づき設定しているが、今後の地震の発生により更に剛性が変動することが考えられる。

また、建物・構築物と地盤との相互作用を考慮したモデルによる地震応答解析において、地盤物性は実測した地盤のせん断波速度を用いて算出していることから、地盤のせん断波速度の不確かさが建屋応答へ影響を及ぼすことが考えられる。

以上より、建屋剛性の不確かさ要因としてはコンクリート剛性を、地盤物性の不確かさ要因としては地盤のせん断波速度を考慮することとし、それぞれの不確かさが建屋固有振動数に及ぼす影響について考察を行う。また、建屋剛性及び地盤物性の不確かさを考慮したモデルにより地震応答解析を実施し、建屋応答に及ぼす影響について確認する。

2. 材料物性の不確かさの分析

2.1 建屋剛性の不確かさ

初期剛性の多少の違いが応答結果に与える影響は小さいが、一方で、過去の中小地震も含めた記録では時間経過に伴い剛性が低下する傾向の他に、更新地震によっても剛性が低下する傾向が認められていることから、初期剛性低下の影響を保守的に反映するモデルを不確かさケースとして採用する。

具体的には、建屋の剛性低下として、基本モデルを用いた基準地震動 S_s の応答結果として得られる剛性低下を考慮する。また、不確かさモデルへの適用にあたっては、この非線形化による剛性低下を初期剛性低下とみなし、全ての耐震壁におけるスケルトン曲線の初期剛性の低下として一律に考慮することにより保守性を確保する。

建屋剛性の不確かさを考慮することにより、部材の発生応力については、剛性の不確かさを考慮することにより、不確かさを考慮しないケース（以下「基本ケース」という。）に対して変動すると考えられるが、耐力については変動しない。また、変位及びせん断ひずみについては、剛性が低下することから、基本ケースよりも大きくなると考えられる。

よって、建屋の応答評価において、建屋剛性の不確かさを考慮する。

2.2 地盤物性の不確かさ

地盤物性の不確かさについては、地盤のせん断波速度が変動することにより、地盤物性が変動する。しかし、補助ボイラー建屋については、基礎固定とした地震応答解析モデルに基準地震動 S_s を直接入力することから、地盤の物性の不確かさによる影響は生じない。

よって、建屋の応答評価において、地盤物性の不確かさを考慮しない。

3. 材料物性の不確かさの設定

3.1 不確かさを考慮した地震応答解析

不確かさを考慮したケースの質点系モデルによる地震応答解析は、基本ケースにおける建屋応答を確認したうえで、応答への影響の大きい入力動に対して実施する（「別紙 4-1 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」参照）。

質点系モデルによる地震応答解析により得られた最大応答値は、基本ケース及び材料物性の不確かさを考慮したケース（以下「検討ケース」という。）で異なるため、保守的な評価として、各質点において、両検討ケースで得られた応答値のうち最大の応答値から算出される値を採用することとする。

材料物性の不確かさを考慮した地震応答解析結果を「別紙 4-2 材料物性の不確かさを考慮した地震応答解析結果」に示す。

3.2 材料物性の不確かさの設定

材料物性の不確かさを考慮した質点系モデルの応答値の算出に当たり、建屋剛性の不確かさを設定する。

建屋剛性の不確かさは、基本ケースの初期剛性に基準地震動 S_s に対する各部材の最大応答ひずみに基づく剛性の低下から算出した初期剛性補正係数（0.38 倍）を乗じて設定する。基本ケースの初期剛性を表 3-1 に示し、不確かさを考慮した初期剛性を表 3-2 に示す。

表 3-1 基本モデルの初期剛性

部位	方向	初期剛性 補正係数	ヤング係数 E ($\times 10^4$ N/mm ²)	せん断弾性係数 G ($\times 10^4$ N/mm ²)
建屋全体	NS	1.00	2.26	0.97

表 3-2 基準地震動 S_s による剛性低下を考慮した初期剛性

部位	方向	初期剛性 補正係数	ヤング係数 E ($\times 10^4$ N/mm ²)	せん断弾性係数 G ($\times 10^4$ N/mm ²)
建屋全体	NS	0.38	0.86	0.37

4. 固有値解析による材料物性の不確かさの影響検討

本章では，建屋剛性の不確かさを考慮したモデルにより固有値解析を実施し，建屋の固有振動数に及ぼす影響について確認する。

4.1 検討概要

建屋剛性の不確かさを考慮して検討ケースを定め，建屋応答への影響を確認する。

検討ケースを表4-1に，補助ボイラー建屋の地震応答解析モデルを図4-1に示す。ここで，コンクリートの剛性を設計基準強度に基づく剛性とした検討ケースを基本ケースとする。表中の網掛け部分は，基本ケースと異なる設定をしているパラメータである。

表 4-1 検討ケース一覧

ケース名	建屋剛性 (初期剛性)	地盤物性
		入力地震動・底面地盤ばね
ケース1 (基本ケース)	設計基準強度に基づく	直接入力・基礎固定
ケース4	基本ケースの0.38倍 (補助ボイラー建屋の場合)	直接入力・基礎固定

注：網掛け部分は，基本ケースとの差異のある条件を示す。

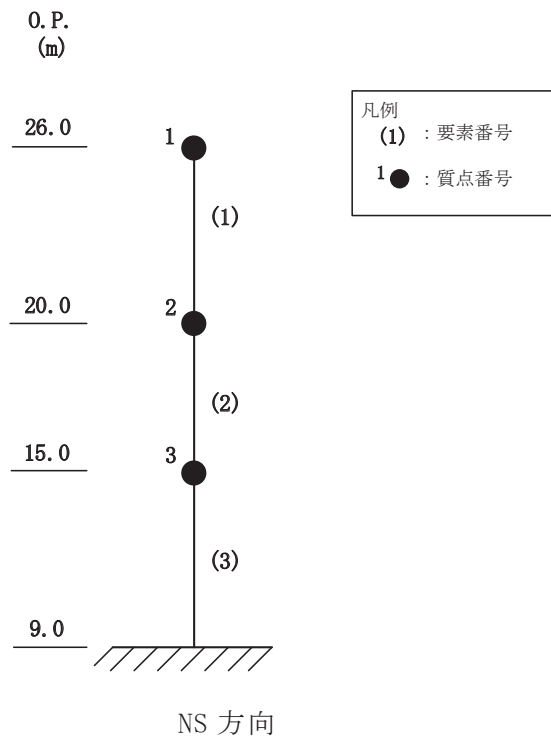


図 4-1 補助ボイラー建屋の地震応答解析モデル

4.2 不確かさの影響検討

4.2.1 建屋剛性変動による影響

(1) 影響評価方針

建屋剛性を変動させたケース（ケース 4）の固有値解析を実施し，基本ケースの結果と比較する。

(2) 固有値解析結果

建屋剛性を変動させた解析モデルの固有値解析結果を表 4-2，刺激関数図を図 4-2 に示す。

基本ケースに対する建屋剛性を変動させた解析モデルの固有振動数は，一様に低振動数側に 38%シフトした。

表 4-2 固有値解析結果の比較（単位：Hz）

NS 方向

次数	NS方向	
	ケース1	ケース4
1	11.97	7.38 (0.62)
2	26.97	16.62 (0.62)
3	35.04	21.60 (0.62)

注：（ ）内は基本モデルに対する比率

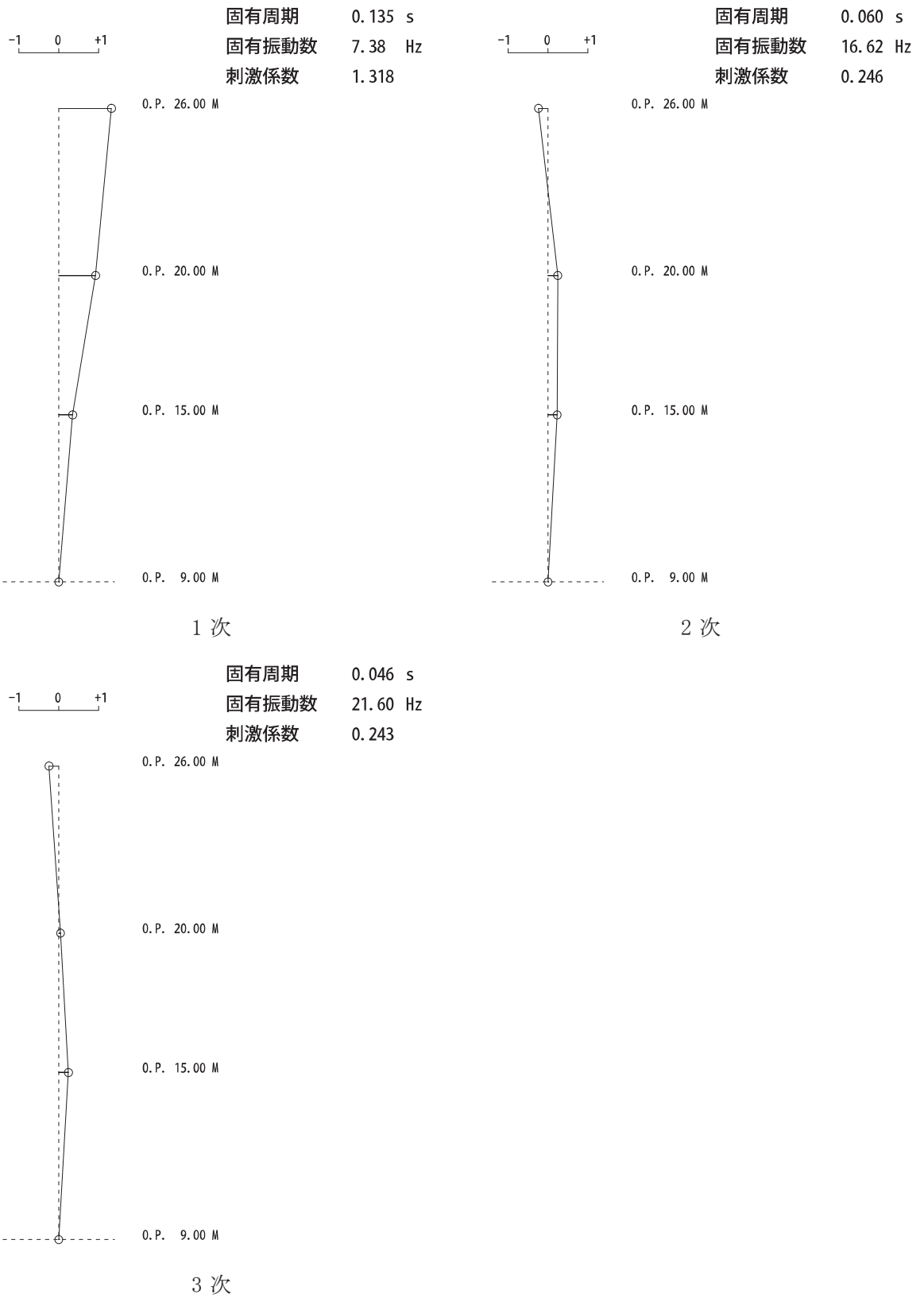


図 4-2 刺激関数図 (ケース 4) (NS 方向)

4.3 まとめ

建屋剛性の不確かさを考慮した固有値解析結果より、以下の傾向を確認した。

- ・ 建屋剛性の不確かさ

基本ケースに対する建屋剛性を変動させた解析モデルの固有振動数は、一様に低振動数側に 38%シフトした。

別紙 4-1 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

目 次

1. 概要..... 別紙 4-1-1
2. 選定方法..... 別紙 4-1-1
3. 地震動の選定..... 別紙 4-1-3
4. 材料物性の不確かさを考慮した検討に用いる地震動..... 別紙 4-1-6

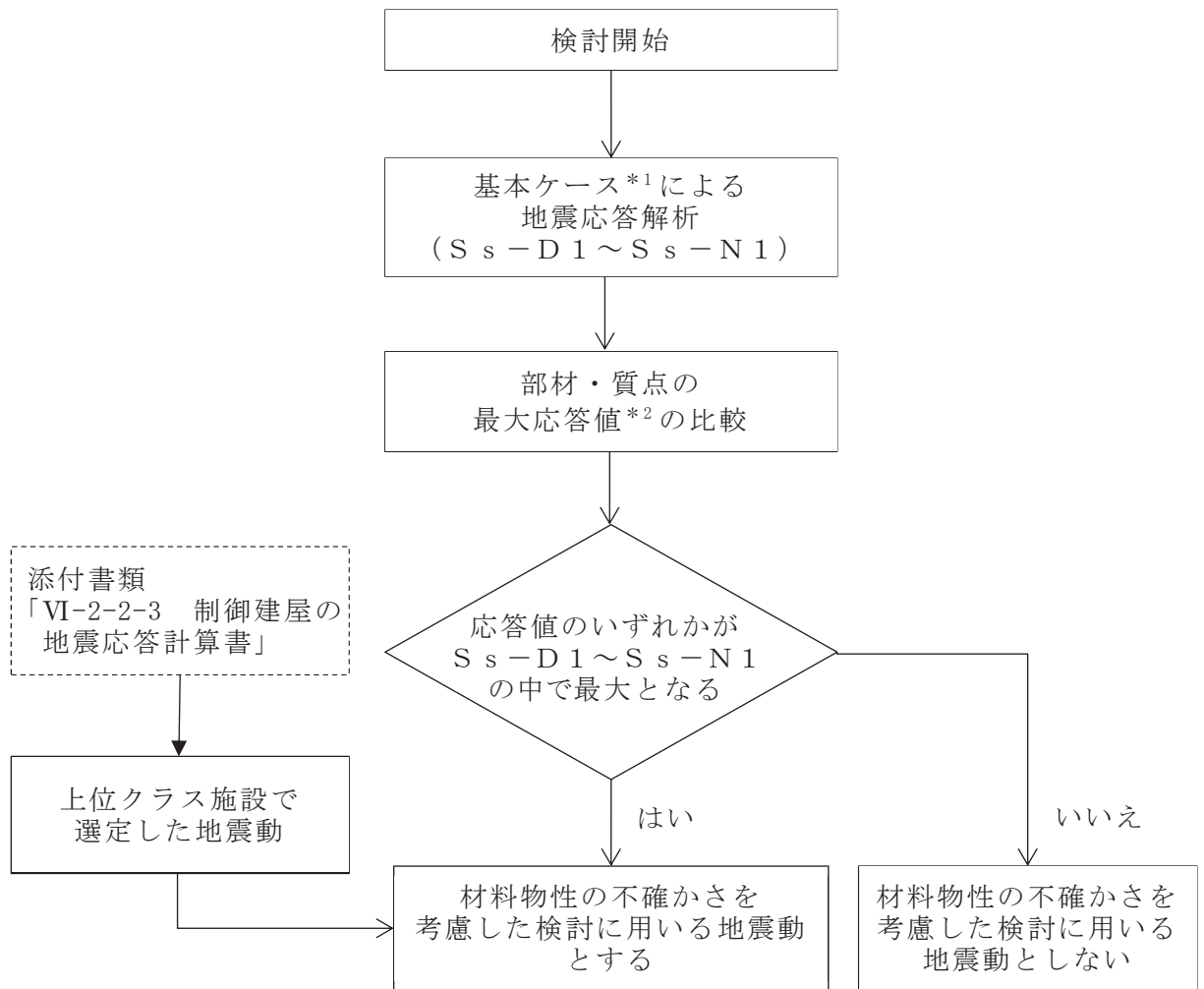
1. 概要

補助ボイラー建屋の材料物性の不確かさの考慮にあたっては、基本ケースにおける建屋応答を確認した上で、建屋応答への影響の大きい地震動に対して検討を実施する。さらに補助ボイラー建屋は波及的影響の評価対象であることから、上位クラス施設（制御建屋）で選定した地震動についても検討を実施する。本資料では、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方法及び地震動の選定結果について説明する。

2. 選定方法

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方法を以下に示す。また、選定方法のフローを図 2-1 に示す。

- ① 基本ケースによる地震応答解析を行う。
- ② 地震応答解析結果より、質点及び部材の最大応答値の比較を行う。ここで用いる応答値は、基準地震動 S_s のそれぞれについて、加速度、変位、せん断力及び曲げモーメントとする。
- ③ 応答値のいずれかが基準地震動 S_s の中で最大となる地震動を、材料物性の不確かさを考慮した検討に用いる地震動とする。
- ④ ③に加えて、上位クラス施設（制御建屋）で選定した地震動を、材料物性の不確かさを考慮した検討に用いる地震動とする。



注記*1：コンクリート剛性：設計基準強度に基づく

*2：応答値は，加速度，変位，せん断力及び曲げモーメントとする。

図 2-1 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法のフロー

3. 地震動の選定

補助ボイラー建屋における基準地震動 S_s に対する地震動の選定を以下に示す。補助ボイラー建屋の基準地震動 S_s に対する最大応答値を表 3-1～表 3-4 に示す。また、上位クラス施設（制御建屋）で選定した地震動を表 3-5 に示す。

「2. 選定方法」に基づき確認した結果、基準地震動 $S_s - D1$ 、 $S_s - D2$ 、 $S_s - D3$ 、 $S_s - F3$ 及び $S_s - N1$ は、応答値のいずれかが $S_s - D1 \sim S_s - N1$ の中で最大、又は上位クラス施設（制御建屋）で選定した地震動となることから、不確かさ検討に用いる地震動とする。

表 3-1 最大応答加速度一覧（基準地震動 S_s，NS 方向）

質点 番号	最大応答加速度 (cm/s ²)							最大値
	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	2091	2375	2214	1696	1760	2263	1064	2375
2	1664	1827	1759	1214	1316	1604	879	1827
3	1133	1398	1389	740	1094	1234	675	1398
4	640	1000	800	717	722	835	620	1000

注：網掛け部分は最大値

表 3-2 最大応答変位一覧（基準地震動 S_s，NS 方向）

質点 番号	最大応答変位 (cm)							最大値
	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	0.58	0.81	0.71	0.33	0.37	0.54	0.21	0.81
2	0.48	0.69	0.61	0.25	0.29	0.43	0.15	0.69
3	0.11	0.11	0.11	0.08	0.09	0.10	0.06	0.11
4	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

注：網掛け部分は最大値

表 3-3 最大応答せん断力一覧（基準地震動 S_s，NS 方向）

要素 番号	最大応答せん断力 (×10 ³ kN)							最大値
	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)	15.9	18.3	17.1	13.2	13.7	17.5	8.41	18.3
(2)	33.4	36.8	35.4	26.5	27.6	32.7	18.8	36.8
(3)	46.8	48.4	48.6	34.8	40.7	44.5	28.3	48.6

注：網掛け部分は最大値

表 3-4 最大応答曲げモーメント一覧（基準地震動 S_s，NS 方向）

要素 番号	最大応答曲げモーメント (×10 ⁵ kN・m)							最大値
	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)	0.330	0.388	0.410	0.284	0.236	0.441	0.132	0.441
	1.22	1.48	1.36	1.05	0.998	1.38	0.631	1.48
(2)	1.55	1.90	1.76	1.41	1.23	1.88	0.796	1.90
	3.14	3.58	3.36	2.73	2.61	3.27	1.65	3.58
(3)	3.31	3.88	3.62	2.95	2.75	3.55	1.74	3.88
	6.09	6.75	6.34	4.96	4.95	5.85	3.33	6.75

注 1：上段は要素の上端，下段は要素の下端のモーメントを示す。

注 2：網掛け部分は最大値

表 3-5 上位クラス施設（制御建屋）で選定した地震動

建屋名	材料物性の不確かさを考慮した検討に用いる地震動
	基準地震動 S_s
制御建屋	$S_s - D 1$, $S_s - D 2$, $S_s - D 3$, $S_s - F 3$, $S_s - N 1$

4. 材料物性の不確かさを考慮した検討に用いる地震動

補助ボイラー建屋の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結果を表 4-1 に示す。地震動の選定にあたり、基本ケースにおける建屋応答の確認は、以下の資料に基づき実施した。

- ・添付書類「VI-2-11-2-4 補助ボイラー建屋の耐震性に関する計算書」

表 4-1 補助ボイラー建屋の材料物性の不確かさを考慮した
検討に用いる地震動

建屋名	材料物性の不確かさを考慮した検討に用いる地震動
	基準地震動 S_s
補助ボイラー建屋	$S_s - D 1$, $S_s - D 2$, $S_s - D 3$, $S_s - F 3$, $S_s - N 1$

別紙 4-2 材料物性の不確かさを考慮した地震応答解析結果

目 次

1. 概要・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・ 別紙 4-2-1
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 4-2-2
 - 2.1 建屋剛性の不確かさ・・・・・・・・・・・・・・・・ 別紙 4-2-2

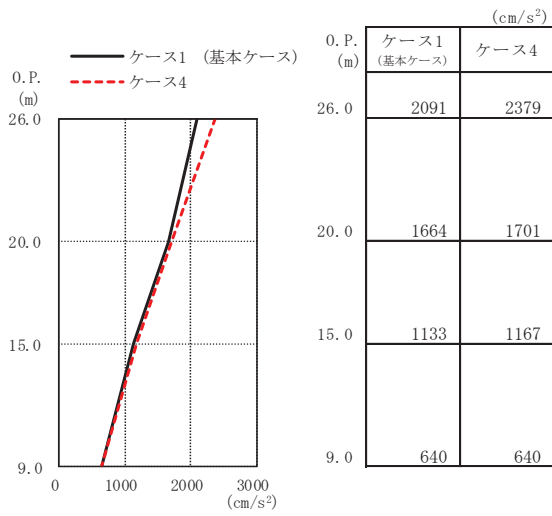
1. 概要

本資料は、補助ボイラー建屋の地震応答解析において材料物性の不確かさを考慮した地震応答解析結果を示すものである。

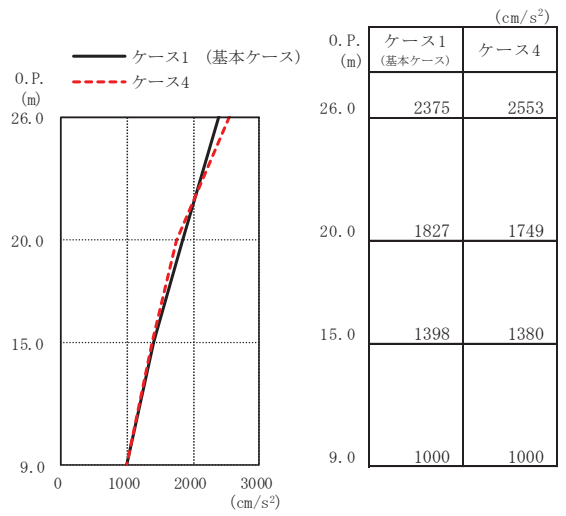
2. 材料物性の不確かさを考慮した地震応答解析結果

2.1 建屋剛性の不確かさ

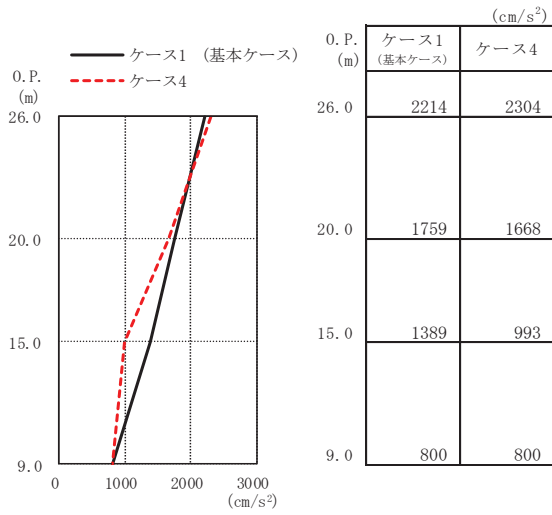
補助ボイラー建屋の建屋剛性の不確かさを考慮した基準地震動 S_s に対する地震応答解析結果の最大応答値の比較を図2-1～図2-9に示す。



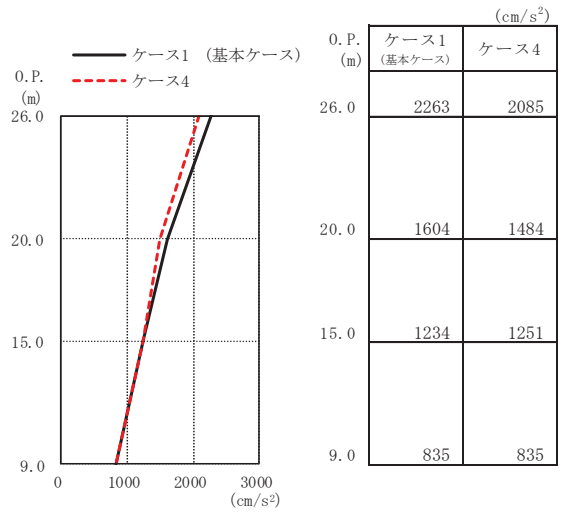
(a) S s - D 1



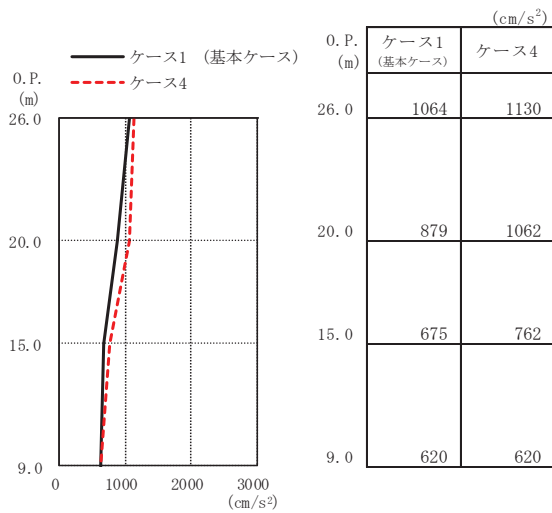
(b) S s - D 2



(c) S s - D 3

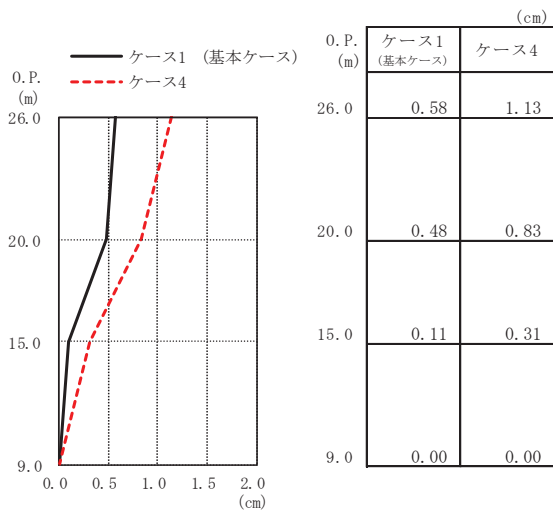


(d) S s - F 3

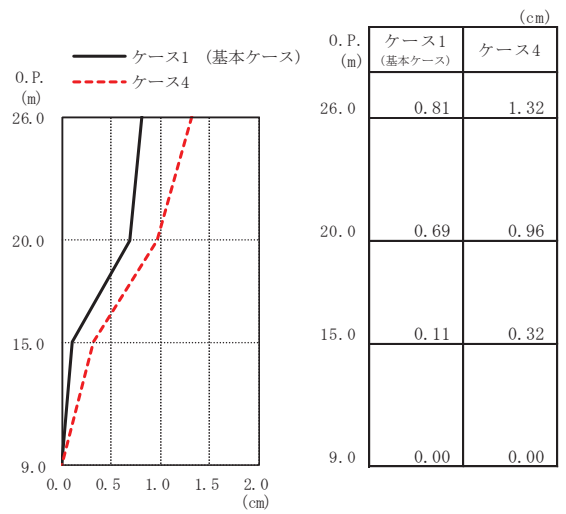


(e) S s - N 1

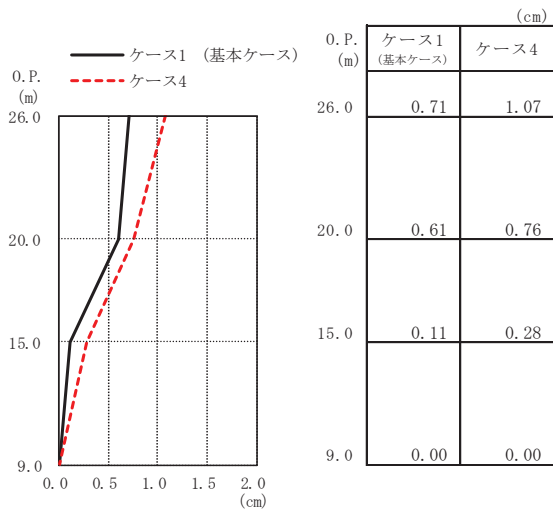
図 2-1 最大応答加速度 (基準地震動 S s, NS 方向)



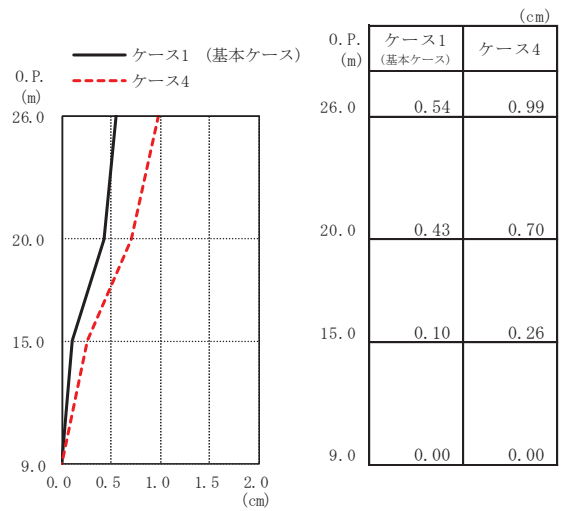
(a) S s - D 1



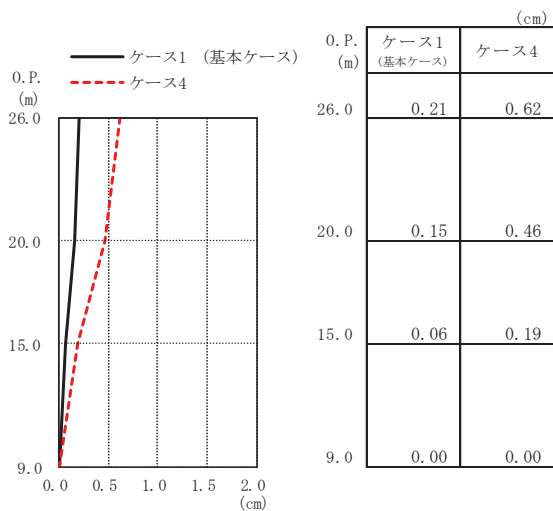
(b) S s - D 2



(c) S s - D 3

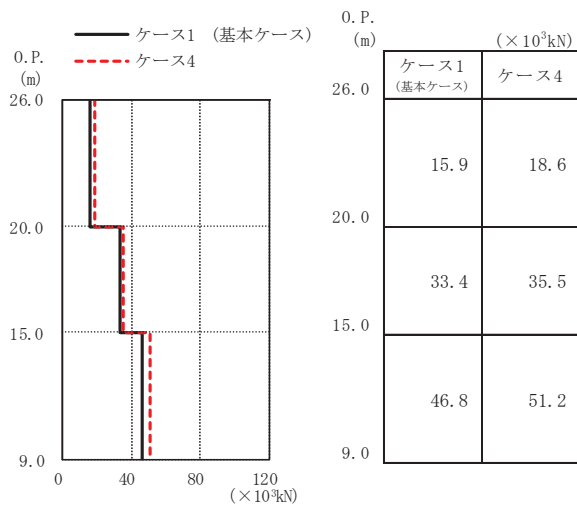


(d) S s - F 3

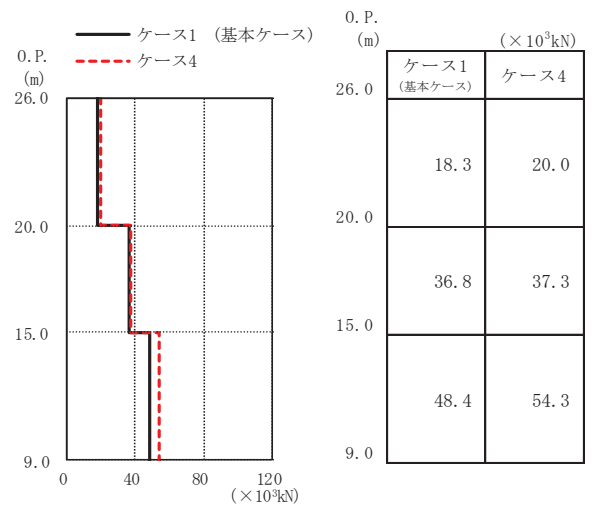


(e) S s - N 1

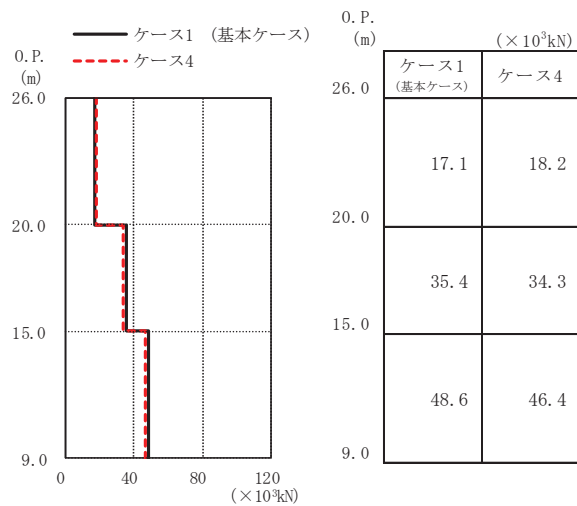
図 2-2 最大応答変位 (基準地震動 S s, NS 方向)



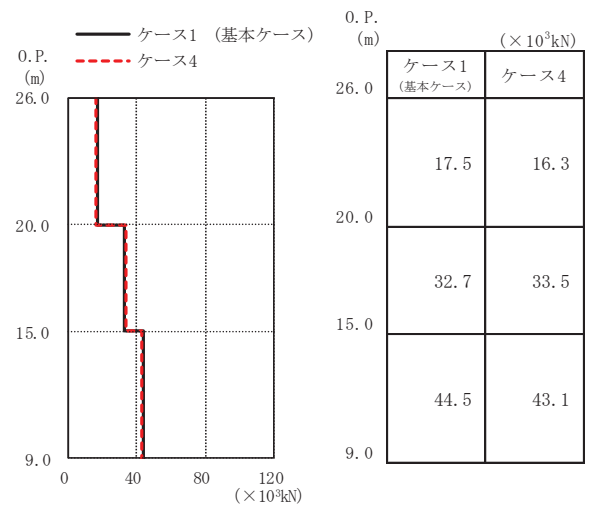
(a) S s - D 1



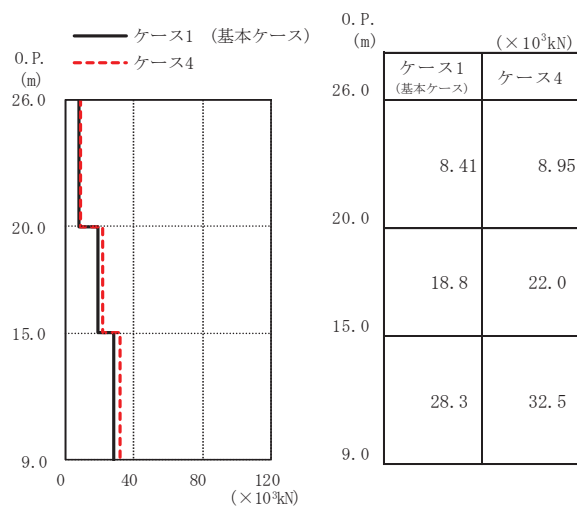
(b) S s - D 2



(c) S s - D 3

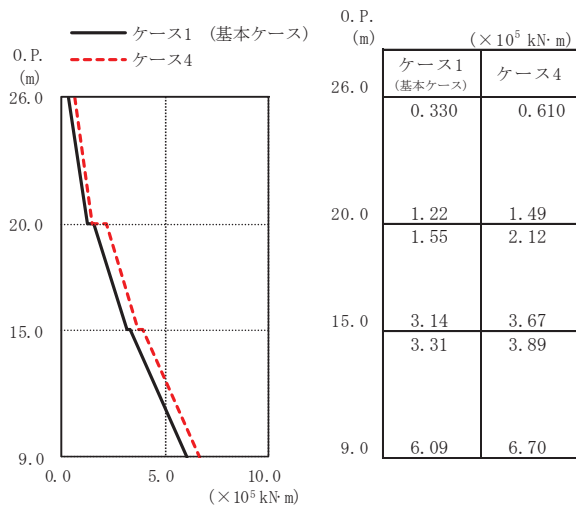


(d) S s - F 3

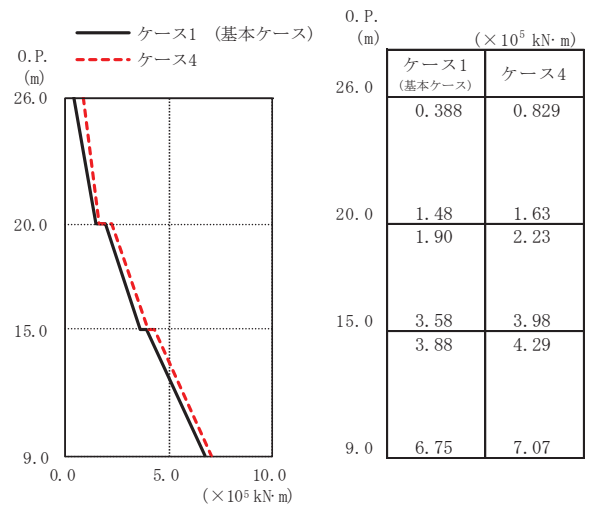


(e) S s - N 1

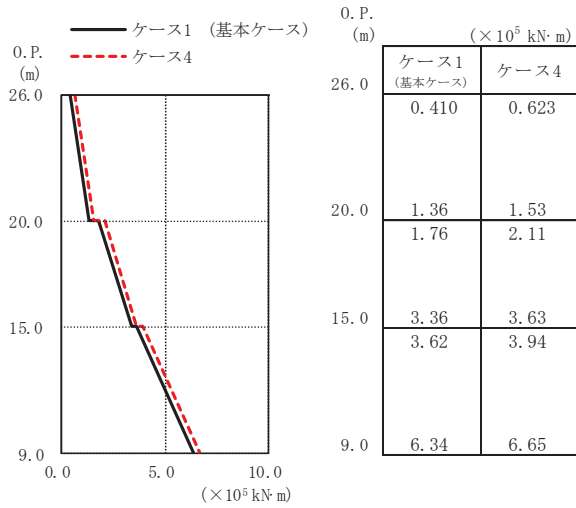
図 2-3 最大応答せん断力 (基準地震動 S s, NS 方向)



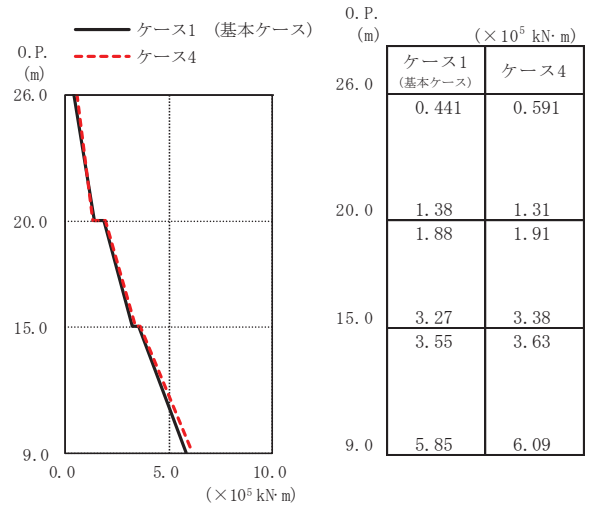
(a) S s - D 1



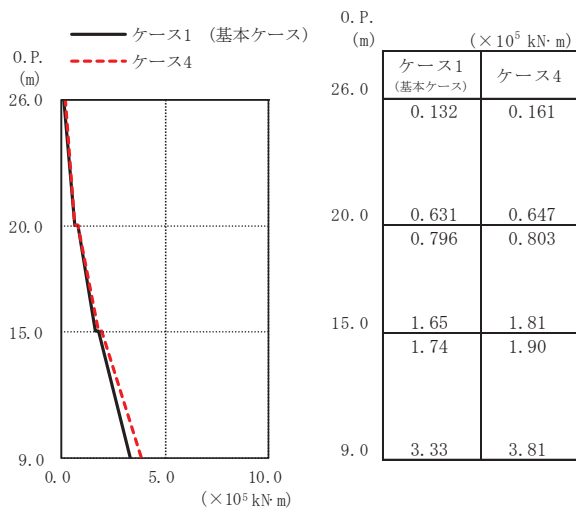
(b) S s - D 2



(c) S s - D 3

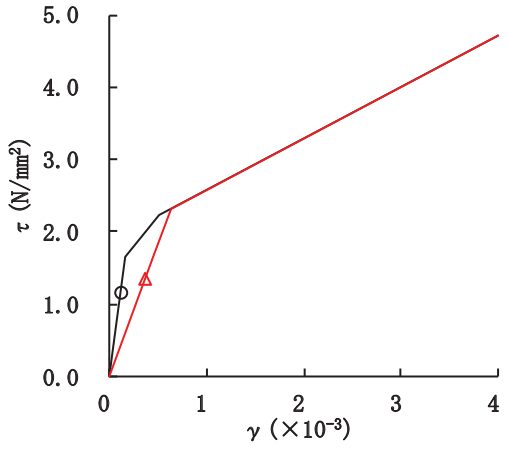
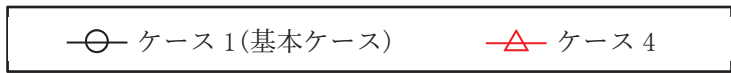


(d) S s - F 3

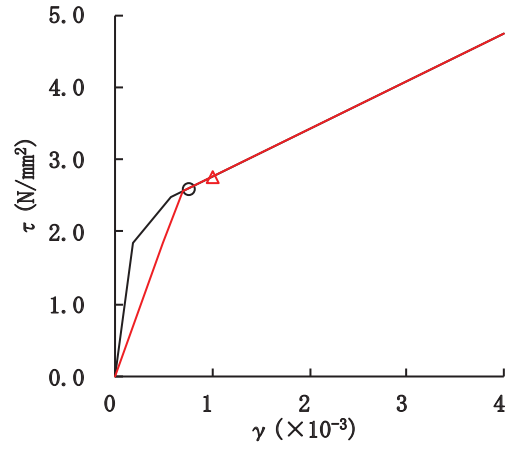


(e) S s - N 1

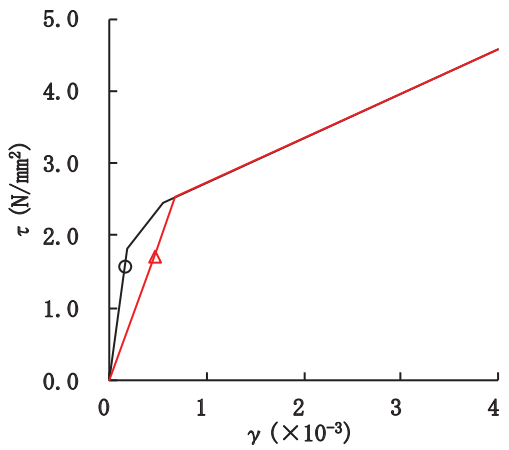
図 2-4 最大応答曲げモーメント (基準地震動 S s, NS 方向)



要素番号(1)



要素番号(2)



要素番号(3)

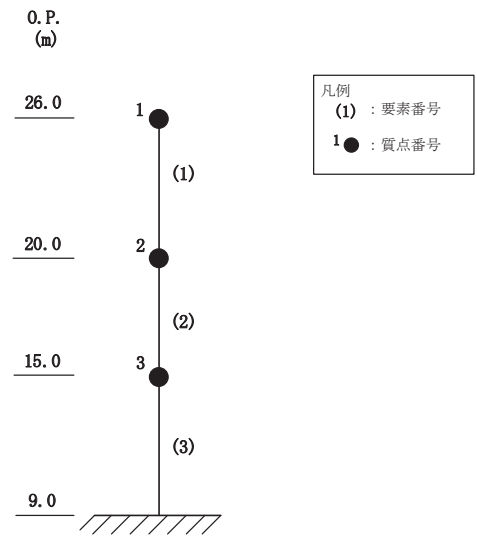
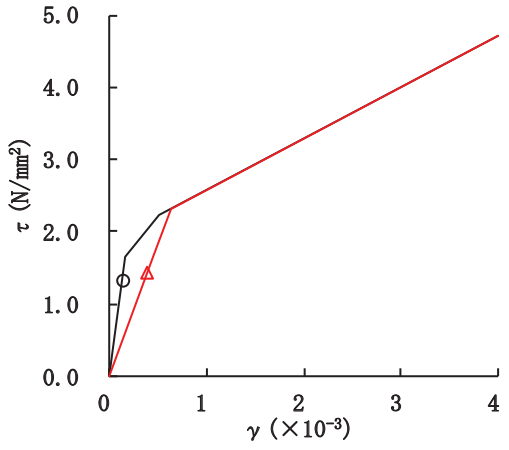
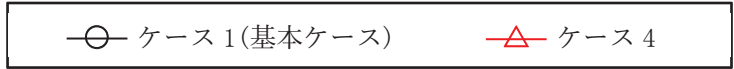
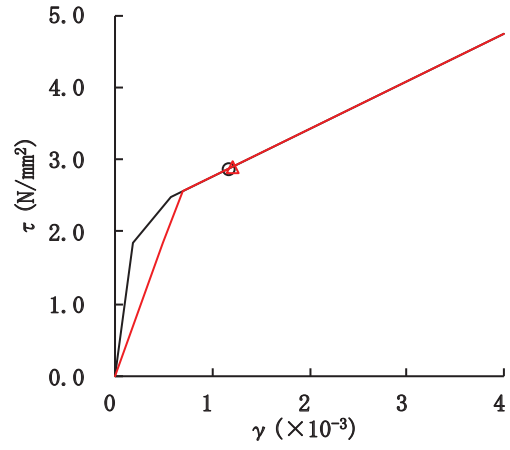


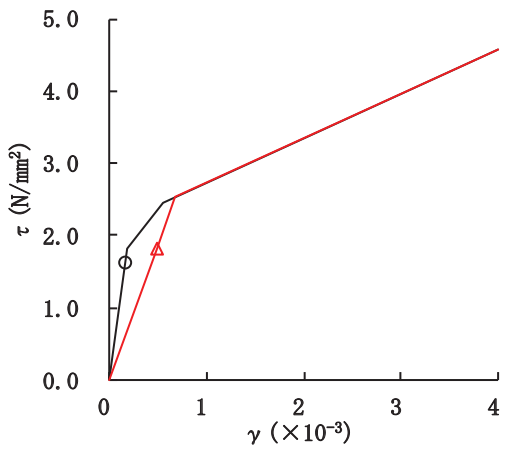
図 2-5 せん断スケルトンカーブ上の最大応答値 (S s - D 1, NS 方向)



要素番号(1)



要素番号(2)



要素番号(3)

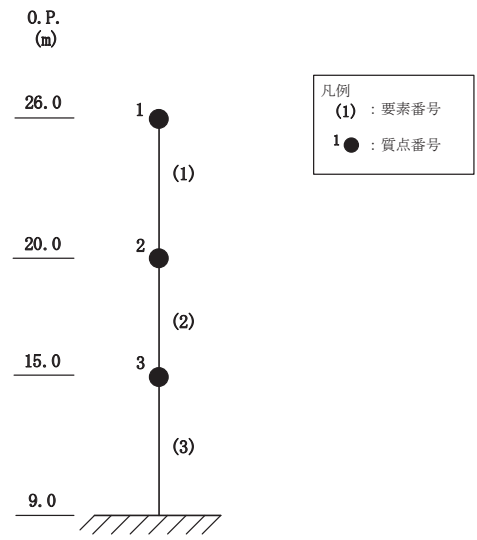
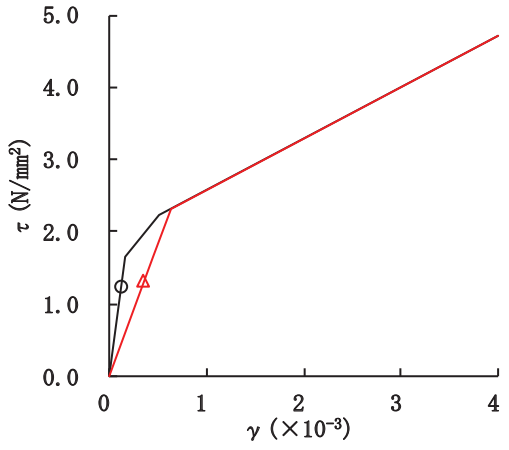
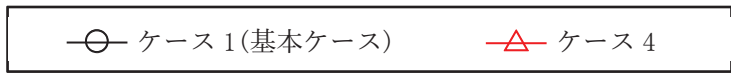
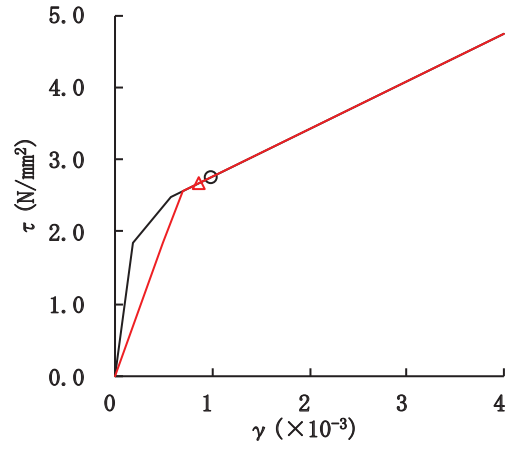


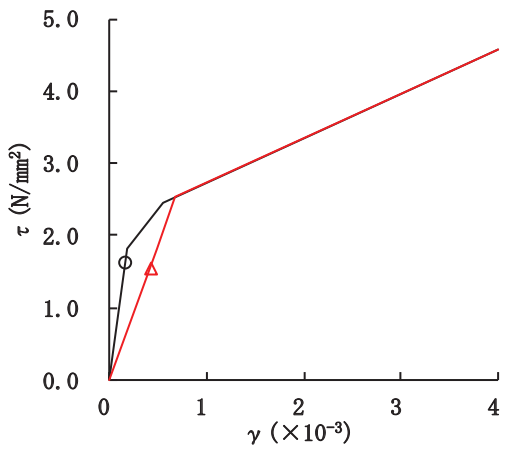
図 2-6 せん断スケルトンカーブ上の最大応答値 (S_s-D 2, NS 方向)



要素番号(1)



要素番号(2)



要素番号(3)

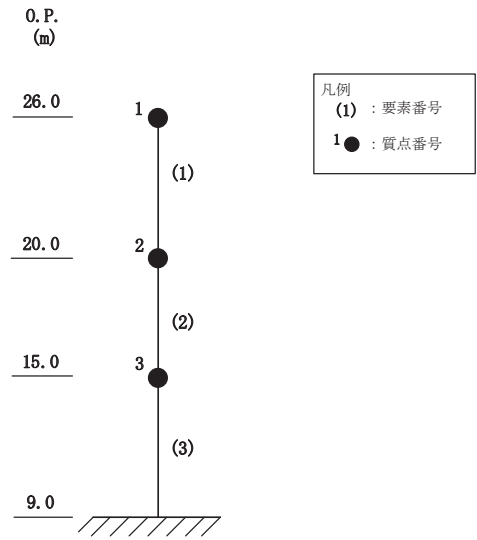
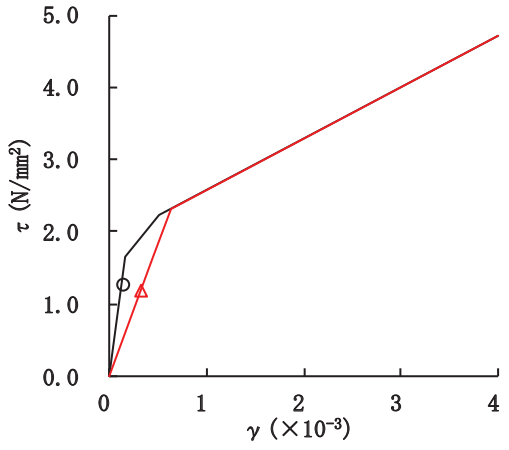
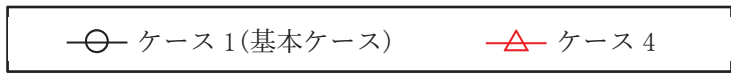
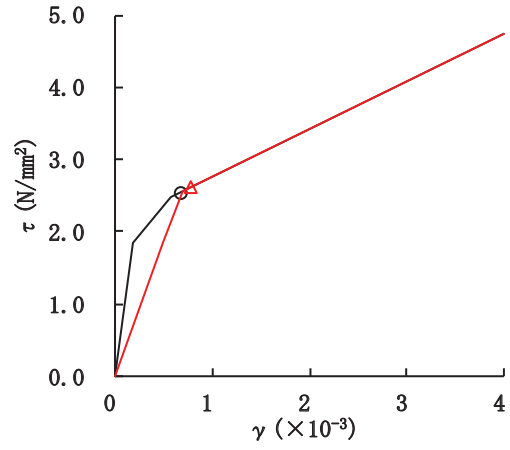


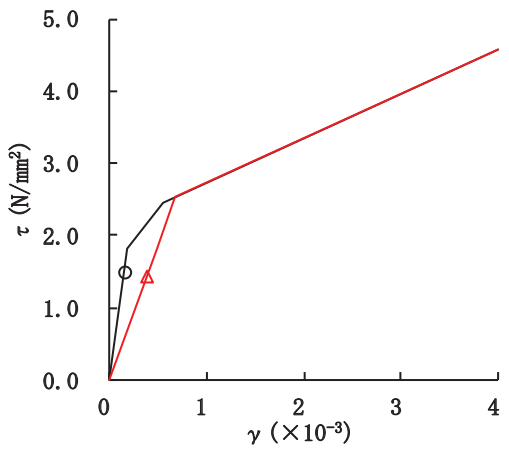
図 2-7 せん断スケルトンカーブ上の最大応答値 (S s - D 3, NS 方向)



要素番号(1)



要素番号(2)



要素番号(3)

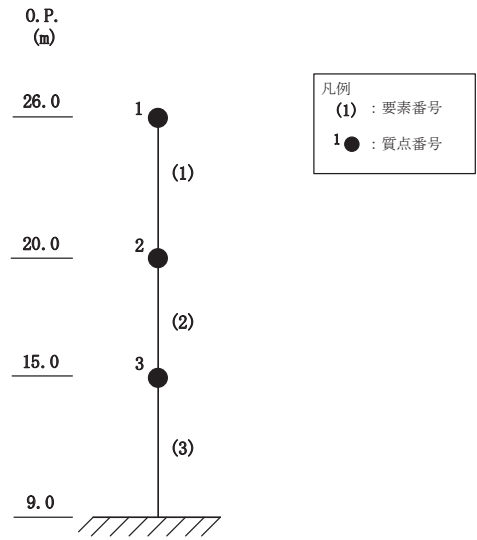
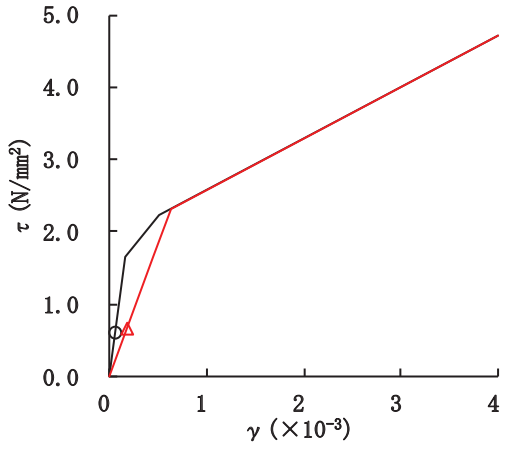
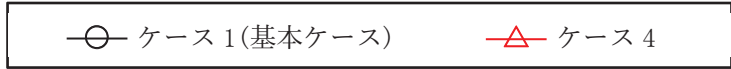
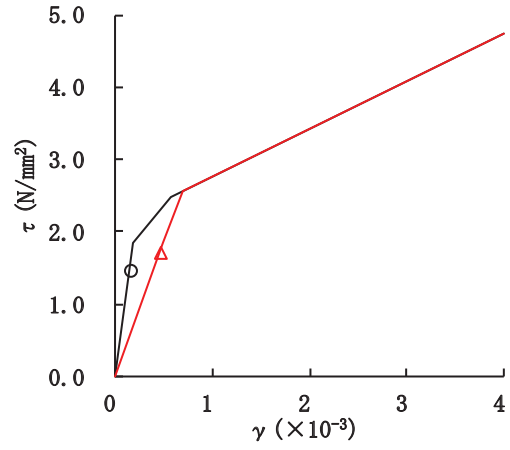


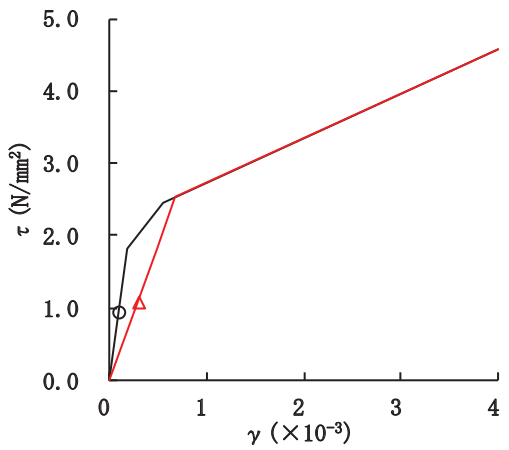
図 2-8 せん断スケルトンカーブ上の最大応答値 (S_s-F 3, NS 方向)



要素番号(1)



要素番号(2)



要素番号(3)

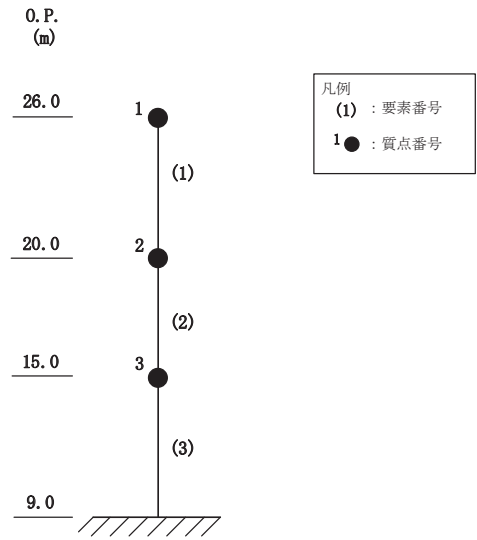


図 2-9 せん断スケルトンカーブ上の最大応答値 (S_s - N 1, NS 方向)

別紙 5 補助ボイラー建屋の EW 方向の地震応答解析結果について

目 次

1. 概要..... 別紙 5-1
2. 評価用地震波..... 別紙 5-1
3. 検討方法及び検討条件..... 別紙 5-2
4. 地震応答解析結果..... 別紙 5-5

1. 概要

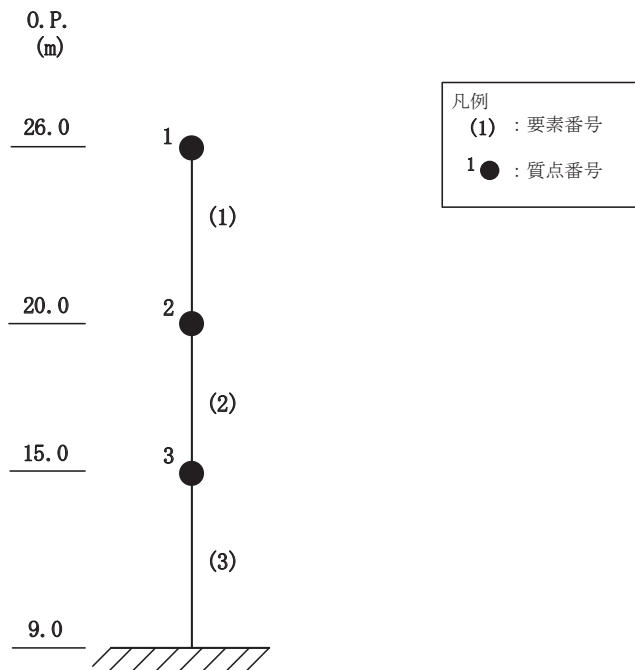
本資料は、補助ボイラー建屋のEW方向について、基準地震動 S_s に対する基本ケースの地震応答解析モデル及び結果を示すものである。なお、応答結果は、構造物全体としての変形性能を確認する観点からせん断ひずみを示し、材料物性の不確かさを考慮する。

2. 評価用地震波

補助ボイラー建屋の地震応答解析に用いる評価用地震波は、添付書類「VI-2-11-2-4 補助ボイラー建屋の耐震性についての計算書」に示すNS方向と同じ基準地震動 S_s を用いることとする。

3. 検討方法及び検討条件

補助ボイラー建屋のEW方向の地震応答解析は、添付書類「VI-2-11-2-4 補助ボイラー建屋の耐震性についての計算書」の「3. 評価方法」に示す方法で行う。EW方向の地震応答解析モデルを図3-1に、せん断力のスケルトンカーブを表3-1に、曲げモーメントのスケルトンカーブを表3-2に示す。



質点 番号	質点重量 ($\times 10\text{kN}$)	回転慣性重量 ($\times 10\text{kN}\cdot\text{m}^2$)	要素 番号	せん断断面 (m^2)	断面2次 モーメント (m^4)
		EW方向		EW方向	EW方向
1	775	23203	(1)	9.48	810.5
2	1200	36000	(2)	8.60	770.1
3	1414	42453	(3)	18.95	1758.8
—	—	—			

図 3-1 地震応答解析モデル(ケース 1 (基本ケース), EW 方向)

表 3-1 せん断力のスケルトンカーブ ($\tau - \gamma$ 関係)

(ケース 1 (基本ケース), EW 方向)

O. P. (m)	τ_1 (N/mm ²)	τ_2 (N/mm ²)	τ_3 (N/mm ²)	γ_1 ($\times 10^{-3}$)	γ_2 ($\times 10^{-3}$)	γ_3 ($\times 10^{-3}$)
26.0 ~ 20.0	1.64	2.22	4.54	0.169	0.507	4.00
20.0 ~ 15.0	1.84	2.48	4.92	0.189	0.567	4.00
15.0 ~ 9.0	1.81	2.45	4.14	0.187	0.559	4.00

表 3-2 曲げモーメントのスケルトンカーブ ($M - \phi$ 関係)

(ケース 1 (基本ケース), EW 方向)

O. P. (m)	M_1 ($\times 10^6$ kN·m)	M_2 ($\times 10^6$ kN·m)	M_3 ($\times 10^6$ kN·m)	ϕ_1 ($\times 10^{-5}$ /m)	ϕ_2 ($\times 10^{-5}$ /m)	ϕ_3 ($\times 10^{-5}$ /m)
26.0 ~ 20.0	0.173	0.214	0.273	0.948	9.80	196
20.0 ~ 15.0	0.199	0.291	0.374	1.15	10.2	204
15.0 ~ 9.0	0.479	0.660	0.802	1.21	10.4	208

4. 地震応答解析結果

補助ボイラー建屋のEW方向について、基準地震動 S_s に基づく地震応答解析結果を表4-1及び表4-2に示す。

なお、ケース1（基本ケース）及び材料物性の不確かさを考慮するケース4の条件等は添付書類「VI-2-11-2-4 補助ボイラー建屋の耐震性についての計算書」に同じである。

表 4-1 最大応答せん断ひずみ一覧 (EW 方向, ケース 1 (基本ケース))

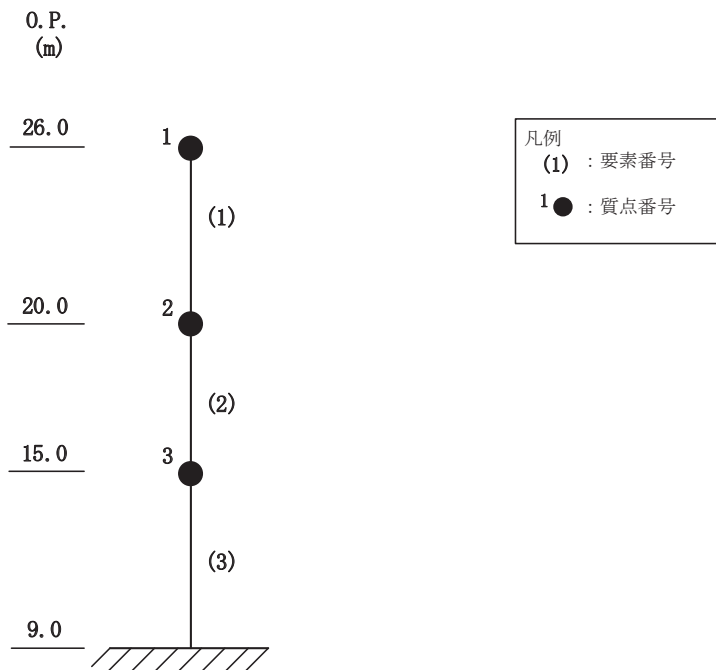
要素 番号	最大応答せん断ひずみ ($\times 10^{-3}$)							最大値
	S s - D 1	S s - D 2	S s - D 3	S s - F 1	S s - F 2	S s - F 3	S s - N 1	
(1)	0.14	0.15	0.14	0.13	0.13	0.15	0.10	0.15
(2)	1.47	1.88	1.24	0.65	0.98	1.45	0.33	1.88
(3)	0.19	0.23	0.20	0.17	0.19	0.24	0.15	0.24

注：網掛け部分は最大値

表 4-2 最大応答せん断ひずみ一覧 (EW 方向, ケース 4)

要素 番号	最大応答せん断ひずみ ($\times 10^{-3}$)							最大値
	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)	0.43	0.46	0.47	0.40	0.37	0.45	0.27	0.47
(2)	1.57	1.79	1.44	0.92	1.00	1.82	0.69	1.82
(3)	0.59	0.58	0.52	0.49	0.46	0.62	0.45	0.62

注：網掛け部分は最大値



別紙 6 補助ボイラー建屋に対する平成 23 年（2011 年）東北地方
太平洋沖地震等の影響

目 次

1. はじめに..... 別紙 6-1
2. 点検結果..... 別紙 6-1

別紙 6-1 補助ボイラー建屋の東北地方太平洋沖地震等に対する構造的影響評価
(点検結果)

1. はじめに

3.11 地震及び 4.7 地震により、女川原子力発電所では一部周期帯において当時の基準地震動 Ss-D を上回る地震動を観測した。

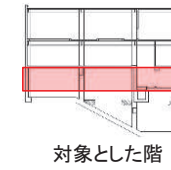
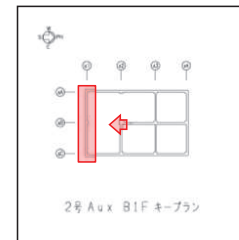
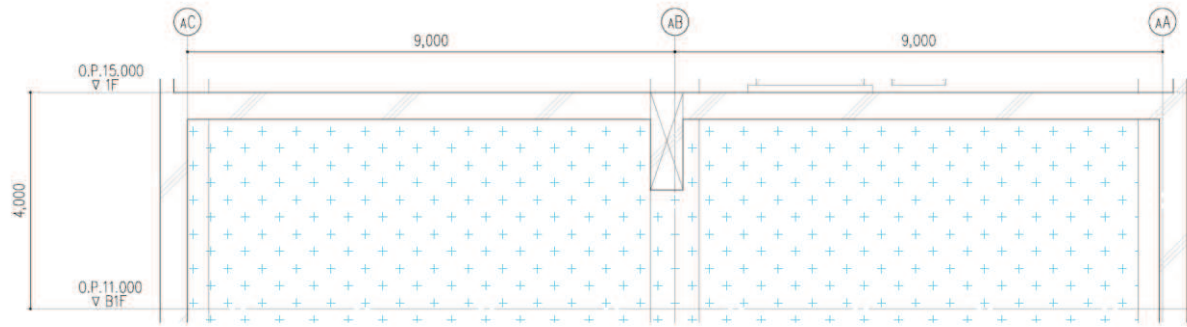
ここでは、補助ボイラー建屋について、地震後の点検結果に基づき構造的な影響について評価する。なお、補助ボイラー建屋は建屋内に地震計を設置していないことから、他の既設建屋で実施している地震観測記録に基づくシミュレーション解析は行っていない。

2. 点検結果

女川原子力発電所の設備健全性に及ぼした影響を評価することを目的に「女川原子力発電所 2 号機 平成 23 年（2011 年）東北地方太平洋沖地震及び 2011 年 4 月 7 日宮城県沖の地震後の設備健全性に係る点検・評価計画書（建物・構築物編）」に基づき点検した結果を別紙 6-1 に示す。

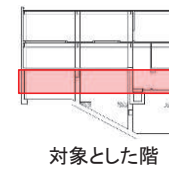
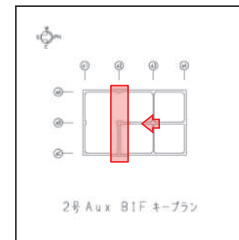
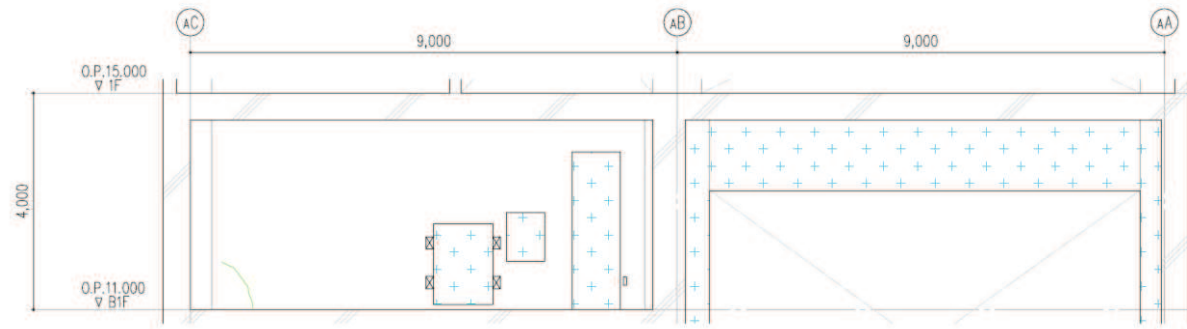
点検の結果、補助ボイラー建屋の耐震壁には、幅 1.0mm 以下のひび割れは各階で認められるものの、地震により生じた幅 1.0mm を超えるひび割れ及び剥離・剥落は確認されなかった。

別紙 6-1 補助ボイラー建屋の東北地方太平洋沖地震等に対する
構造的影響評価（点検結果）



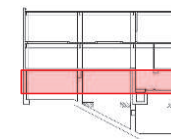
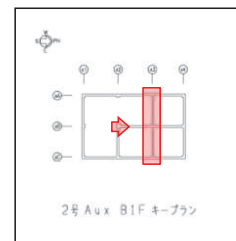
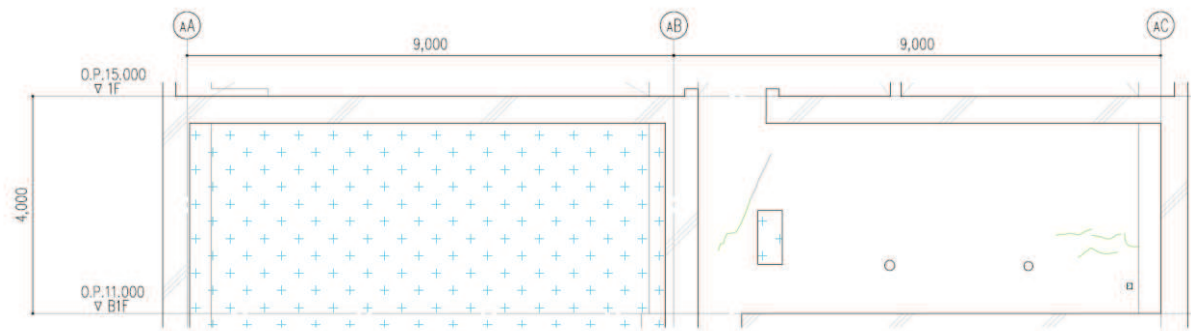
地震による		地震以外			
	0.3mm未満		0.3mm以上～1.0mm未満		幅未確認
	0.3mm以上～1.0mm未満		1.0mm以上		はくらく
	1.0mm以上				確認不能の範囲

図 1 補助ボイラー建屋のひび割れ分布 耐震壁 (1) 地下 1 階 A1 通り



地震による		地震以外			
	0.3mm未満		0.3mm以上～1.0mm未満		幅未確認
	0.3mm以上～1.0mm未満		1.0mm以上		はぐらく
	1.0mm以上				確認不能の範囲

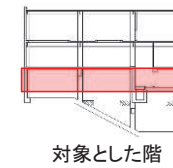
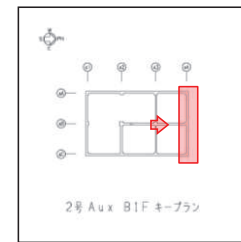
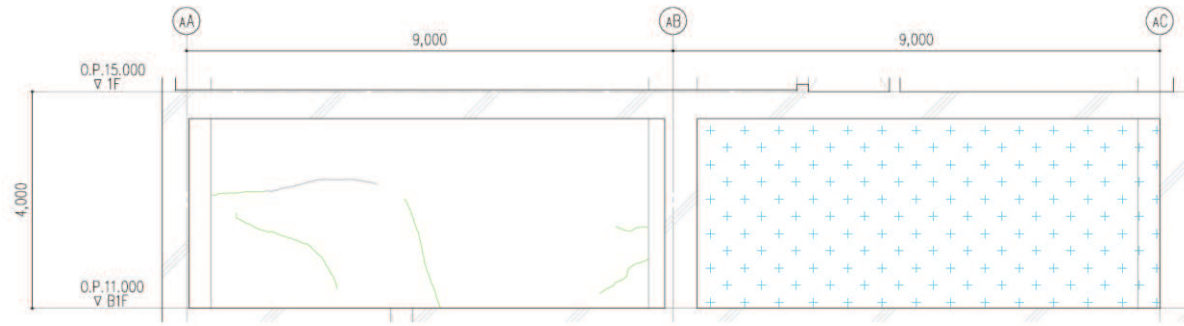
図2 補助ボイラー建屋のひび割れ分布 耐震壁 (2) 地下1階 A2 通り



対象とした階

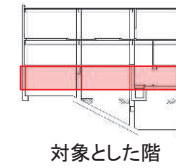
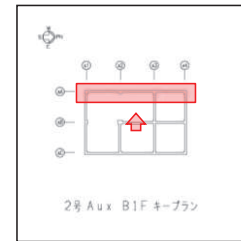
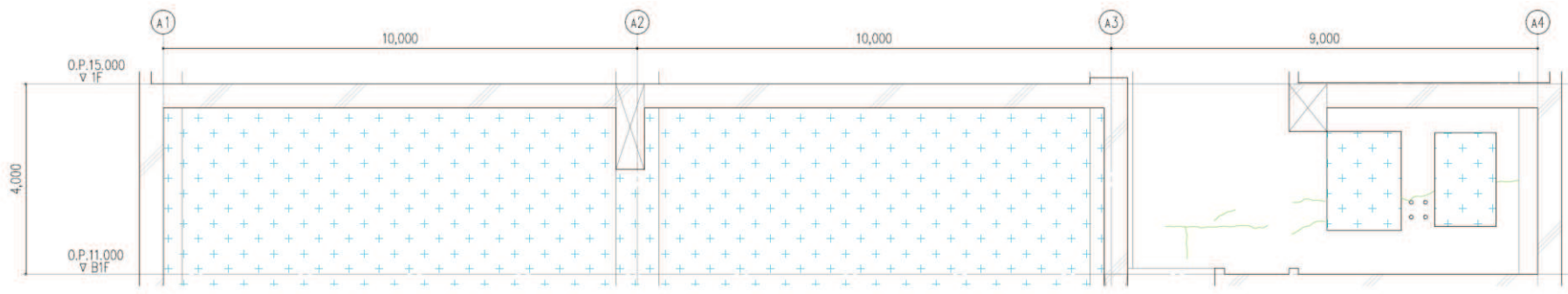
地震による		地震以外			
	0.3mm未満		0.3mm以上~1.0mm未満		幅未確認
	0.3mm以上~1.0mm未満		1.0mm以上		はくらく
	1.0mm以上				確認不能の範囲

図3 補助ボイラー建屋のひび割れ分布 耐震壁(3) 地下1階 A3 通り



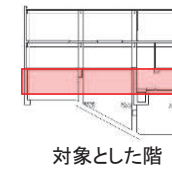
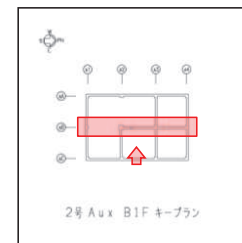
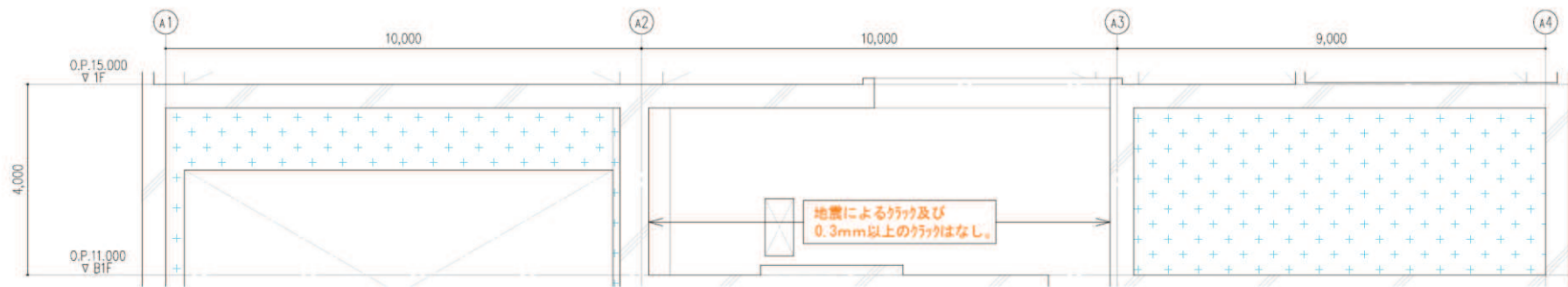
地震による		地震以外			
	0.3mm未満		0.3mm以上~1.0mm未満		幅未確認
	0.3mm以上~1.0mm未満		1.0mm以上		はくらく
	1.0mm以上				確認不能の範囲

図 4 補助ボイラー建屋のひび割れ分布 耐震壁 (4) 地下 1 階 A4 通り



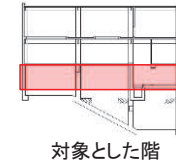
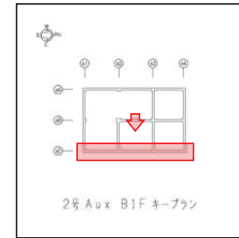
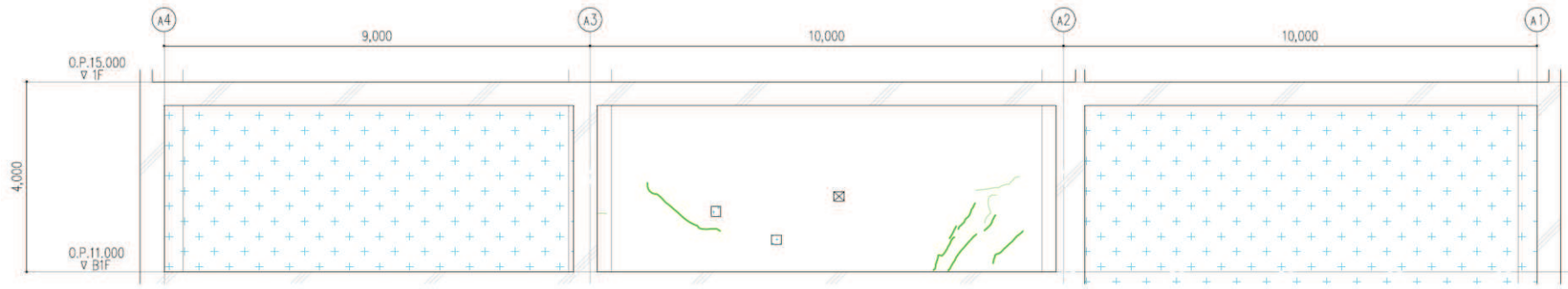
地震による		地震以外		
— 0.3mm未満	— 0.3mm以上~1.0mm未満	— 1.0mm以上	— 1.0mm以上	幅未確認
— 0.3mm以上~1.0mm未満	— 1.0mm以上	— 1.0mm以上	— 1.0mm以上	はくらく
— 1.0mm以上	— 1.0mm以上	— 1.0mm以上	— 1.0mm以上	確認不能の範囲

図5 補助ボイラー建屋のひび割れ分布 耐震壁 (5) 地下1階 AA 通り



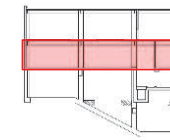
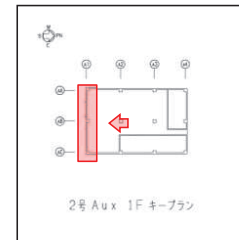
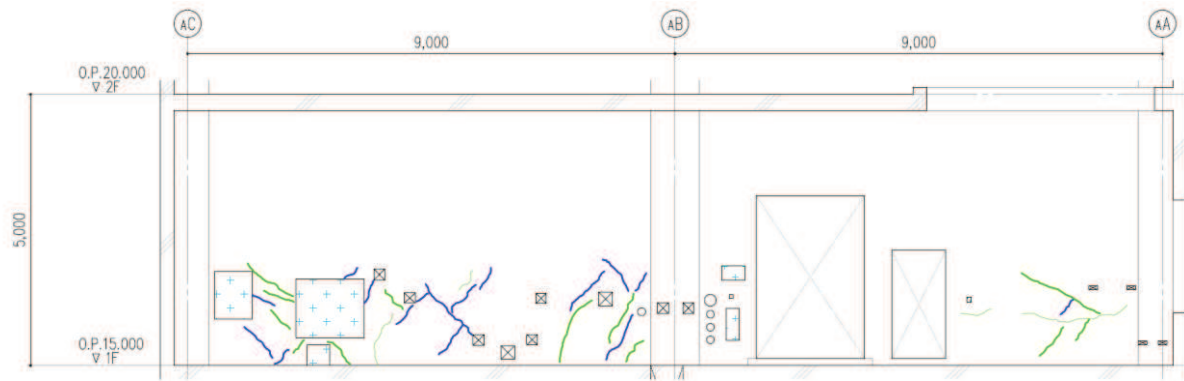
地震による		地震以外		
0.3mm未満				幅未確認
0.3mm以上~1.0mm未満		0.3mm以上~1.0mm未満		はくらく
1.0mm以上		1.0mm以上		確認不能の範囲

図6 補助ボイラー建屋のひび割れ分布 耐震壁 (6) 地下1階 AB 通り



地震による		地震以外			
	0.3mm未満		0.3mm以上～1.0mm未満		幅未確認
	0.3mm以上～1.0mm未満		1.0mm以上		はくらく
	1.0mm以上				確認不能の範囲

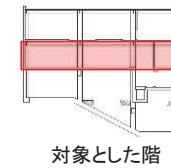
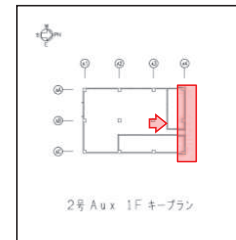
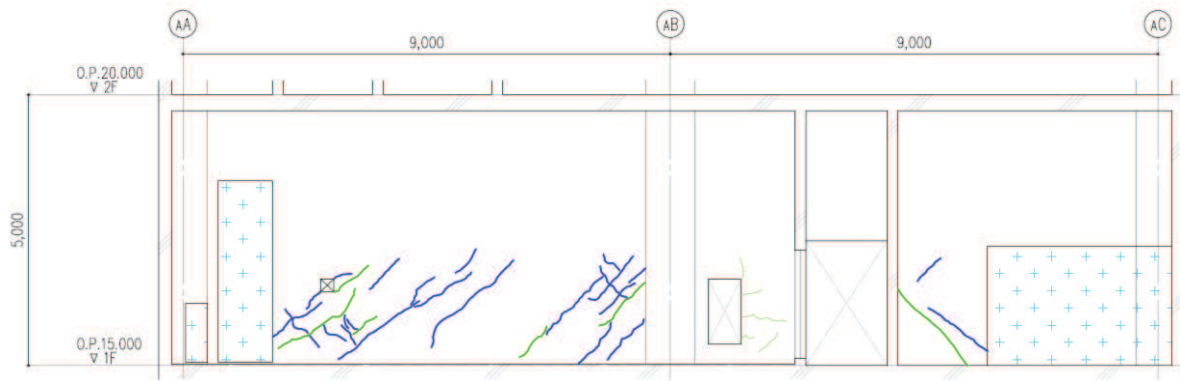
図7 補助ボイラー建屋のひび割れ分布 耐震壁 (7) 地下1階 AC 通り



対象とした階

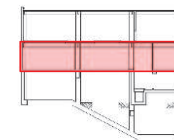
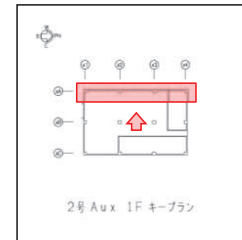
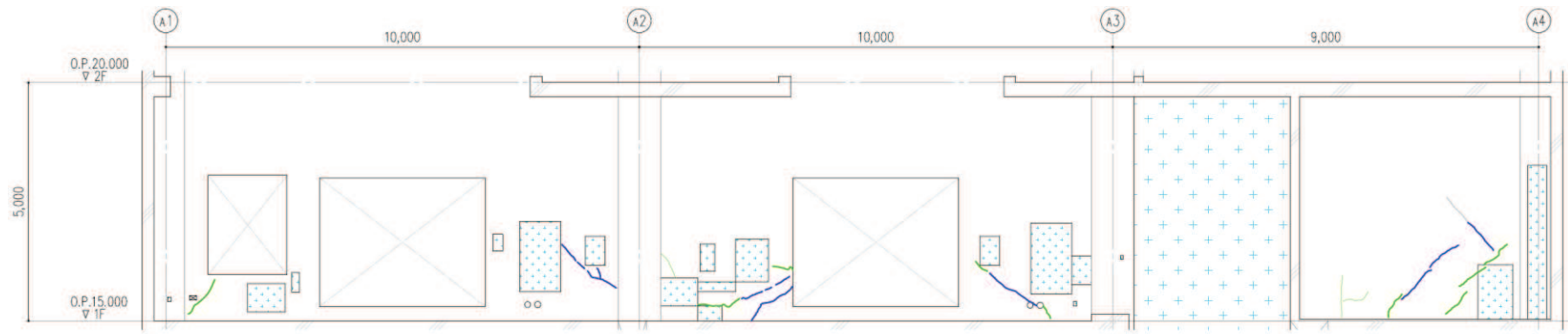
地震による		地震以外			
	0.3mm未満		0.3mm以上~1.0mm未満		幅未確認
	0.3mm以上~1.0mm未満		1.0mm以上		はくらく
	1.0mm以上				確認不能の範囲

図 8 補助ボイラー建屋のひび割れ分布 耐震壁 (8) 1階 A1 通り



地震による		地震以外			
	0.3mm未満		0.3mm以上～1.0mm未満		幅未確認 はくらく
	1.0mm以上		1.0mm以上		確認不能の範囲

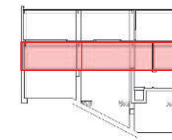
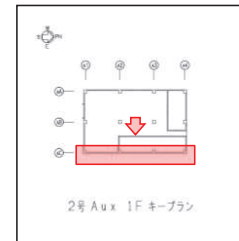
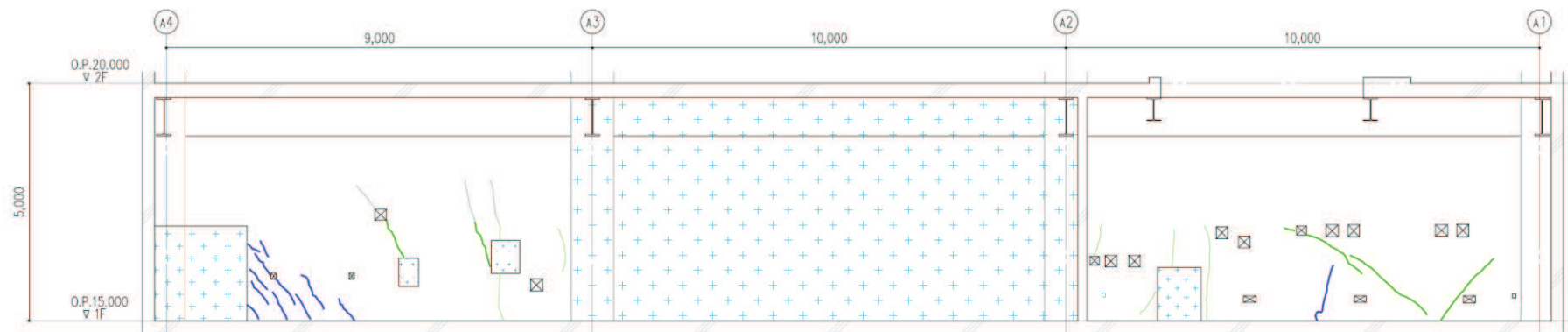
図 9 補助ボイラー建屋のひび割れ分布 耐震壁 (9) 1階 A4 通り



対象とした階

地震による		地震以外		
—	0.3mm未満	—	0.3mm以上～1.0mm未満	幅未確認
—	0.3mm以上～1.0mm未満	—	1.0mm以上	はくらく
—	1.0mm以上			確認不能の範囲

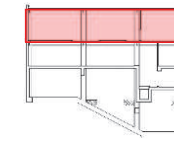
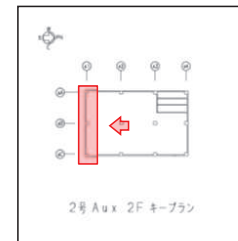
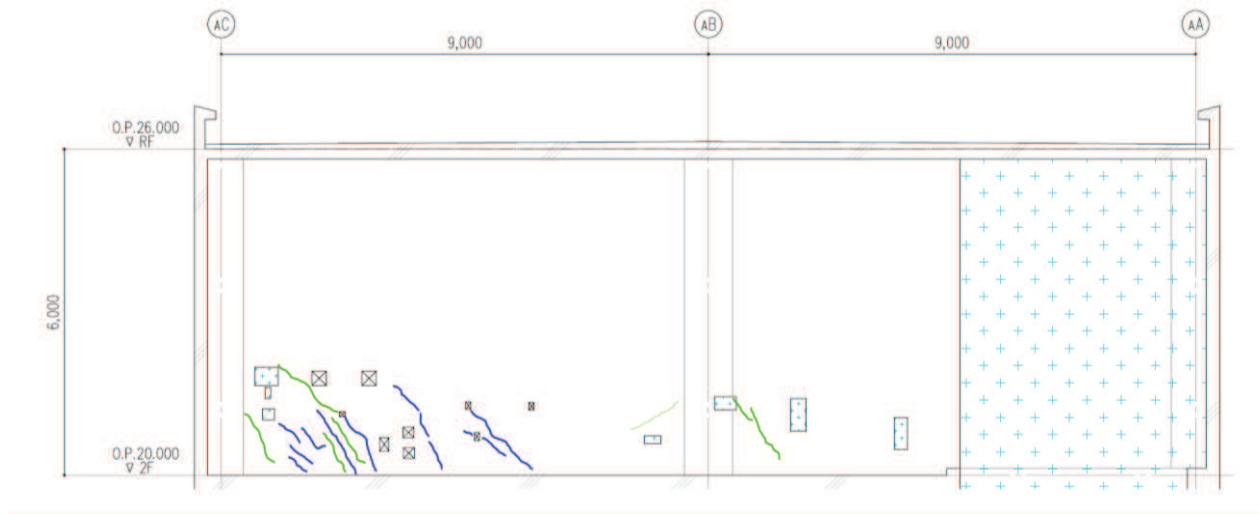
図 10 補助ボイラー建屋のひび割れ分布 耐震壁 (10) 1階 AA 通り



対象とした階

地震による		地震以外			
	0.3mm未満		0.3mm以上～1.0mm未満		幅未確認
	0.3mm以上～1.0mm未満		1.0mm以上		はくらく
	1.0mm以上				確認不能の範囲

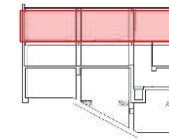
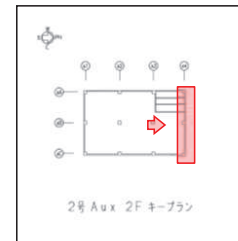
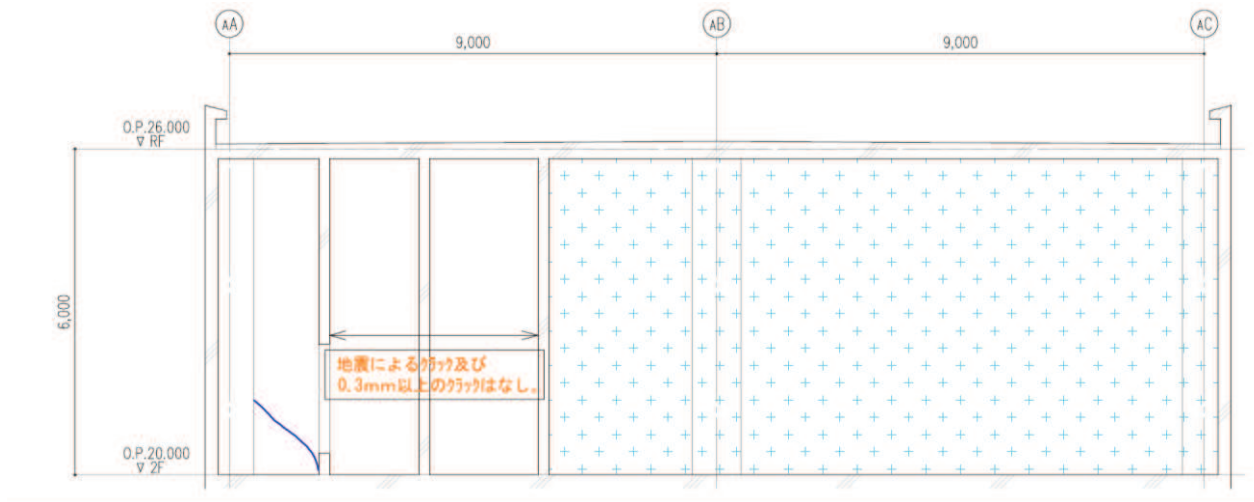
図 11 補助ボイラー建屋のひび割れ分布 耐震壁 (11) 1階 AC 通り



対象とした階

地震による		地震以外			
	0.3mm未満		0.3mm以上～1.0mm未満		幅未確認
	0.3mm以上～1.0mm未満		1.0mm以上		はぐらく
	1.0mm以上				確認不能の範囲

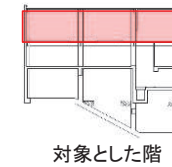
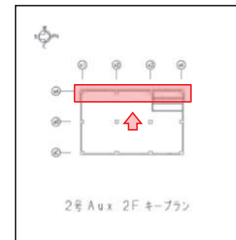
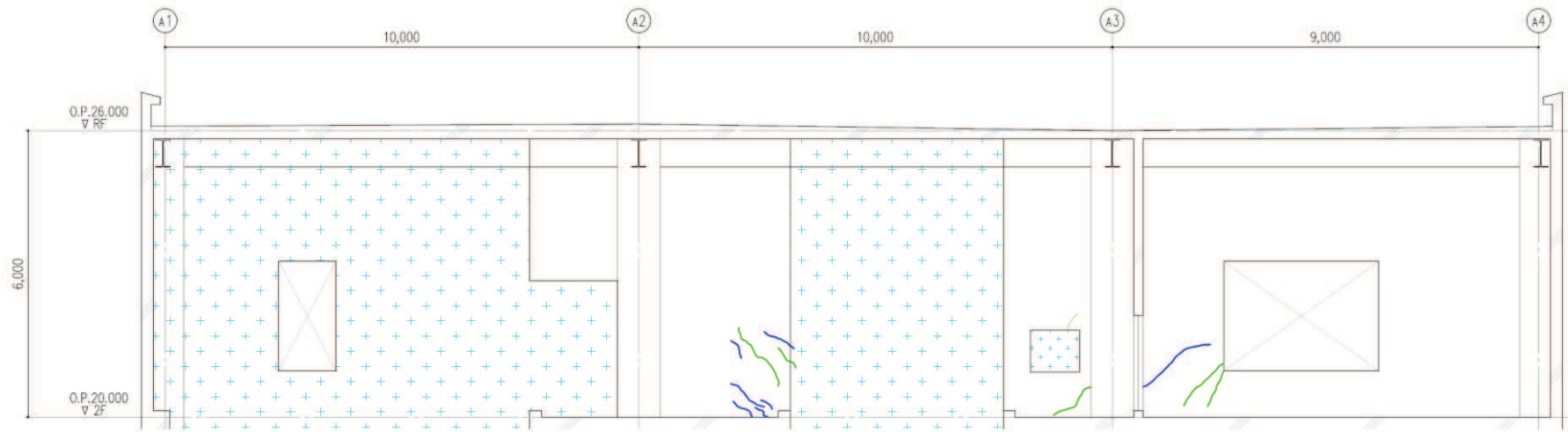
図 12 補助ボイラー建屋のひび割れ分布 耐震壁 (12) 2階 A1 通り



対象とした階

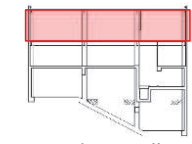
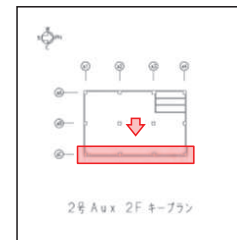
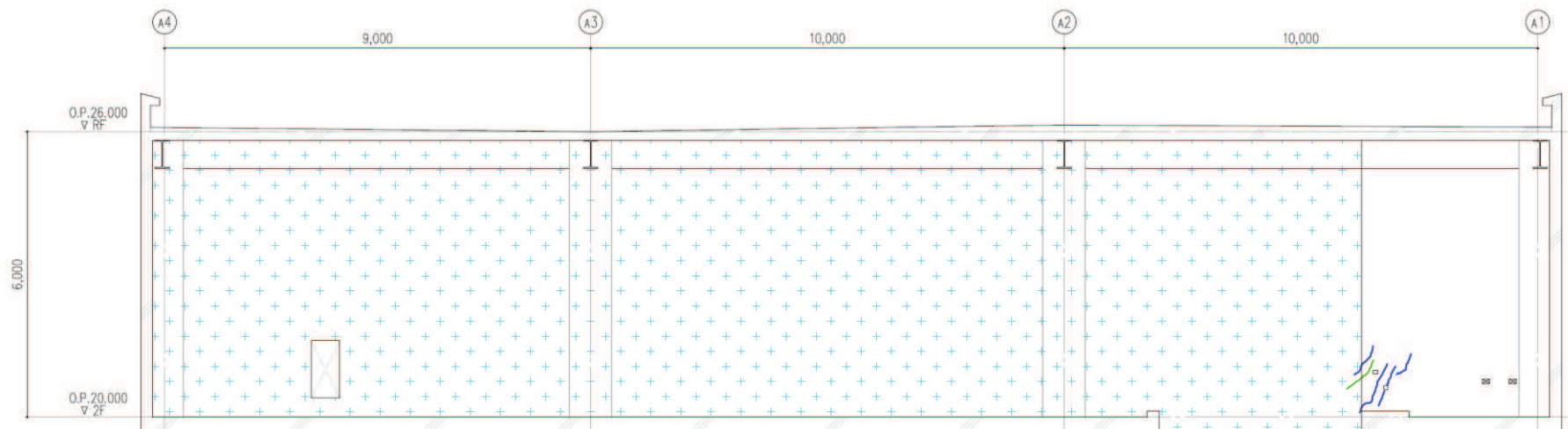
地震による		地震以外		
0.3mm未満				幅未確認
0.3mm以上~1.0mm未満		0.3mm以上~1.0mm未満		はくらく
1.0mm以上		1.0mm以上		確認不能の範囲

図 13 補助ボイラー建屋のひび割れ分布 耐震壁 (13) 2階 A4 通り



地震による		地震以外		
0.3mm未満	0.3mm以上～1.0mm未満	0.3mm以上～1.0mm未満	1.0mm以上	幅未確認
0.3mm以上～1.0mm未満	1.0mm以上	0.3mm以上～1.0mm未満	1.0mm以上	はくらく
1.0mm以上				確認不能の範囲

図 14 補助ボイラー建屋のひび割れ分布 耐震壁 (14) 2階 AA 通り



地震による		地震以外		
	0.3mm未満		0.3mm以上~1.0mm未満	幅未確認
	0.3mm以上~1.0mm未満		1.0mm以上	はくらく
	1.0mm以上			確認不能の範囲

図 15 補助ボイラー建屋のひび割れ分布 耐震壁 (15) 2階 AC 通り

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-19-0610-15_改4

補足-610-15 第1号機制御建屋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-2-11-2-5 第1号機制御建屋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 第1号機制御建屋に対する平成23年（2011年）東北地方太平洋沖地震等の影響
- 別紙 1-1 第1号機制御建屋の東北地方太平洋沖地震等に対する構造的影響評価（点検結果）
- 別紙 1-2 東北地方太平洋沖地震等に対する第1号機制御建屋のシミュレーション解析
- 別紙 2 第1号機制御建屋の地震応答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 3 第1号機制御建屋の地震応答解析における耐震壁のスケルトンカーブの設定
- 別紙 4 第1号機制御建屋の地震応答解析結果について
- 別紙 5 第1号機制御建屋の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 5-1 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 5-2 材料物性の不確かさを考慮した地震応答解析結果
- 別紙 6 第1号機制御建屋のNS方向の地震応答解析結果について
- 別紙 7 第1号機制御建屋と制御建屋の振動特性について
- 別紙 8 建屋間に配置された押出し発泡ポリスチレン板の影響について
- 別紙 9 床ばねの諸元及び非線形性を考慮した解析

別紙 1 第 1 号機制御建屋に対する平成 23 年（2011 年）東北地方太平洋沖地震等の影響

目 次

1. はじめに..... 別紙 1-1
2. 点検結果およびシミュレーション解析結果..... 別紙 1-2
 - 2.1 点検結果 別紙 1-2
 - 2.2 シミュレーション解析結果 別紙 1-2
 - 2.3 点検結果とシミュレーション解析結果の比較 別紙 1-2
3. 評価結果のまとめ..... 別紙 1-3

別紙 1-1 第 1 号機制御建屋の東北地方太平洋沖地震等に対する構造的影響評価
(点検結果)

別紙 1-2 東北地方太平洋沖地震等に対する第 1 号機制御建屋のシミュレーション解析

1. はじめに

3.11 地震及び 4.7 地震により，女川原子力発電所では一部周期帯において当時の基準地震動 Ss-D を上回る地震動を観測した。

ここでは，第 1 号機制御建屋について，地震後の点検結果と地震観測記録に基づくシミュレーション解析結果に基づき構造的な影響について評価する。

2. 点検結果およびシミュレーション解析結果

2.1 点検結果

女川原子力発電所の設備健全性に及ぼした影響を評価することを目的に「女川原子力発電所1号機 平成23年（2011年）東北地方太平洋沖地震及び2011年4月7日宮城県沖の地震後の設備健全性に係る点検・評価計画書（建物・構築物編）」に基づき点検した結果を別紙 1-1 に示す。

点検の結果、第1号機制御建屋の耐震壁には、幅1.0mm以下のひび割れは各階で認められるものの、地震により生じた幅1.0mmを超えるひび割れ及び剥離・剥落は確認されなかった。

2.2 シミュレーション解析結果

第1号機制御建屋について、3.11地震及び4.7地震の2つの地震に対して、建屋の振動特性を確認すること及び建屋に構造的な影響が生じていないか確認することを目的としてシミュレーション解析を実施した。結果を別紙 1-2 に示す。

水平動の地震応答解析モデルにおいて、初期剛性補正係数として、設計基準強度から算定されるコンクリートの剛性に対してNS方向は0.35倍、EW方向は0.45倍を適用した結果、観測記録との整合性が良い応答が得られた。

なお、NS方向の剛性補正係数がEW方向の剛性補正係数より小さくなる傾向は原子炉建屋及び制御建屋の剛性低下と同様の傾向である。また、剛性補正係数は、原子炉建屋の比較的薄い耐震壁を有する地上3階より上部（0.3～0.5）及び制御建屋の剛性補正係数（0.4～0.5）と同等の値である。

2.3 点検結果とシミュレーション解析結果の比較

点検結果から、第1号機制御建屋の耐震壁には各階で地震によるひび割れが確認されたが、幅1.0mmひび割れは確認されていない。シミュレーション解析に基づく第1号機制御建屋の剛性補正係数は、原子炉建屋の地上3階から上部及び制御建屋と同等の値となっている。

3. 評価結果のまとめ

第1号機制御建屋の点検結果，シミュレーション解析結果から，建屋の構造的影響評価を行った。検討結果は以下のとおりである。

- ①点検の結果，第1号機制御建屋の耐震壁には，地震により生じた幅1.0mmを超えるひび割れ及び剥離・剥落は確認されなかった。
- ②シミュレーション解析の結果は，観測記録とおおむね整合し，水平動の地震応答解析モデルにおいて，初期剛性補正係数として，設計基準強度から算定されるコンクリートの剛性に対してNS方向は0.35倍，EW方向は0.45倍を適用した結果，観測記録との整合性が良い応答が得られた。

別紙 1-1 第 1 号機制御建屋の東北地方太平洋沖地震等に対する
構造的影響評価（点検結果）

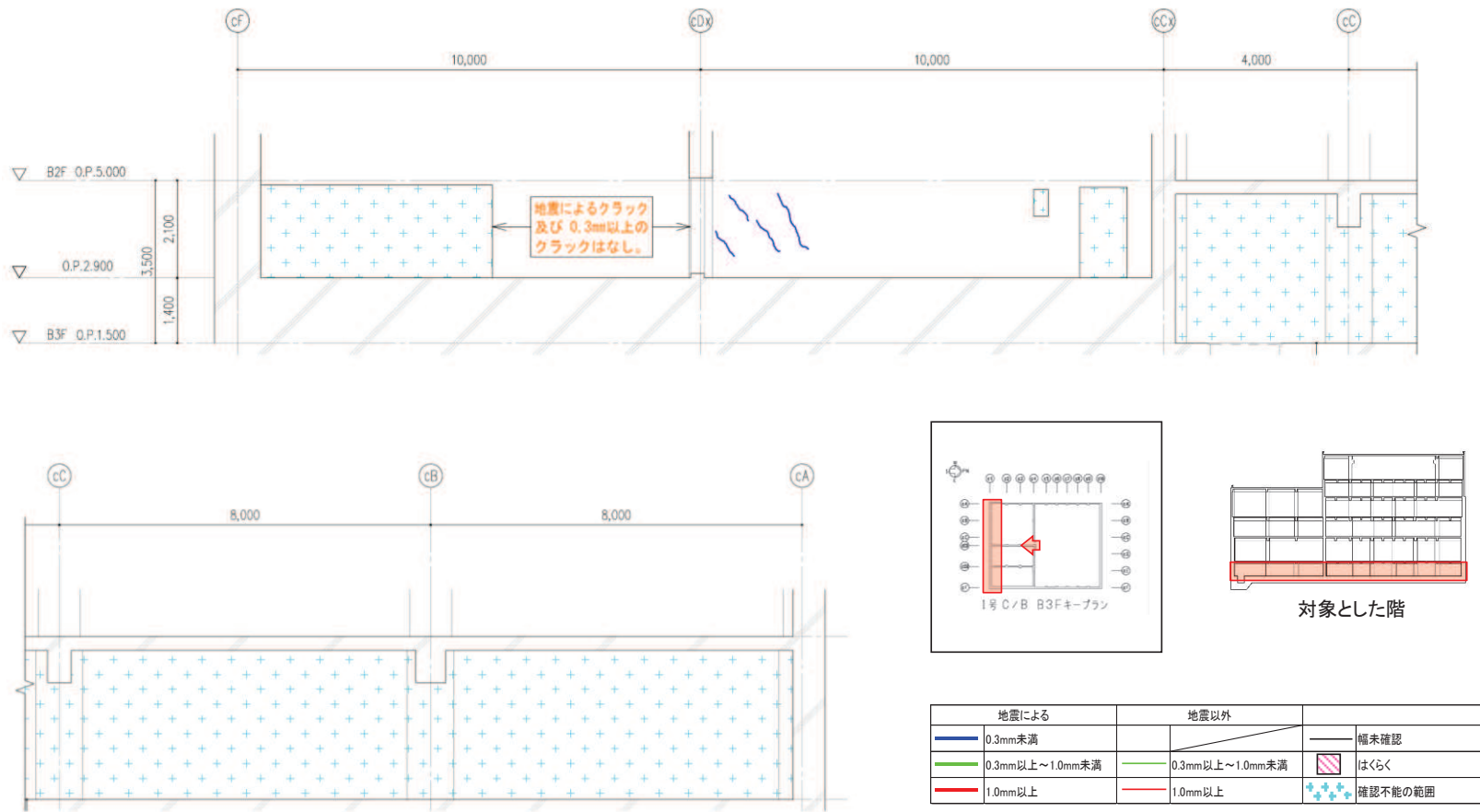
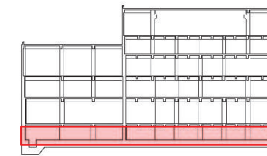
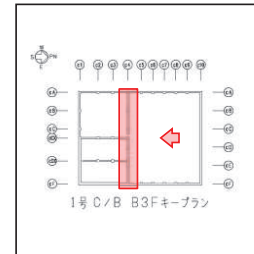
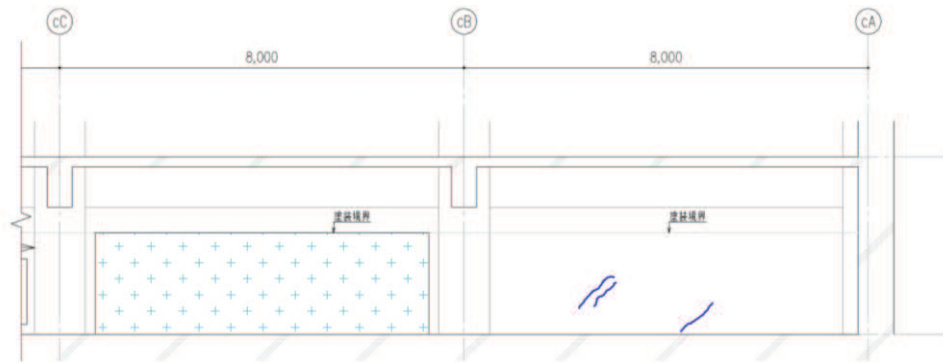
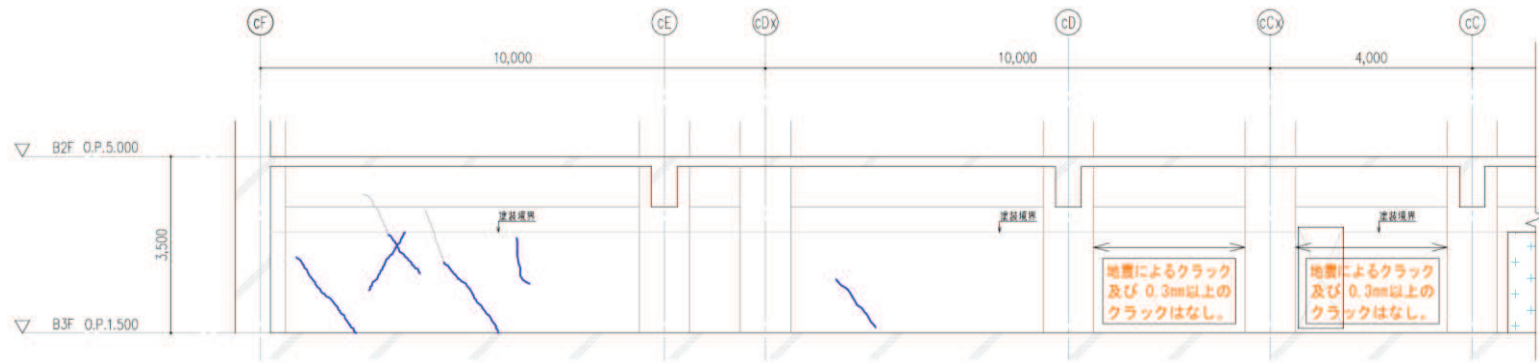


図 1 第 1 号機制御建屋のひび割れ分布 耐震壁 (1) 地下 3 階 C1 通り



対象とした階

地震による		地震以外		
—	0.3mm未満	—	0.3mm以上～1.0mm未満	幅未確認
—	0.3mm以上～1.0mm未満	—	1.0mm以上	はぐらく
—	1.0mm以上			確認不能の範囲

図2 第1号機制御建屋のひび割れ分布 耐震壁(2) 地下3階 C4通り

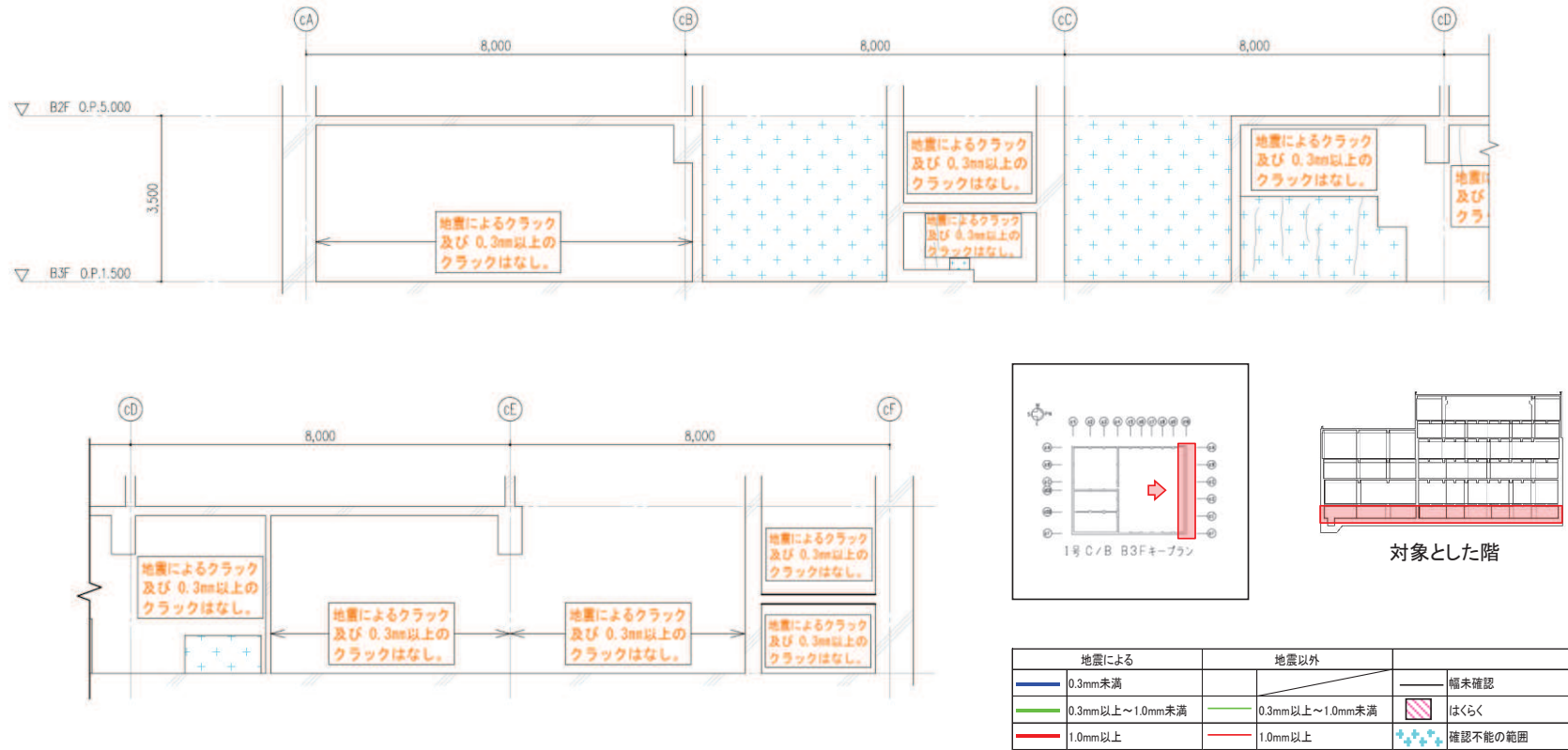


図3 第1号機制御建屋のひび割れ分布 耐震壁(3) 地下3階 C10通り

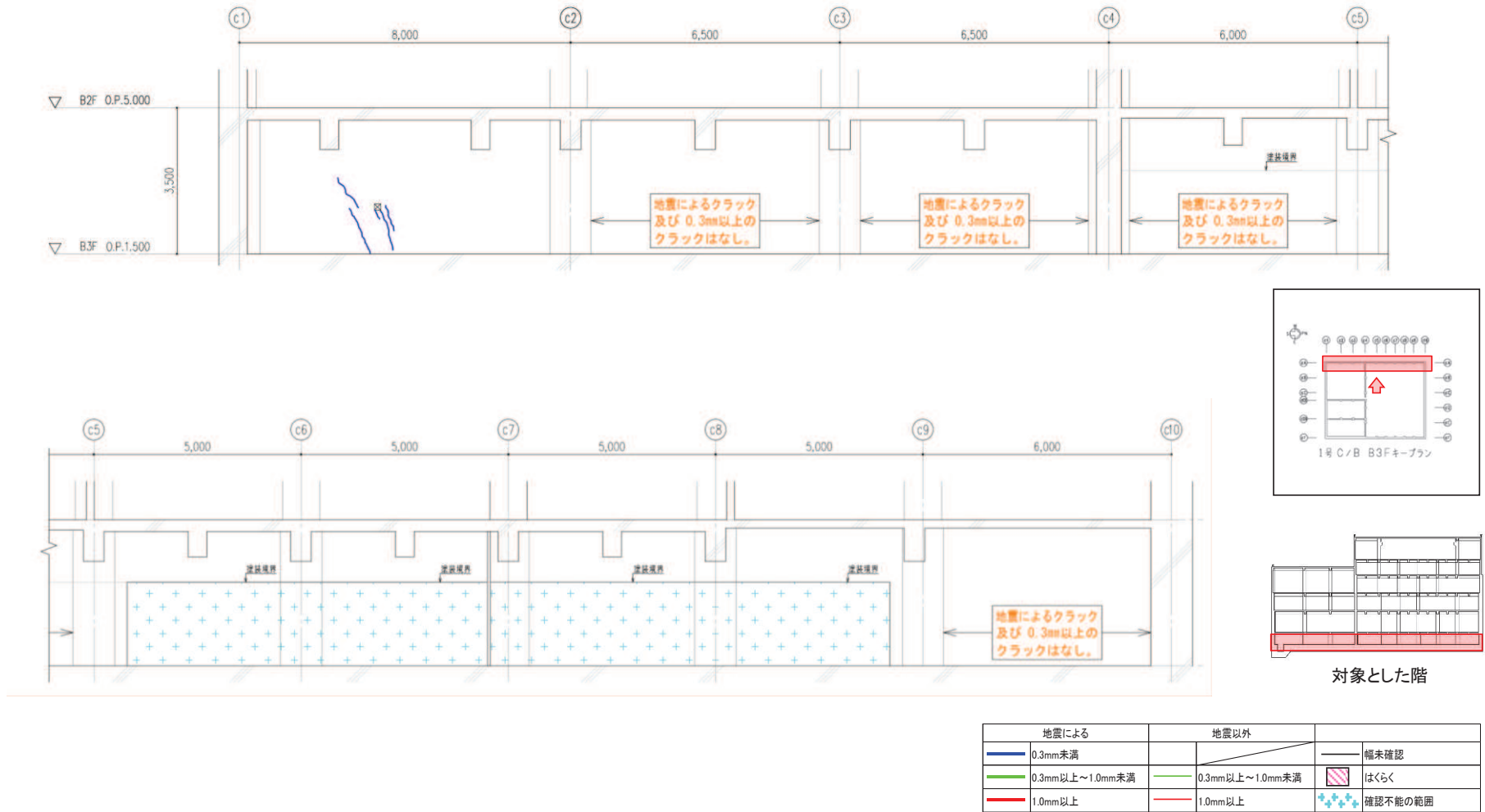


図4 第1号機制御建屋のひび割れ分布 耐震壁(4) 地下3階 CA通り

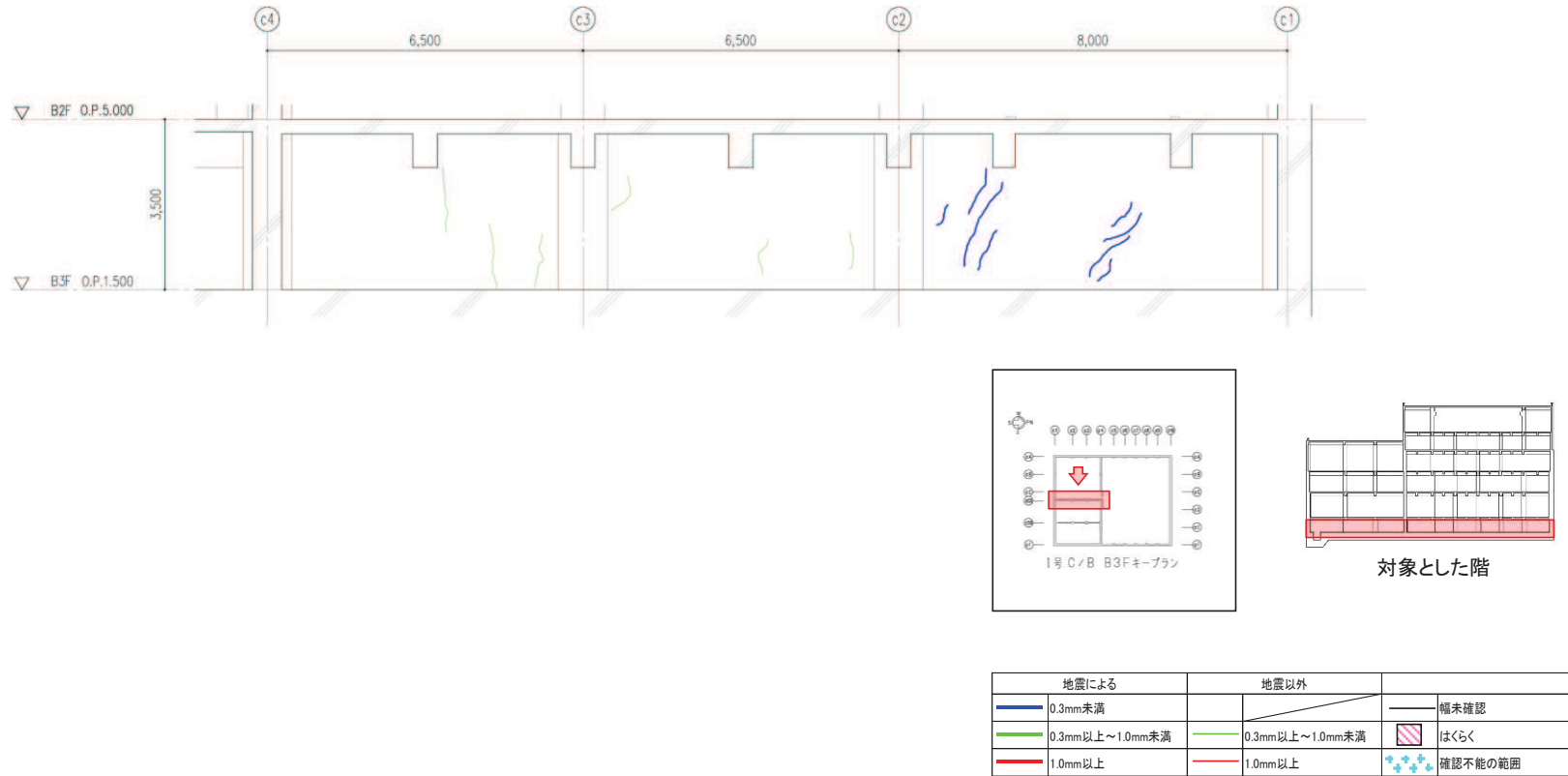


図5 第1号機制御建屋のひび割れ分布 耐震壁(5) 地下3階 CC-CD 通り間

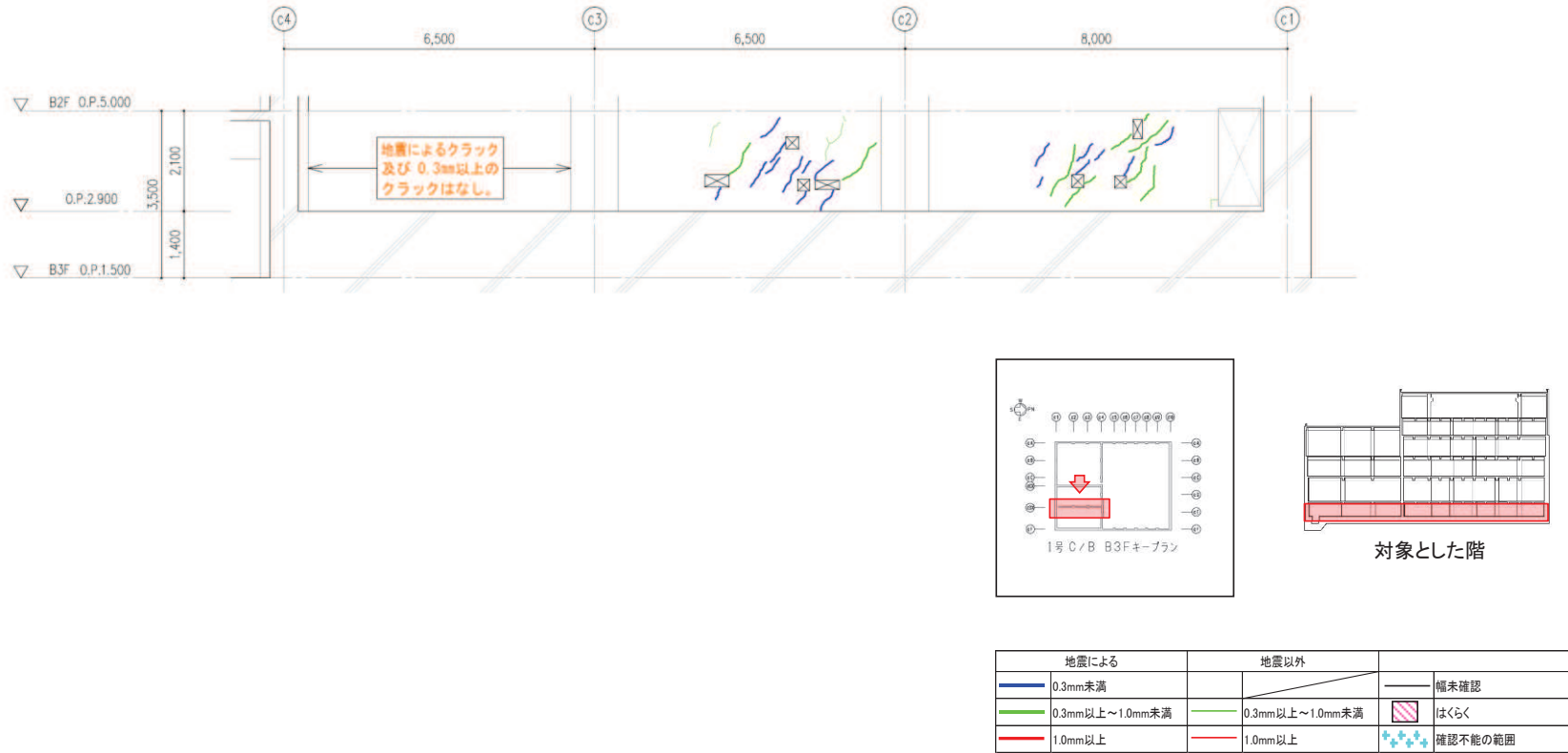


図6 第1号機制御建屋のひび割れ分布 耐震壁(6) 地下3階 CD-CE 通り間

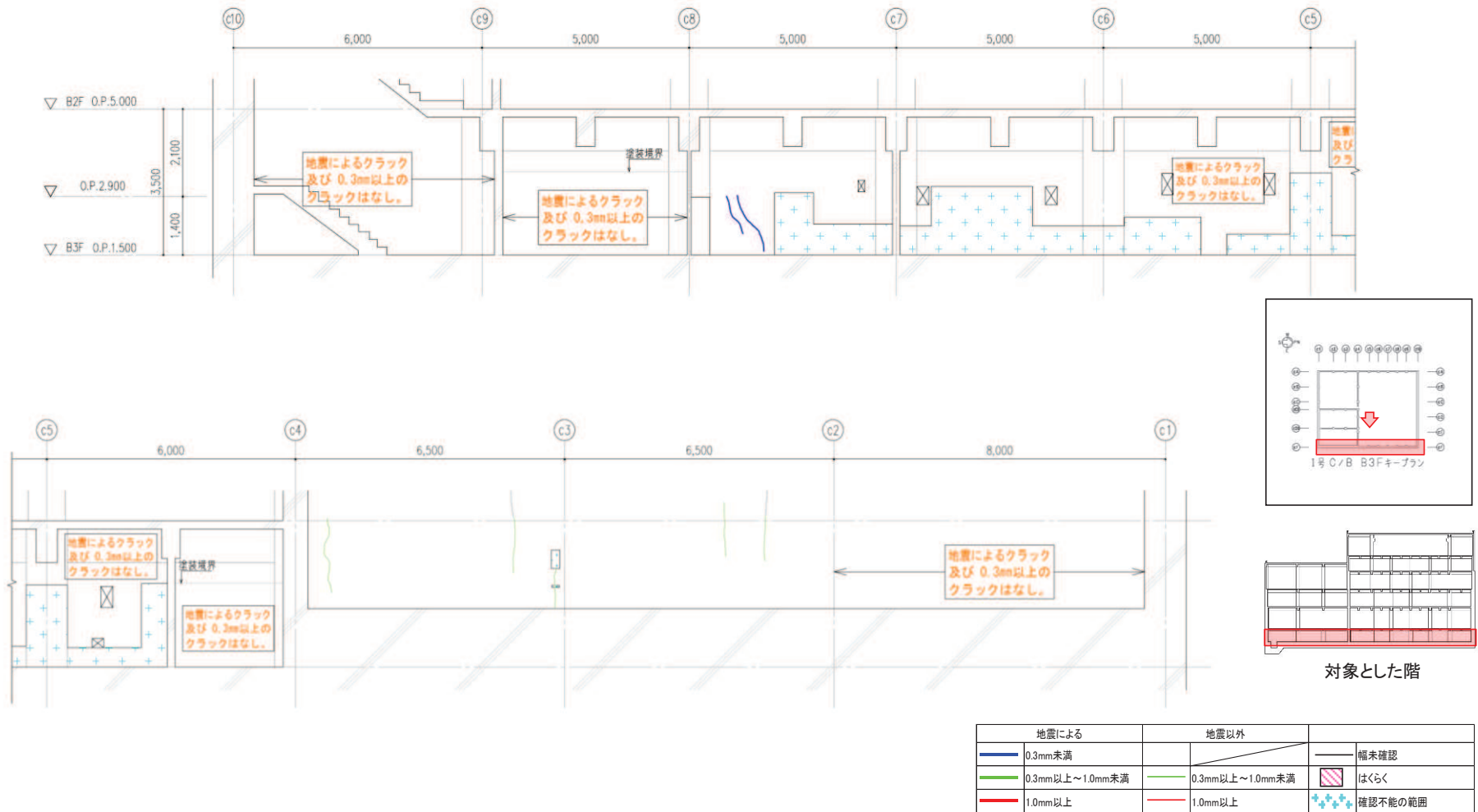


図 7 第 1 号機制御建屋のひび割れ分布 耐震壁 (7) 地下 3 階 CF 通り

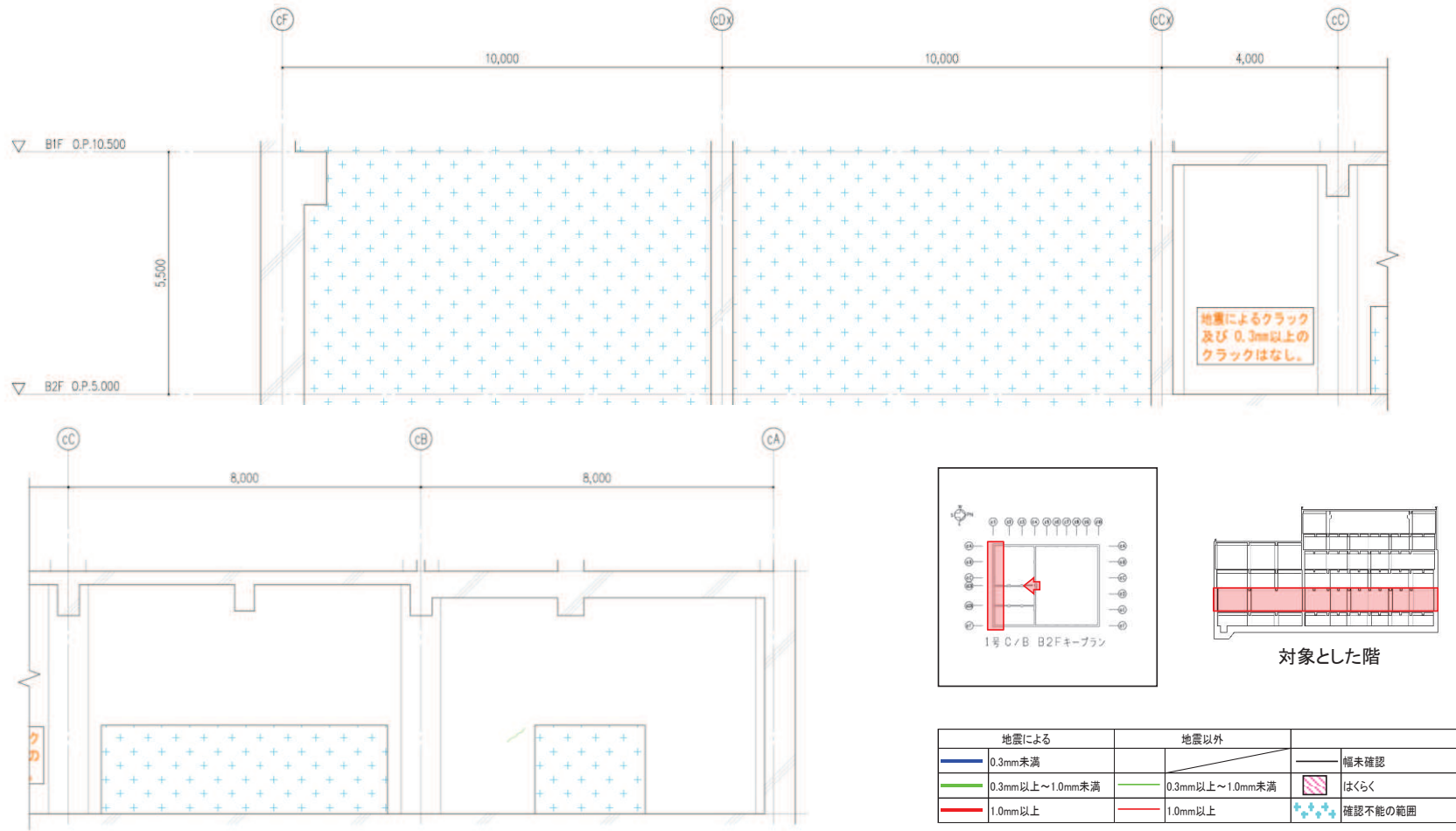


図 8 第 1 号機制御建屋のひび割れ分布 耐震壁 (8) 地下 2 階 C1 通り

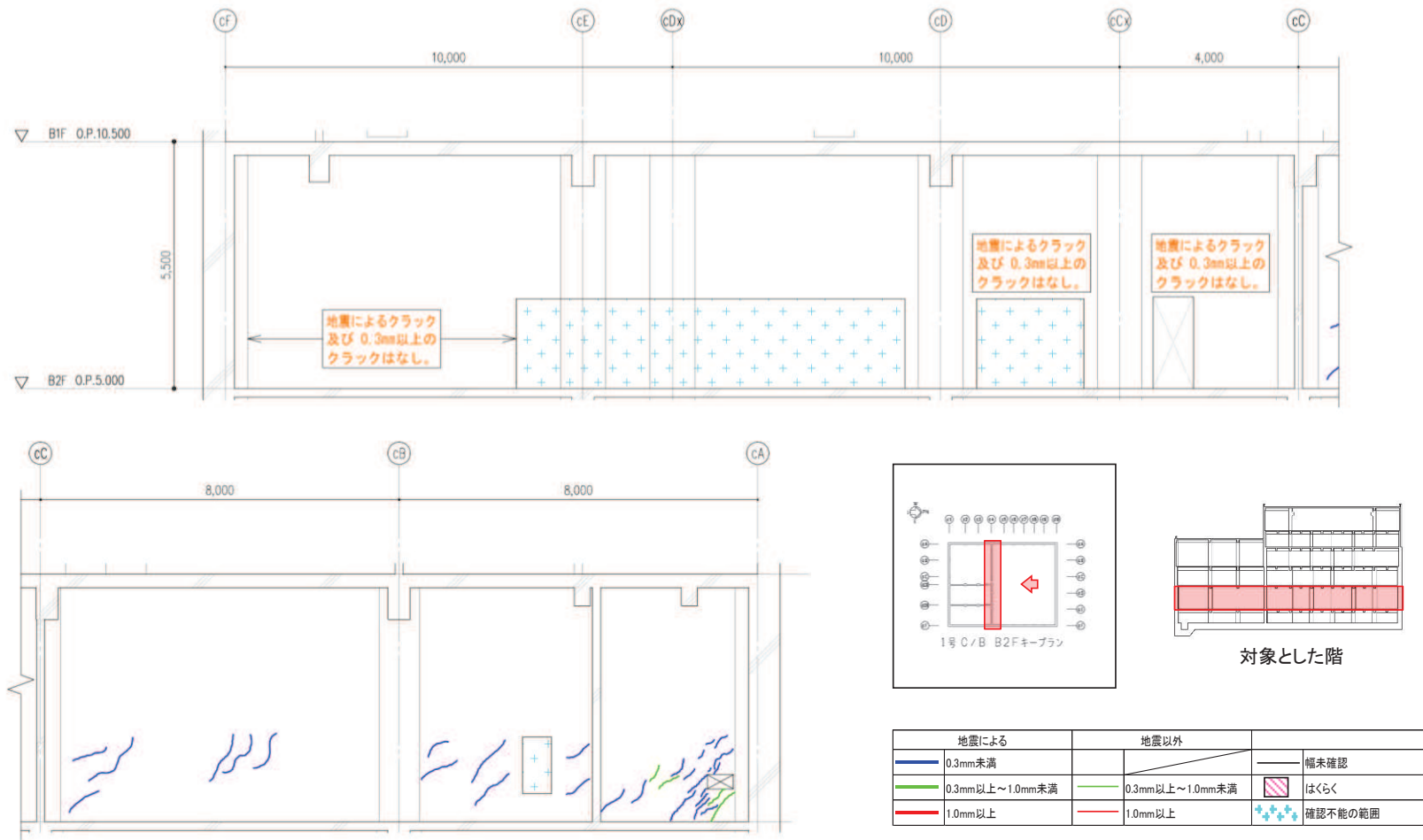


図9 第1号機制御建屋のひび割れ分布 耐震壁 (9) 地下2階 C4 通り

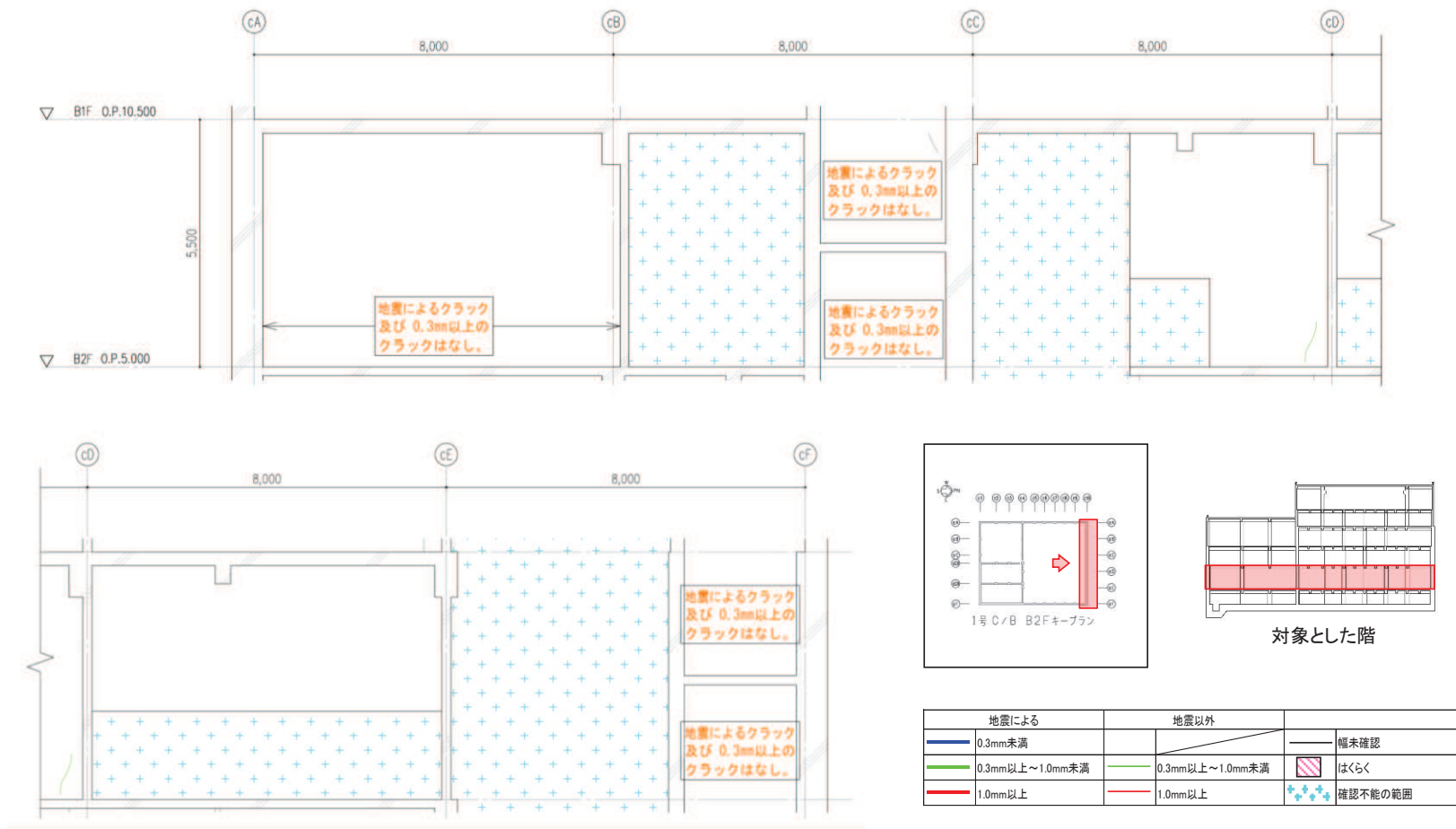


図 10 第 1 号機制御建屋のひび割れ分布 耐震壁 (10) 地下 2 階 C10 通り

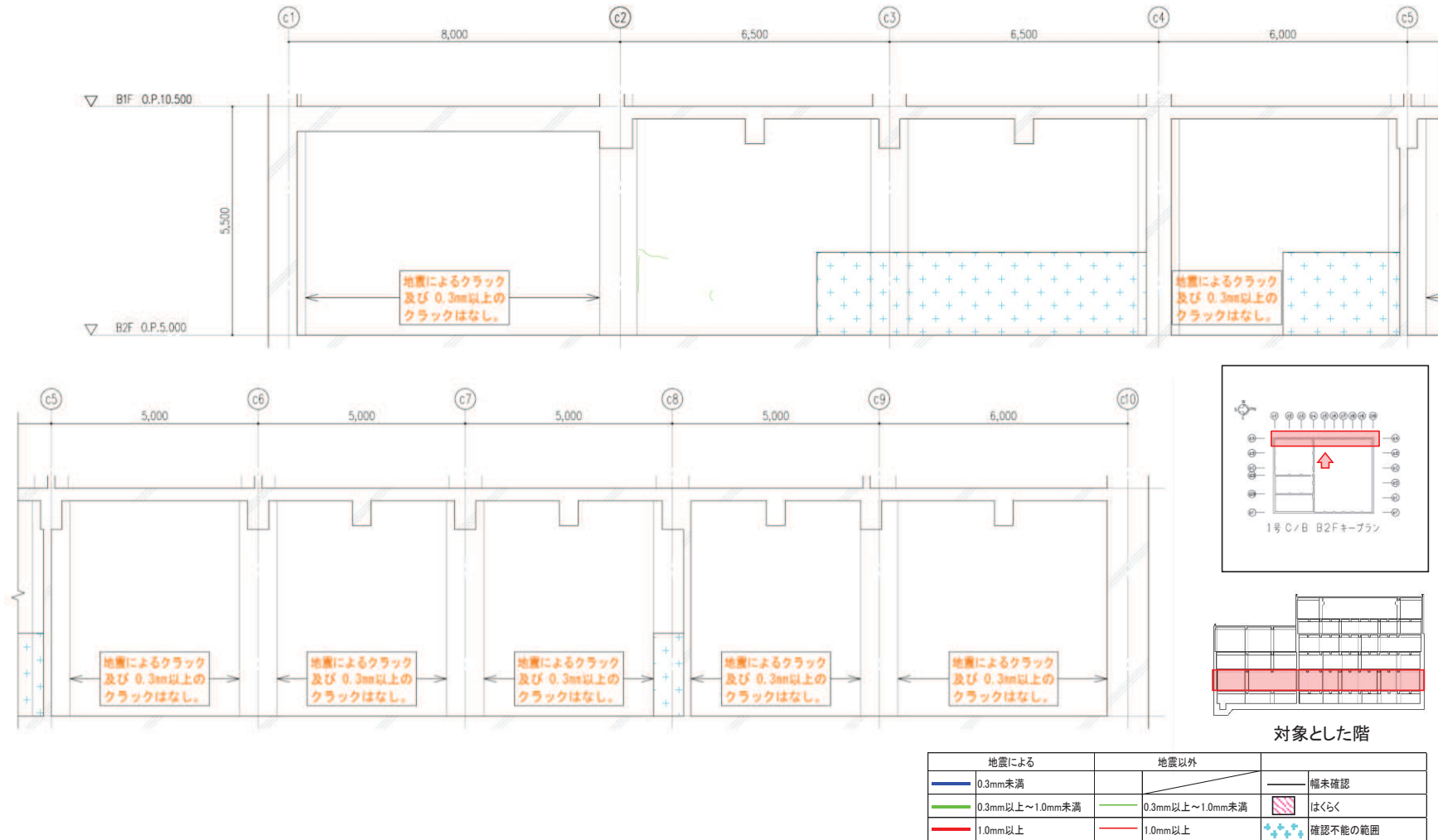


図 11 第 1 号機制御建屋のひび割れ分布 耐震壁 (11) 地下 2 階 CA 通り

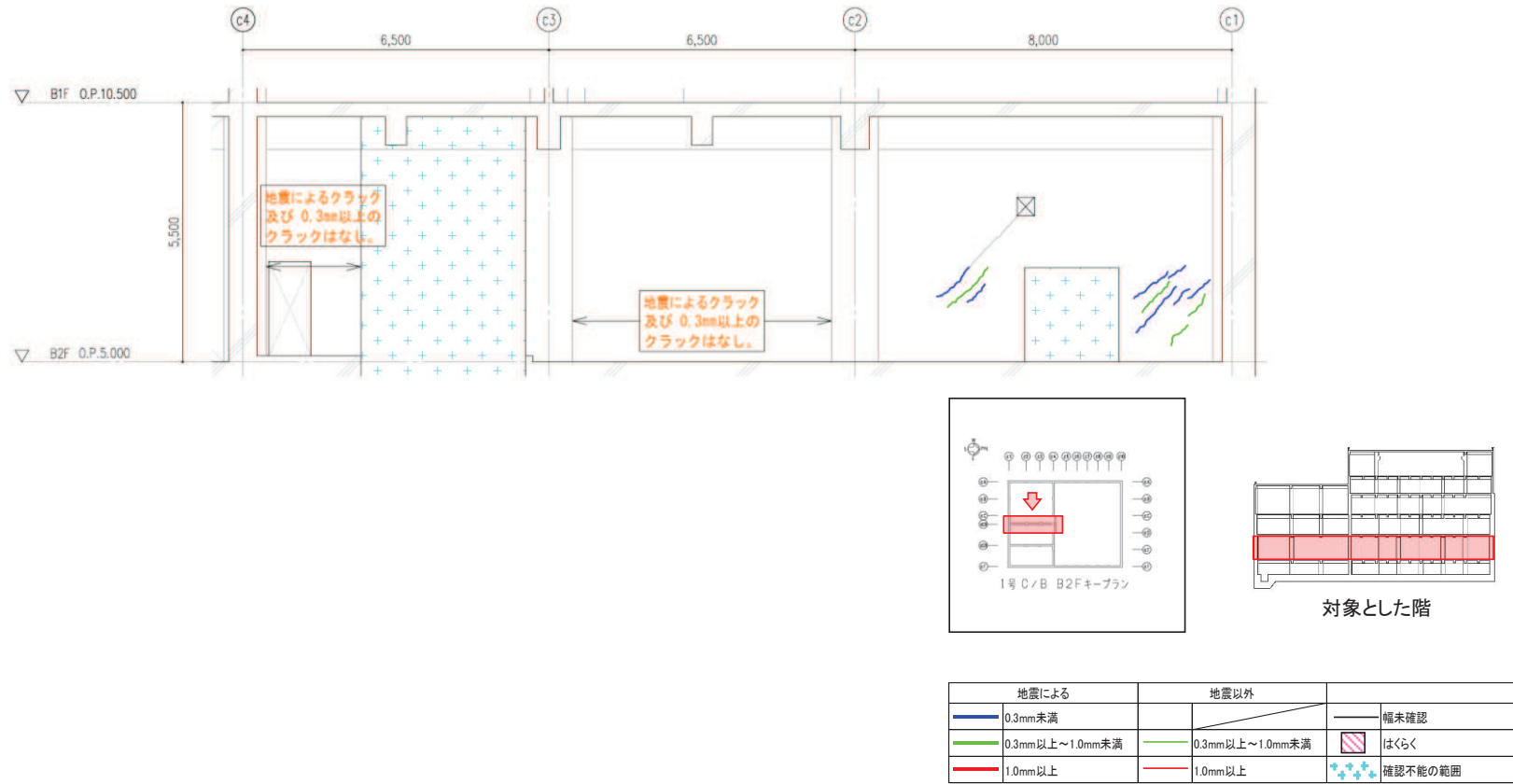
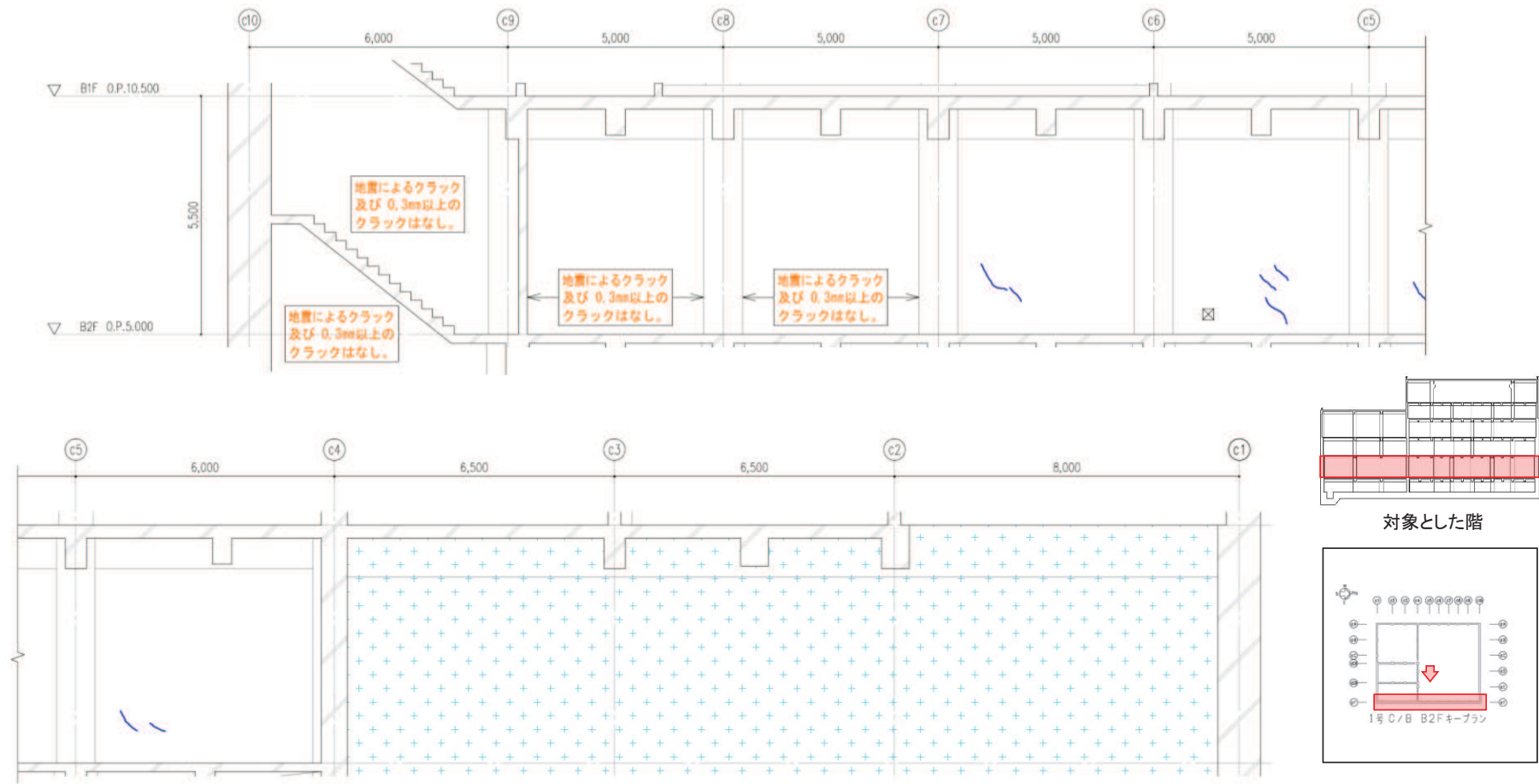


図 12 第 1 号機制御建屋のひび割れ分布 耐震壁 (12) 地下 2 階 CC-CD 通り間



地震による		地震以外			
	0.3mm未満			幅未確認	
	0.3mm以上~1.0mm未満		0.3mm以上~1.0mm未満	はくらく	
	1.0mm以上		1.0mm以上		確認不能の範囲

図 13 第 1 号機制御建屋のひび割れ分布 耐震壁 (13) 地下 2 階 CF 通り

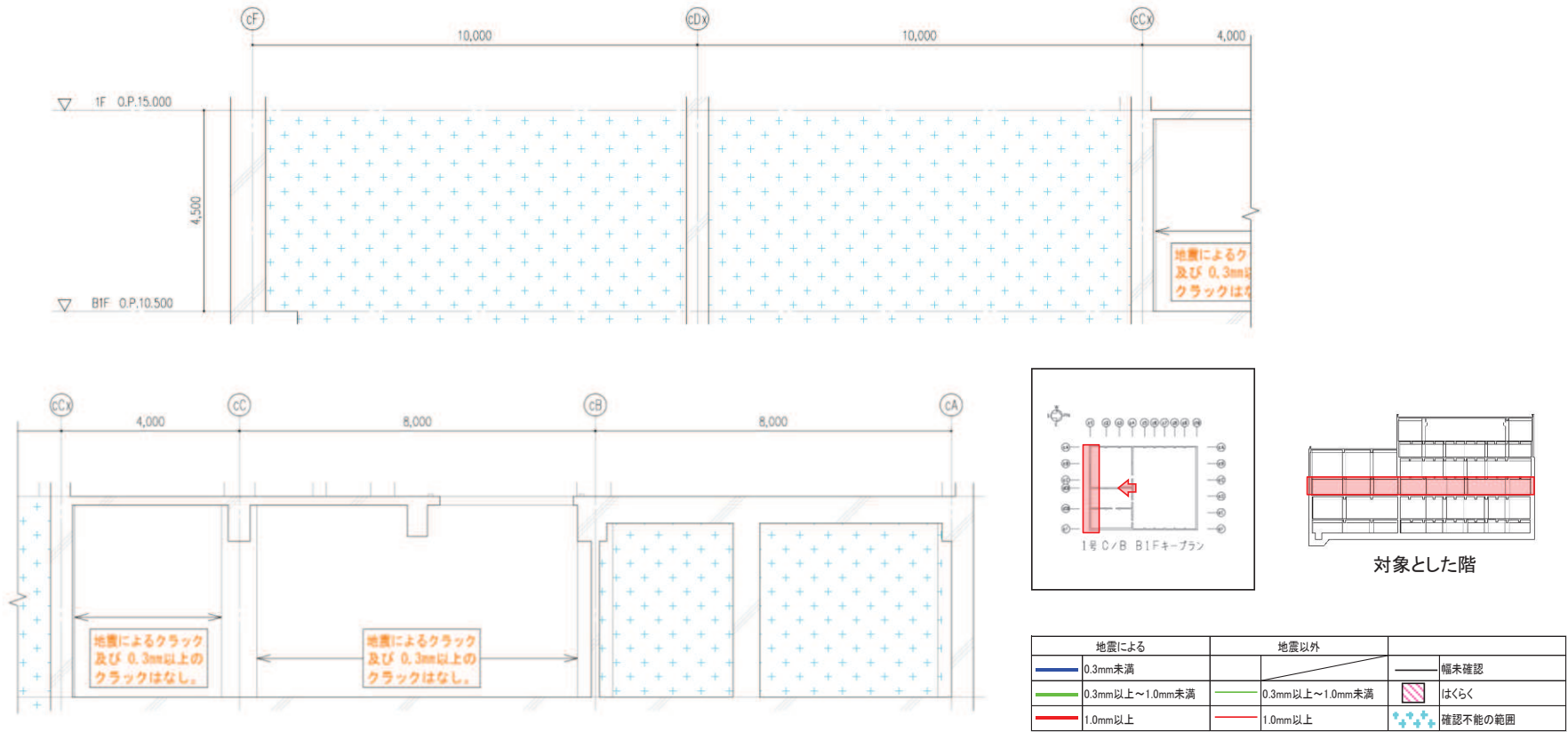


図 14 第 1 号機制御建屋のひび割れ分布 耐震壁 (14) 地下 1 階 C1 通り

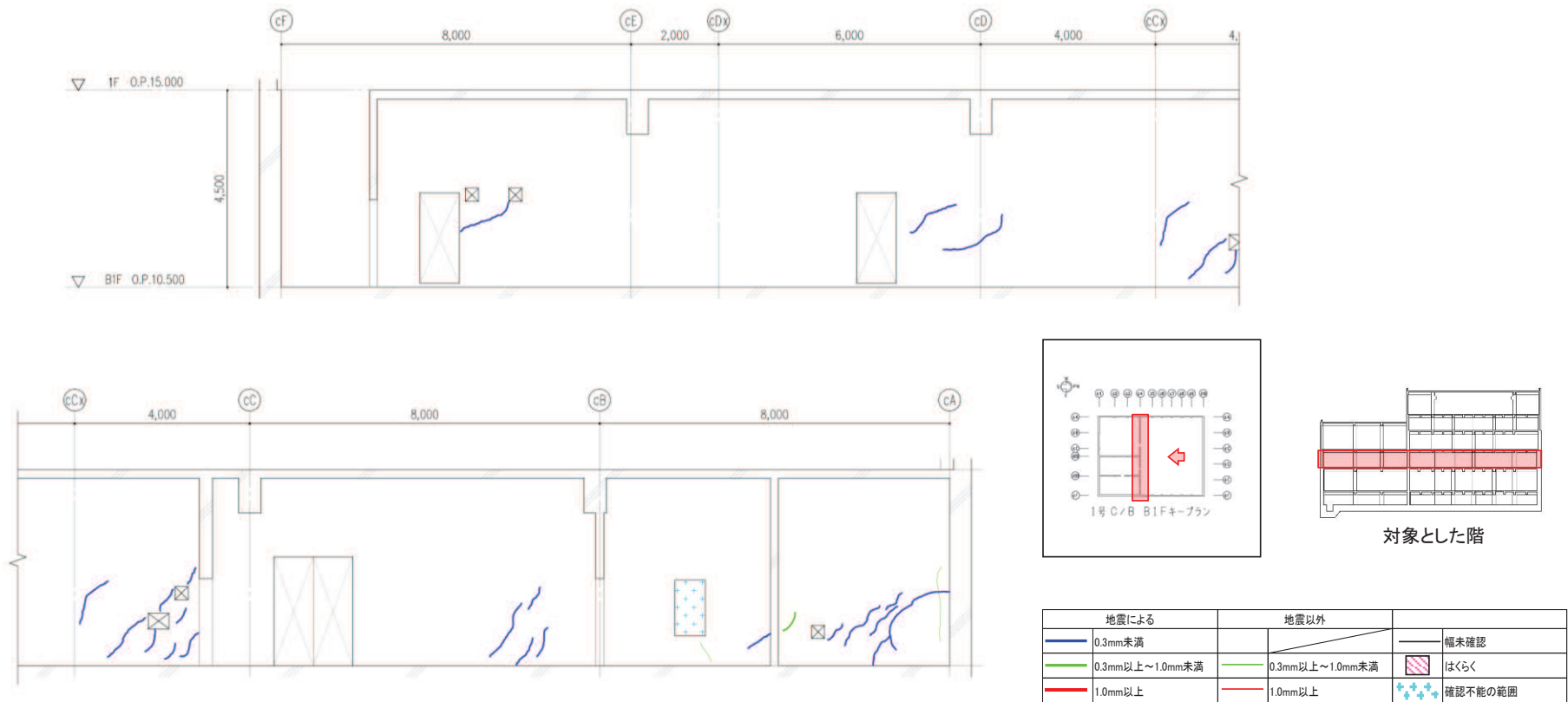


図 15 第 1 号機制御建屋のひび割れ分布 耐震壁 (15) 地下 1 階 C4 通り

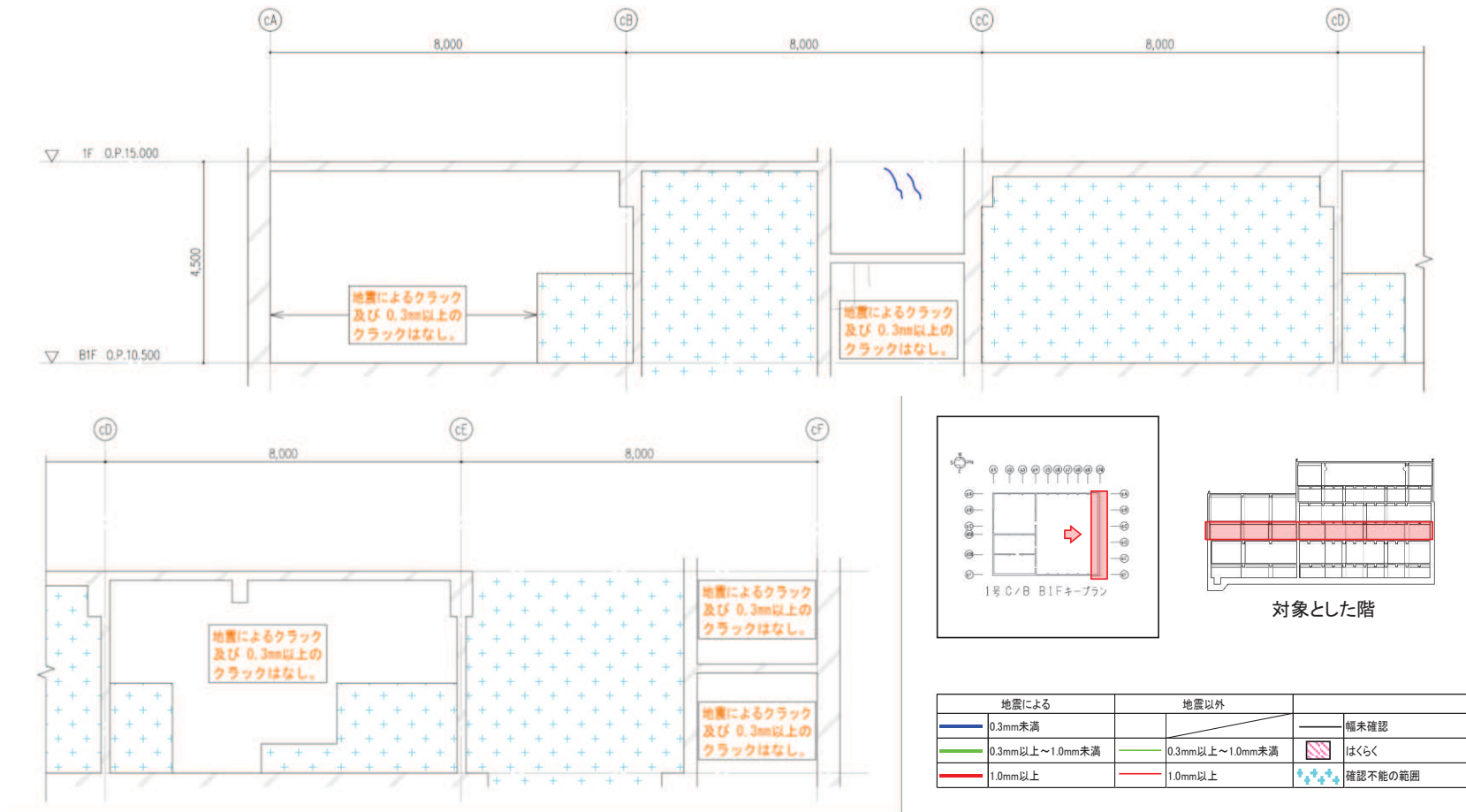


図 16 第 1 号機制御建屋のひび割れ分布 耐震壁 (16) 地下 1 階 C10 通り

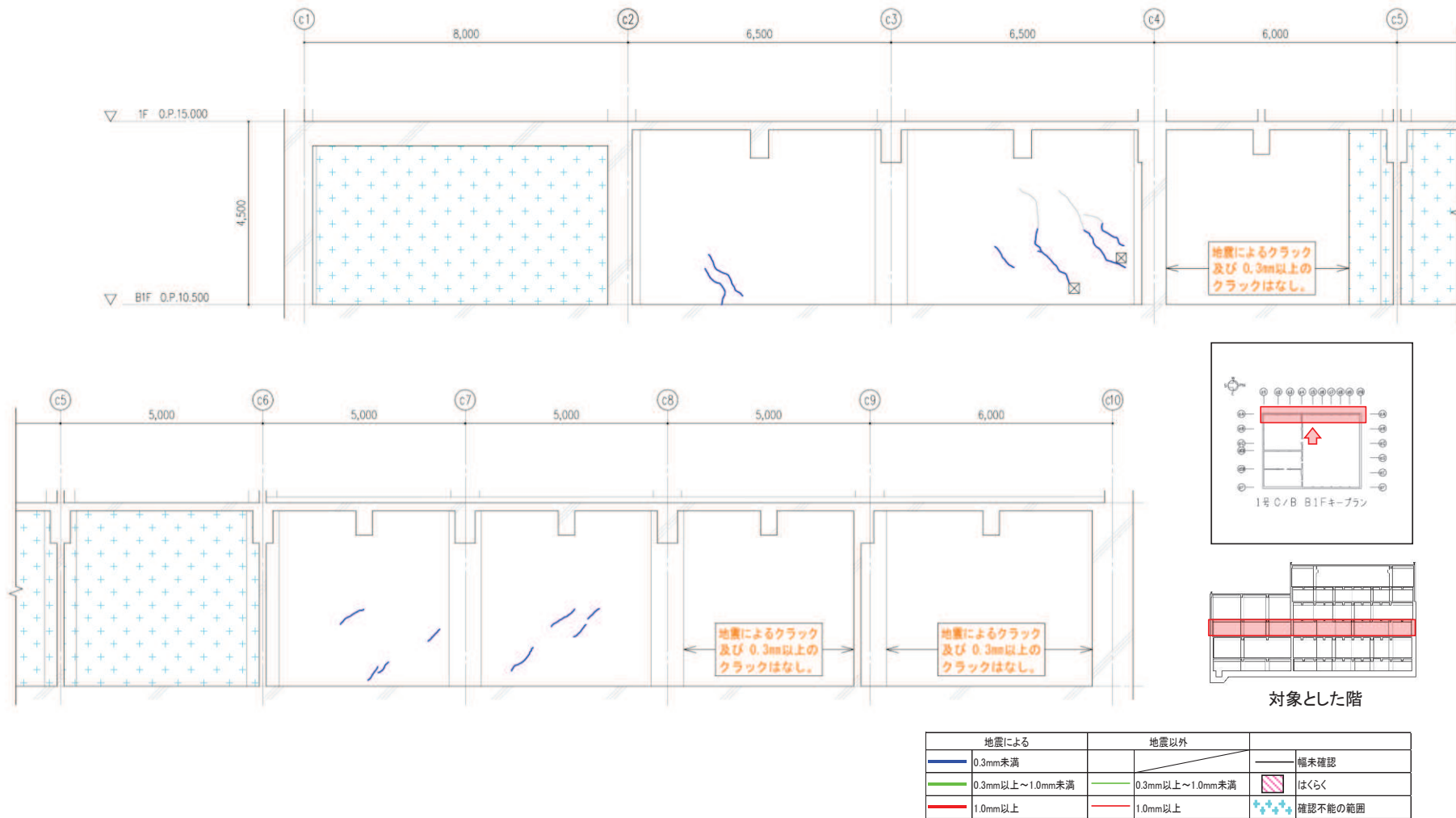
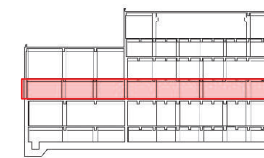
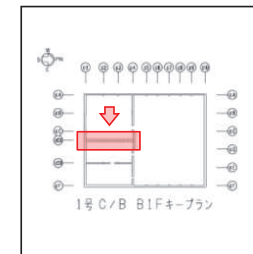
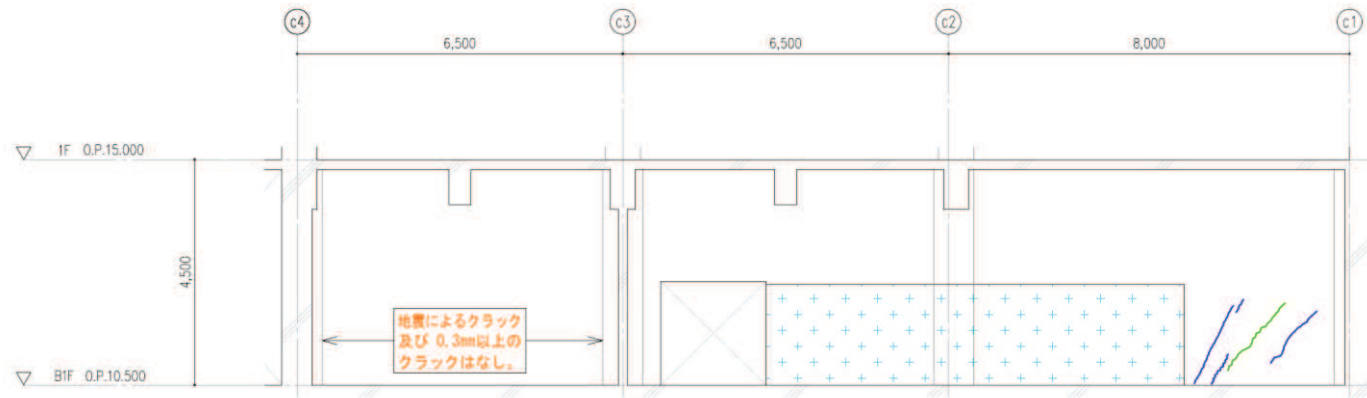


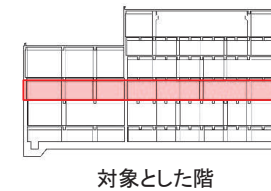
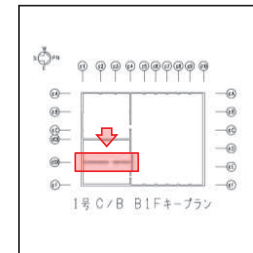
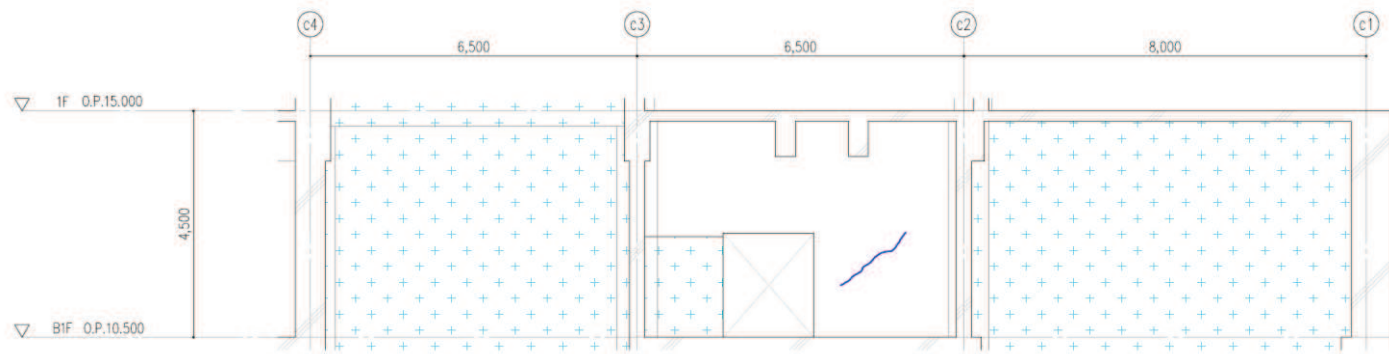
図 17 第 1 号機制御建屋のひび割れ分布 耐震壁 (17) 地下 1 階 CA 通り



対象とした階

地震による		地震以外		
—	0.3mm未満	—	0.3mm以上～1.0mm未満	幅未確認
—	0.3mm以上～1.0mm未満	—	1.0mm以上	はくらく
—	1.0mm以上			確認不能の範囲

図 18 第 1 号機制御建屋のひび割れ分布 耐震壁 (18) 地下 1 階 CC—CD 通り間



地震による		地震以外		
—	0.3mm未満	—	0.3mm以上～1.0mm未満	 幅未確認
—	0.3mm以上～1.0mm未満	—	1.0mm以上	 はくらく
—	1.0mm以上			 確認不能の範囲

図 19 第 1 号機制御建屋のひび割れ分布 耐震壁 (19) 地下 1 階 CD—CE 通り間

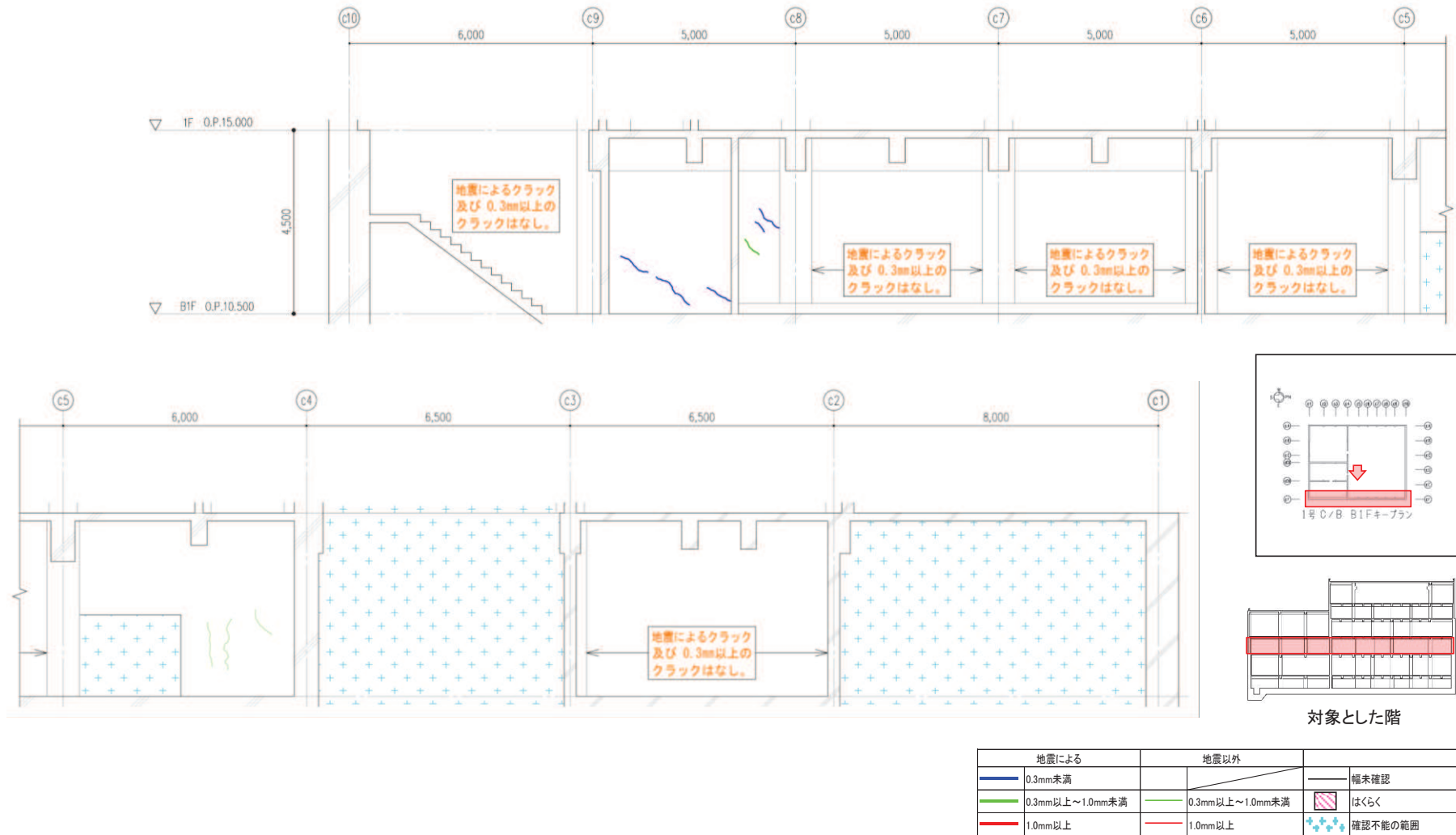


図 20 第 1 号機制御建屋のひび割れ分布 耐震壁 (20) 地下 1 階 CF 通り

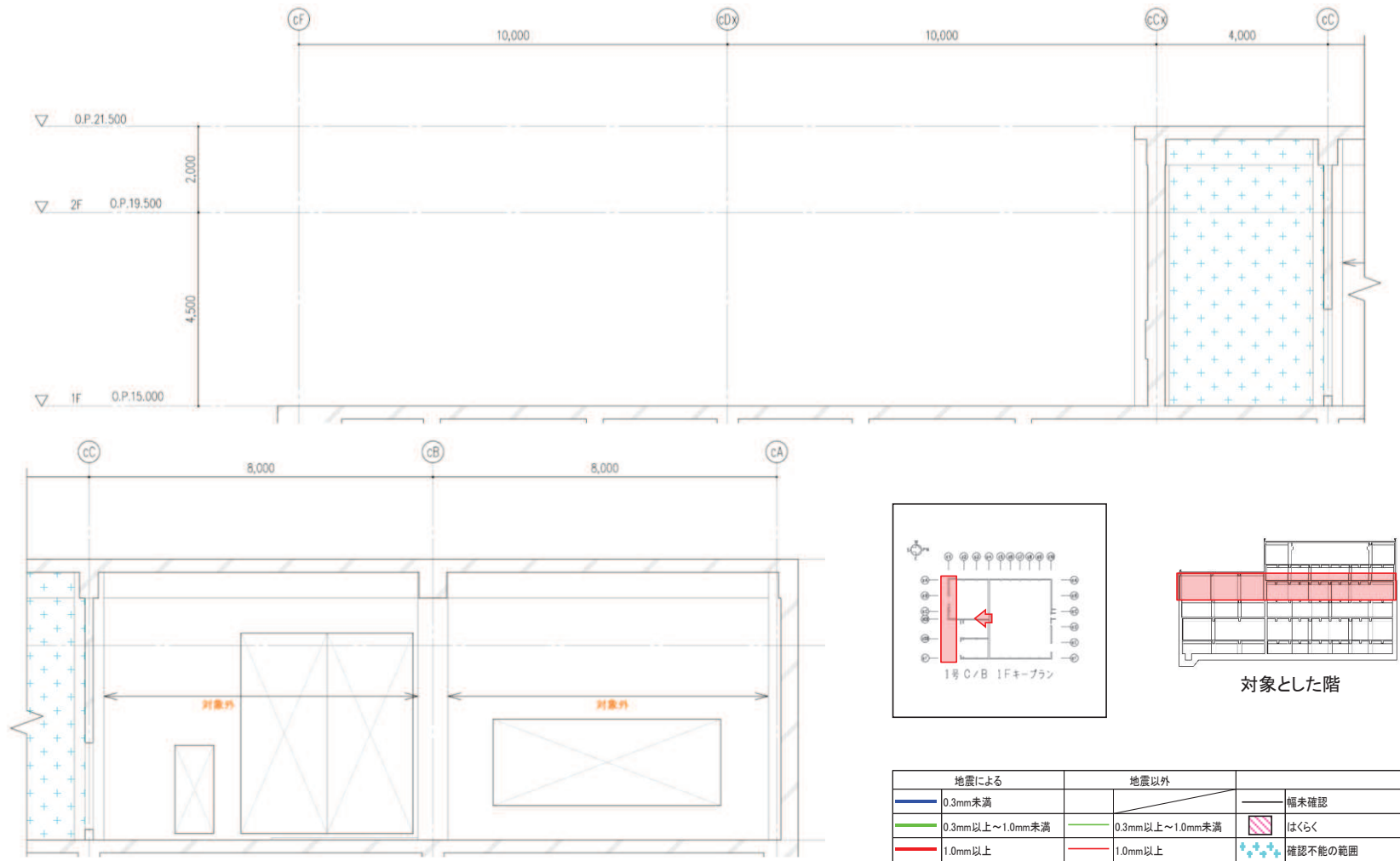


図 21 第 1 号機制御建屋のひび割れ分布 耐震壁 (21) 1 階 C1 通り

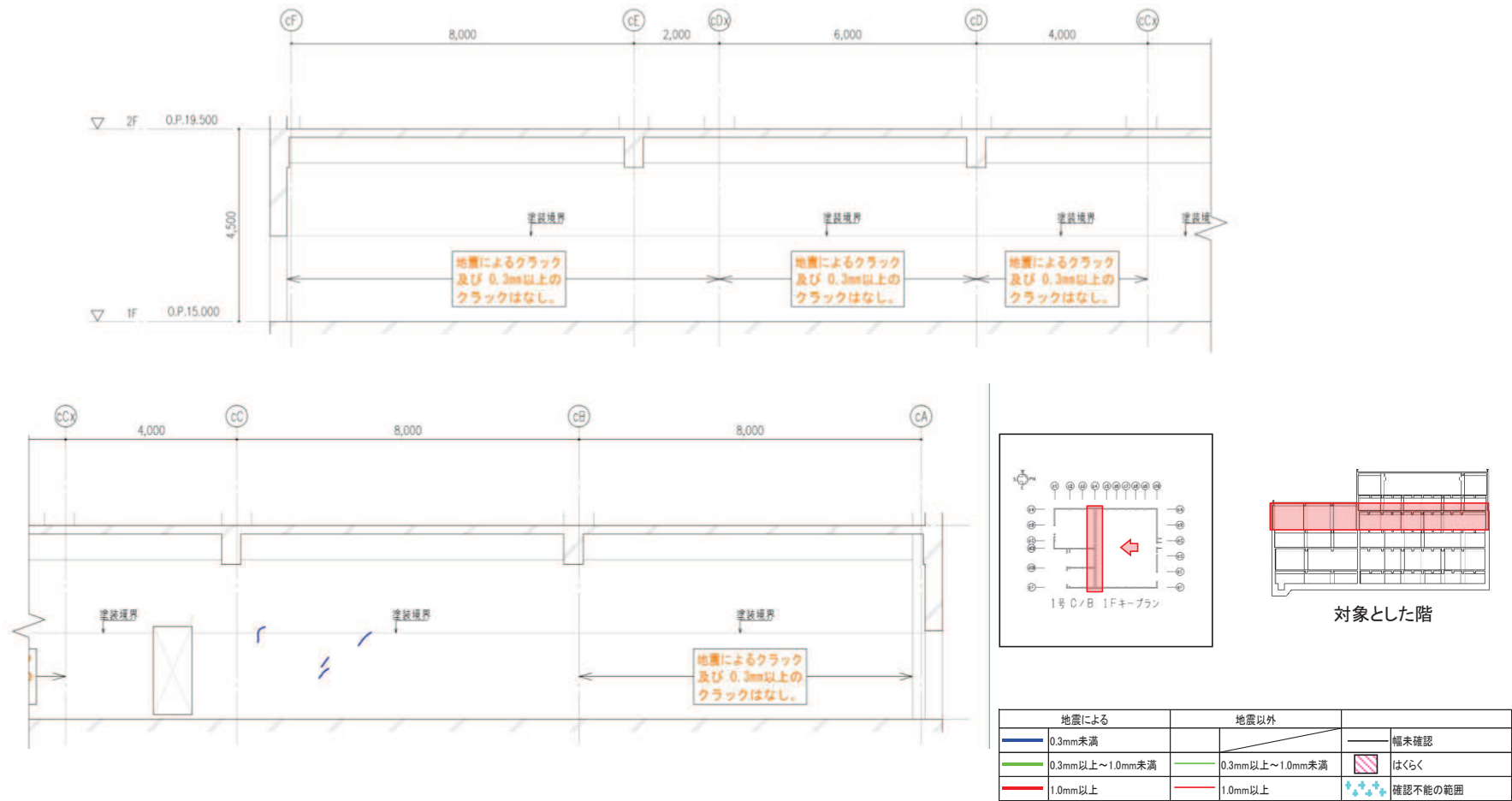


図 22 第 1 号機制御建屋のひび割れ分布 耐震壁 (22) 1 階 C4 通り

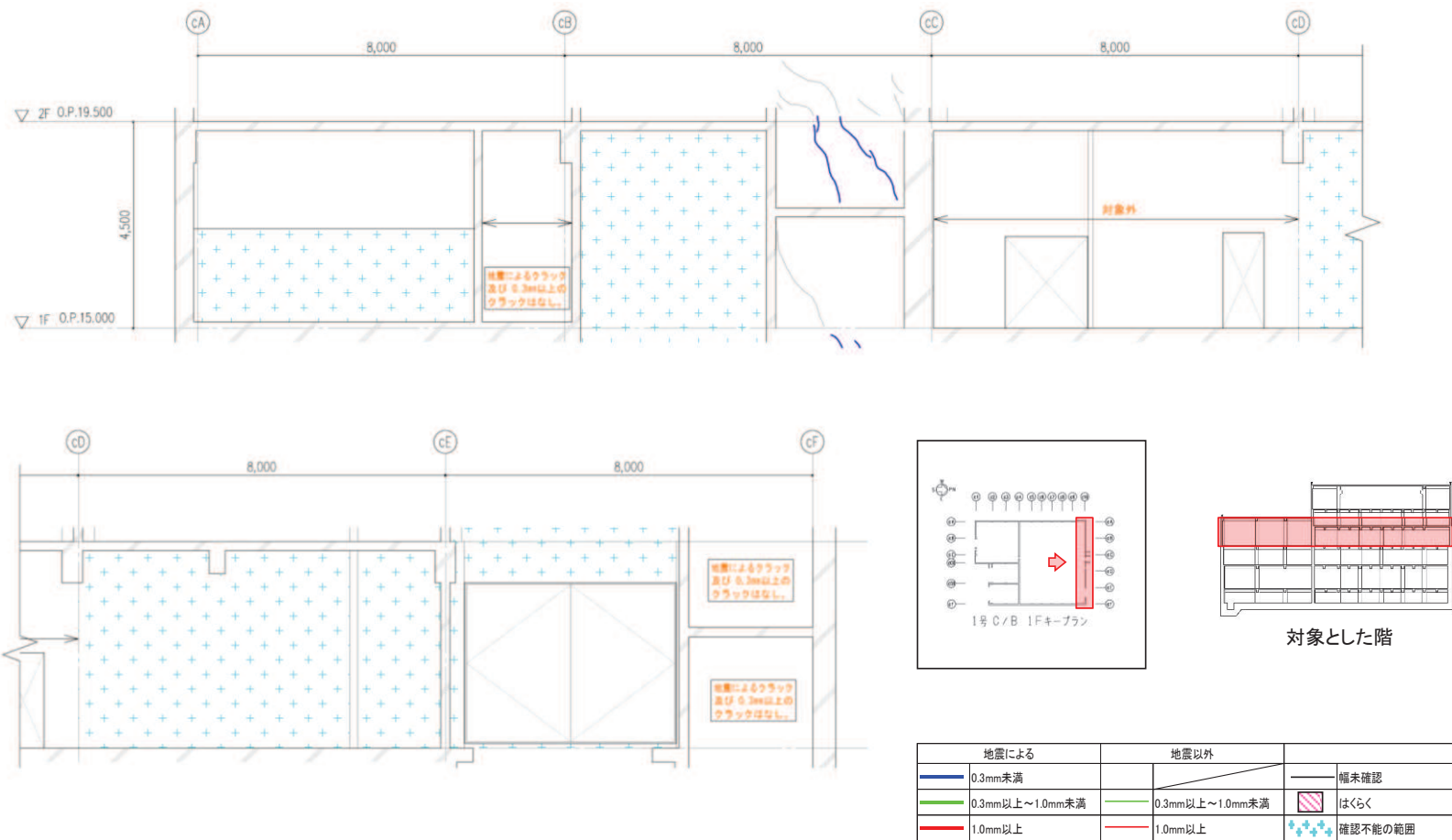


図 23 第 1 号機制御建屋のひび割れ分布 耐震壁 (23) 1 階 C10 通り

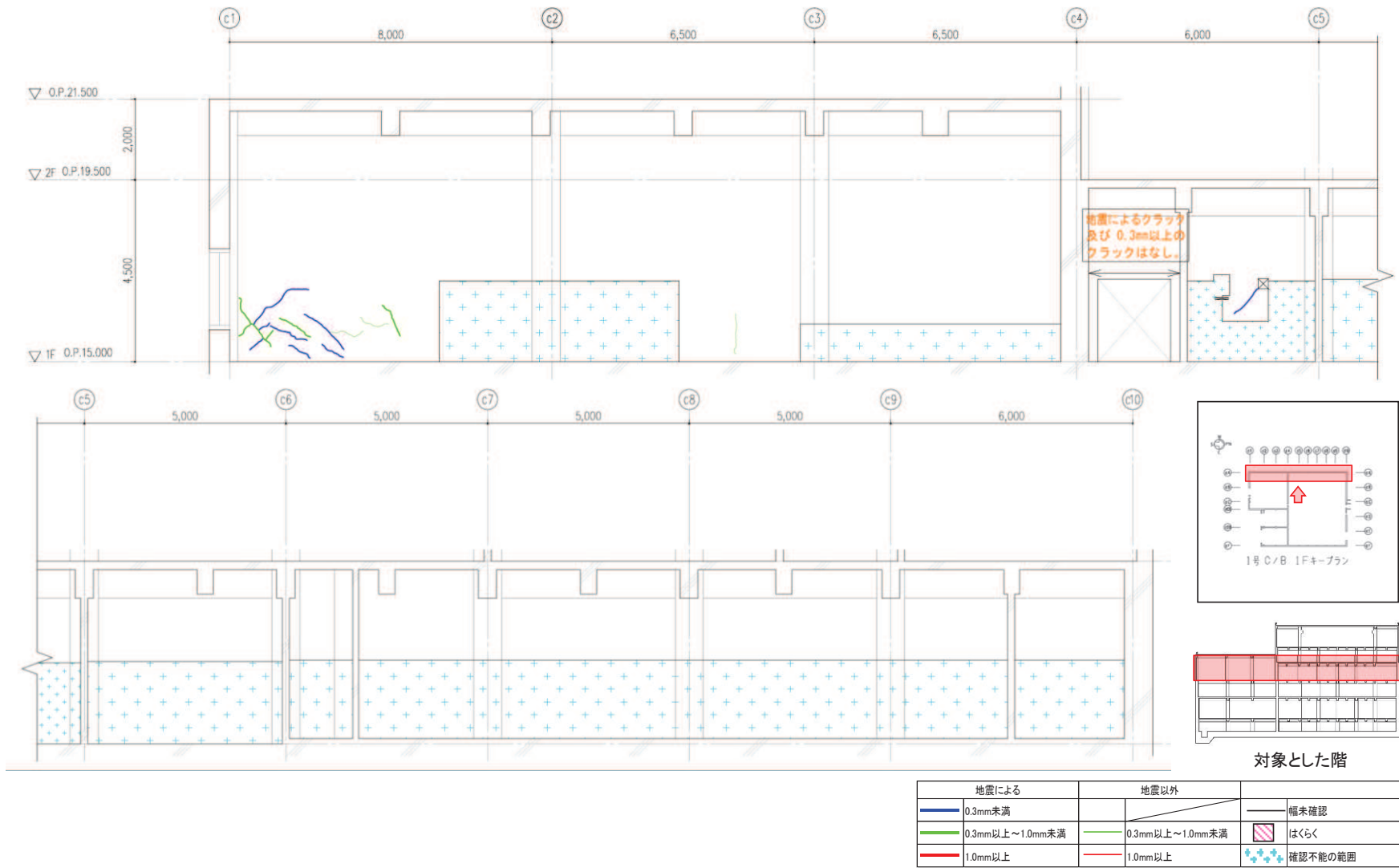


図 24 第 1 号機制御建屋のひび割れ分布 耐震壁 (24) 1 階 CA 通り

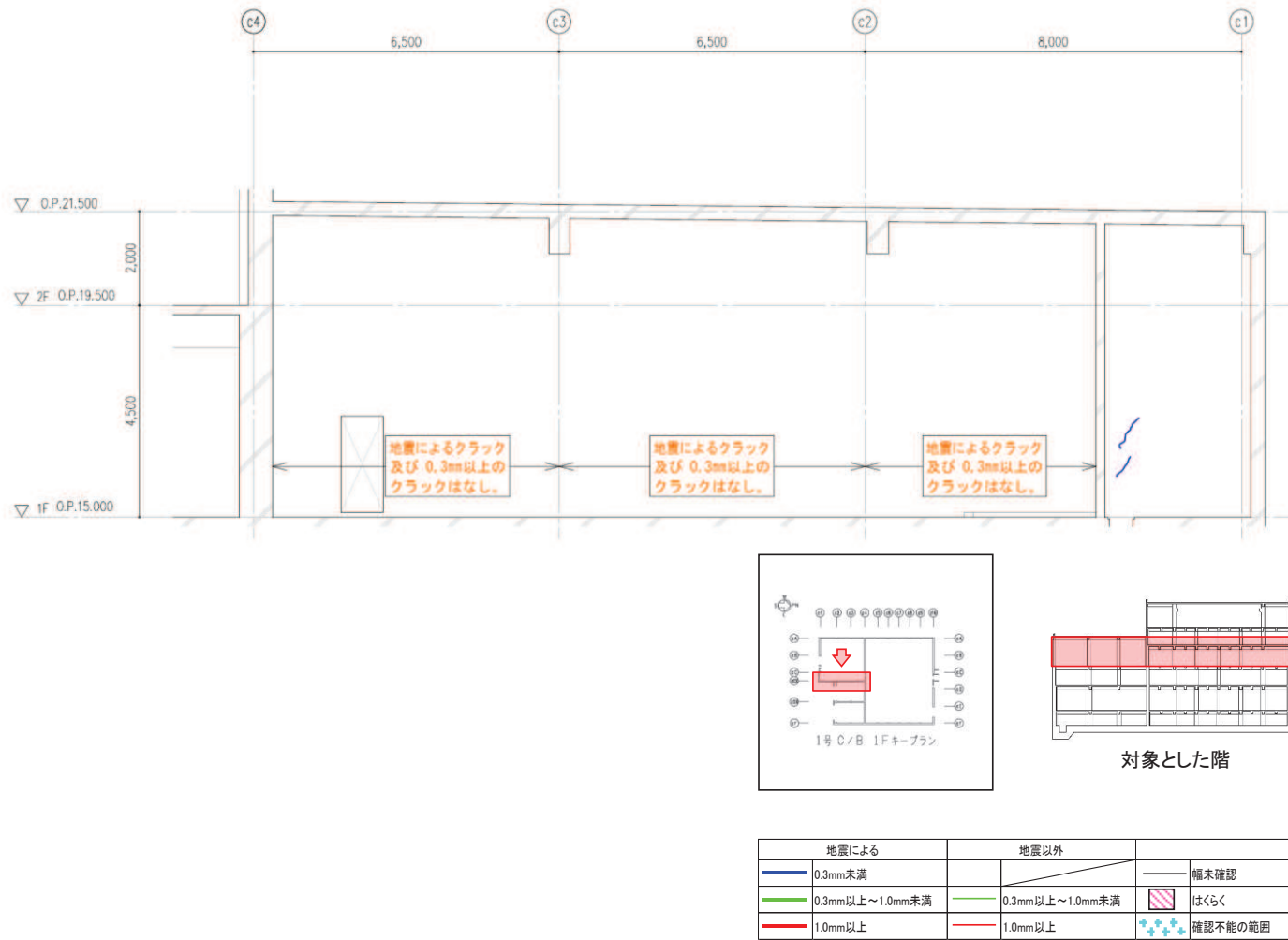


図 25 第 1 号機制御建屋のひび割れ分布 耐震壁 (25) 1 階 CC-CD 通り間

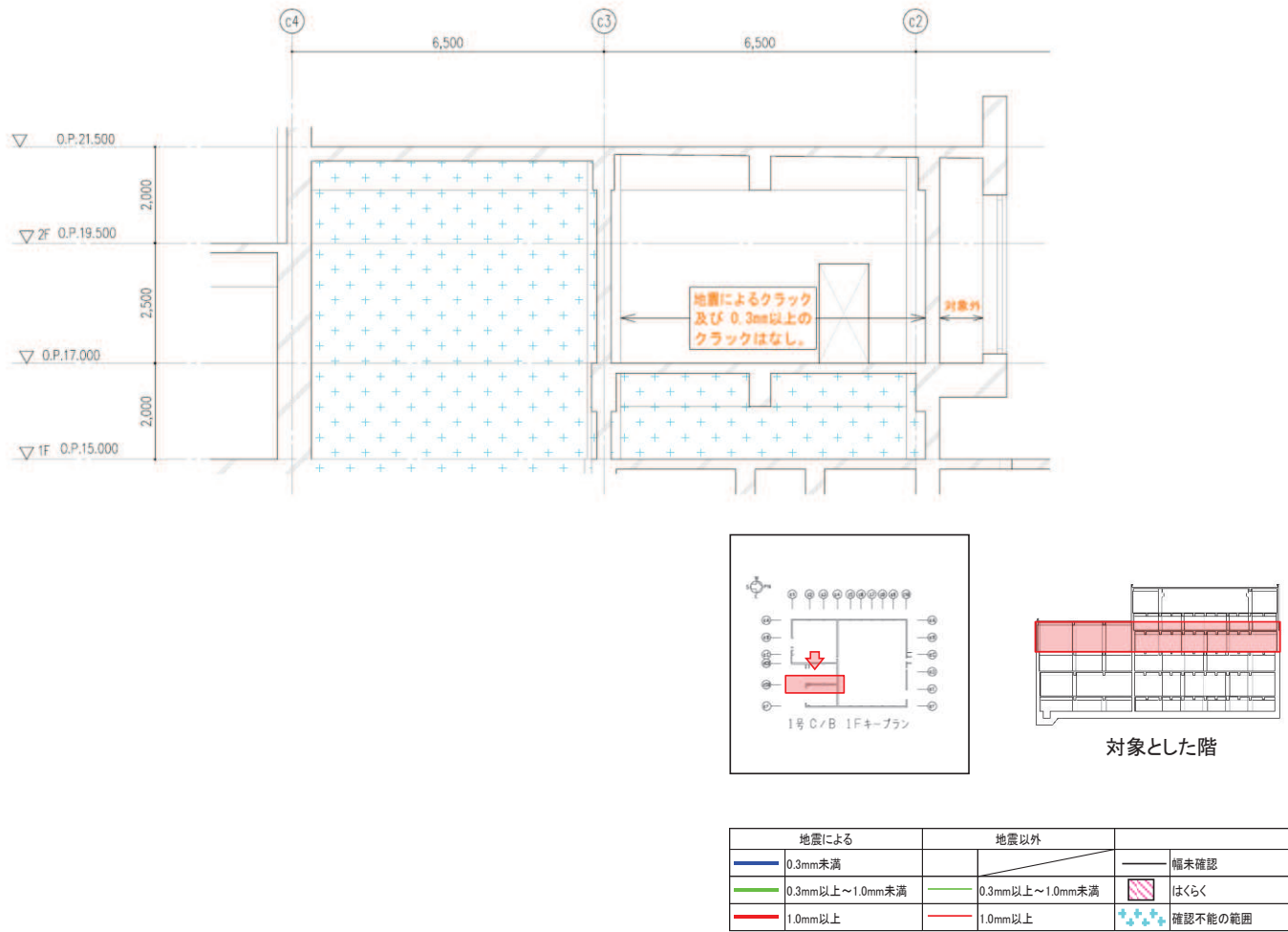


図 26 第 1 号機制御建屋のひび割れ分布 耐震壁 (26) 1 階 CD-CE 通り間

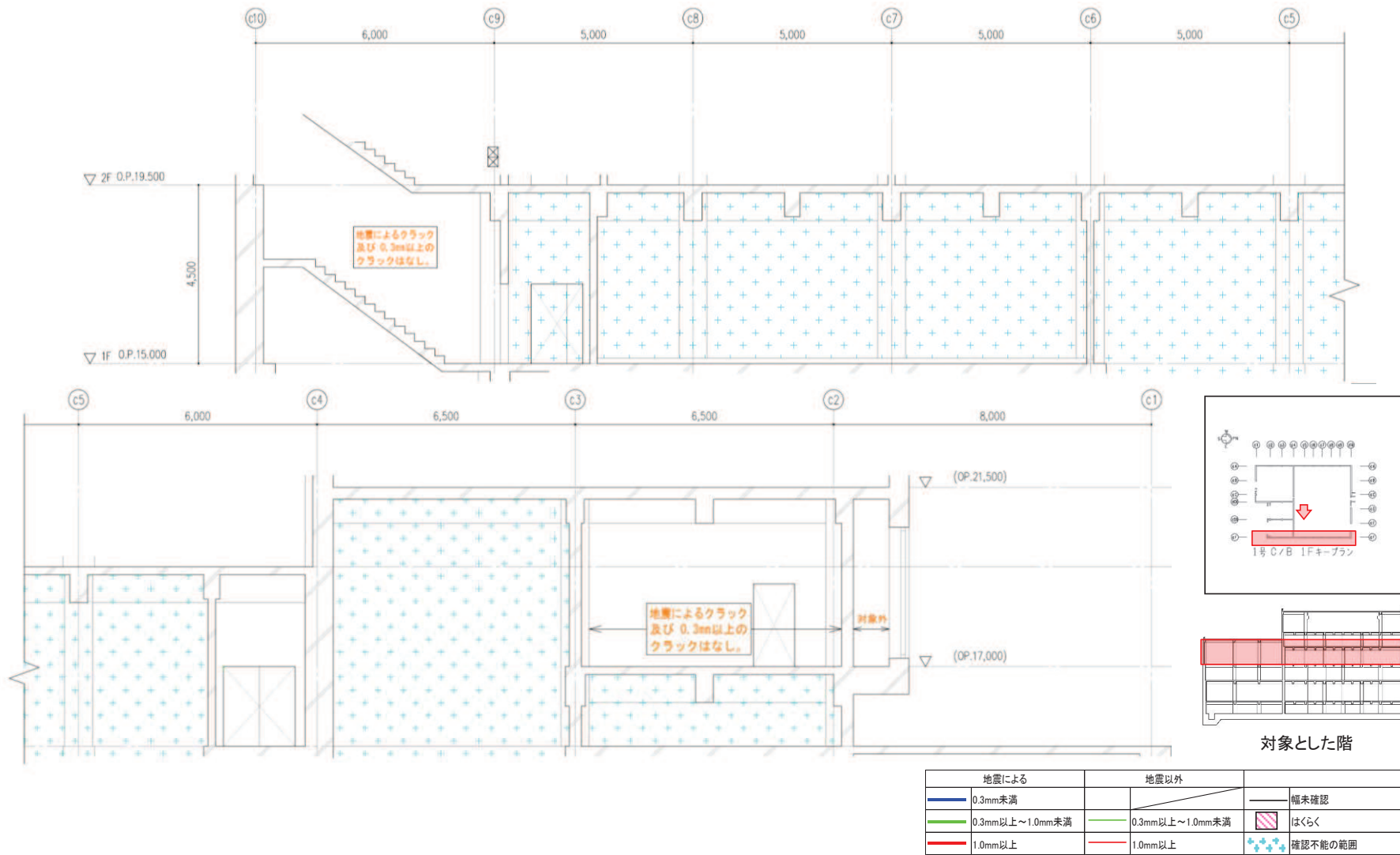


図 27 第 1 号機制御建屋のひび割れ分布 耐震壁 (27) 1 階 CF 通り

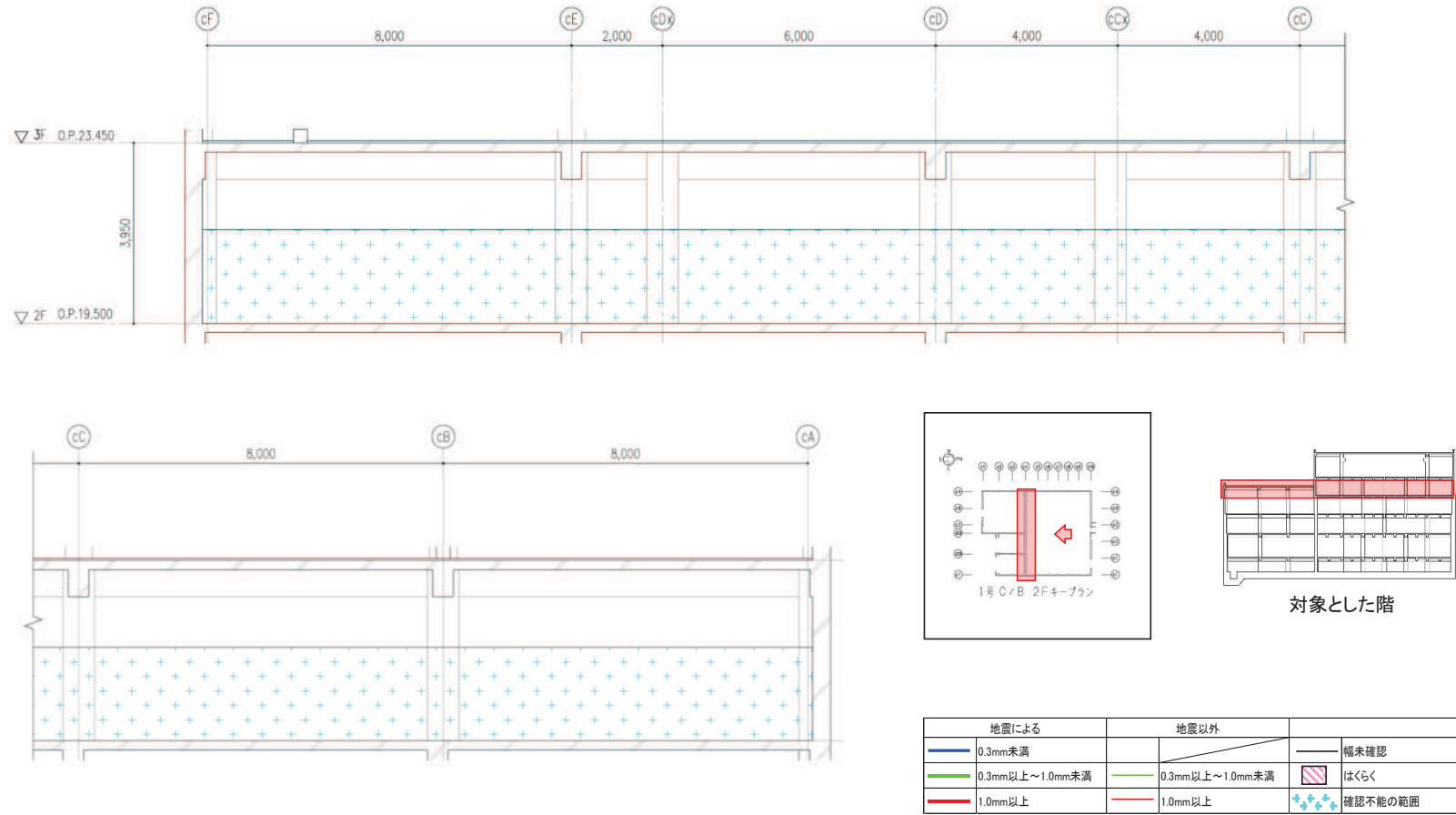


図 28 第 1 号機制御建屋のひび割れ分布 耐震壁 (28) 2 階 C4 通り

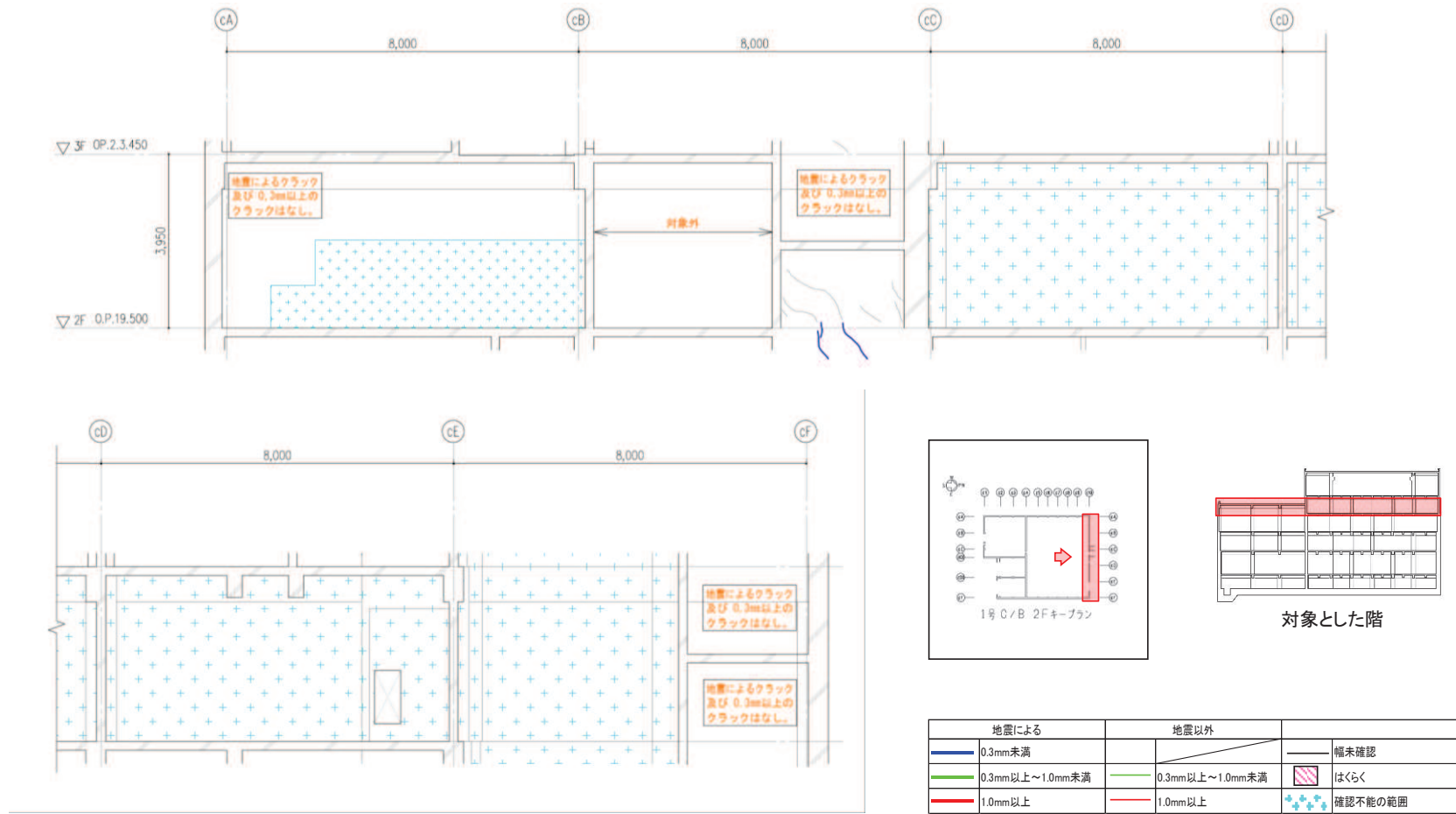


図 29 第 1 号機制御建屋のひび割れ分布 耐震壁 (29) 2 階 C10 通り

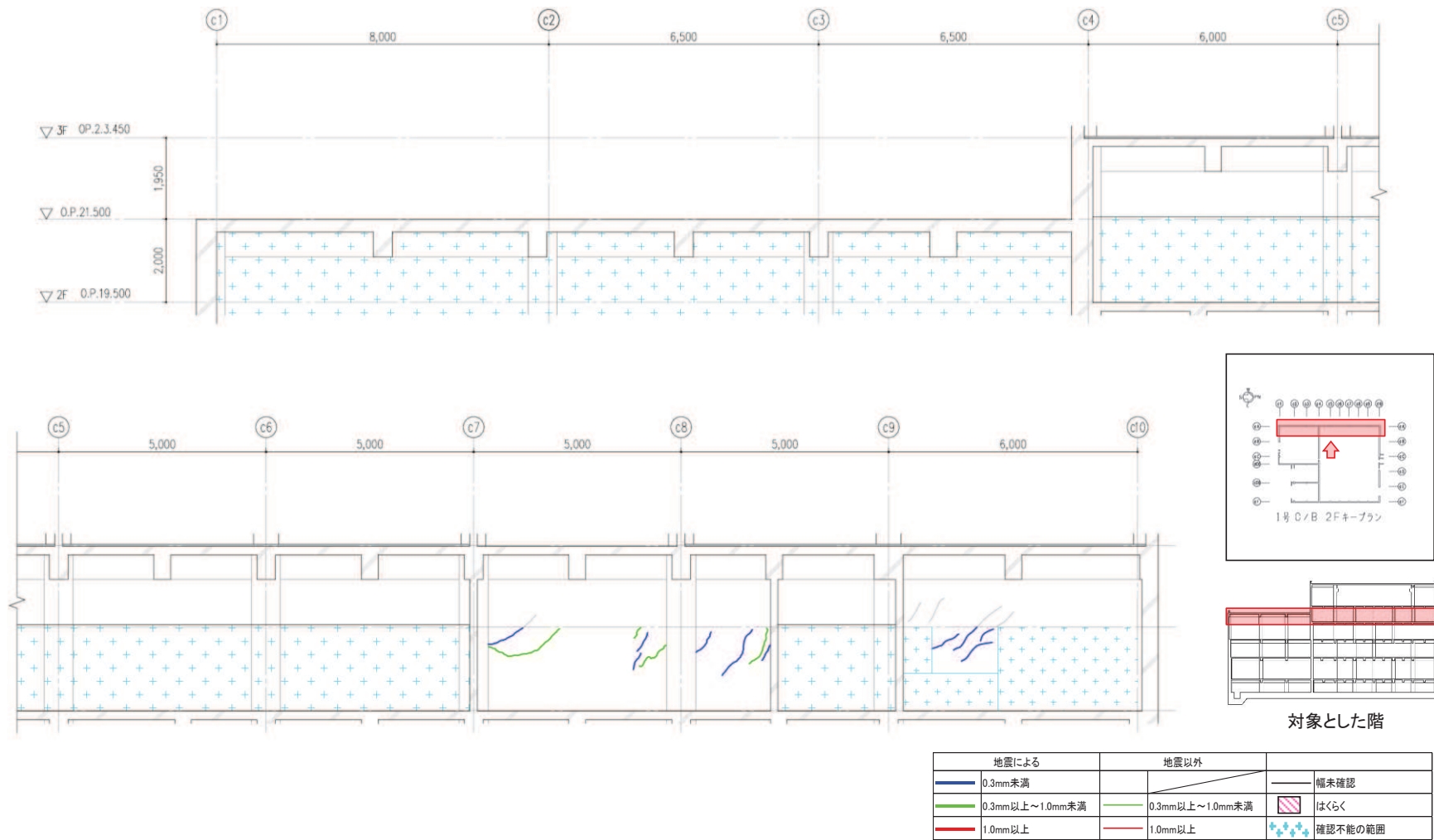


図 30 第 1 号機制御建屋のひび割れ分布 耐震壁 (30) 2 階 CA 通り

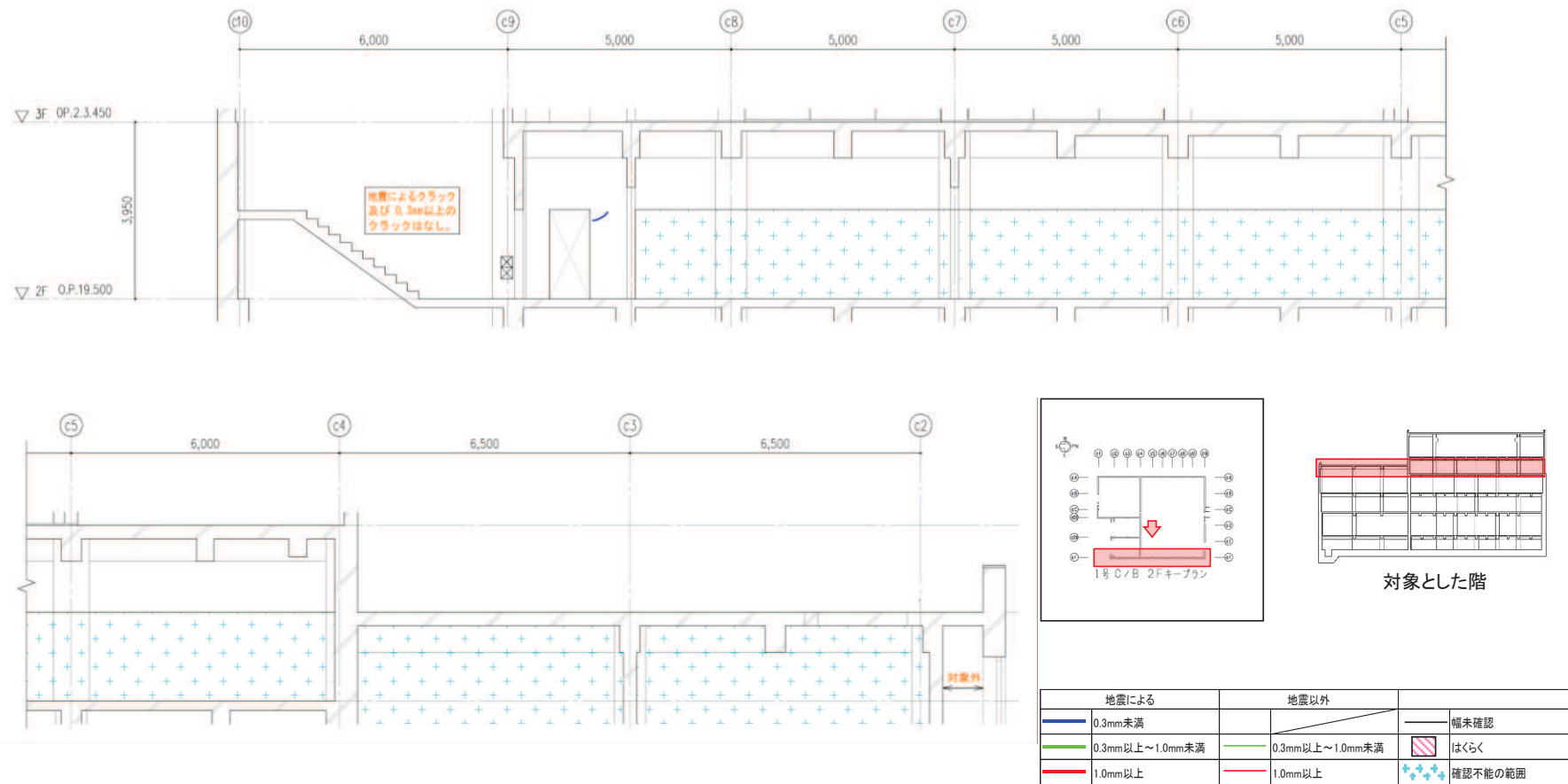


図 31 第 1 号機制御建屋のひび割れ分布 耐震壁 (31) 2 階 CF 通り

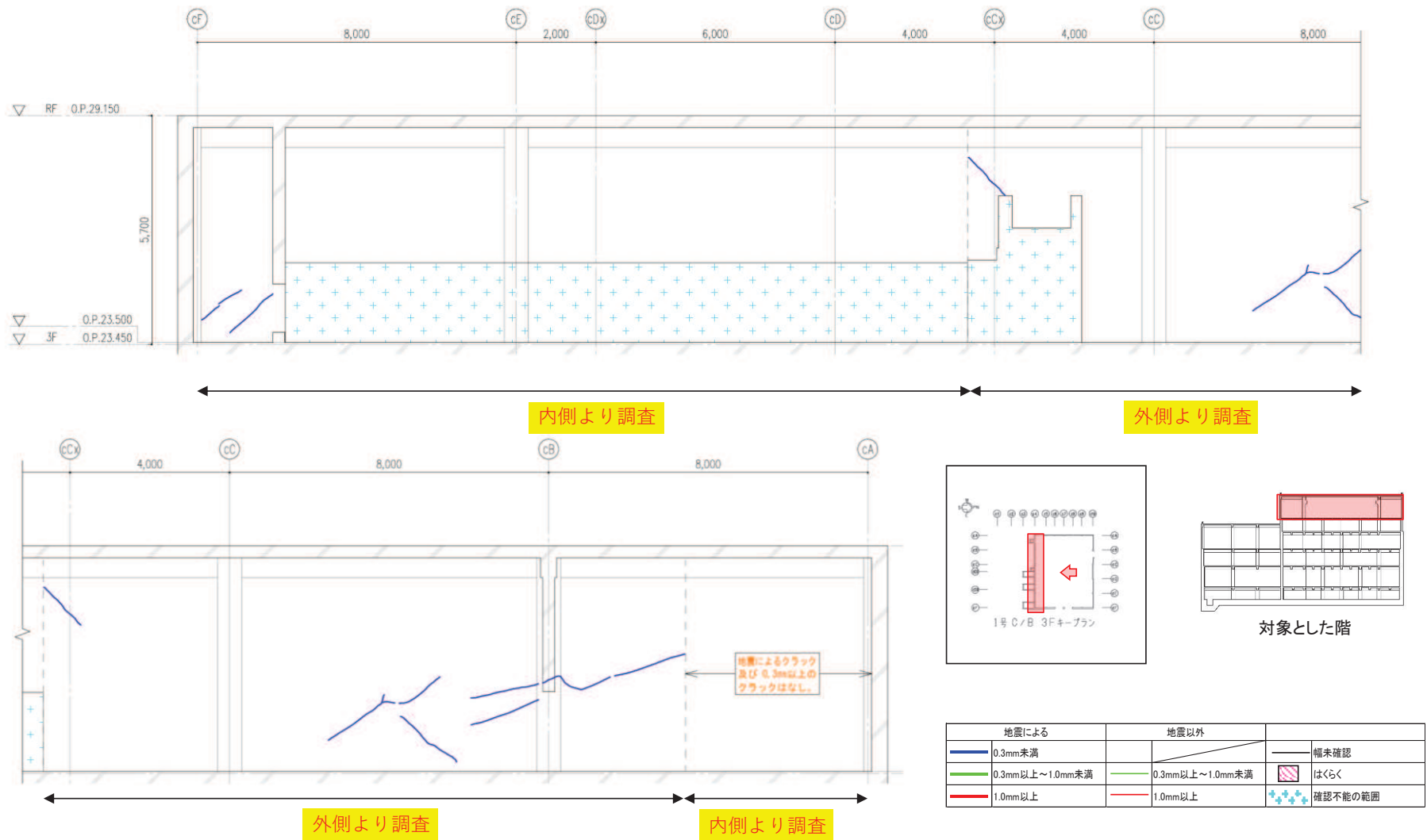


図 32 第 1 号機制御建屋のひび割れ分布 耐震壁 (32) 3 階 C4 通り

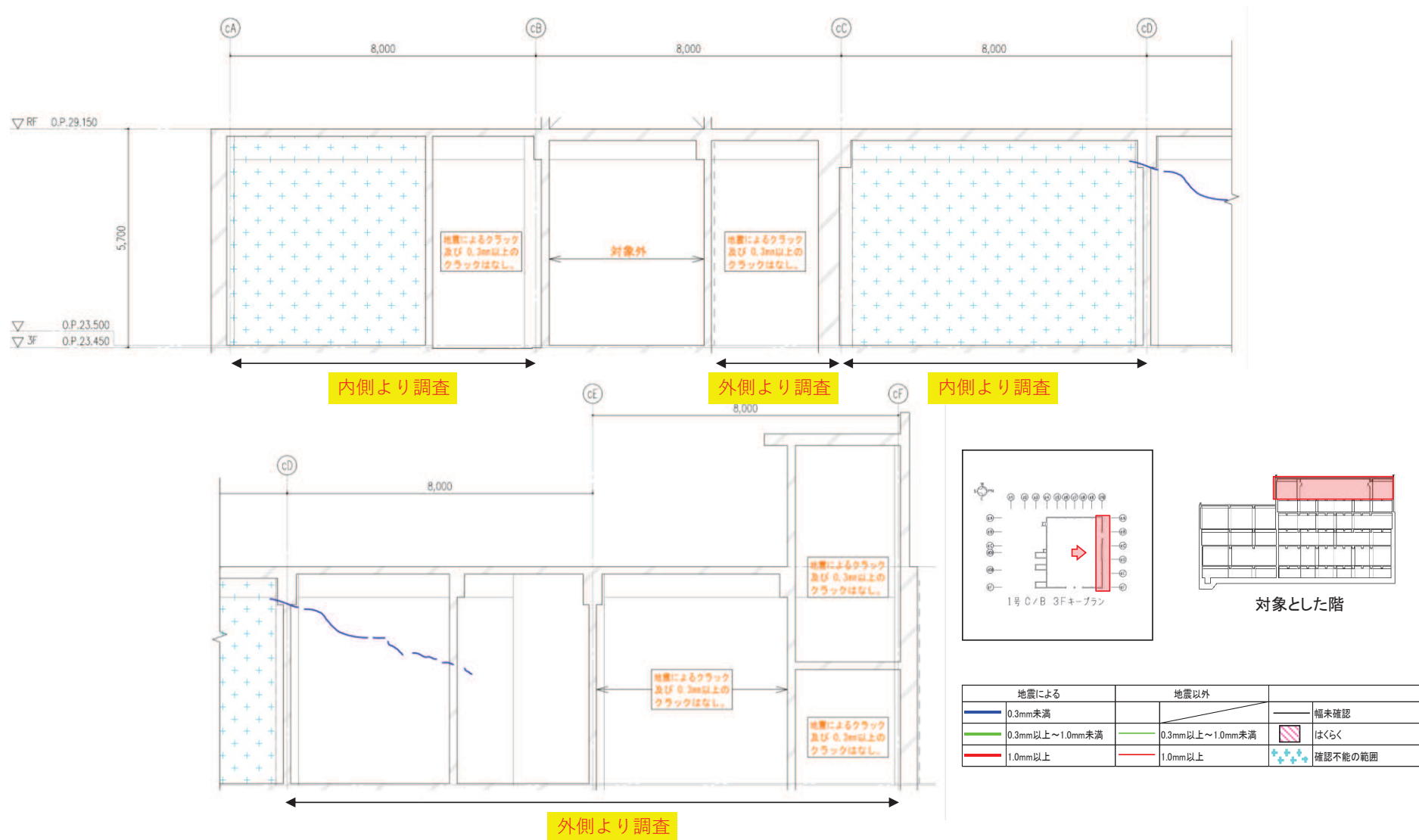


図 33 第 1 号機制御建屋のひび割れ分布 耐震壁 (33) 3 階 C10 通り

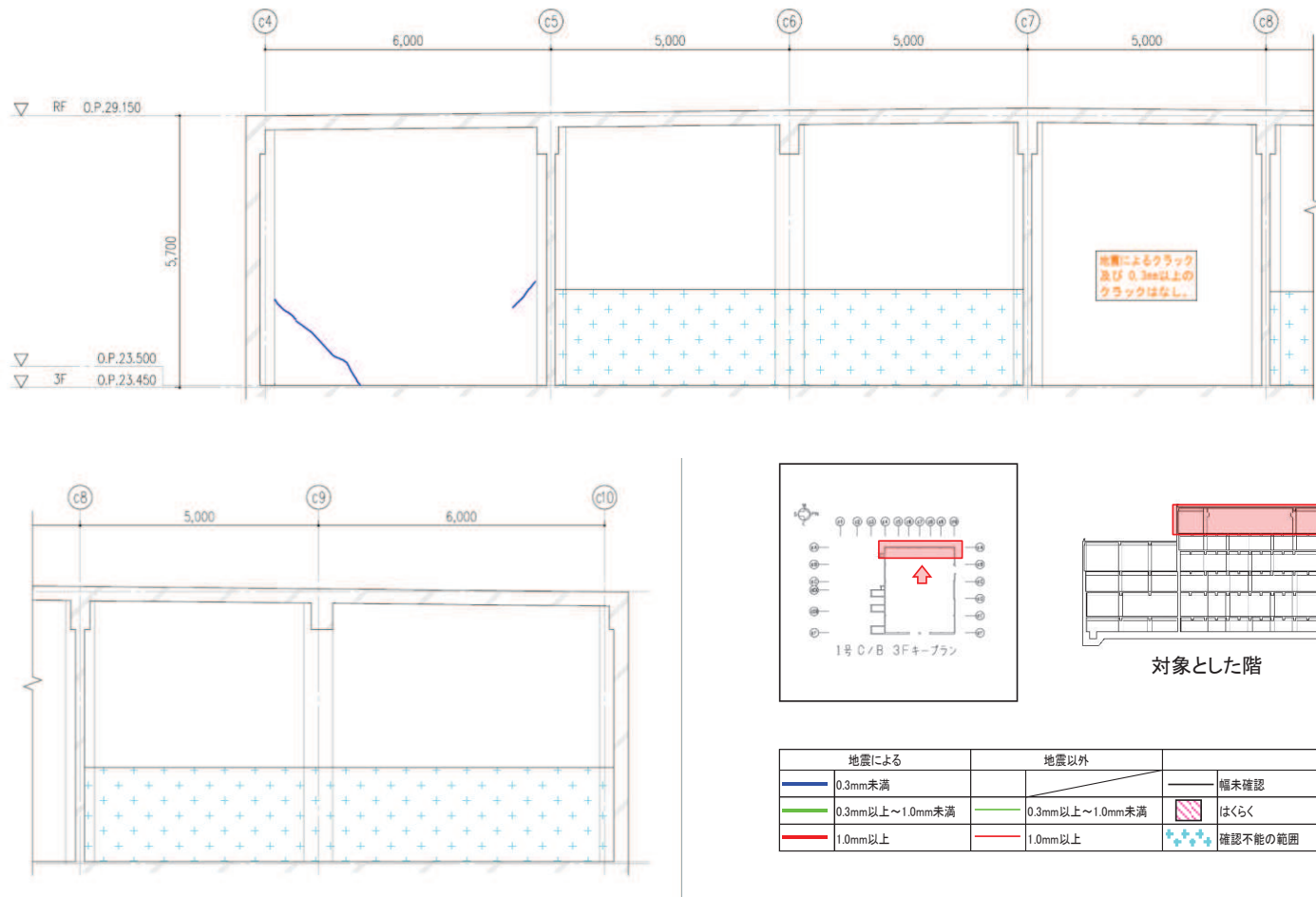


図 34 第 1 号機制御建屋のひび割れ分布 耐震壁 (34) 3 階 CA 通り

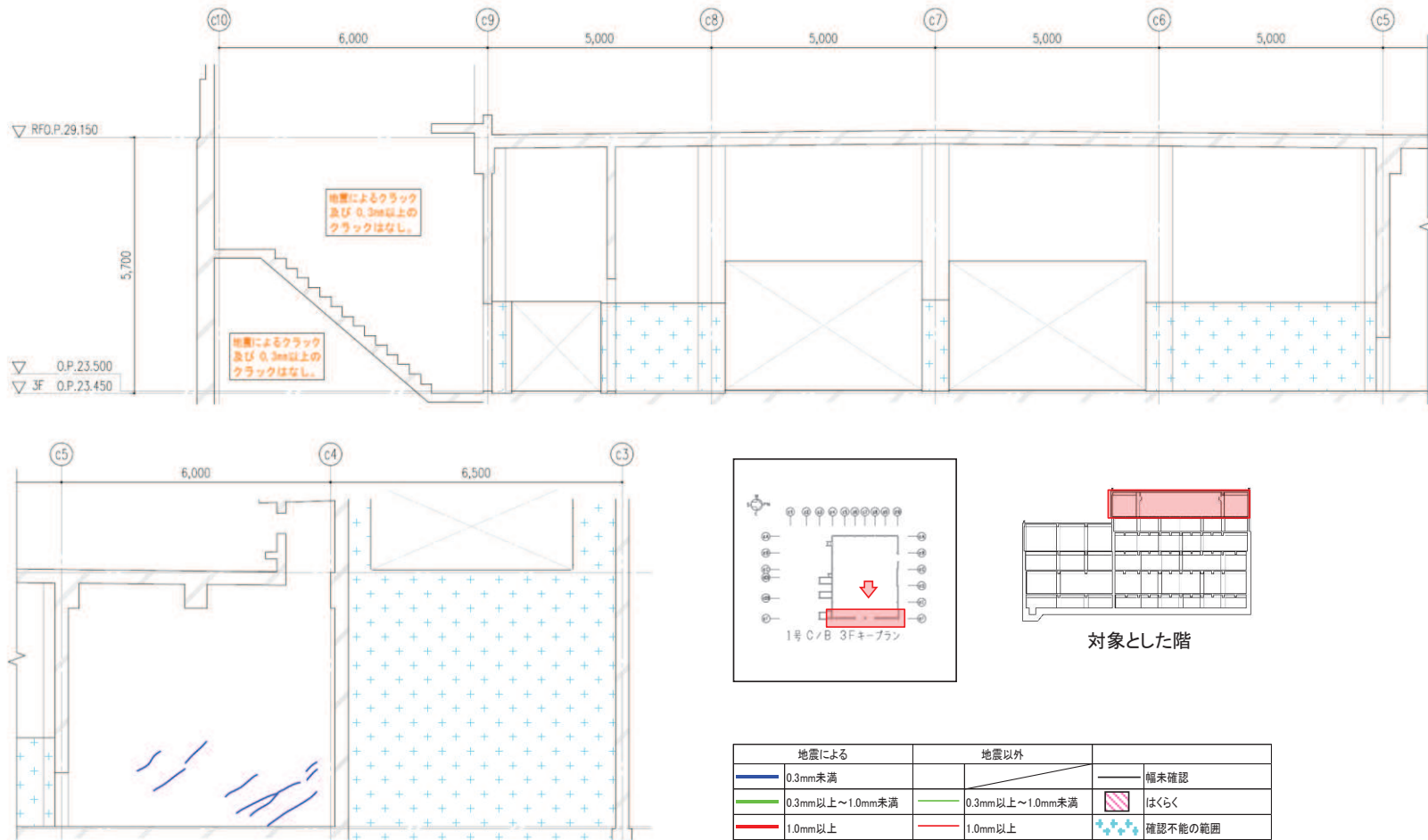


図 35 第 1 号機制御建屋のひび割れ分布 耐震壁 (35) 3 階 CF 通り

別紙 1-2 東北地方太平洋沖地震等に対する第 1 号機制御建屋のシミュレーション解析

目 次

1. はじめに.....	別紙 1-2- 1
2. シミュレーション解析.....	別紙 1-2- 2
2.1 地震計の配置	別紙 1-2- 2
2.2 地震応答解析	別紙 1-2- 3
3. 評価結果のまとめ.....	別紙 1-2-25

1. はじめに

第1号機制御建屋について、3.11地震及び4.7地震の2つの地震に対して、建屋の振動特性を確認することを目的としてシミュレーション解析を実施する。

2. シミュレーション解析

2.1 地震計の配置

第1号機制御建屋における地震計配置図（断面図及び平面図）を図2-1に示す。

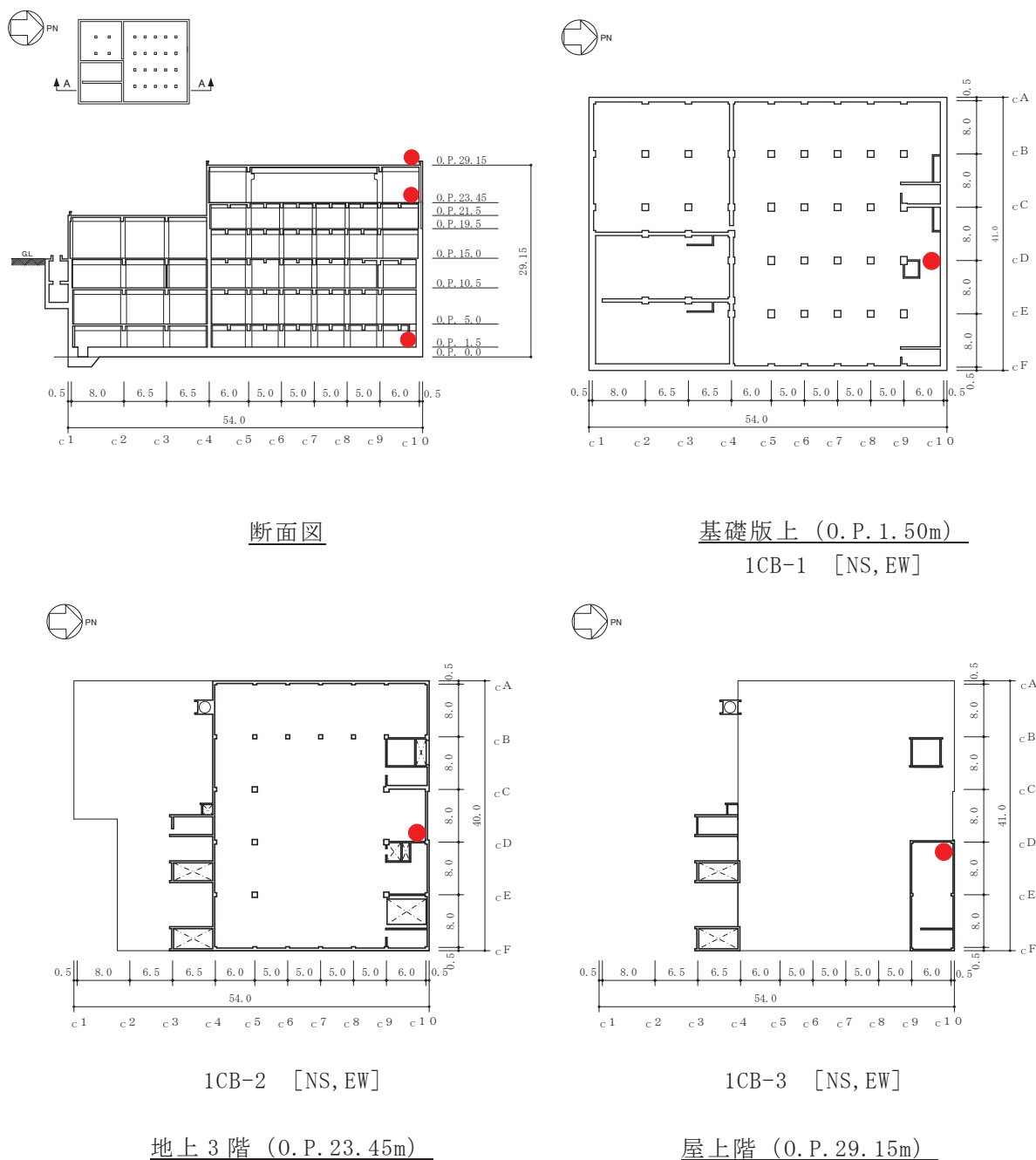


図2-1 地震計配置図

2.2 地震応答解析

2.2.1 地震応答解析の概要

当該地震に対する第1号機制御建屋の地震応答解析は、基礎版上における水平方向の地震観測記録を用いた解析（非線形解析）とする。

解析モデルへの入力地震動は、第1号機制御建屋の基礎版上での観測記録を線形解析モデルの基礎版上に入力し、基礎版上から建屋底面ばね外の伝達関数を用いて算定する。

解析結果と観測記録の整合性は、第1号機制御建屋各階における最大応答加速度及び加速度応答スペクトルについて観測記録との比較によって確認する。

入力地震動の算出概念図を図2-2に示す。

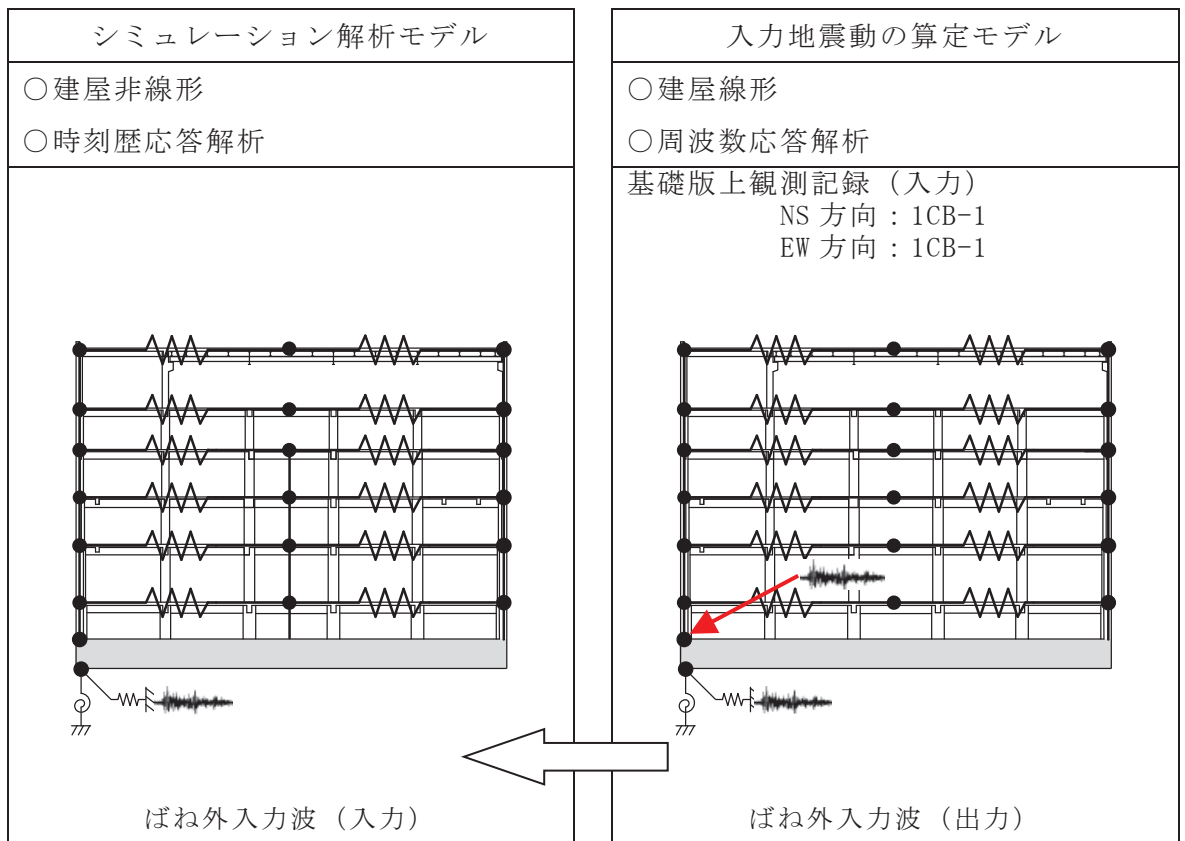


図2-2 入力地震動の算出概念図

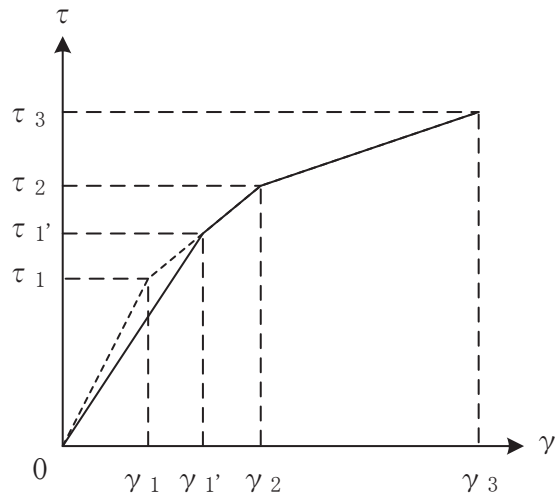
解析モデルは、地震観測記録と解析結果が整合するように次の3項目を見直して新たな解析モデルを構築した。

解析モデルの諸元の設定について表2-1に示す。

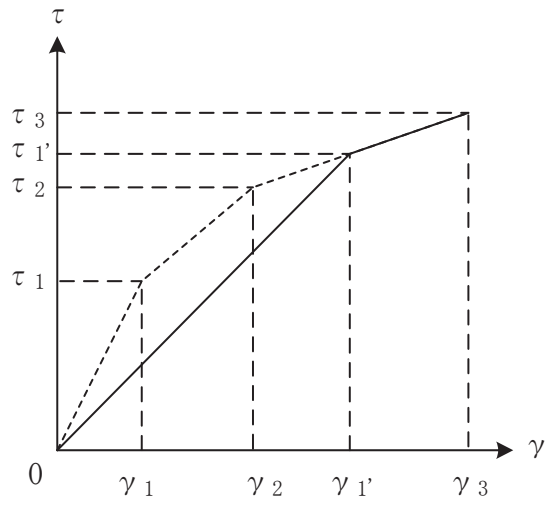
- ① 鉄筋コンクリート部の剛性評価は、耐震壁について観測記録と整合するように等価な剛性として設定し、図2-3に示すように復元力特性の第1勾配は設計時から見直した。建屋全体に一律の等価な剛性を設定した。
- ② 建屋の減衰定数は、観測記録と整合するように解析では全て鉄筋コンクリート部の減衰定数に代表させて5%に設定した。また、NS、EW方向ともに同じ減衰定数とした。
- ③ 既工認では1軸多質点系モデルとしていたが、第2号機制御建屋におけるシミュレーション解析（補足620-4参照）を参照の上、建屋の構造や地震計位置も踏まえて多軸床柔多質点系モデルとした。

表 2-1 解析モデル諸元の設定（水平方向）

項 目		シミュレーション解析 (当該地震による評価)
応答計算法		時刻歴応答解析(非線形解析)
入力地震動		入力地震動の算定モデルで求めた 基礎底面ばね外における地震動
剛性評価	考慮範囲	耐震壁
	ヤング係数(E) せん断弾性係数(G)	観測記録との整合性を踏まえ再設定
	剛性・復元力特性の 設定の考え方	観測記録と整合する等価な剛性のモデル化は、 耐震壁のヤング係数・せん断弾性係数を再設定 することにより行い、復元力特性は設計時モデル のスケルトンと接続。 建屋全体に一律の等価剛性を設定。
減衰定数	鉄筋コンクリート	5% (ひずみエネルギー比例型)
	減衰定数設定の 考え方	観測記録のみかけの減衰に対して、解析では全 て鉄筋コンクリート部の減衰に代表させた。 なお、水平2方向は同じ値を採用。
解析 モデル	建屋-地盤相互作用	スウェイ・ロッキングモデル (側面地盤との相互作用は考慮しない)
	建屋モデル	質点系多軸モデル 床の柔性考慮
	地盤ばね	J E A Gによる近似法



(a) 第1折点～第2折点で交差する場合



(b) 第2折点以降で交差する場合

図 2-3 等価な剛性の設定による復元力特性見直しの例

2.2.2 水平方向の地震応答解析モデル

水平方向の地震応答解析モデルは、図 2-4 に示すように、建屋を曲げ変形とせん断変形をする質点系モデルとし、地盤を等価なばねで評価した建屋-地盤連成系モデルとする。また、各質点間の床は面内にせん断変形するものとする。なお、シミュレーション解析モデルのモデル化にあたっては、既工認時は1軸多質点系モデルとしていたが、以下の観点から多軸多質点系床柔モデルとした。

・NS 方向

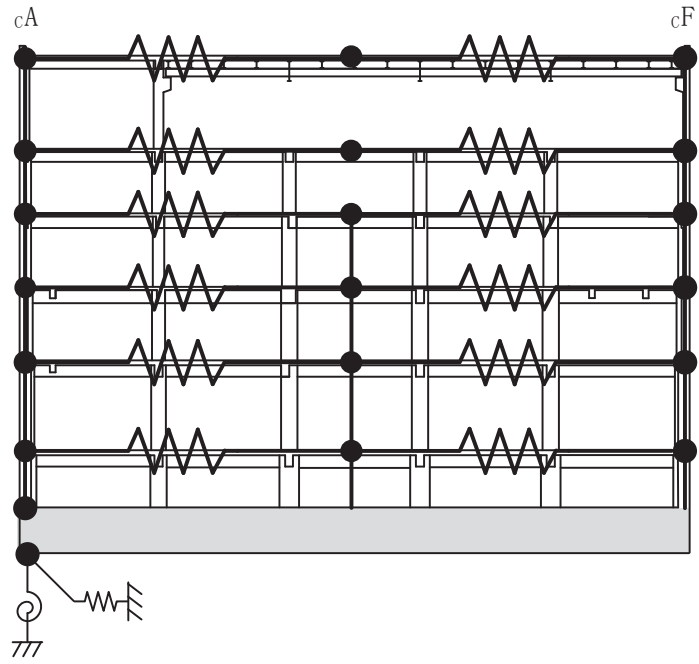
- ①制御建屋におけるシミュレーション解析結果（補足-620-3 参照）を踏まえて多軸多質点系床柔モデルを基本とした。
- ②地下3階から地上2階については、C1-C4 通り間、CC-CD 通り間の耐震壁を1軸に集約して中間位置に配置した。
- ③地上3階及び屋上階については、地震計位置との対応も考慮し、中間質点を設定した。

・EW 方向

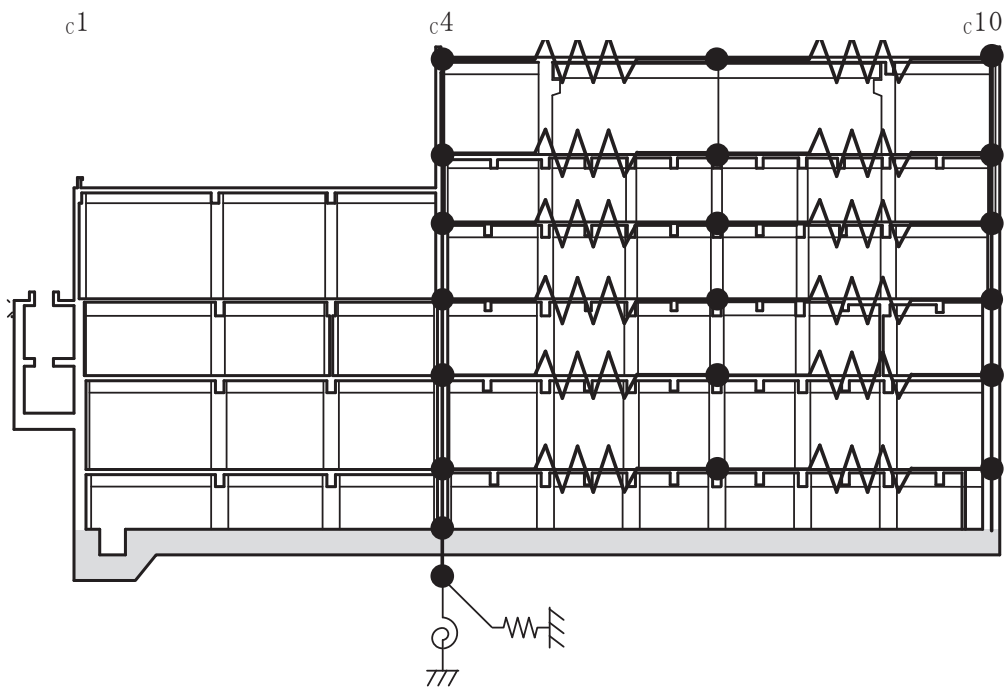
- ①制御建屋におけるシミュレーション解析結果（補足-620-3 参照）を踏まえて多軸多質点系床柔モデルを基本とした。
- ②C1-C4 通りが低層階となっていること、C1-C4 通りの屋根スラブの高さが C4-C10 通りの床スラブ位置とずれていることなどを踏まえて、C1 通りは C4 通りに集約してモデル化した。
- ③NS 方向モデルの地上3階及び屋上階と同様に、C4-C10 通り間は中央質点を設定した。

観測記録と整合するように設定した鉄筋コンクリート部の等価なヤング係数、せん断弾性係数及び減衰定数を表 2-2 に示す。なお、床のばね値の算定に用いたコンクリートの物性値は設計値を用いる。また、耐震壁のせん断応力度-せん断ひずみ度関係($\tau-\gamma$ 関係)を図 2-5 に示すようなトリリニア型スケルトンカーブに置換し、復元力特性は図 2-6 に示すような最大点指向型履歴ループを用いる。耐震壁の曲げモーメント-曲率関係($M-\phi$ 関係)は図 2-7 に示すようなトリリニア型スケルトンカーブに置換し、復元力特性は図 2-8 に示すような履歴ループを用いる。各耐震壁について算定したせん断及び曲げスケルトンカーブの諸数値を表 2-3～表 2-6 に示す。

水平方向の解析モデルにおいて、基礎底面地盤ばねのスウェイ及びロッキングばね定数及び減衰係数は、振動アドミタンス理論に基づいて近似的に評価する。



(NS 方向)



(EW 方向)

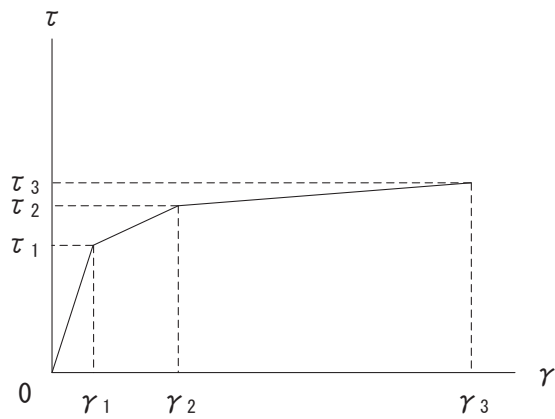
図 2-4 地震応答解析モデル (水平方向)

表 2-2 水平方向の地震応答解析に用いる物性値

材 料	方向	初期剛性 補正係数*	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 (%)
コンクリート	NS	0.35	0.72×10^4	0.31×10^4	5
	EW	0.45	0.93×10^4	0.40×10^4	5

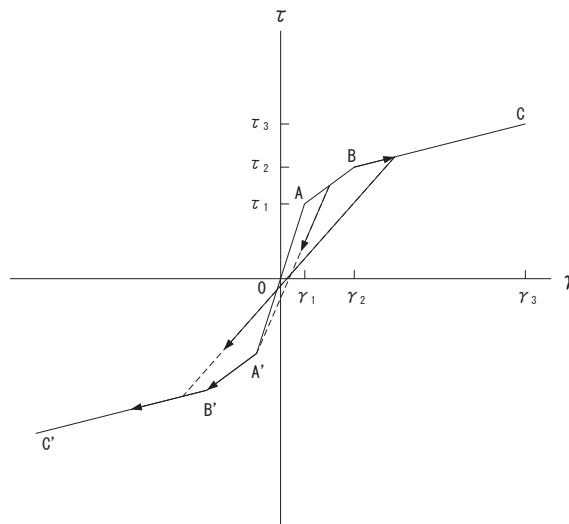
注記*：初期剛性補正係数は、観測記録と整合するように設定した耐震壁の初期剛性の設計値に対する係数

設計値	ヤング係数	2.06×10^4 N/mm ²
	せん断弾性係数	0.88×10^4 N/mm ²



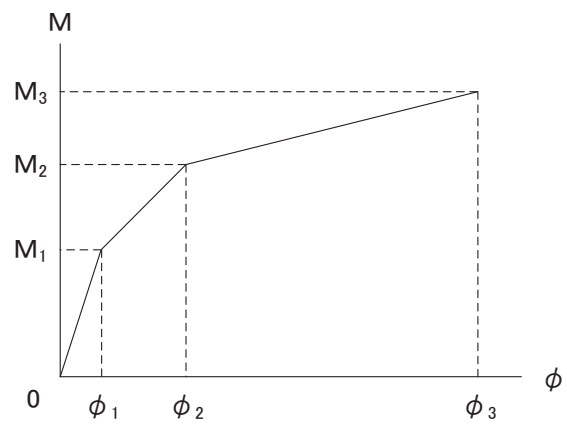
- τ_1 : 第1折点のせん断応力度
- τ_2 : 第2折点のせん断応力度
- τ_3 : 終局点のせん断応力度
- γ_1 : 第1折点のせん断ひずみ
- γ_2 : 第2折点のせん断ひずみ
- γ_3 : 終局点のせん断ひずみ ($=4 \times 10^{-3}$)

図 2-5 せん断応力度－せん断ひずみ関係



- a. 0-A 間：弾性範囲
- b. A-B 間：負側スケルトンが経験した最大点に向かう。ただし、負側最大点が第1折点を越えていない時は負側第1折点に向かう。
- c. B-C 間：負側最大点指向
- d. 各最大点は、スケルトン上を移動することにより更新される。
- e. 安定ループは面積を持たない。

図 2-6 せん断応力度－せん断ひずみ関係の復元力特性



M_1 : 第 1 折点の曲げモーメント

M_2 : 第 2 折点の曲げモーメント

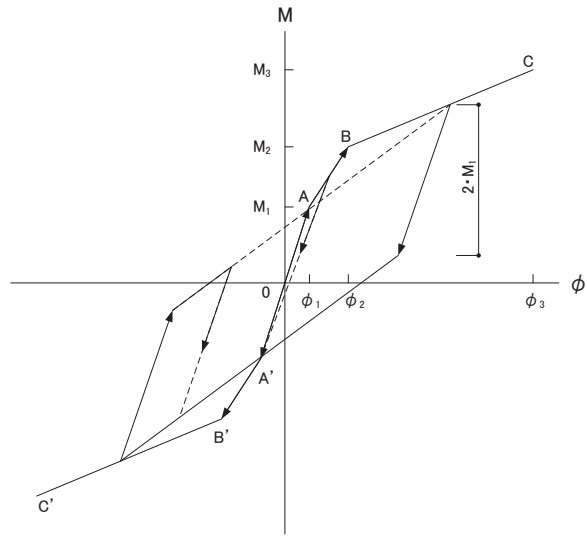
M_3 : 終局点の曲げモーメント

ϕ_1 : 第 1 折点の曲率

ϕ_2 : 第 2 折点の曲率

ϕ_3 : 終局点の曲率

図 2-7 曲げモーメントー曲率関係



- a. 0-A 間：弾性範囲
- b. A-B 間：負側スケルトンが経験した最大点に向かう。ただし、負側最大点が第 1 折点を越えていない時は負側第 1 折点に向かう。
- c. B-C 間：最大点指向型で、安定ループは最大曲率に応じた等価粘性減衰を与える平行四辺形をしたディグレイディングトリリニア型とする。平行四辺形の折点は最大値から $2 \cdot M_1$ を減じた点とする。ただし、負側最大点が第 2 折点を越えていなければ、負側第 2 折点を最大点とする安定ループを形成する。また、安定ループ内部での繰り返しに用いる剛性は安定ループの戻り剛性に同じとする。
- d. 各最大点はスケルトン上を移動することにより更新される。

図 2-8 曲げモーメント-曲率関係の復元力特性

表 2-3 せん断力のスケルトンカーブ数値表 ($\tau - \gamma$ 関係)

NS 方向

要素 番号	部位	τ_1' (N/mm ²)	τ_2 (N/mm ²)	τ_3 (N/mm ²)	γ_1' ($\times 10^{-3}$)	γ_2 ($\times 10^{-3}$)	γ_3 ($\times 10^{-3}$)
(1)	cA	2.27	—	4.88	0.735	—	4.00
(2)		2.45	—	5.32	0.794	—	4.00
(3)		2.45	—	5.26	0.793	—	4.00
(4)		2.50	—	5.19	0.808	—	4.00
(5)		2.56	—	5.16	0.828	—	4.00
(6)		2.65	—	5.12	0.859	—	4.00
(8)	cCX cDX	2.38	—	4.75	0.771	—	4.00
(9)		2.51	—	5.04	0.813	—	4.00
(10)		2.63	—	5.01	0.852	—	4.00
(11)		2.70	—	4.96	0.874	—	4.00
(12)	cF	2.35	—	4.90	0.760	—	4.00
(13)		2.45	—	5.32	0.794	—	4.00
(14)		2.60	—	5.77	0.841	—	4.00
(15)		2.49	—	5.42	0.808	—	4.00
(16)		2.53	—	5.28	0.820	—	4.00
(17)		2.63	—	5.40	0.852	—	4.00

表 2-4 せん断力のスケルトンカーブ数値表 ($\tau - \gamma$ 関係)

EW 方向

要素 番号	部位	τ_1' (N/mm ²)	τ_2 (N/mm ²)	τ_3 (N/mm ²)	γ_1' ($\times 10^{-3}$)	γ_2 ($\times 10^{-3}$)	γ_3 ($\times 10^{-3}$)
(1)	c4	2.11	—	5.23	0.532	—	4.00
(2)		2.23	—	5.00	0.563	—	4.00
(3)		2.25	—	5.22	0.565	—	4.00
(4)		2.29	—	5.29	0.576	—	4.00
(5)		2.38	—	5.95	0.600	—	4.00
(6)		2.47	—	5.95	0.622	—	4.00
(8)	c10	2.12	—	5.23	0.535	—	4.00
(9)		2.23	—	5.29	0.561	—	4.00
(10)		2.29	—	5.23	0.578	—	4.00
(11)		2.25	—	5.04	0.565	—	4.00
(12)		2.33	—	5.16	0.587	—	4.00
(13)		2.42	—	5.13	0.609	—	4.00

表 2-5 曲げモーメントのスケルトンカーブ数値表 (M-φ 関係)

NS 方向

要素 番号	部位	M_1' ($\times 10^6 \text{kN}\cdot\text{m}$)	M_2 ($\times 10^6 \text{kN}\cdot\text{m}$)	M_3 ($\times 10^6 \text{kN}\cdot\text{m}$)	ϕ_1' ($\times 10^{-5}\cdot\text{m}^{-1}$)	ϕ_2 ($\times 10^{-5}\cdot\text{m}^{-1}$)	ϕ_3 ($\times 10^{-5}\cdot\text{m}^{-1}$)
(1)	cA	0.410	0.624	0.845	2.29	6.07	122
(2)		0.975	1.32	1.97	3.32	5.21	103
(3)		1.09	1.70	2.73	1.69	3.68	73.6
(4)		2.19	3.18	4.49	1.82	3.82	76.4
(5)		2.79	4.05	5.73	2.07	4.05	80.9
(6)		3.07	4.27	5.96	2.28	4.10	82.1
(8)	cCX cDX	0.216	0.249	0.399	2.09	8.16	163
(9)		1.06	1.50	1.77	3.98	9.09	182
(10)		1.19	1.62	1.91	4.15	9.02	180
(11)		1.27	1.68	1.97	4.41	9.07	182
(12)	cF	0.408	0.580	0.709	2.31	5.98	120
(13)		0.975	1.32	1.97	3.32	5.21	103
(14)		0.862	1.29	1.92	2.71	5.19	42.2
(15)		2.57	3.68	5.51	2.11	3.91	78.1
(16)		3.28	4.67	6.80	2.30	4.08	77.2
(17)		3.58	4.86	7.10	2.51	4.12	68.3

表 2-6 曲げモーメントのスケルトンカーブ数値表 (M-φ 関係)

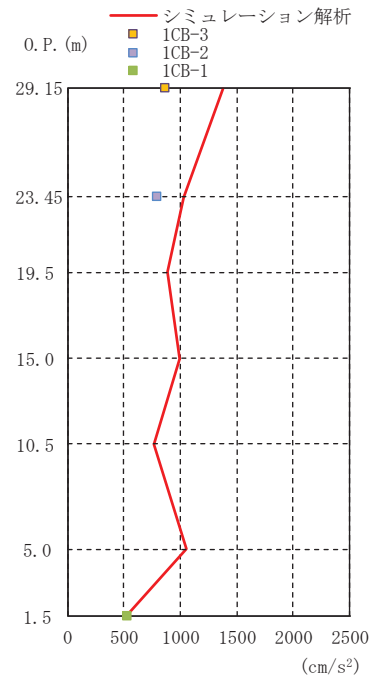
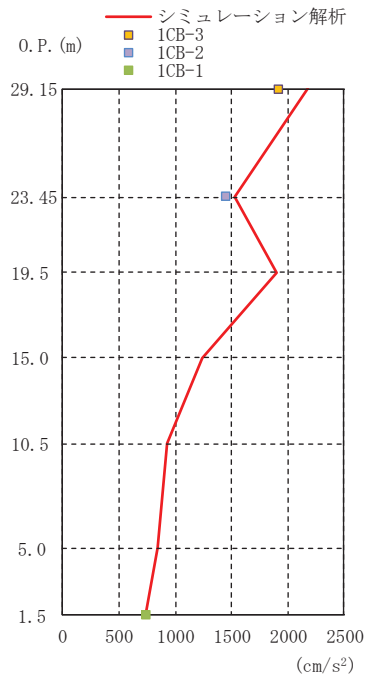
EW 方向

要素 番号	部位	M_1' ($\times 10^6 \text{kN}\cdot\text{m}$)	M_2 ($\times 10^6 \text{kN}\cdot\text{m}$)	M_3 ($\times 10^6 \text{kN}\cdot\text{m}$)	ϕ_1' ($\times 10^{-5}\cdot\text{m}^{-1}$)	ϕ_2 ($\times 10^{-5}\cdot\text{m}^{-1}$)	ϕ_3 ($\times 10^{-5}\cdot\text{m}^{-1}$)
(1)	c4	0.461	0.787	1.13	1.33	4.93	98.6
(2)		0.833	1.42	2.01	1.40	4.95	99.1
(3)		1.05	1.88	2.79	1.55	5.17	103
(4)		2.69	4.70	6.80	1.47	4.99	99.7
(5)		3.64	6.27	9.20	1.67	5.08	102
(6)		3.91	6.54	9.49	1.80	5.12	102
(8)	c10	0.434	0.725	1.03	1.28	4.87	97.4
(9)		0.574	1.01	1.44	1.49	5.05	101
(10)		0.699	1.24	1.75	1.48	5.05	101
(11)		1.26	2.17	3.14	1.54	5.15	103
(12)		1.60	2.73	3.91	1.72	5.22	104
(13)		1.72	2.86	4.05	1.86	5.28	106

2.2.3 地震応答解析結果

地震応答解析により求められた応答と観測記録を比較する。比較する項目はNS方向及びEW方向の最大応答加速度，最大応答変位及び加速度応答スペクトルとする。3.11地震の観測記録との比較を図2-9～図2-11に，4.7地震の観測記録との比較を図2-12～図2-14に示す。解析モデルの固有値解析結果を表2-7及び表2-8並びに図2-15及び図2-16に示す。

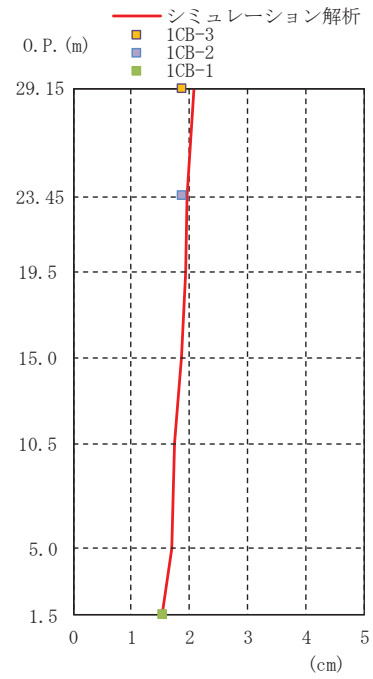
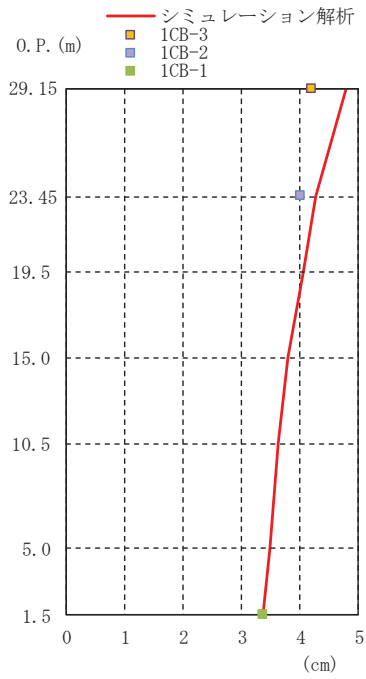
最大応答加速度，最大応答変位の比較から，部分的に解析結果が過大な評価となっているものの全体的に地震時の応答の傾向を捉えている。また，加速度応答スペクトルの比較から，解析結果は建屋の固有周期を概ね再現しているものの全体的に大きめの評価となっている。



NS 方向

EW 方向

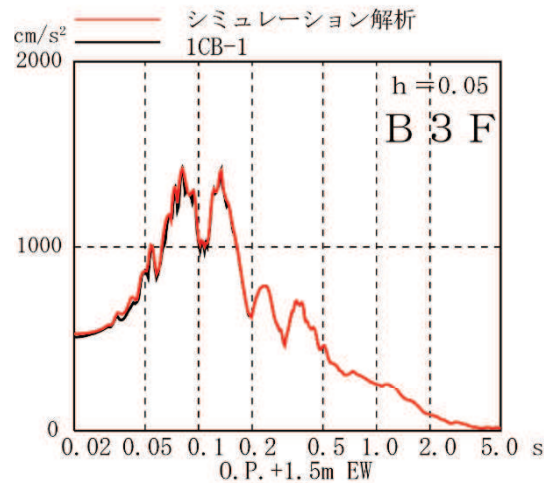
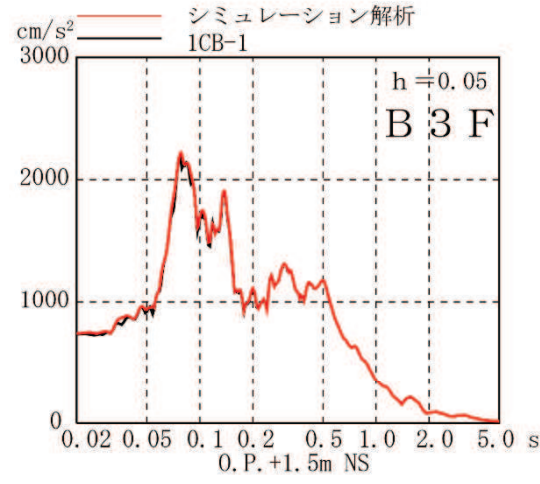
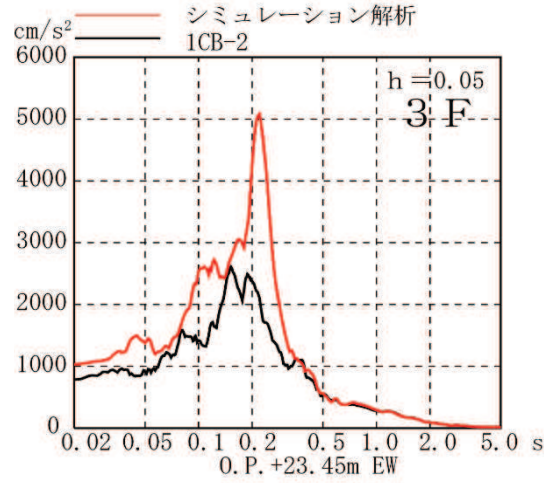
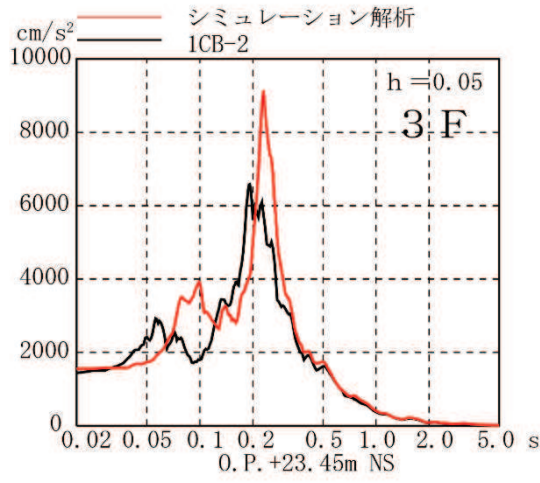
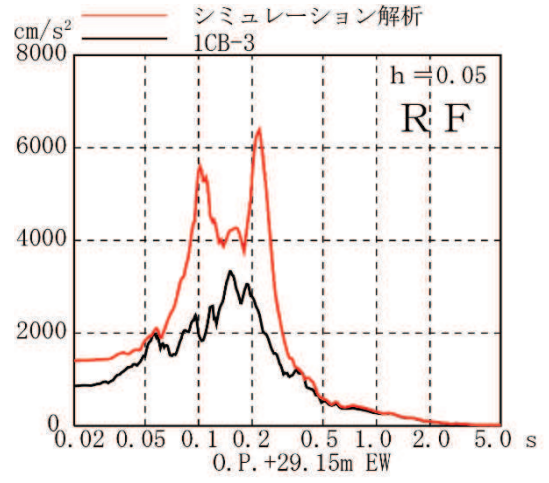
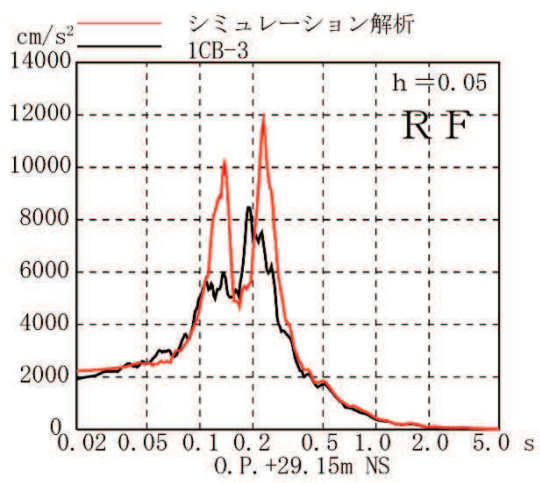
図 2-9 最大応答加速度の比較 (3.11 地震)



NS 方向

EW 方向

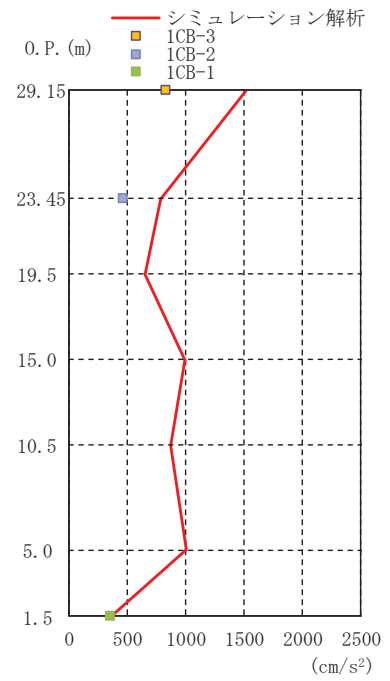
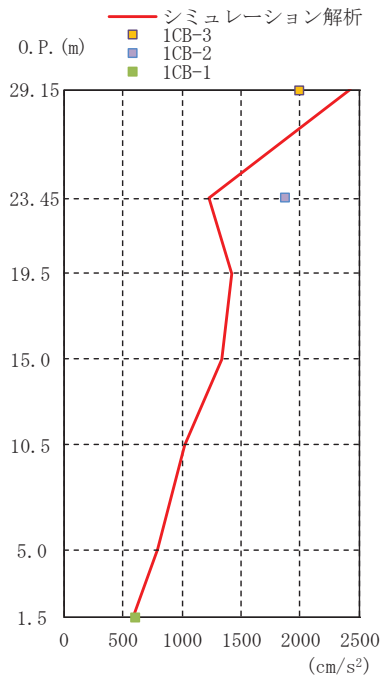
図 2-10 最大応答変位の比較 (3.11 地震)



NS 方向

EW 方向

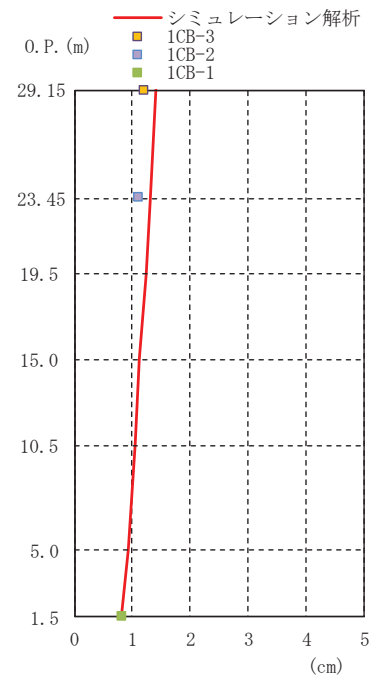
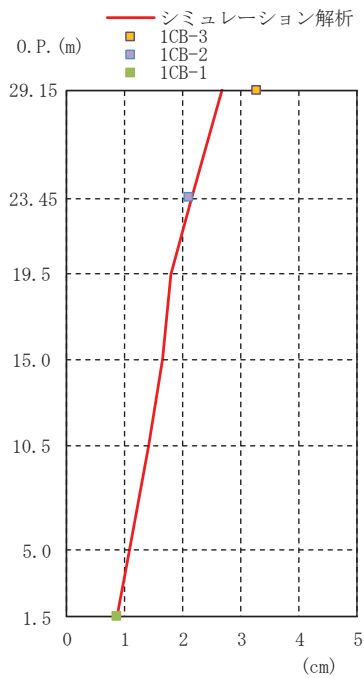
図 2-11 加速度応答スペクトルの比較 (3.11 地震)



NS 方向

EW 方向

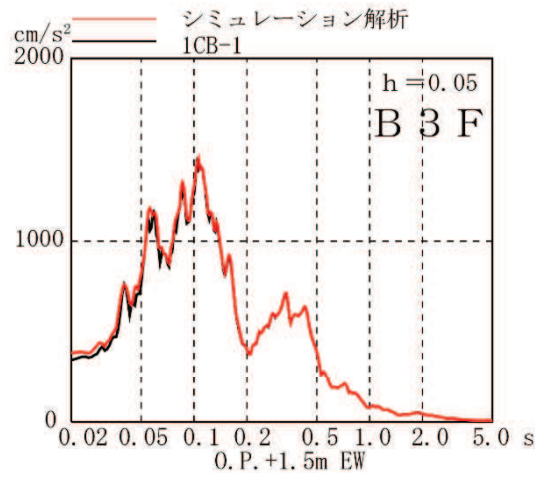
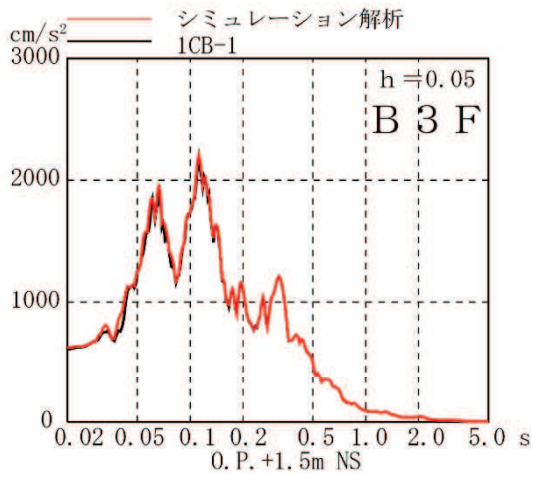
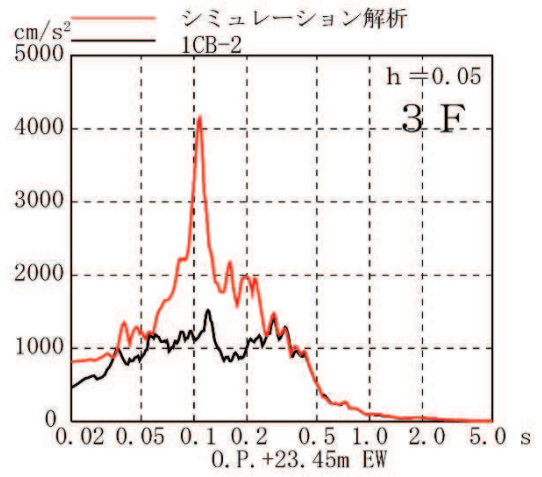
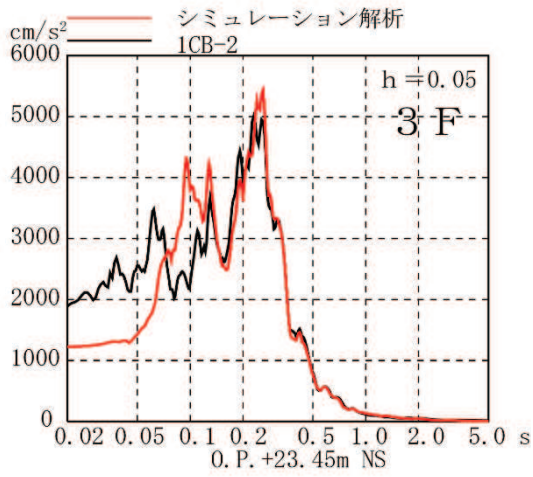
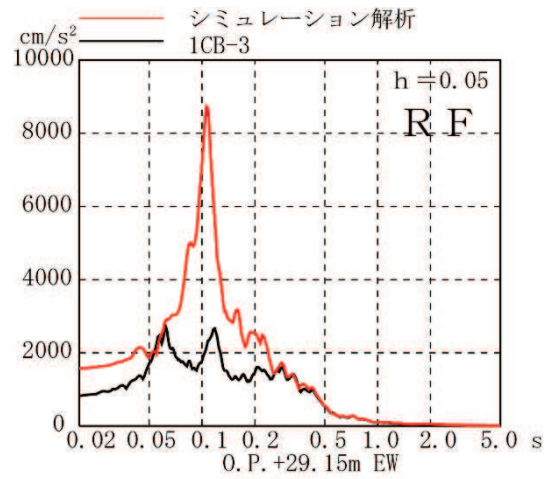
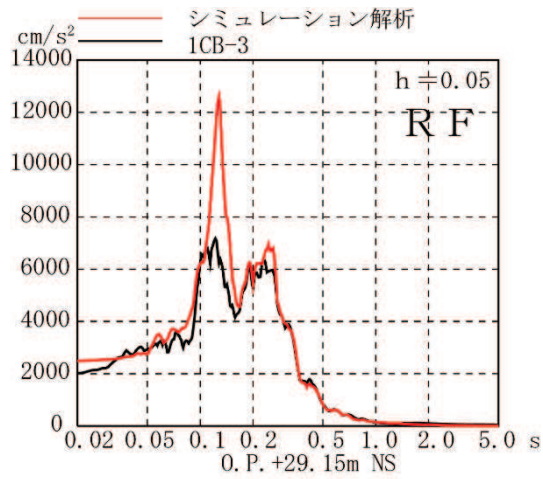
図 2-12 最大応答加速度の比較 (4.7地震)



NS 方向

EW 方向

図 2-13 最大応答変位の比較 (4.7地震)



NS 方向

EW 方向

図 2-14 加速度応答スペクトルの比較 (4.7 地震)

表 2-7 固有値解析結果(NS 方向)

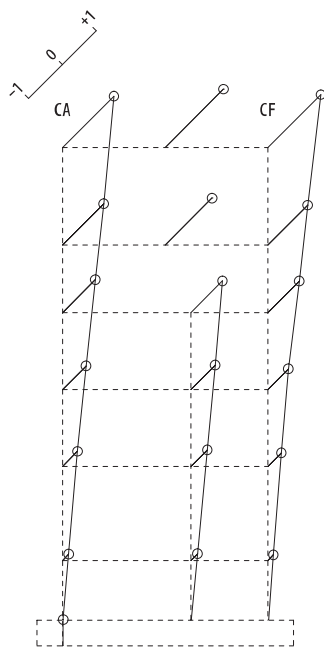
(剛性補正係数 0.35)

次数	固有周期(s)	振動数(Hz)	刺激係数
1	0.237	4.22	1.729
2	0.126	7.93	0.930
3	0.095	10.52	0.300
4	0.082	12.18	0.140
5	0.075	13.41	0.512
6	0.065	15.50	0.293
7	0.056	18.00	0.092
8	0.053	18.86	0.315
9	0.050	19.84	0.216

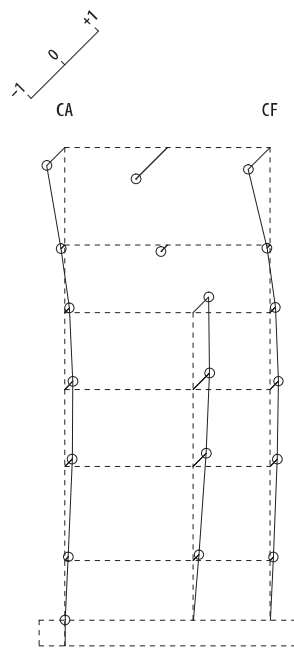
表 2-8 固有値解析結果(EW 方向)

(剛性補正係数 0.45)

次数	固有周期(s)	振動数(Hz)	刺激係数
1	0.211	4.75	1.629
2	0.105	9.55	0.878
3	0.084	11.96	0.207
4	0.079	12.72	0.577
5	0.076	13.08	0.065
6	0.075	13.42	0.069
7	0.071	14.02	0.004
8	0.064	15.54	0.231
9	0.051	19.49	0.304



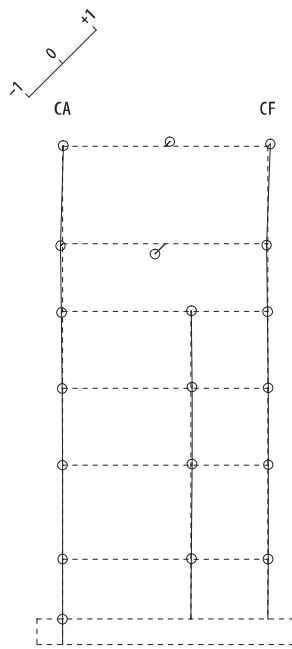
固有周期 0.237 s
固有振動数 4.22 Hz
刺激係数 1.729



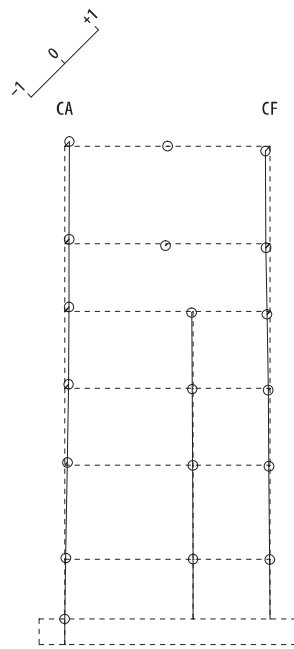
固有周期 0.126 s
固有振動数 7.93 Hz
刺激係数 0.930

1次

2次



固有周期 0.095 s
固有振動数 10.52 Hz
刺激係数 0.300



固有周期 0.082 s
固有振動数 12.18 Hz
刺激係数 0.140

3次

4次

図 2-15 固有振動モード (NS 方向)

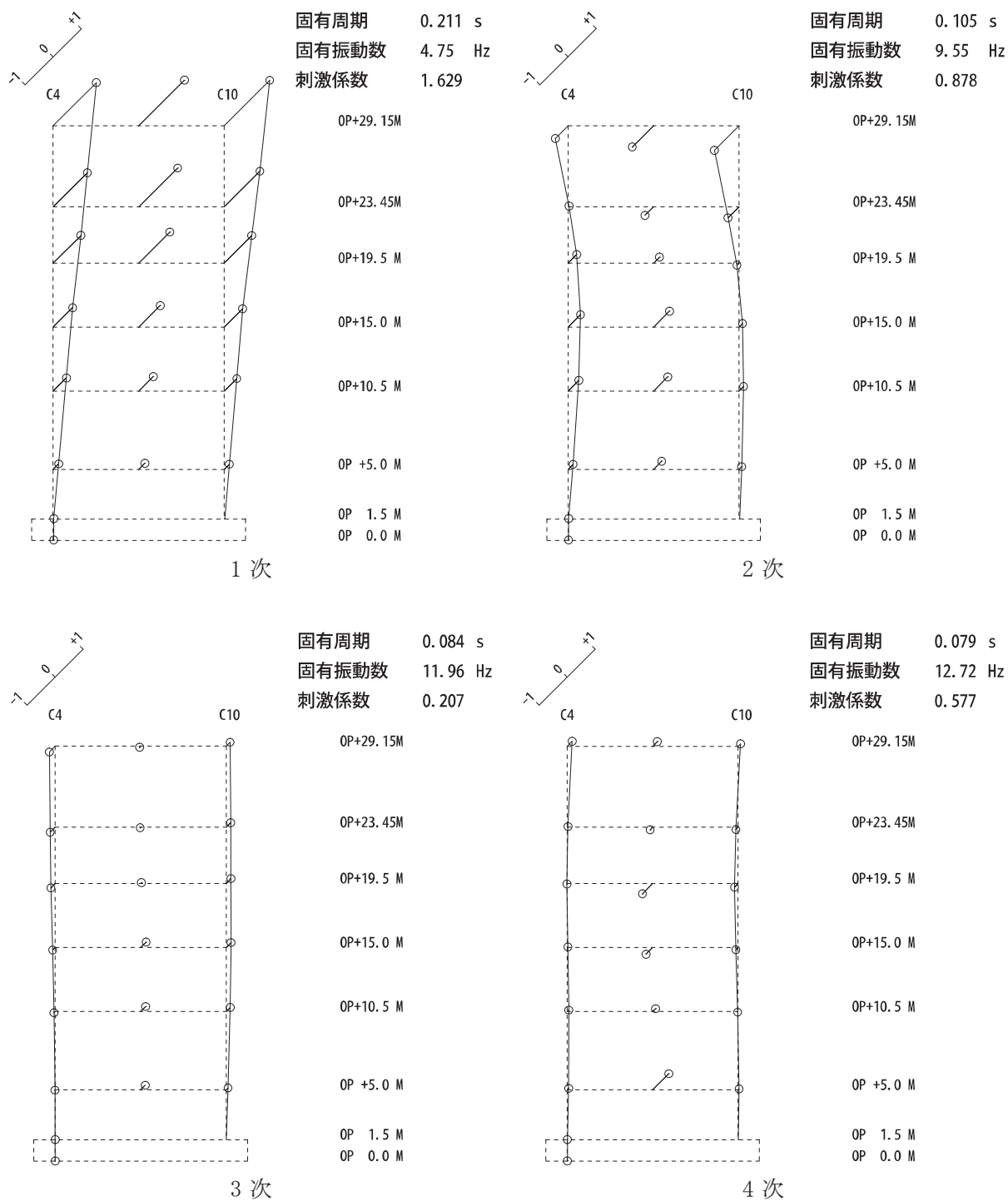


図 2-16 固有振動モード (EW 方向)

3. 評価結果のまとめ

第1号機制御建屋のシミュレーション解析の結果，以下の傾向が確認された。

- ① 水平動について，建屋全体に一律の初期剛性低下を考慮したモデルを設定すると，設計で考慮している剛性をNS方向で0.35倍に，EW方向で0.45倍に低下させた解析モデルの応答結果が，建屋の固有周期を概ね再現している。
- ② RC減衰については5%で，大きめな応答ではあるものの概ね観測記録との整合性が良い結果が得られた。これは制御建屋と同様の傾向である。

別紙 2 第 1 号機制御建屋の地震応答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

目 次

1. 概要.....	別紙 2- 1
2. 地震応答解析モデルの変更点について.....	別紙 2- 2
2.1 多軸床柔多質点系モデルの採用.....	別紙 2- 5
2.2 初期剛性低下の考慮.....	別紙 2- 8
2.3 建屋重量の変更.....	別紙 2-10
2.4 既工認モデルと今回工認モデルの諸元の比較.....	別紙 2-11

1. 概要

本資料は、第1号機制御建屋の既工認時及び今回工認時の地震応答解析モデル及び手法の比較を示すものである。

2. 地震応答解析モデルの変更点について

第1号機制御建屋の地震応答解析モデル及び手法の比較を表2-1に示す。また、今回工認時の地震応答解析モデルを図2-1に示す。

比較に用いる既工認時の地震応答解析モデル及び手法は、建設工認のものである。

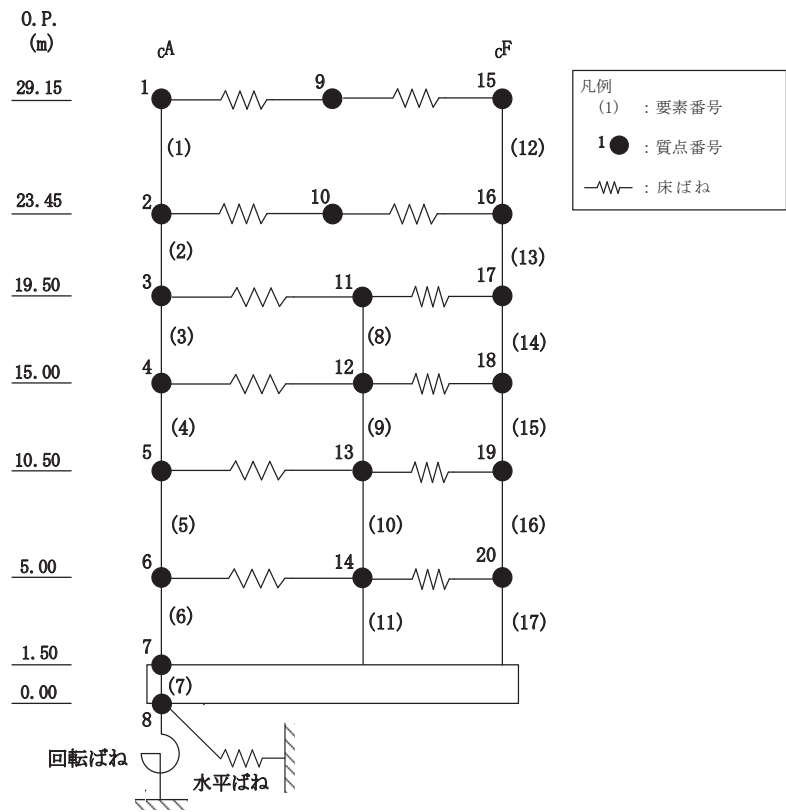
表 2-1 第 1 号機制御建屋の地震応答解析モデル及び手法の比較

項目	内容	既工認時*	今回工認	備考
入力地震動の算定法	水平	基準地震動を基礎底面に直接入力	同左	—
解析コード		N U P P II	N U P P 4	—
建屋のモデル化	モデル	水平：1 軸多質点系モデル	水平：多軸床柔多質点系モデル	(1)
	材料物性	既工認時の規準に基づき設定 ・コンクリートのヤング係数, ポアソン比 $E = 2.06 \times 10^4 \text{ N/mm}^2$ (SI 換算) $\nu = 0.167$	同左	(2)
	剛性評価	耐震壁を考慮	耐震壁を考慮 初期剛性はシミュレーションにて補正	(3)
	減衰定数	RC：5%	同左	—
地盤のモデル化	底面ばね	水平及び回転ばねを考慮 (水平ばね：バルカン式 回転ばね：チモシェンコ式)	・水平方向：水平及び回転ばねを考慮	(4)
	側面ばね	考慮せず	同左	
非線形特性	耐震壁	考慮せず	・水平方向：考慮	(4)
	底面ばね	考慮	・水平方向：接地率 75%を下回る場合、基礎浮上りによる幾何学的非線形性考慮	
誘発上下動		考慮せず	接地率 65%を下回る場合、考慮する	—

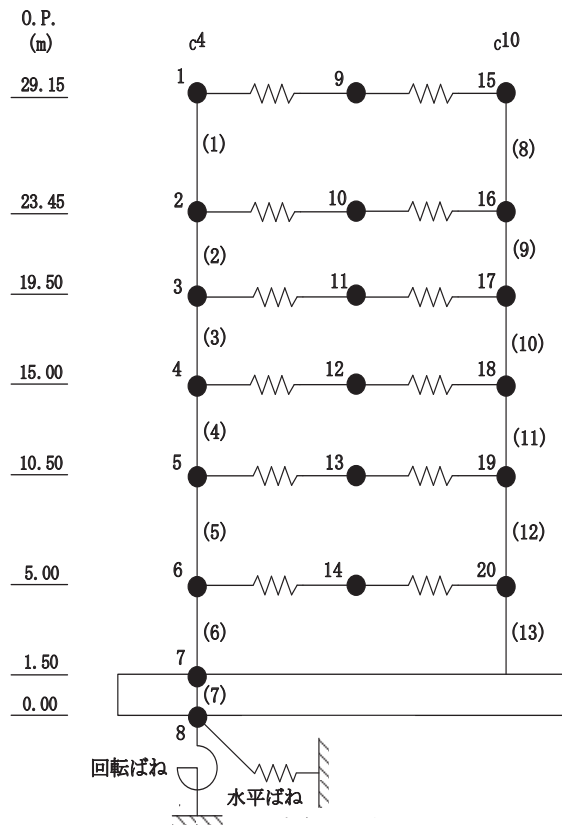
注記*：女川原子力発電所第一号機『工事計画認可申請書第 8 回添付資料「IV-5 参考資料-2 制御建屋の強度計算書」(56 資庁第 11510 号昭和 56 年 12 月 24 日認可)』

具体的な反映事項（表の備考欄に対応）

- (1)平成 23 年（2011 年）東北地方太平洋沖地震の地震観測記録を用いたシミュレーション解析を実施し、多軸床柔多質点モデルを設定。設定の内容について「2.1 多軸床柔多質点系モデルの採用」に示す。また、詳細は別紙 1 に示す。
- (2)「日本建築学会 1979 年 鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説」に基づく。なお、「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 -許容応力度設計法-」に基づく物性値とした場合の影響については、補足-620-3 に原子炉建屋を代表に示す。
- (3)平成 23 年（2011 年）東北地方太平洋沖地震の地震観測記録を用いたシミュレーションを実施し、初期剛性の補正係数を設定。設定の内容について「2.2 初期剛性低下の考慮」に示す。また、詳細は別紙 3 に示す。
- (4)「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）」に基づく。



(a) NS 方向

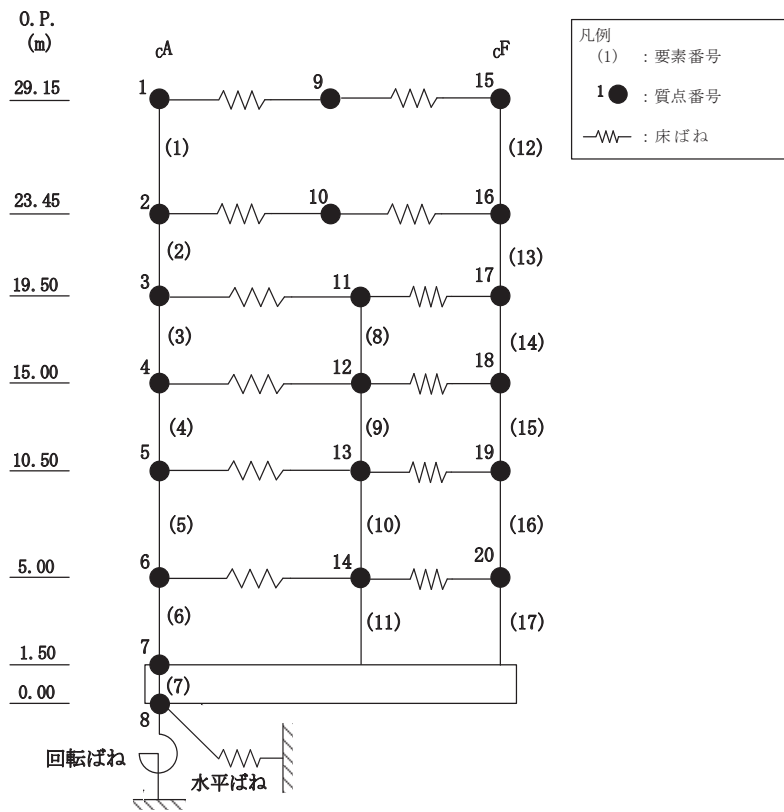


(b) EW 方向

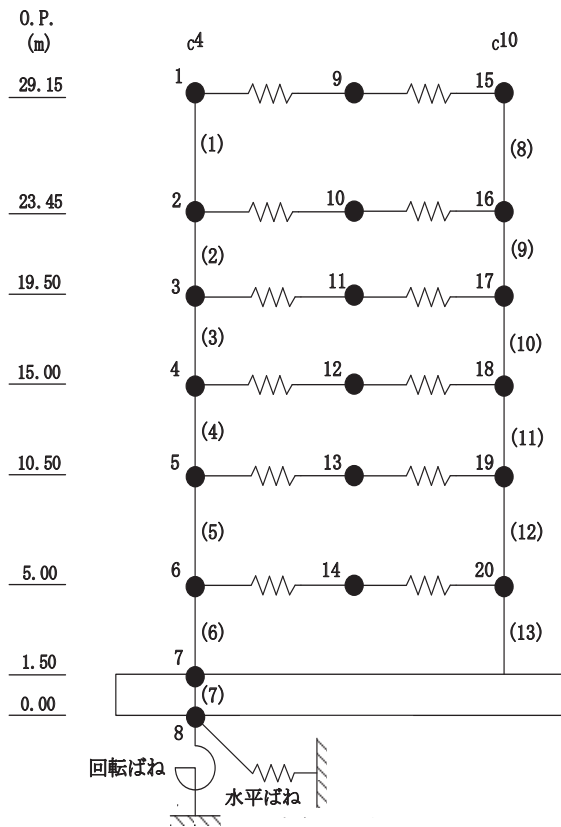
図 2-1 地震応答解析モデル (水平方向)

2.1 多軸床柔多質点系モデルの採用

水平方向の地震応答解析モデルは、既工認では1軸多質点系モデルであった。その後、平成23年（2011年）東北地方太平洋沖地震等に対するシミュレーション解析結果に基づき、今回工認では多軸床柔多質点系モデルを設定する。なお、シミュレーション解析結果は、別紙1に示すとおり過大な評価となる傾向があるものの、今回工認における第1号機制御建屋に要求される機能が制御建屋への波及的影響評価であることを踏まえ、特に変位が大きめに評価される解析モデルであることから妥当と判断した。図2-2に今回工認モデルを、図2-3に既工認モデルを示す。



(a) NS 方向



(b) EW 方向

図 2-2 今回工認モデル (水平方向)

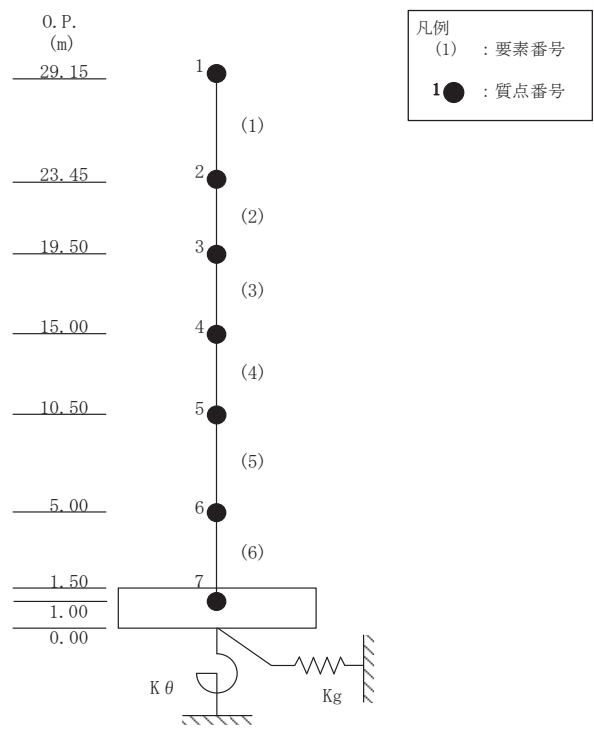
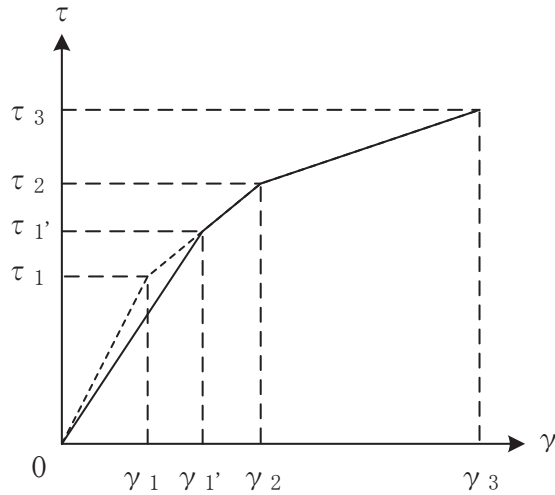


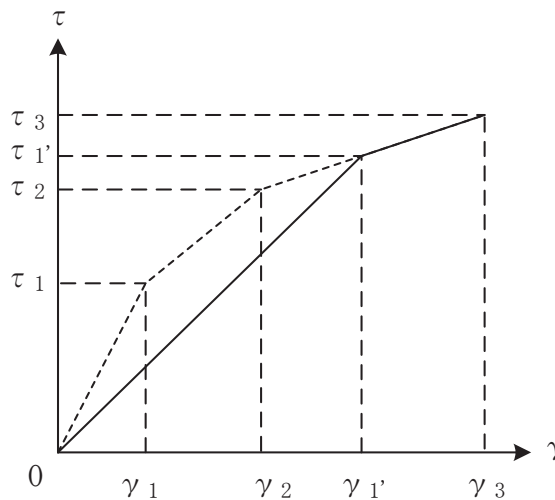
図 2-3 既工認モデル (水平方向)

2.2 初期剛性低下の考慮

3.11 地震や 4.7 地震に対する第 1 号機制御建屋のシミュレーション解析（水平方向）では，剛性については設計で考慮している初期剛性に比べ 5～6 割程度低下している結果が得られた。したがって，せん断力及び曲げモーメントのスケルトンカーブの初期剛性を補正する。図 2-4 にせん断力を例に補正方法を示す。また，表 2-2 に今回工認および既工認における初期剛性の補正係数及び初期剛性を示す。



(a) 補正後の初期剛性が第 2 勾配と交わる場合



(b) 補正後の初期剛性が第 3 勾配と交わる場合

図 2-4 初期剛性を補正したせん断力のスケルトンカーブ

表 2-2 耐震壁の初期剛性の設計値に対する補正係数

(a) 今回工認モデル

部位	方向	補正係数
建屋全体	NS	0.35
	EW	0.45

(b) 既工認モデル

部位	方向	補正係数
建屋全体	NS	1.00
	EW	1.00

2.3 建屋重量の変更

2.3.1 SI 単位系への単位変換による変更

既工認モデルでは重力単位系による重量を用いていたが、今回工認モデルでは SI 単位系へ単位換算する。

2.3.2 屋上ブロック撤去分の屋上重量低減

2階（O.P. 19.5m）、3階（O.P. 23.45m）及び屋上階（O.P. 29.15m）の RC 屋根の屋上ブロック撤去工事による屋根重量の低減を考慮している。

2.4 既工認モデルと今回工認モデルの諸元の比較

表 2-3 及び表 2-4 に既工認モデルと今回工認モデルの諸元の比較を示す。

表 2-3(1) 既工認モデルと今回工認モデルの重量の比較 (NS 方向)

(a) 既工認モデル

標高 O.P. (m)	建屋
29.15	1
	2803
23.45	2
	2673
19.50	3
	4160
15.00	4
	5484
10.50	5
	6547
5.00	6
	4896
1.00	7
	10945

質点番号
質点重量(t)
回転慣性重量 ^{*1} = $9.80 \times 10^6 \text{t} \cdot \text{m}^2$

(b) 今回工認モデル

標高 O.P. (m)	建屋		
	cA		cF
29.15	1	9	15
	669	1172	780
23.45	2	10	16
	777	1163	680
19.50	3	11	17
	1064	2348	610
15.00	4	12	18
	1454	3128	796
10.50	5	13	19
	1693	3655	1073
5.00	6	14	20
	1454	2497	850
1.50	7		
	6825		
0.00	8		
	3908		

質点番号
質点重量(×10kN)
回転慣性重量 ^{*2} = $9.04 \times 10^7 \text{kN} \cdot \text{m}^2 / \text{rad}$

注記*1：回転慣性重量は基礎質点（質点番号7）に集約している。

*2：回転慣性重量は基礎下質点（質点番号8）に集約している。

表 2-3(2) 既工認モデルと今回工認モデルの重量の比較 (EW 方向)

(a) 既工認モデル

標高 O.P. (m)	建屋
29.15	1
	2803
23.45	2
	2673
19.50	3
	4160
15.00	4
	5484
10.50	5
	6547
5.00	6
	4896
1.00	7
	10945

質点番号
質点重量(t)
回転慣性重量 ^{*1} = $5.92 \times 10^6 \text{t} \cdot \text{m}^2$

(b) 今回工認モデル

標高 O.P. (m)	建屋		
	c4		c10
29.15	1	9	15
	1043	368	1210
23.45	2	10	16
	790	997	833
19.50	3	11	17
	2194	1093	735
15.00	4	12	18
	3281	1200	896
10.50	5	13	19
	3555	1649	1216
5.00	6	14	20
	2503	1253	1045
1.50	7		
	6825		
0.00	8		
	3908		

質点番号
質点重量(×10kN)
回転慣性重量 ^{*2} = $5.28 \times 10^7 \text{kN} \cdot \text{m}^2 / \text{rad}$

注記*1：回転慣性重量は基礎質点（質点番号7）に集約している

*2：回転慣性重量は基礎下質点（質点番号8）に集約している。

表 2-4(1) 既工認モデルと今回工認モデルの剛性の比較 (NS 方向)

(a) 既工認モデル

標高 O. P. (m)	建屋
29.15	(1)
	25.6
	46.4
23.45	(2)
	35.3
	81.5
19.50	(3)
	55.4
	136.0
15.00	(4)
	80.8
	368.3
10.50	(5)
	104.0
	435.0
5.00	(6)
	103.0
	432.9

ヤング係数 E 210 t/cm²
 せん断弾性係数 G 90 t/cm²
 ポアソン比 ν 0.167
 減衰定数 h 5%

要素番号
せん断断面積 (m ²)
断面2次モーメント (×10 ² m ⁴)

(b) 今回工認モデル

標高 O. P. (m)	建屋		
	cA		cF
29.15	(1)		(12)
	13.2		9.4
	24.8		24.5
23.45	(2)		(13)
	17.7		17.7
	40.7		40.7
19.50	(3)	(8)	(14)
	20.8	16.9	16.9
	89.7	14.4	44.2
15.00	(4)	(9)	(15)
	27.9	21.8	33.5
	167.0	36.7	168.8
10.50	(5)	(10)	(16)
	37.8	21.8	44.3
	186.6	39.8	198.4
5.00	(6)	(11)	(17)
	37.8	21.8	44.3
	186.6	39.8	198.4
1.50	(7)		
	2214.0		
	5380.0		

ヤング係数 E 7.21 × 10³ (N/mm²)
 せん断弾性係数 G 3.09 × 10³ (N/mm²)
 ポアソン比 ν 0.167
 減衰定数 h 5%

要素番号
せん断断面積 (m ²)
断面2次モーメント (×10 ² m ⁴)

表 2-4(2) 既工認モデルと今回工認モデルの剛性の比較 (EW 方向)

(a) 既工認モデル

標高 O. P. (m)	建屋
29.15	(1)
	24.2
	70.2
23.45	(2)
	35.8
	93.1
19.50	(3)
	50.0
	124.9
15.00	(4)
	92.5
	273.2
10.50	(5)
	100.3
	331.8
5.00	(6)
	100.1
	327.6

ヤング係数 E 210 t/cm²
 せん断弾性係数 G 90 t/cm²
 ポアソン比 ν 0.167
 減衰定数 h 5%

要素番号
せん断断面積 (m ²)
断面2次モーメント (×10 ² m ⁴)

(b) 今回工認モデル

標高 O. P. (m)	建屋	
	c4	c10
29.15	(1)	(8)
	12.3	11.2
	37.3	36.6
23.45	(2)	(9)
	20.5	14.9
	64.4	41.6
19.50	(3)	(10)
	28.7	20.3
	73.3	50.9
15.00	(4)	(11)
	53.1	41.0
	197.0	88.2
10.50	(5)	(12)
	59.5	41.0
	235.0	100.1
5.00	(6)	(13)
	59.5	41.0
	235.0	100.1
1.50	(7)	
	2214.0	
	3101.5	

ヤング係数 E 9.27×10^3 (N/mm²)
 せん断弾性係数 G 3.97×10^3 (N/mm²)
 ポアソン比 ν 0.167
 減衰定数 h 5%

要素番号
せん断断面積 (m ²)
断面2次モーメント (×10 ² m ⁴)

別紙 3 第 1 号機制御建屋の地震応答解析における耐震壁のスケルトンカーブの設定

目 次

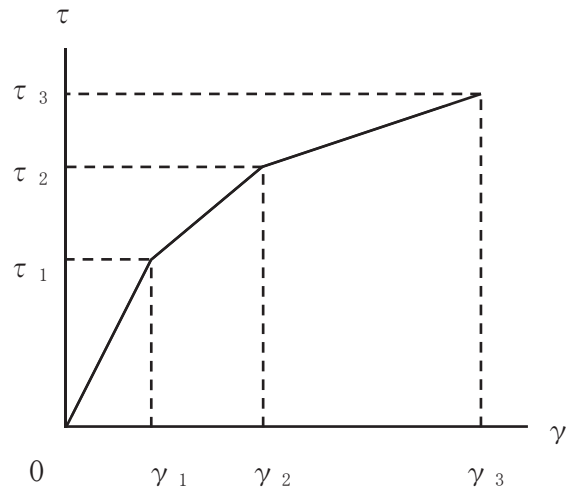
1. 概要.....	別紙 3- 1
2. 耐震壁の非線形特性の設定について.....	別紙 3- 2
2.1 第 1 折点の設定.....	別紙 3- 3
2.2 第 2 折点の設定.....	別紙 3- 3
2.3 終局点の設定.....	別紙 3- 4
2.4 初期剛性の補正.....	別紙 3- 5
3. せん断力のスケルトンカーブの設定について.....	別紙 3- 6
3.1 水平方向モデル.....	別紙 3- 6
3.2 使用材料の物性値と剛性補正係数.....	別紙 3-10
3.3 剛性低下による補正前の RC 造耐震壁のせん断力のスケルトンカーブ の諸数値.....	別紙 3-11
3.4 剛性低下による補正後の RC 造耐震壁のせん断力のスケルトンカーブ の諸数値.....	別紙 3-16
4. まとめ.....	別紙 3-19

1. 概要

第1号機制御建屋は、鉄筋コンクリート造の耐震壁を主体とした構造物である。このため、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。）の非線形特性を考慮している。本資料は、RC造耐震壁のせん断力の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. 耐震壁の非線形特性の設定について

RC造耐震壁のせん断応力度－せん断ひずみ関係（ τ － γ 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

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。

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

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

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

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、「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。

$\tau_s \leq 4.5 \sqrt{F_c}$ の場合

$$\tau_3 = \left(1 - \frac{\tau_s}{4.5 \sqrt{F_c}} \right) \tau_0 + \tau_s$$

$\tau_s > 4.5 \sqrt{F_c}$ の場合

$$\tau_3 = 4.5 \sqrt{F_c}$$

$$\gamma_3 = 4.0 \times 10^{-3}$$

$$\tau_0 = \left(3 - \frac{1.8 \cdot M}{Q \cdot D} \right) \sqrt{F_c}$$

ただし、 $M/QD > 1$ のとき $M/QD = 1$

$$\tau_s = \frac{(P_v + P_H) \cdot s \sigma_y}{2} + \frac{(\sigma_v + \sigma_H)}{2}$$

ここで、

F_c : コンクリートの圧縮強度 (kgf/cm²)

P_v, P_H : 縦, 横筋比 (実数)

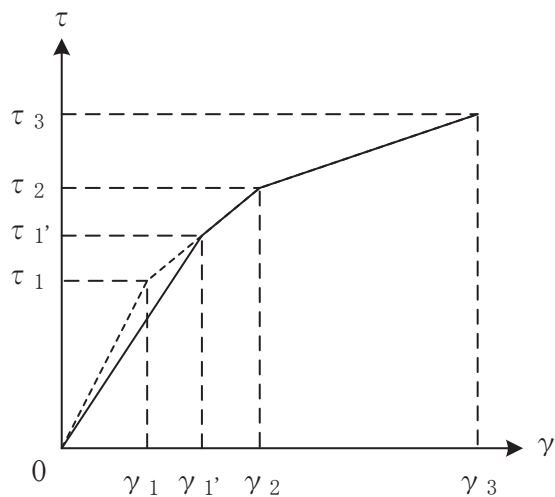
σ_v, σ_H : 縦, 横軸応力度 (kgf/cm²) (圧縮を正とする。)

$s \sigma_y$: 鉄筋降伏応力度 (kgf/cm²)

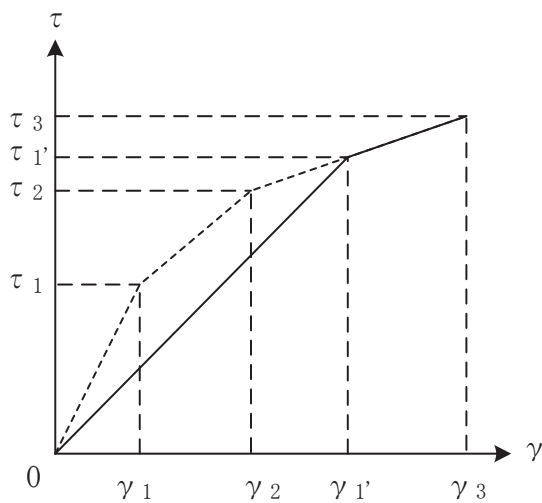
M/QD : シアスパン比

2.4 初期剛性の補正

第1号機制御建屋の初期剛性は、地震観測記録のシミュレーション解析に基づいて設定した補正係数を乗じて補正を行っている。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2-2に示す。



(a) 補正後の初期剛性が第2勾配と交わる場合



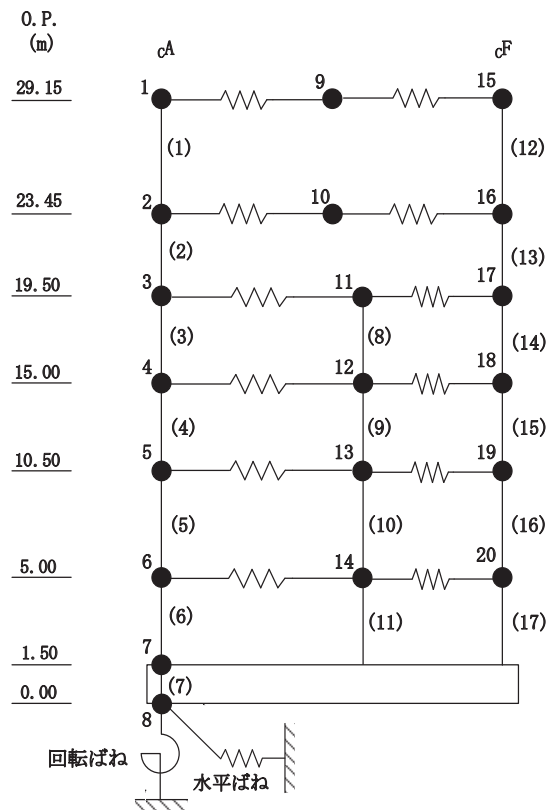
(b) 補正後の初期剛性が第3勾配と交わる場合

図2-2 初期剛性を補正したせん断力のスケルトンカーブ

3. せん断力のスケルトンカーブの設定について

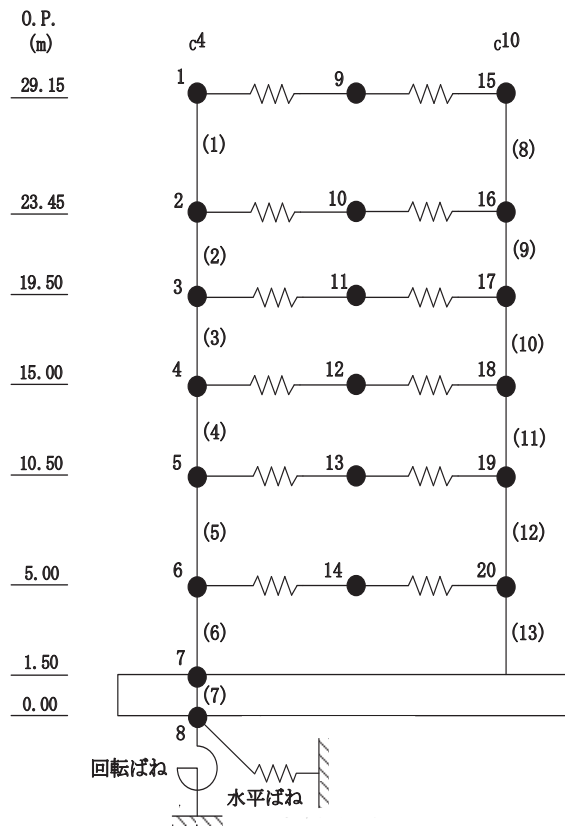
3.1 水平方向モデル

水平方向は，地盤との相互作用を考慮し，耐震壁及び柱の曲げ及びせん断剛性を評価した多質点系モデルとしている。地震応答解析モデルを図 3-1 に，解析モデルの諸元を表 3-1 に示す。



凡例
 (1) : 要素番号
 1● : 質点番号
 —〰— : 水平つなぎばね

(a) NS 方向



(b) EW 方向

図 3-1 地震応答解析モデル

表 3-1(1) 解析モデルの諸元 (1/2)

(a) 重量・回転慣性重量 (NS 方向)

標高 O. P. (m)	建屋		
	cA		cF
29.15	1	9	15
	669	1172	780
23.45	2	10	16
	777	1163	680
19.50	3	11	17
	1064	2348	610
15.00	4	12	18
	1454	3128	796
10.50	5	13	19
	1693	3655	1073
5.00	6	14	20
	1454	2497	850
1.50	7		
	6825		
0.00	8		
	3908		

質点番号
質点重量(×10kN)
回転慣性重量=9.04×10 ⁷ kN・m ² /rad

(b) セン断断面積・断面 2 次モーメント (NS 方向)

標高 O. P. (m)	建屋		
	cA		cF
29.15	1		12
	13.2		9.4
	24.8		24.5
23.45	2		13
	17.7		17.7
	40.7		40.7
19.50	3	8	14
	20.8	16.9	16.9
	89.7	14.4	44.2
15.00	4	9	15
	27.9	21.8	33.5
	167.0	36.7	168.8
10.50	5	10	16
	37.8	21.8	44.3
	186.6	39.8	198.4
5.00	6	11	17
	37.8	21.8	44.3
	186.6	39.8	198.4
1.50	7		
	2214.0		
	5380.0		

要素番号
せん断断面積(m ²)
断面2次モーメント(×10 ² m ⁴)

表 3-1(2) 解析モデルの諸元 (2/2)

(c) 重量・回転慣性重量 (EW 方向)

標高 O.P. (m)	建屋		
	c4		c10
29.15	1	9	15
	1043	368	1210
23.45	2	10	16
	790	997	833
19.50	3	11	17
	2194	1093	735
15.00	4	12	18
	3281	1200	896
10.50	5	13	19
	3555	1649	1216
5.00	6	14	20
	2503	1253	1045
1.50	7		
	6825		
0.00	8		
	3908		

質点番号
質点重量(×10kN)

回転慣性重量 = $5.28 \times 10^7 \text{ kN} \cdot \text{m}^2 / \text{rad}$

(d) セン断断面積・断面 2 次モーメント (EW 方向)

標高 O.P. (m)	建屋	
	c4	c10
29.15	1	8
	12.3	11.2
	37.3	36.6
23.45	2	9
	20.5	14.9
	64.4	41.6
19.50	3	10
	28.7	20.3
	73.3	50.9
15.00	4	11
	53.1	41.0
	197.0	88.2
10.50	5	12
	59.5	41.0
	235.0	100.1
5.00	6	13
	59.5	41.0
	235.0	100.1
1.50	7	
	2214.0	
	3101.5	

要素番号
せん断断面積 (m ²)
断面 2 次モーメント (×10 ² m ⁴)

3.2 使用材料の物性値と剛性補正係数

地震応答解析に用いる第1号機制御建屋の使用材料の物性値を表3-2及び表3-3に示す。また、表3-4にシミュレーション解析に基づく剛性補正係数を示す。

表 3-2 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 (%)
コンクリート： F _c = 225kgf/cm ²	2.06 × 10 ⁴	0.88 × 10 ⁴	5

表 3-3 使用材料の物性値（鉄筋）

使用材料	降伏応力度 σ _y (N/mm ²)
鉄筋：SD345 相当*	345

注記*：建設当時の鉄筋の種類はSD35であるが、現在の規格（SD345）に読み替えた降伏応力度を示す。

表 3-4 耐震壁の初期剛性の設計値に対する補正係数

部位	方向	補正係数
建屋全体	NS	0.35
	EW	0.45

3.3 剛性低下による補正前の RC 造耐震壁のせん断力のスケルトンカーブの諸数値

(1) 第 1 折点

RC 造耐震壁の各要素における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 3-5 に示す。

表 3-5 せん断力のスケルトンカーブ ($\tau - \gamma$ 関係, 第 1 折点) (補正前)

(a) NS 方向

要素番号	通り名	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)	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)	cA	22.1	0.88	13.16	0.185	1.56	0.177
(2)		22.1	0.88	17.65	0.438 0.389	1.67	0.189
(3)		22.1	0.88	20.84	0.421	1.67	0.189
(4)		22.1	0.88	27.89	0.507	1.71	0.193
(5)		22.1	0.88	37.80	0.621	1.75	0.199
(6)		22.1	0.88	37.80	0.799	1.83	0.207
(8)	cCX cDX	22.1	0.88	16.85	0.380	1.65	0.187
(9)		22.1	0.88	21.80	0.557	1.73	0.196
(10)		22.1	0.88	21.80	0.776	1.82	0.206
(11)		22.1	0.88	21.80	0.915	1.87	0.212
(12)	cF	22.1	0.88	9.40	0.303	1.62	0.183
(13)		22.1	0.88	17.65	0.438 0.389	1.67	0.189
(14)		22.1	0.88	16.88	0.585	1.74	0.197
(15)		22.1	0.88	33.54	0.469	1.69	0.191
(16)		22.1	0.88	44.34	0.562	1.73	0.196
(17)		22.1	0.88	44.34	0.709	1.79	0.203

(b) EW 方向

要素番号	通り名	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)	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)	c4	22.1	0.88	12.30	0.194	1.56	0.177
(2)		22.1	0.88	20.50	0.392	1.66	0.188
(3)		22.1	0.88	28.70	0.410	1.66	0.188
(4)		22.1	0.88	53.10	0.482	1.69	0.192
(5)		22.1	0.88	59.53	0.649	1.77	0.200
(6)		22.1	0.88	59.53	0.804	1.83	0.207
(8)	c10	22.1	0.88	11.20	0.214	1.57	0.178
(9)		22.1	0.88	14.94	0.384	1.65	0.187
(10)		22.1	0.88	20.27	0.493	1.70	0.193
(11)		22.1	0.88	41.00	0.409	1.66	0.188
(12)		22.1	0.88	41.00	0.557	1.73	0.196
(13)		22.1	0.88	41.00	0.710	1.79	0.203

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

RC造耐震壁の各要素における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3-6に示す。

表3-6 せん断力のスケルトンカーブ ($\tau - \gamma$ 関係, 第2折点) (補正前)

(a)NS方向

要素番号	部位	τ_2^{*1} (N/mm ²)	γ_2^{*2} ($\times 10^{-3}$)
(1)	cA	2.11	0.530
(2)		2.25	0.566
(3)		2.25	0.567
(4)		2.30	0.580
(5)		2.37	0.596
(6)		2.47	0.621
(8)	cCX cDX	2.23	0.561
(9)		2.33	0.587
(10)		2.45	0.618
(11)		2.53	0.637
(12)	cF	2.18	0.549
(13)		2.25	0.566
(14)		2.35	0.591
(15)		2.28	0.574
(16)		2.33	0.588
(17)		2.42	0.609

(b)EW方向

要素番号	部位	τ_2^{*1} (N/mm ²)	γ_2^{*2} ($\times 10^{-3}$)
(1)	c4	2.11	0.532
(2)		2.23	0.563
(3)		2.25	0.569
(4)		2.29	0.576
(5)		2.38	0.600
(6)		2.47	0.622
(8)	c10	2.13	0.535
(9)		2.23	0.562
(10)		2.29	0.578
(11)		2.25	0.565
(12)		2.33	0.587
(13)		2.42	0.609

注記*1: $\tau_2 = 1.35 \cdot \tau_1$

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

(3) 終局点

RC 造耐震壁の終局点は、「2.3 終局点の設定」に基づき、各層の終局せん断応力度を算出する。シアスパン比 M/QD を評価するための M 及び Q は、建設工認時の S_2 地震時の最大応答値を用いている。

RC 造耐震壁の各要素におけるせん断力のスケルトンカーブの終局点の設定根拠を表 3-7 に示す。また、第 1 号機制御建屋の O. P. 1. 50m~O. P. 8. 00m について、各耐震壁の配筋を示したものを図 3-2 に示す。

表 3-7 せん断力のスケルトンカーブ ($\tau - \gamma$ 関係, 終局点) (補正前)

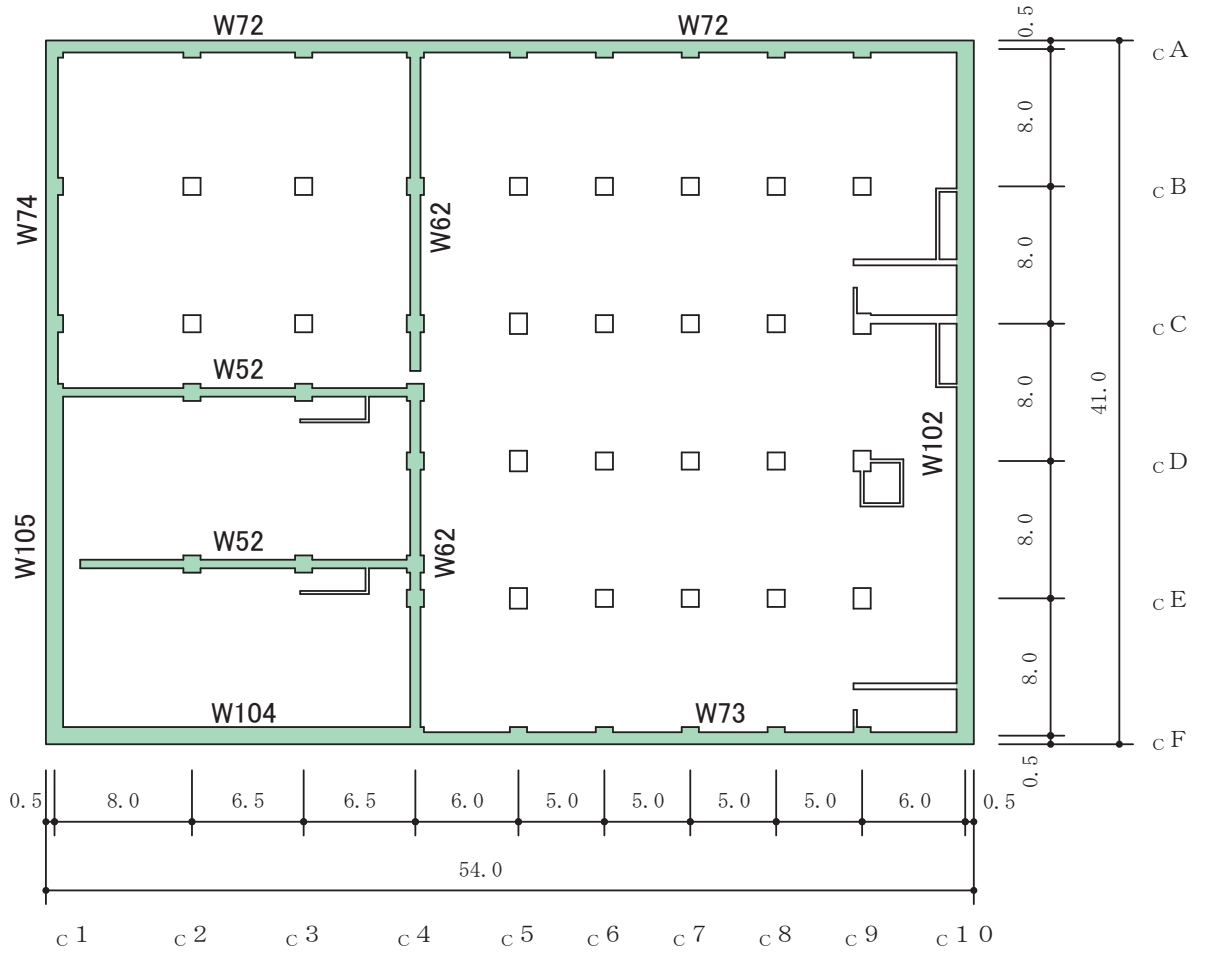
(a) NS 方向

要素番号	部位	P_V (%)	P_H (%)	縦軸応力度 σ_{V^*} (N/mm^2)	M/QD	τ_3 (N/mm^2)	γ_3 ($\times 10^{-3}$)
(1)	cA	0.718	0.718	0.185	0.240	4.88	4.00
(2)		0.968	0.968	0.438	0.219	5.32	4.00
		0.887	0.887	0.389	0.133		
(3)		0.968	0.968	0.421	0.266	5.26	4.00
(4)		0.916	0.916	0.507	0.273	5.19	4.00
(5)		0.917	0.917	0.621	0.317	5.16	4.00
(6)	0.917	0.917	0.799	0.383	5.12	4.00	
(8)	cCX	0.603	0.603	0.380	0.240	4.75	4.00
(9)		0.774	0.774	0.557	0.240	5.04	4.00
(10)		0.774	0.774	0.776	0.290	5.01	4.00
(11)	cDX	0.774	0.774	0.915	0.351	4.96	4.00
(12)	cF	0.718	0.718	0.303	0.240	4.90	4.00
(13)		0.968	0.968	0.438	0.219	5.32	4.00
		0.887	0.887	0.389	0.133		
(14)		1.268	1.268	0.585	0.240	5.77	4.00
(15)		1.279	0.817	0.469	0.240	5.42	4.00
(16)		1.167	0.783	0.562	0.287	5.28	4.00
(17)		1.284	0.861	0.709	0.347	5.40	4.00

(b) EW 方向

要素番号	部位	P_V (%)	P_H (%)	縦軸応力度 σ_{V^*} (N/mm^2)	M/QD	τ_3 (N/mm^2)	γ_3 ($\times 10^{-3}$)
(1)	c4	0.957	0.957	0.194	0.240	5.23	4.00
(2)		0.774	0.774	0.392	0.240	5.00	4.00
(3)		0.917	0.917	0.410	0.240	5.21	4.00
(4)		1.087	0.977	0.482	0.334	5.30	4.00
(5)		1.446	1.446	0.649	0.418	5.95	4.00
(6)		1.446	1.446	0.804	0.497	5.95	4.00
(8)	c10	0.957	0.957	0.214	0.240	5.23	4.00
(9)		0.968	0.968	0.384	0.240	5.29	4.00
(10)		0.917	0.917	0.493	0.240	5.23	4.00
(11)		0.794	0.794	0.409	0.240	5.04	4.00
(12)		0.957	0.794	0.557	0.258	5.16	4.00
(13)		0.957	0.794	0.710	0.307	5.13	4.00

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



地下3階伏図

図3-2(1) 耐震壁の配筋図 (0. P. 1.5m~0. P. 5.0m) (1/2)

記号	壁厚 (cm)	縦筋	横筋
W52	50	2-D22@200	2-D22@200
W62	60	2-D29@200	2-D29@200
W72	70	2-D29@200	2-D29@200
W73	70	2-D35@200	2-D29@200
W74	70	2-D32@200 +1-D32@400	2-D32@200 + 1-D32@400
W102	100	2-D35@200	2-D32@200
W104	100	2-D35@200 +1-D35@400	2-D29@200 + 1-D29@400
W105	100	4-D35@200	4-D35@200

図3-2(2) 耐震壁の配筋図 (0. P. 1. 5m~0. P. 5. 0m) (2/2)

3.4 剛性低下による補正後の RC 造耐震壁のせん断力のスケルトンカーブの諸数値

(1) 第 1 折点

RC 造耐震壁の各要素における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 3-8 に示す。

表 3-8 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) NS 方向

要素番号	通り名	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)	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)	cA	22.1	0.88	13.16	0.185	2.27	0.735
(2)		22.1	0.88	17.65	0.438 0.389	2.45	0.794
(3)		22.1	0.88	20.84	0.421	2.45	0.793
(4)		22.1	0.88	27.89	0.507	2.50	0.808
(5)		22.1	0.88	37.80	0.621	2.56	0.828
(6)		22.1	0.88	37.80	0.799	2.65	0.859
(8)	cCX cDX	22.1	0.88	16.85	0.380	2.38	0.771
(9)		22.1	0.88	21.80	0.557	2.51	0.813
(10)		22.1	0.88	21.80	0.776	2.63	0.852
(11)		22.1	0.88	21.80	0.915	2.70	0.874
(12)	cF	22.1	0.88	9.40	0.303	2.35	0.760
(13)		22.1	0.88	17.65	0.438 0.389	2.45	0.794
(14)		22.1	0.88	16.88	0.585	2.60	0.841
(15)		22.1	0.88	33.54	0.469	2.49	0.808
(16)		22.1	0.88	44.34	0.562	2.53	0.820
(17)		22.1	0.88	44.34	0.709	2.63	0.852

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

(b) EW 方向

要素番号	通り名	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)	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)	c4	22.1	0.88	12.30	0.194	2.11	0.532
(2)		22.1	0.88	20.50	0.392	2.23	0.563
(3)		22.1	0.88	28.70	0.410	2.25	0.565
(4)		22.1	0.88	53.10	0.482	2.29	0.576
(5)		22.1	0.88	59.53	0.649	2.38	0.600
(6)		22.1	0.88	59.53	0.804	2.47	0.622
(8)	c10	22.1	0.88	11.20	0.214	2.12	0.535
(9)		22.1	0.88	14.94	0.384	2.23	0.561
(10)		22.1	0.88	20.27	0.493	2.29	0.578
(11)		22.1	0.88	41.00	0.409	2.25	0.565
(12)		22.1	0.88	41.00	0.557	2.33	0.587
(13)		22.1	0.88	41.00	0.710	2.42	0.609

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

補正後の初期剛性が第 3 勾配と交わるため第 2 折点は設定されない。

(3) 終局点

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は表 3-7 で示した補正前の終局点と同じ値である。

4. まとめ

第1号機制御建屋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4-1に示す。

表4-1(1) 第1号機制御建屋のせん断力のスケルトンカーブ ($\tau - \gamma$ 関係) (1/2)
(a) NS方向

要素 番号	部位	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)	cA	2.27	0.735	—	—	4.88	4.00
(2)		2.45	0.794	—	—	5.32	4.00
(3)		2.45	0.793	—	—	5.26	4.00
(4)		2.50	0.808	—	—	5.19	4.00
(5)		2.56	0.828	—	—	5.16	4.00
(6)		2.65	0.859	—	—	5.12	4.00
(8)	cCX cDX	2.38	0.771	—	—	4.75	4.00
(9)		2.51	0.813	—	—	5.04	4.00
(10)		2.63	0.852	—	—	5.01	4.00
(11)		2.70	0.874	—	—	4.96	4.00
(12)	cF	2.35	0.760	—	—	4.90	4.00
(13)		2.45	0.794	—	—	5.32	4.00
(14)		2.60	0.841	—	—	5.77	4.00
(15)		2.49	0.808	—	—	5.42	4.00
(16)		2.53	0.820	—	—	5.28	4.00
(17)		2.63	0.852	—	—	5.40	4.00

表 4-1(2) 第 1 号機制御建屋のせん断力のスケルトンカーブ ($\tau - \gamma$ 関係) (2/2)

(b) EW 方向

要素 番号	部位	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)	c4	2.11	0.532	—	—	5.23	4.00
(2)		2.23	0.563	—	—	5.00	4.00
(3)		2.25	0.565	—	—	5.22	4.00
(4)		2.29	0.576	—	—	5.29	4.00
(5)		2.38	0.600	—	—	5.95	4.00
(6)		2.47	0.622	—	—	5.95	4.00
(8)	c10	2.12	0.535	—	—	5.23	4.00
(9)		2.23	0.561	—	—	5.29	4.00
(10)		2.29	0.578	—	—	5.23	4.00
(11)		2.25	0.565	—	—	5.04	4.00
(12)		2.33	0.587	—	—	5.16	4.00
(13)		2.42	0.609	—	—	5.13	4.00

別紙 4 第 1 号機制御建屋の地震応答解析結果について

目 次

1. 概要..... 別紙 4-1
2. 固有値解析結果..... 別紙 4-1
3. 地震応答解析結果..... 別紙 4-4

1. 概要

本資料は、第1号機制御建屋の波及影響評価を行っているEW方向について、基準地震動 S_s に基づく基本ケースの地震応答解析結果を示すものである。

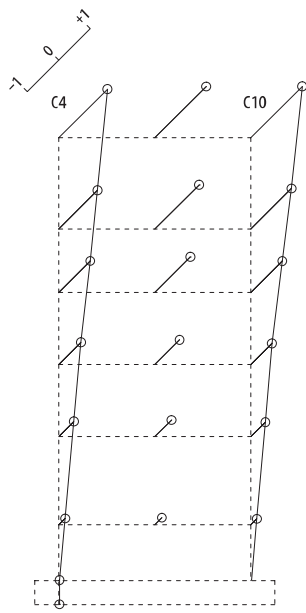
2. 固有値解析結果

基本ケースの地震応答解析モデルの固有値解析結果（固有周期，固有振動数及び刺激係数）を表2-1に示す。刺激関数図を図2-1に示す。

なお，刺激係数は，各次の固有ベクトル $\{u\}$ の最大振幅が1.0となるように規準化した値を示す。

表 2-1 固有値解析結果 (EW 方向)

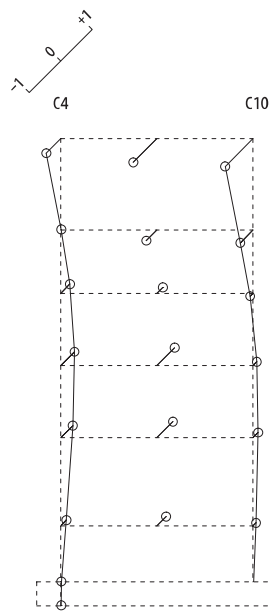
次数	固有周期 (s)	固有振動数 (Hz)	刺激係数	備考
1	0.209	4.79	1.628	建屋全体 1 次
2	0.104	9.64	0.881	建屋全体 2 次
3	0.083	12.01	0.199	
4	0.078	12.74	0.584	建屋全体 3 次
5	0.076	13.12	0.040	
6	0.075	13.42	0.068	
7	0.071	14.07	0.006	
8	0.064	15.67	0.248	
9	0.051	19.52	0.304	



固有周期 0.209 s
固有振動数 4.79 Hz
刺激係数 1.628

OP+29.15M
OP+23.45M
OP+19.5 M
OP+15.0 M
OP+10.5 M
OP +5.0 M
OP 1.5 M
OP 0.0 M

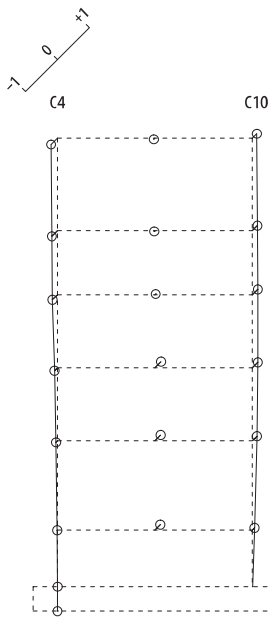
1 次



固有周期 0.104 s
固有振動数 9.64 Hz
刺激係数 0.881

OP+29.15M
OP+23.45M
OP+19.5 M
OP+15.0 M
OP+10.5 M
OP +5.0 M
OP 1.5 M
OP 0.0 M

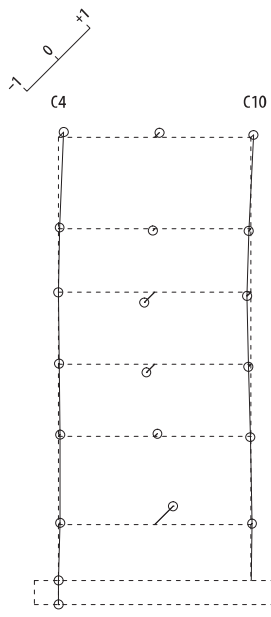
2 次



固有周期 0.083 s
固有振動数 12.01 Hz
刺激係数 0.199

OP+29.15M
OP+23.45M
OP+19.5 M
OP+15.0 M
OP+10.5 M
OP +5.0 M
OP 1.5 M
OP 0.0 M

3 次



固有周期 0.078 s
固有振動数 12.74 Hz
刺激係数 0.584

OP+29.15M
OP+23.45M
OP+19.5 M
OP+15.0 M
OP+10.5 M
OP +5.0 M
OP 1.5 M
OP 0.0 M

4 次

図 2-1 刺激関数図 (EW 方向)

3. 地震応答解析結果

基準地震動 S_s に基づく基本ケースの地震応答解析結果を図 3-1～図 3-4 及び表 3-1 に示す。

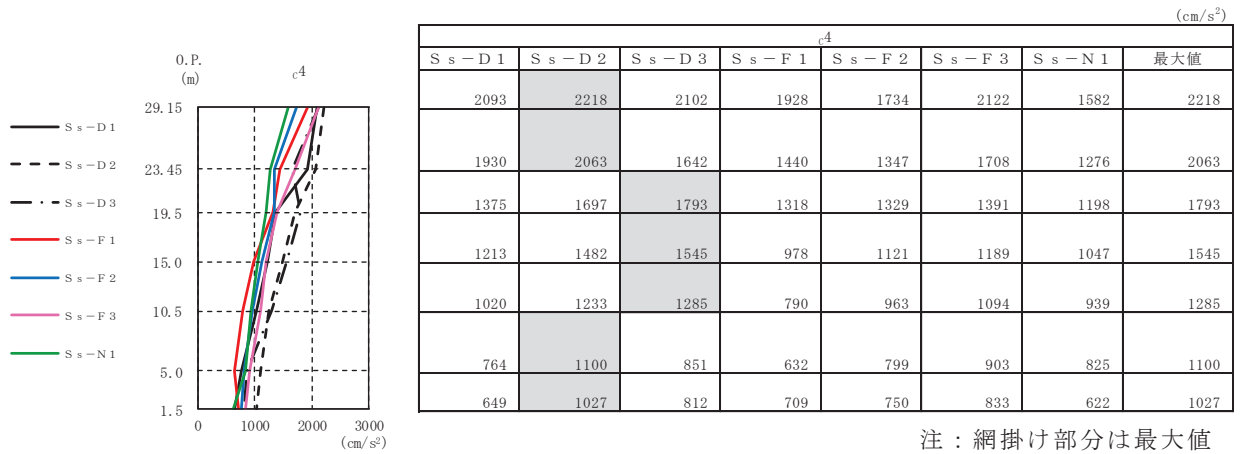


図 3-1(1) 最大応答加速度（基準地震動 S_s ，EW 方向）

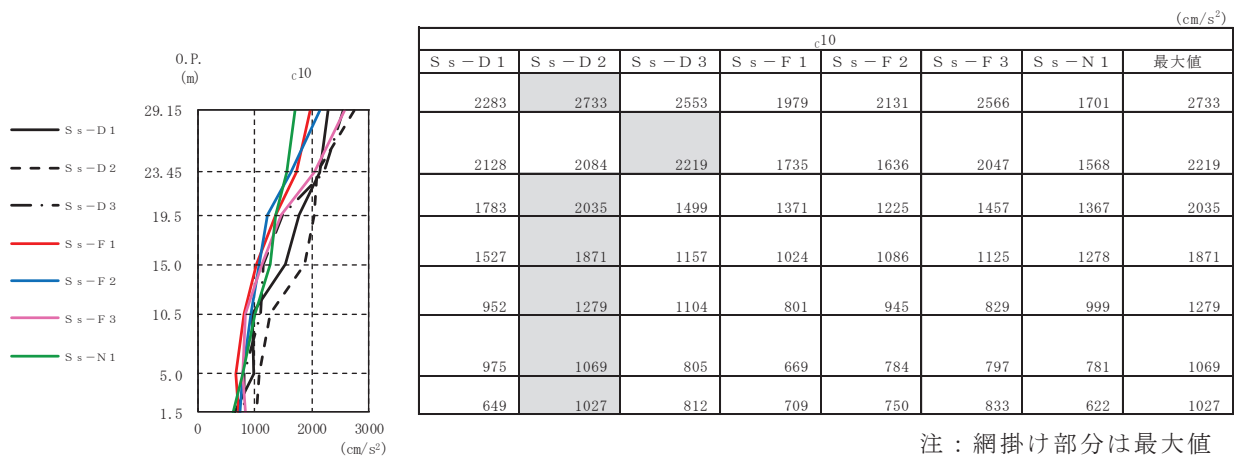
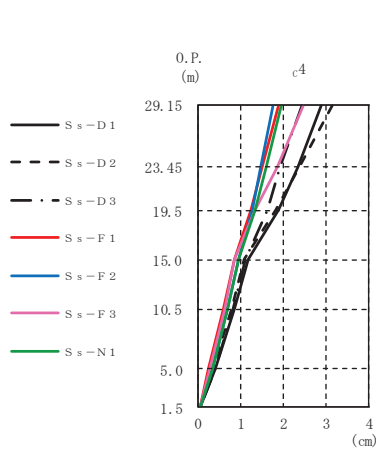


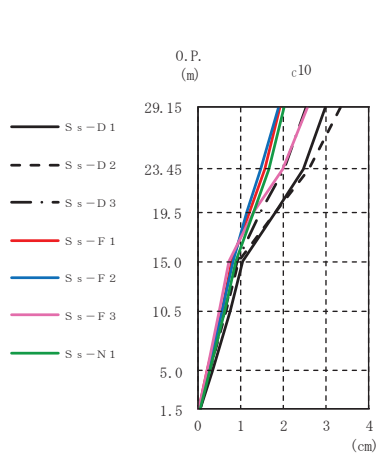
図 3-1(2) 最大応答加速度（基準地震動 S_s ，EW 方向）



							(cm)	
							c ⁴	
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	最大値	
2.88	3.12	2.42	1.89	1.74	2.45	1.94	3.12	
2.33	2.35	1.91	1.51	1.47	1.84	1.60	2.35	
1.89	1.83	1.63	1.24	1.26	1.35	1.35	1.89	
1.17	1.08	1.11	0.86	0.95	0.86	0.96	1.17	
0.86	0.78	0.83	0.60	0.68	0.61	0.70	0.86	
0.40	0.35	0.39	0.26	0.32	0.27	0.34	0.40	
0.04	0.04	0.04	0.03	0.04	0.03	0.04	0.04	

注：網掛け部分は最大値

図 3-2(1) 最大応答変位 (基準地震動 S s, EW 方向)



							(cm)	
							c ¹⁰	
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	最大値	
2.98	3.33	2.54	1.93	1.90	2.56	2.02	3.33	
2.46	2.61	2.00	1.56	1.48	1.97	1.66	2.61	
1.82	1.81	1.46	1.22	1.14	1.32	1.32	1.82	
1.05	0.97	0.91	0.81	0.82	0.74	0.89	1.05	
0.75	0.67	0.65	0.56	0.58	0.52	0.63	0.75	
0.35	0.29	0.28	0.23	0.25	0.23	0.28	0.35	
0.04	0.04	0.04	0.03	0.04	0.03	0.04	0.04	

注：網掛け部分は最大値

図 3-2(2) 最大応答変位 (基準地震動 S s, EW 方向)

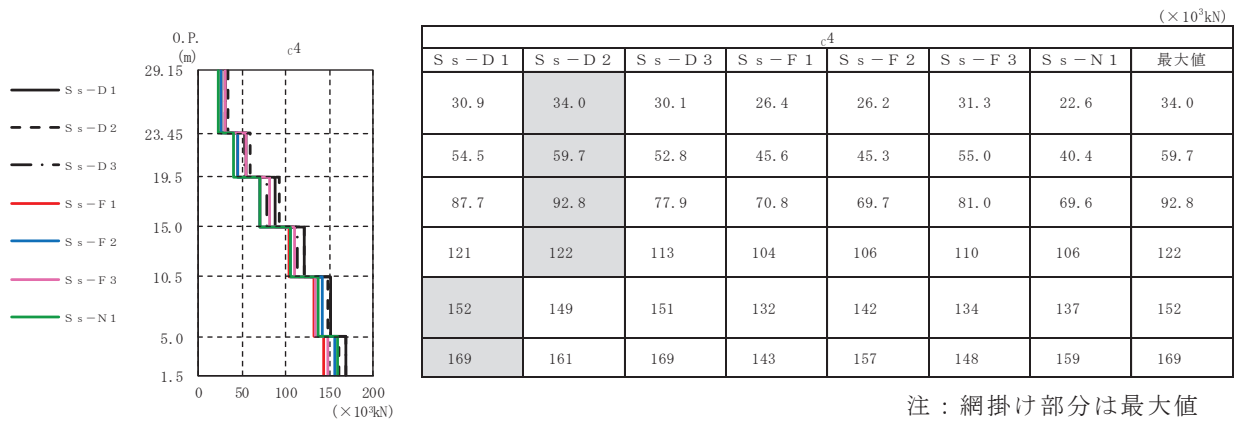


図 3-3(1) 最大応答せん断力 (基準地震動 S_s, EW 方向)

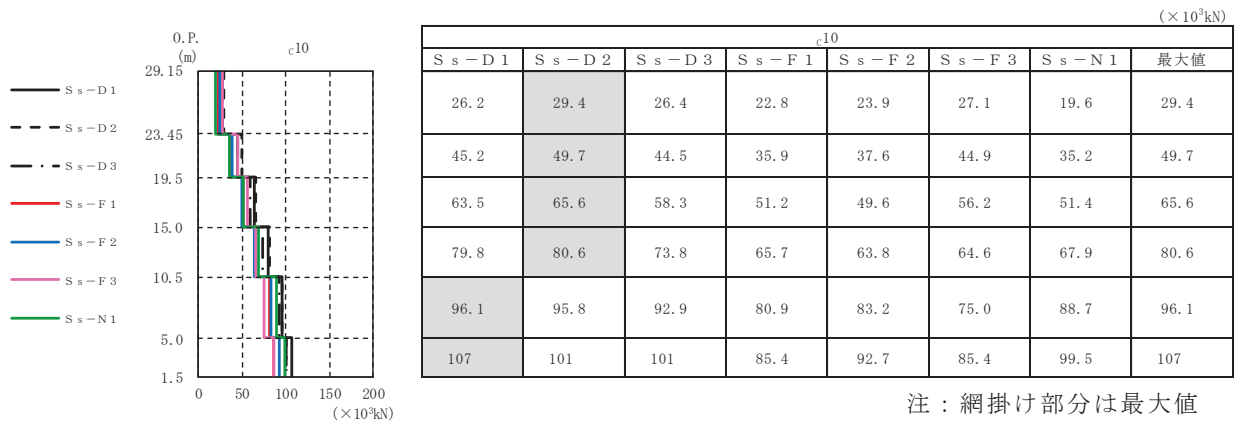


図 3-3(2) 最大応答せん断力 (基準地震動 S_s, EW 方向)

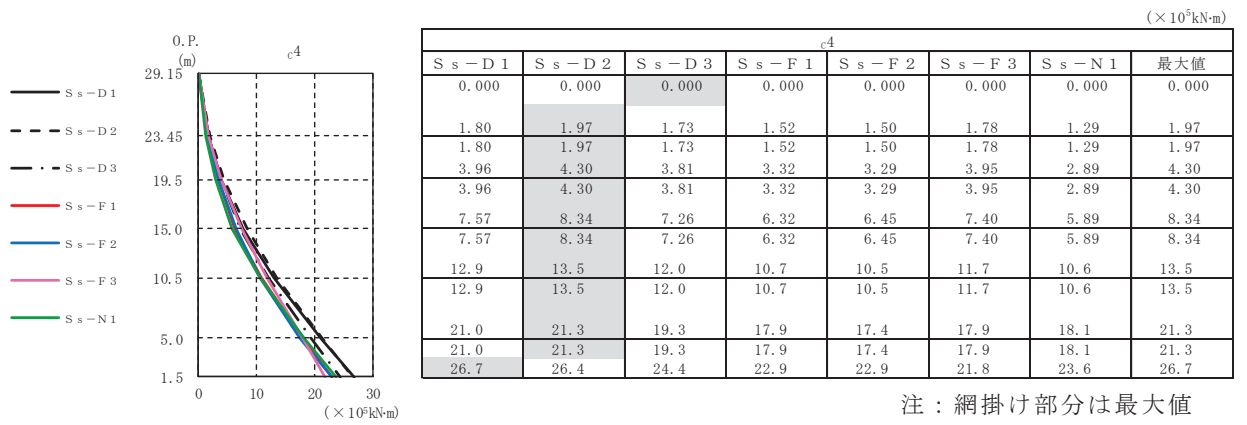


図 3-4(1) 最大応答曲げモーメント (基準地震動 S s , EW 方向)

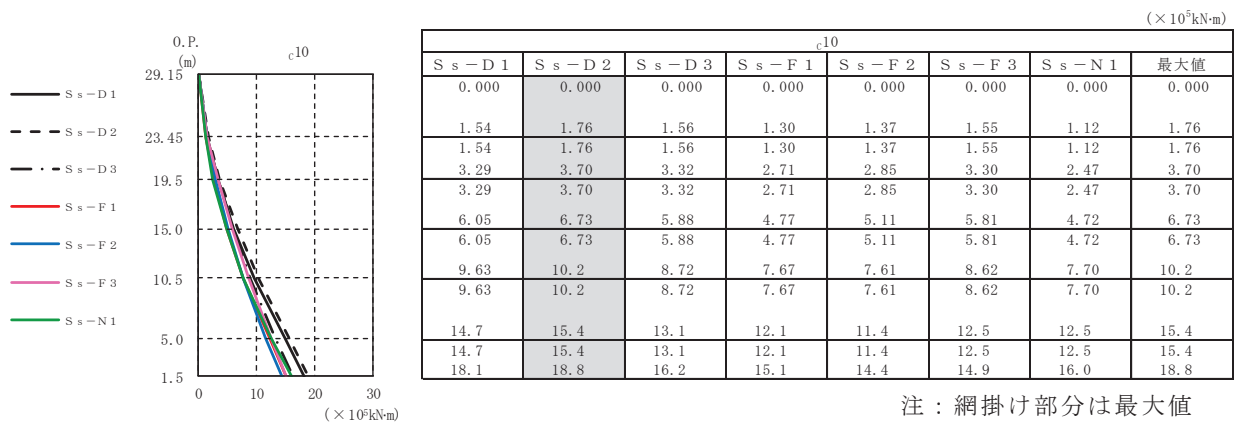
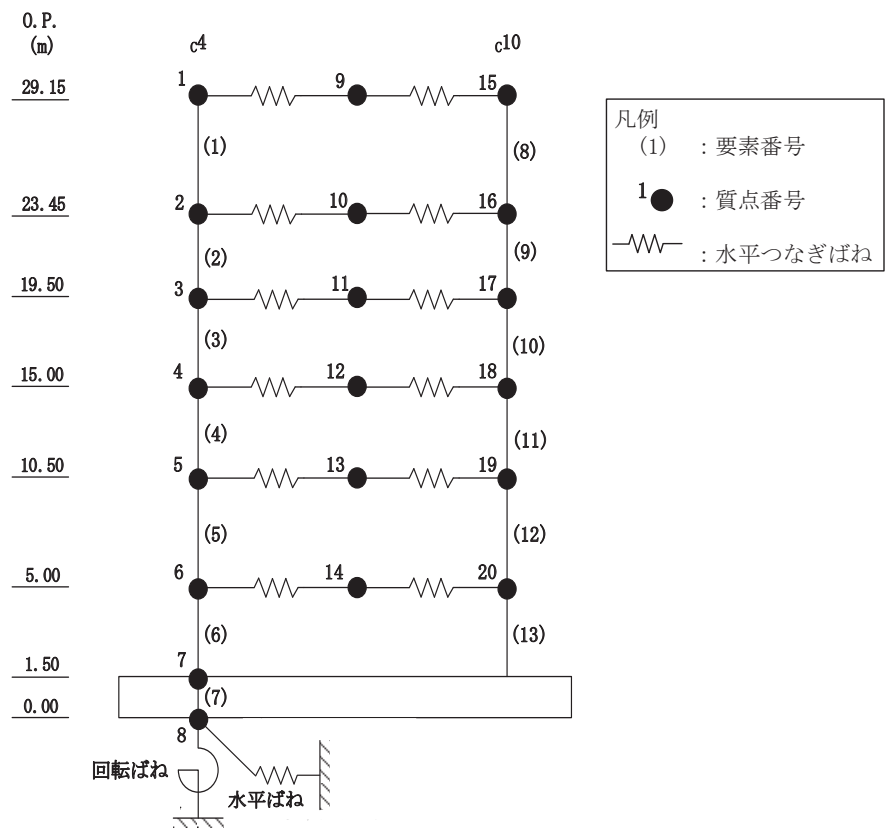


図 3-4(2) 最大応答曲げモーメント (基準地震動 S s , EW 方向)

表 3-1 最大応答せん断ひずみ一覧（基準地震動 S_s ，EW 方向）

部 位	要素 番号	最大応答せん断ひずみ ($\times 10^{-3}$)						最大値 ($\times 10^{-3}$)	
		$S_s - D 1$	$S_s - D 2$	$S_s - D 3$	$S_s - F 1$	$S_s - F 2$	$S_s - F 3$		$S_s - N 1$
c4	(1)	0.98	1.26	0.91	0.57	0.55	1.01	0.46	1.26
	(2)	1.09	1.40	0.99	0.56	0.56	1.12	0.50	1.40
	(3)	1.50	1.71	1.11	0.82	0.78	1.23	0.77	1.71
	(4)	0.57	0.58	0.54	0.49	0.50	0.52	0.50	0.58
	(5)	0.76	0.71	0.74	0.56	0.60	0.57	0.58	0.76
	(6)	0.98	0.85	0.97	0.60	0.78	0.64	0.82	0.98
c10	(8)	0.77	1.09	0.79	0.51	0.55	0.86	0.44	1.09
	(9)	1.45	1.79	1.41	0.76	0.89	1.44	0.70	1.79
	(10)	1.55	1.68	1.25	0.85	0.76	1.14	0.86	1.68
	(11)	0.49	0.49	0.45	0.40	0.39	0.40	0.42	0.49
	(12)	0.60	0.59	0.57	0.50	0.51	0.46	0.54	0.60
	(13)	0.83	0.68	0.66	0.52	0.57	0.52	0.62	0.83

注：網掛け部分は最大値



別紙 5 第 1 号機制御建屋の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

目 次

1. 概要.....	別紙 5- 1
1.1 検討概要.....	別紙 5- 1
1.2 検討方針.....	別紙 5- 2
2. 材料物性の不確かさの分析.....	別紙 5- 3
2.1 建屋剛性の不確かさ.....	別紙 5- 3
2.2 地盤物性の不確かさ.....	別紙 5- 3
3. 材料物性の不確かさの設定.....	別紙 5- 4
3.1 不確かさを考慮した地震応答解析.....	別紙 5- 4
3.2 材料物性の不確かさの設定.....	別紙 5- 5
4. 地震応答解析による材料物性の不確かさの影響検討.....	別紙 5- 7
4.1 検討概要.....	別紙 5- 7
4.2 不確かさの影響検討.....	別紙 5- 9
4.3 まとめ.....	別紙 5-20

別紙 5-1 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 5-2 材料物性の不確かさを考慮した地震応答解析結果

1. 概要

1.1 検討概要

本資料は、第1号機制御建屋のEW方向の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について説明するものである。

地震応答解析に用いる材料定数は材料物性の不確かさの変動幅を適切に考慮することとしているが、本資料では、地震応答解析結果に影響を及ぼす建屋剛性（コンクリート剛性）及び地盤物性（地盤のせん断波速度）の不確かさについて検討を行うとともに、その変動幅を設定し、地震応答解析結果における影響を検討する。

1.2 検討方針

建物・構築物の耐震性評価に用いる動的地震力は、各建物・構築物の地震応答解析（時刻歴応答解析法）により求められており、地盤物性、建物・構築物の剛性、地盤のばね定数及び減衰定数、地震動の位相特性などの影響を受ける。地震応答解析モデルの建屋剛性は、シミュレーション解析に基づき設定しているが、今後の地震の発生により更に剛性が変動することが考えられる。

また、建物・構築物と地盤との相互作用を考慮したモデルによる地震応答解析において、地盤物性は実測した地盤のせん断波速度を用いて算出していることから、地盤のせん断波速度の不確かさが建屋応答へ影響を及ぼすことが考えられる。

以上より、建屋剛性の不確かさ要因としてはコンクリート剛性を、地盤物性の不確かさ要因としては地盤のせん断波速度を考慮することとし、それぞれの不確かさが固有振動数に及ぼす影響について考察を行う。また、建屋剛性及び地盤物性の不確かさを考慮したモデルにより地震応答解析を実施し、建屋応答に及ぼす影響について確認する。

2. 材料物性の不確かさの分析

2.1 建屋剛性の不確かさ

初期剛性の多少の違いが応答結果に与える影響は小さいが、一方で、過去の中小地震も含めた記録では時間経過に伴い剛性が低下する傾向の他に、更新地震によっても剛性が低下する傾向が認められていることから、初期剛性低下の影響を保守的に反映するモデルを不確かさケースとして採用する。

具体的には、更なる剛性低下として、基本モデルを用いた基準地震動 S_s の応答結果として得られる剛性低下を考慮する。また、不確かさモデルへの適用にあたっては、この非線形化による剛性低下を初期剛性低下とみなし、全ての耐震壁におけるスケルトン曲線の初期剛性の低下として一律に考慮することにより保守性を確保する。

建屋剛性の不確かさを考慮することにより、部材の発生応力については、剛性の不確かさを考慮することにより、不確かさを考慮しないケース（以下「基本ケース」という。）に対して変動すると考えられるが、耐力については変動しない。また、変位及びせん断ひずみについては、剛性が低下することから、基本ケースよりも大きくなると考えられる。

よって、建屋の応答評価において、建屋剛性の不確かさを考慮する。

2.2 地盤物性の不確かさ

地盤物性の不確かさについては、地盤のせん断波速度が変動することにより、地盤物性が変動する。これに対応して、建屋への入力地震動の特性が変動し、建屋応答も変動すると考えられる。

よって、建屋の応答評価において、地盤物性の不確かさを考慮する。

3. 材料物性の不確かさの設定

3.1 不確かさを考慮した地震応答解析

不確かさを考慮したケースの質点系モデルによる地震応答解析は、基本ケースにおける建屋応答を確認したうえで、応答への影響の大きい入力動に対して実施する（「別紙 5-1 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」参照）。質点系モデルによる地震応答解析により得られた最大応答値は、基本ケース及び材料物性の不確かさを考慮したケース（以下「検討ケース」という。）ごとに異なるため、保守的な評価として、各質点において、検討ケースごとに得られた応答値のうち最大の応答値から算出される地震荷重を採用することとする。

材料物性の不確かさを考慮した地震応答解析結果を「別紙 5-2 材料物性の不確かさを考慮した地震応答解析結果」に示す。

3.2 材料物性の不確かさの設定

材料物性の不確かさを考慮した質点系モデルの応答値の算出に当たり、建屋剛性及び地盤のせん断波速度の不確かさを設定する。

建屋剛性の不確かさは、シミュレーション解析に基づいて設定した基本ケースの初期剛性に基準地震動 S_s に対する各部材の最大応答ひずみに基づく剛性の低下から算出した初期剛性補正係数（0.75 倍）を乗じて設定する。シミュレーション解析に基づき設定した基本ケースの初期剛性を表 3-1 に示し、不確かさを考慮した初期剛性を表 3-2 に示す。

表 3-1 基本モデルの初期剛性

部位	方向	初期剛性 補正係数	ヤング係数 E ($\times 10^4$ N/mm ²)	せん断弾性係数 G ($\times 10^4$ N/mm ²)
建屋全体	EW	0.45	0.927	0.397

表 3-2 基準地震動 S_s による更なる剛性低下を考慮した初期剛性

部位	方向	初期剛性 補正係数	ヤング係数 E ($\times 10^4$ N/mm ²)	せん断弾性係数 G ($\times 10^4$ N/mm ²)
建屋全体	EW	0.34	0.700	0.300

地盤物性の不確かさの影響検討においては、弾性波速度試験結果に基づく地盤のせん断波速度の不確かさを考慮する。

基本ケースでは、地盤調査結果の平均値を基に設定した地盤のせん断波速度により地盤物性を設定している。地盤物性の不確かさ検討に当たっては、初期せん断波速度に対して標準偏差に相当するばらつきを考慮する。底面地盤のせん断波速度の不確かさを表 3-3 に示す。

表 3-3 底面地盤のせん断波速度の不確かさ

高さ O.P. (m)	区分	地盤のせん断波速度 (m/s)		
		基本ケース	+ σ 相当	- σ 相当
0.00	底面 地盤	1620	1730	1510

4. 地震応答解析による材料物性の不確かさの影響検討

本章では、建屋剛性及び地盤物性の不確かさを考慮したモデルにより固有値解析を実施し、建屋の固有振動数に及ぼす影響について確認する。

4.1 検討概要

建屋剛性及び地盤物性（地盤のせん断波速度）の不確かさを考慮して検討ケースを定め、建屋応答への影響を確認する。

検討ケースを表4-1に、第1号機制御建屋の地震応答解析モデルを図4-1に示す。ここで、コンクリートの剛性をシミュレーション解析に基づく補正を適用した剛性、地盤のせん断波速度を標準地盤とした検討ケースを基本ケースとする。表中の網掛け部分は、基本ケースと異なる設定をしているパラメータである。

表 4-1 検討ケース一覧

ケース名	建屋剛性 (初期剛性)	地盤物性
		底面地盤ばね
ケース1 (基本ケース)	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補正	標準地盤
ケース2 (地盤物性+ σ)	同上	標準地盤 + σ
ケース3 (地盤物性- σ)		標準地盤 - σ
ケース4 (建屋剛性考慮)	基本ケースの0.75倍 (第1号機制御建屋の場合)	標準地盤
ケース5 (建屋剛性考慮, 地盤物性+ σ)		標準地盤 + σ
ケース6 (建屋剛性考慮, 地盤物性- σ)		標準地盤 - σ

注：網掛け部分は、基本ケースとの差異のある条件を示す。

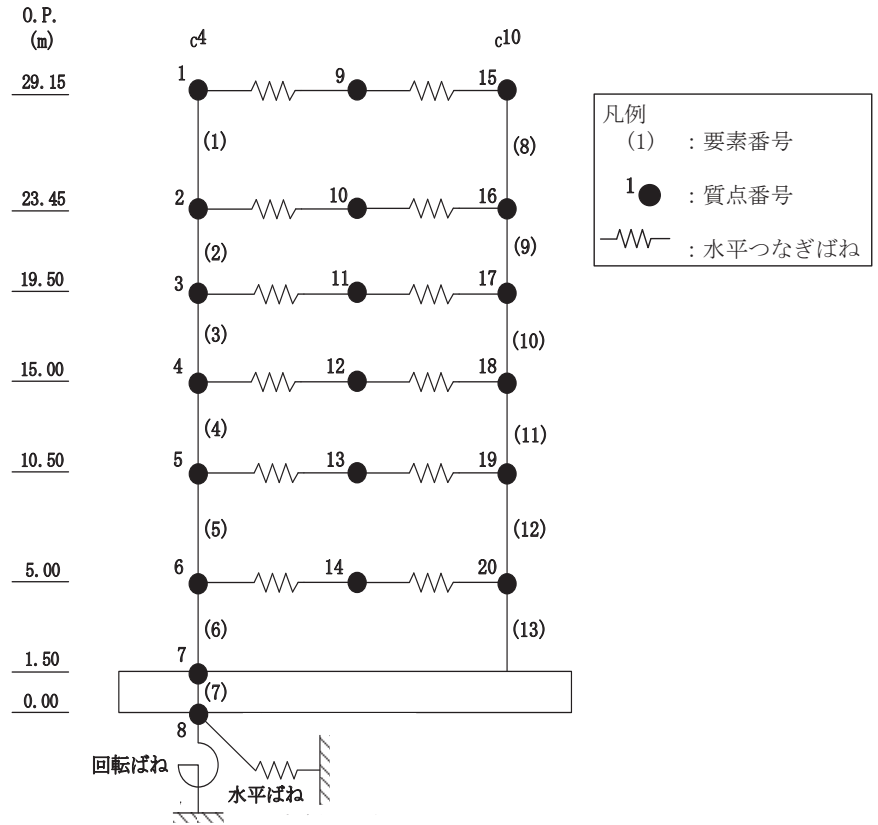


図 4-1 第 1 号機制御建屋の地震応答解析モデル (EW 方向)

4.2 不確かさの影響検討

4.2.1 建屋剛性変動による影響

(1) 影響評価方針

建屋剛性を変動させたケース（ケース 4）の固有値解析を実施し，基本ケースの結果と比較する。

(2) 固有値解析結果

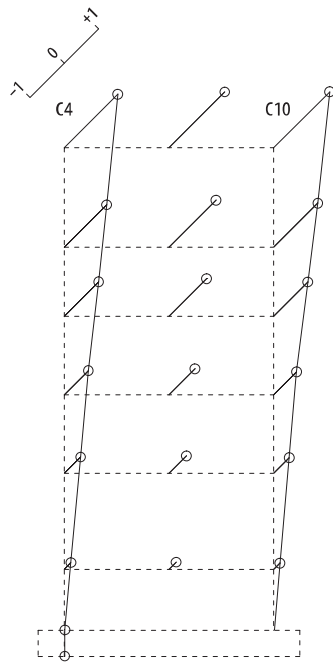
建屋剛性を変動させた解析モデルの固有値解析結果を表 4-2，刺激関数図を図 4-2 に示す。

基本ケースに対する建屋剛性を変動させた解析モデルの固有振動数の変動について，1 次モードで 12%，2 次モードで 10%低振動数側にシフトした。

表 4-2 固有値解析結果の比較 (EW 方向)
(単位 : Hz)

次数	EW方向	
	ケース1	ケース4
1	4.79	4.20 (0.88)
2	9.64	8.65 (0.90)
3	12.01	11.57 (0.96)
4	12.74	12.20 (0.96)
5	13.12	12.79 (0.98)
6	13.42	13.28 (0.99)
7	14.07	13.68 (0.97)
8	15.67	14.80 (0.94)
9	19.52	18.74 (0.96)

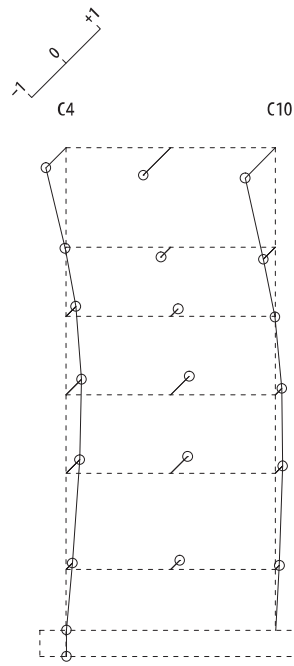
注 : () 内は基本モデルに対する比率



固有周期 0.238 s
固有振動数 4.20 Hz
刺激係数 1.628

OP+29.15M
OP+23.45M
OP+19.5 M
OP+15.0 M
OP+10.5 M
OP +5.0 M
OP 1.5 M
OP 0.0 M

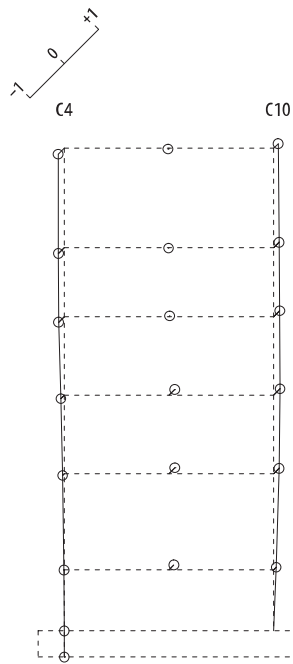
1 次



固有周期 0.116 s
固有振動数 8.65 Hz
刺激係数 0.879

OP+29.15M
OP+23.45M
OP+19.5 M
OP+15.0 M
OP+10.5 M
OP +5.0 M
OP 1.5 M
OP 0.0 M

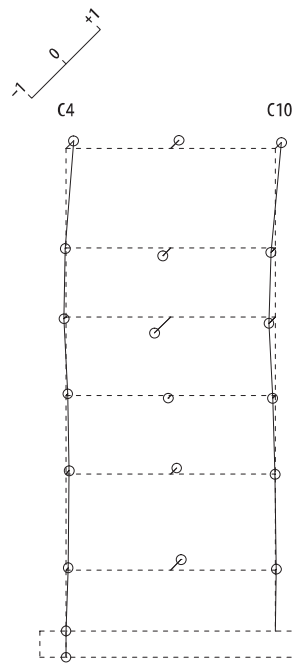
2 次



固有周期 0.086 s
固有振動数 11.57 Hz
刺激係数 0.186

OP+29.15M
OP+23.45M
OP+19.5 M
OP+15.0 M
OP+10.5 M
OP +5.0 M
OP 1.5 M
OP 0.0 M

3 次



固有周期 0.082 s
固有振動数 12.20 Hz
刺激係数 0.468

OP+29.15M
OP+23.45M
OP+19.5 M
OP+15.0 M
OP+10.5 M
OP +5.0 M
OP 1.5 M
OP 0.0 M

4 次

図 4-2 刺激関数図 (ケース 4) (EW 方向 1 次~4 次)

4.2.2 地盤物性の変動による影響

(1) 影響評価方針

地盤物性を変動させたケース(ケース2及びケース3)の固有値解析を実施し、地盤物性を変動させたケースと基本ケースを比較する。

(2) 固有値解析結果

地盤物性を変動させた解析モデルにより固有値解析を実施した。固有値解析結果を表4-3、刺激関数図を図4-3及び図4-4に示す。

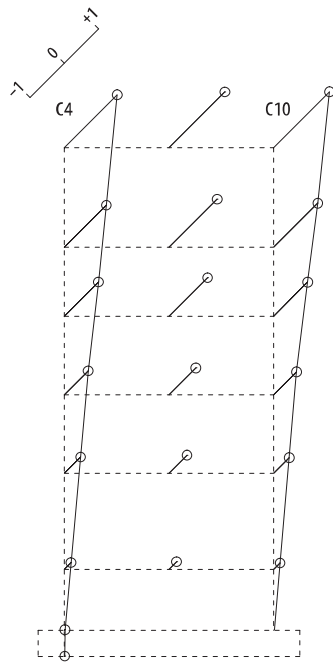
基本ケースに対する地盤物性を変動させた解析モデルの固有振動数の変動について、変動は小さく1次モード及び2次モードともに1%未満であった。

表 4-3 固有値解析結果の比較 (EW 方向)

(単位 : Hz)

次数	EW方向		
	ケース1	ケース2	ケース3
1	4.79	4.80 (1.00)	4.78 (1.00)
2	9.64	9.65 (1.00)	9.62 (1.00)
3	12.01	12.01 (1.00)	12.01 (1.00)
4	12.74	12.74 (1.00)	12.73 (1.00)
5	13.12	13.12 (1.00)	13.12 (1.00)
6	13.42	13.42 (1.00)	13.42 (1.00)
7	14.07	14.07 (1.00)	14.07 (1.00)
8	15.67	15.67 (1.00)	15.67 (1.00)
9	19.52	19.53 (1.00)	19.50 (1.00)

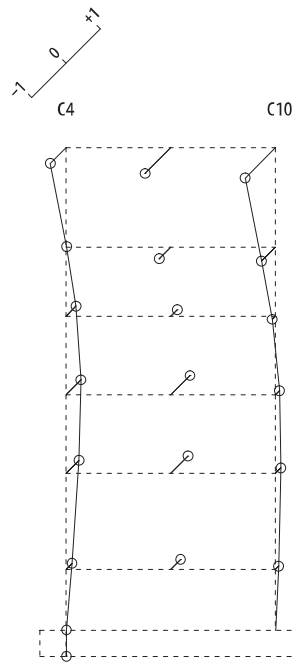
注 : () 内は基本モデルに対する比率



固有周期 0.208 s
固有振動数 4.80 Hz
刺激係数 1.626

OP+29.15M
OP+23.45M
OP+19.5 M
OP+15.0 M
OP+10.5 M
OP +5.0 M
OP 1.5 M
OP 0.0 M

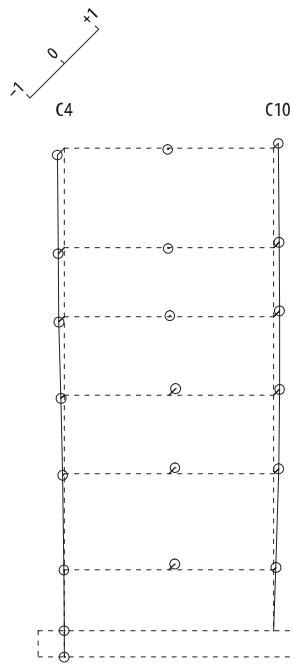
1 次



固有周期 0.104 s
固有振動数 9.65 Hz
刺激係数 0.877

OP+29.15M
OP+23.45M
OP+19.5 M
OP+15.0 M
OP+10.5 M
OP +5.0 M
OP 1.5 M
OP 0.0 M

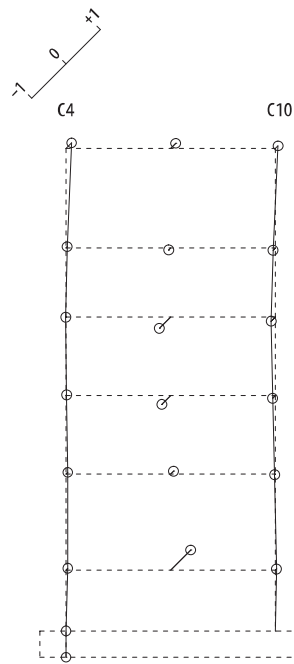
2 次



固有周期 0.083 s
固有振動数 12.01 Hz
刺激係数 0.199

OP+29.15M
OP+23.45M
OP+19.5 M
OP+15.0 M
OP+10.5 M
OP +5.0 M
OP 1.5 M
OP 0.0 M

3 次

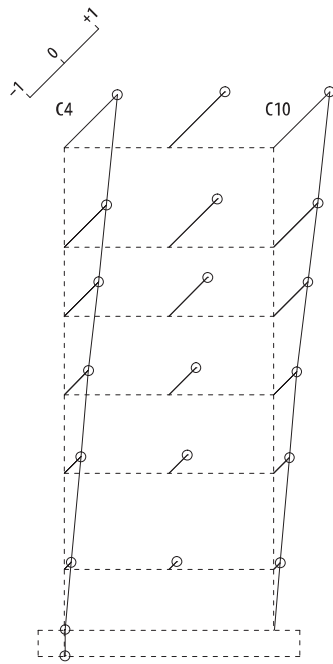


固有周期 0.078 s
固有振動数 12.74 Hz
刺激係数 0.584

OP+29.15M
OP+23.45M
OP+19.5 M
OP+15.0 M
OP+10.5 M
OP +5.0 M
OP 1.5 M
OP 0.0 M

4 次

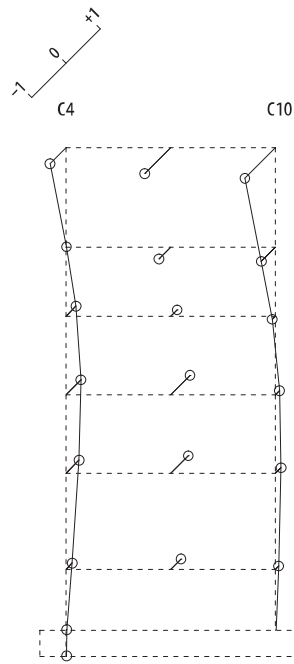
図 4-3 刺激関数図 (ケース 2) (EW 方向 1 次~4 次)



固有周期 0.209 s
固有振動数 4.78 Hz
刺激係数 1.630

OP+29.15M
OP+23.45M
OP+19.5 M
OP+15.0 M
OP+10.5 M
OP +5.0 M
OP 1.5 M
OP 0.0 M

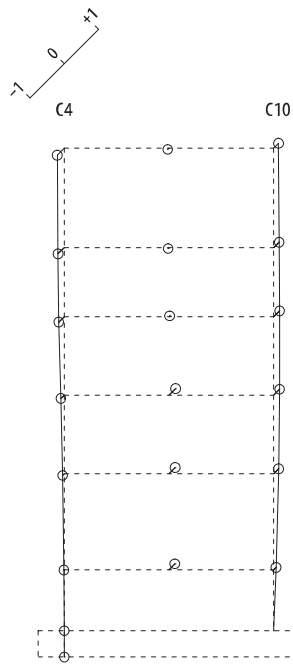
1 次



固有周期 0.104 s
固有振動数 9.62 Hz
刺激係数 0.886

OP+29.15M
OP+23.45M
OP+19.5 M
OP+15.0 M
OP+10.5 M
OP +5.0 M
OP 1.5 M
OP 0.0 M

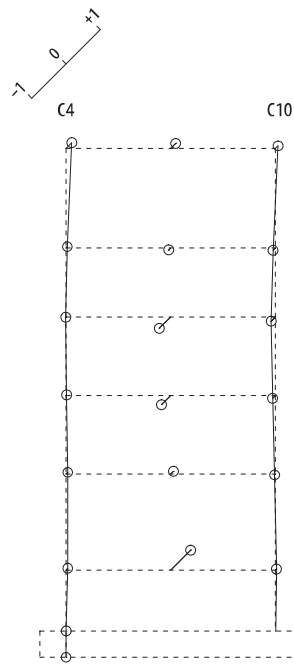
2 次



固有周期 0.083 s
固有振動数 12.01 Hz
刺激係数 0.201

OP+29.15M
OP+23.45M
OP+19.5 M
OP+15.0 M
OP+10.5 M
OP +5.0 M
OP 1.5 M
OP 0.0 M

3 次



固有周期 0.079 s
固有振動数 12.73 Hz
刺激係数 0.583

OP+29.15M
OP+23.45M
OP+19.5 M
OP+15.0 M
OP+10.5 M
OP +5.0 M
OP 1.5 M
OP 0.0 M

4 次

図 4-4 刺激関数図 (ケース 3) (EW 方向 1 次~4 次)

4.2.3 建屋剛性及び地盤物性の変動による影響

(1) 影響評価方針

建屋剛性及び地盤物性を変動させたケース（ケース 5 及びケース 6）の固有値解析を実施し、建屋剛性及び地盤物性を変動させたケースと基本ケースを比較する。

(2) 固有値解析結果

建屋剛性及び地盤物性を変動させた解析モデルにより固有値解析を実施した。固有値解析結果を表 4-4、刺激関数図を図 4-5～図 4-6 に示す。

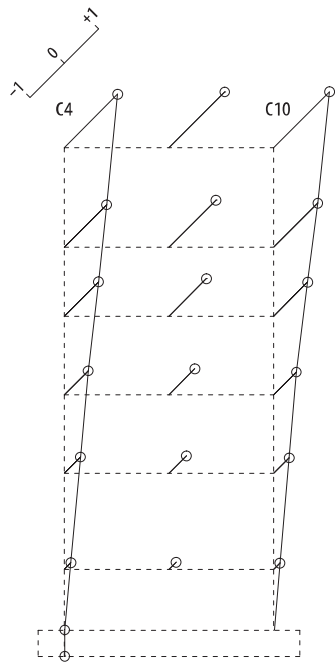
基本ケースに対する建屋剛性及び地盤物性を変動させた解析モデルの固有振動数の変動について、硬質岩盤に立地しているため、地盤の影響が小さく、建屋剛性を変動させたモデルと概ね同等でケース 5 では 12%（1 次モード）及び 10%（2 次モード）、ケース 6 では 13%（1 次モード）及び 10%（2 次モード）低振動数側にシフトした。

表 4-4 固有値解析結果の比較 (EW 方向)

(単位 : Hz)

次数	EW方向		
	ケース1	ケース5	ケース6
1	4.79	4.21 (0.88)	4.19 (0.87)
2	9.64	8.65 (0.90)	8.64 (0.90)
3	12.01	11.58 (0.96)	11.57 (0.96)
4	12.74	12.21 (0.96)	12.20 (0.96)
5	13.12	12.79 (0.98)	12.79 (0.98)
6	13.42	13.28 (0.99)	13.28 (0.99)
7	14.07	13.68 (0.97)	13.68 (0.97)
8	15.67	14.80 (0.94)	14.80 (0.94)
9	19.52	18.75 (0.96)	18.73 (0.96)

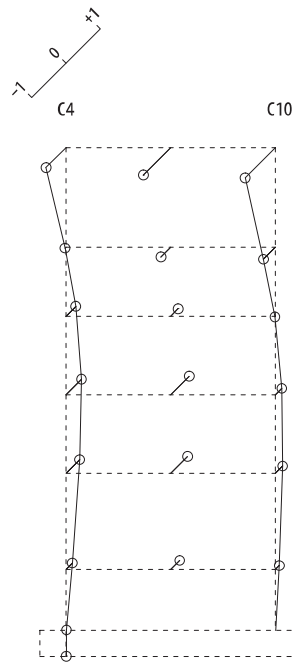
注 : () 内は基本モデルに対する比率



固有周期 0.238 s
固有振動数 4.21 Hz
刺激係数 1.627

OP+29.15M
OP+23.45M
OP+19.5 M
OP+15.0 M
OP+10.5 M
OP +5.0 M
OP 1.5 M
OP 0.0 M

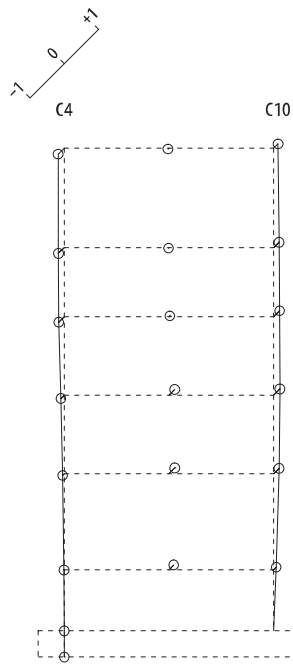
1 次



固有周期 0.116 s
固有振動数 8.65 Hz
刺激係数 0.876

OP+29.15M
OP+23.45M
OP+19.5 M
OP+15.0 M
OP+10.5 M
OP +5.0 M
OP 1.5 M
OP 0.0 M

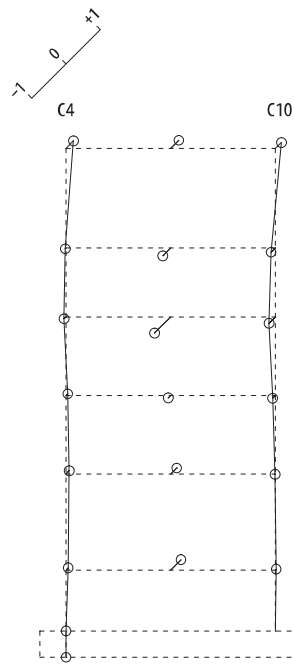
2 次



固有周期 0.086 s
固有振動数 11.58 Hz
刺激係数 0.184

OP+29.15M
OP+23.45M
OP+19.5 M
OP+15.0 M
OP+10.5 M
OP +5.0 M
OP 1.5 M
OP 0.0 M

3 次

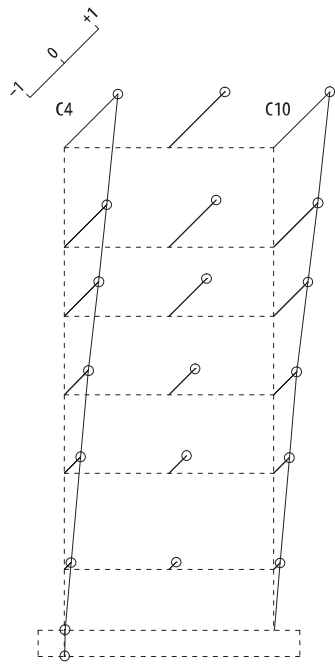


固有周期 0.082 s
固有振動数 12.21 Hz
刺激係数 0.467

OP+29.15M
OP+23.45M
OP+19.5 M
OP+15.0 M
OP+10.5 M
OP +5.0 M
OP 1.5 M
OP 0.0 M

4 次

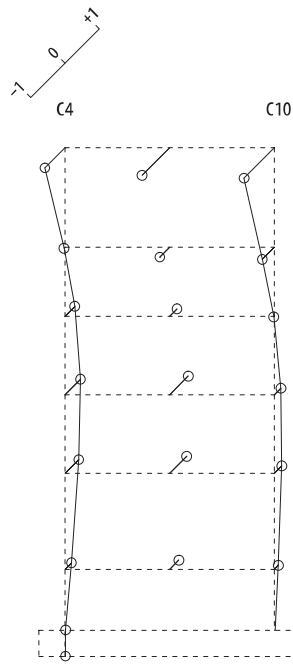
図 4-5 刺激関数図 (ケース 5) (EW 方向 1 次~4 次)



固有周期 0.239 s
固有振動数 4.19 Hz
刺激係数 1.629

OP+29.15M
OP+23.45M
OP+19.5 M
OP+15.0 M
OP+10.5 M
OP +5.0 M
OP 1.5 M
OP 0.0 M

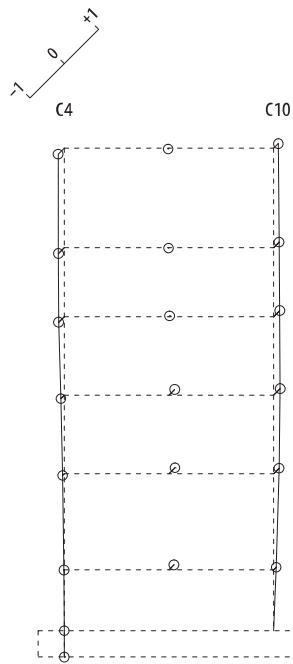
1 次



固有周期 0.116 s
固有振動数 8.64 Hz
刺激係数 0.883

OP+29.15M
OP+23.45M
OP+19.5 M
OP+15.0 M
OP+10.5 M
OP +5.0 M
OP 1.5 M
OP 0.0 M

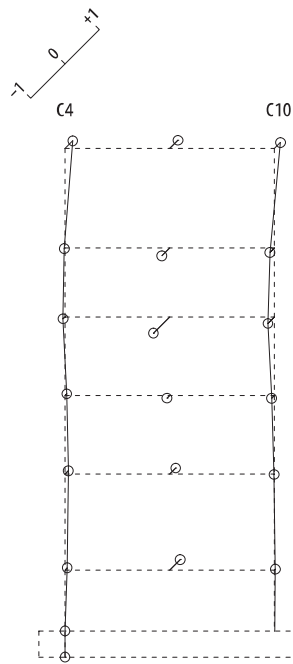
2 次



固有周期 0.086 s
固有振動数 11.57 Hz
刺激係数 0.188

OP+29.15M
OP+23.45M
OP+19.5 M
OP+15.0 M
OP+10.5 M
OP +5.0 M
OP 1.5 M
OP 0.0 M

3 次



固有周期 0.082 s
固有振動数 12.20 Hz
刺激係数 0.470

OP+29.15M
OP+23.45M
OP+19.5 M
OP+15.0 M
OP+10.5 M
OP +5.0 M
OP 1.5 M
OP 0.0 M

4 次

図 4-6 刺激関数図 (ケース 6) (EW 方向 1 次~4 次)

4.3 まとめ

建屋剛性及び地盤物性の不確かさを考慮した固有値解析結果より，以下の傾向を確認した。

- ・ 建屋剛性の不確かさ

基本ケースに対する建屋剛性を変動させた解析モデルの固有振動数の変動について，1次モードで12%，2次モードで10%低振動数側にシフトした。

- ・ 地盤物性の不確かさ

基本ケースに対する地盤物性を変動させた解析モデルの固有振動数の変動について，変動は小さく1次モード及び2次モードともに1%未満であった。

- ・ 建屋剛性及び地盤物性の不確かさ

基本ケースに対する建屋剛性及び地盤物性を変動させた解析モデルの固有振動数の変動について，硬質岩盤に立地しているため地盤の影響が小さく，建屋剛性を変動させたモデルと概ね同等でケース5では12%（1次モード）及び10%（2次モード），ケース6では13%（1次モード）及び10%（2次モード）低振動数側にシフトした。

別紙 5-1 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

目 次

1. 概要..... 別紙 5-1-1
2. 選定方法..... 別紙 5-1-1
3. 地震動の選定..... 別紙 5-1-3
4. 材料物性の不確かさを考慮した検討に用いる地震動..... 別紙 5-1-8

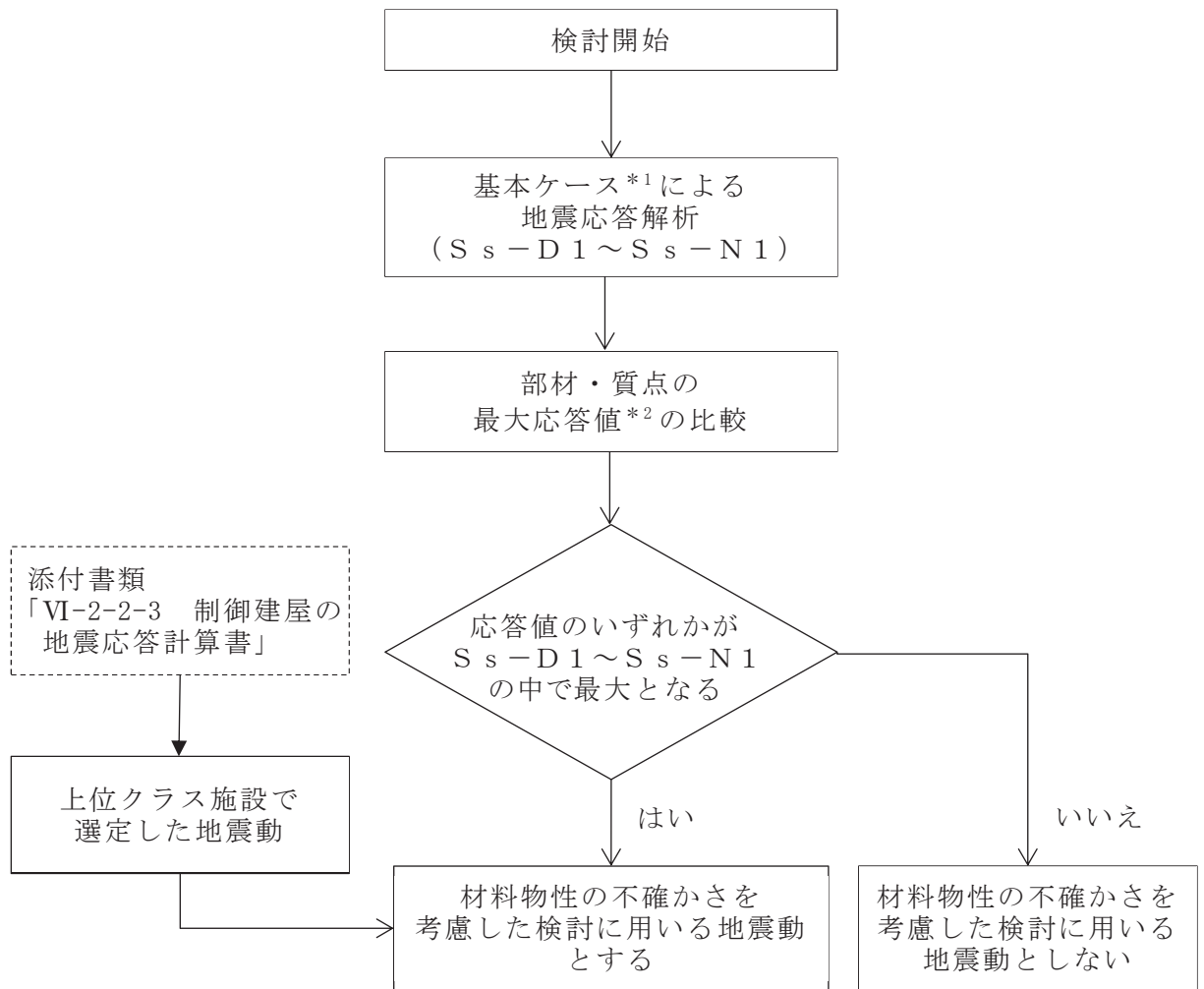
1. 概要

第1号機制御建屋の材料物性の不確かさの考慮にあたっては、基本ケースにおける建屋応答を確認した上で、建屋応答への影響の大きい地震動に対して検討を実施する。さらに第1号機制御建屋は波及的影響の評価対象であることから、上位クラス施設（制御建屋）で選定した地震動についても検討を実施する。本資料では、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方法及び地震動の選定結果について説明する。

2. 選定方法

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方法を以下に示す。また、選定方法のフローを図2-1に示す。

- ① 基本ケースによる地震応答解析を行う。
- ② 地震応答解析結果より、部材及び質点の最大応答値の比較を行う。ここで用いる応答値は、基準地震動 S_s のそれぞれについて、加速度、変位、せん断力及び曲げモーメントとする。
- ③ 応答値のいずれかが基準地震動 S_s の中で最大となる地震動を、材料物性の不確かさを考慮した検討に用いる地震動とする。
- ④ ③に加えて、上位クラス施設（制御建屋）で選定した地震動を、材料物性の不確かさを考慮した検討に用いる地震動とする。



注記*1：コンクリート剛性：シミュレーション解析により補正
 *2：応答値は，加速度，変位，せん断力及び曲げモーメントとする。

図 2-1 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法のフロー

3. 地震動の選定

第1号機制御建屋における基準地震動 S_s に対する地震動の選定を以下に示す。第1号機制御建屋の基準地震動 S_s に対する最大応答値を表3-1～表3-4に示す。また、上位クラス施設（制御建屋）で選定した地震動を表3-5に示す。

「2. 選定方法」に基づき確認した結果、基準地震動 S_s-D1 、 S_s-D2 、 S_s-D3 、 S_s-F3 及び S_s-N1 は、応答値のいずれかが S_s-D1 ～ S_s-N1 の中で最大、又は上位クラス施設（制御建屋）で選定した地震動となることから、不確かさ検討に用いる地震動とする。

表 3-1 最大応答加速度一覧（基準地震動 S_s ，EW 方向）

部 位	質点 番号	最大応答加速度 (cm/s^2)							最大値
		S_s-D1	S_s-D2	S_s-D3	S_s-F1	S_s-F2	S_s-F3	S_s-N1	
c4	1	2093	2218	2102	1928	1734	2122	1582	2218
	2	1930	2063	1642	1440	1347	1708	1276	2063
	3	1375	1697	1793	1318	1329	1391	1198	1793
	4	1213	1482	1545	978	1121	1189	1047	1545
	5	1020	1233	1285	790	963	1094	939	1285
	6	764	1100	851	632	799	903	825	1100
基礎版	7	649	1027	812	709	750	833	622	1027
c10	15	2283	2733	2553	1979	2131	2566	1701	2733
	16	2128	2084	2219	1735	1636	2047	1568	2219
	17	1783	2035	1499	1371	1225	1457	1367	2035
	18	1527	1871	1157	1024	1086	1125	1278	1871
	19	952	1279	1104	801	945	829	999	1279
	20	975	1069	805	669	784	797	781	1069

注：網掛け部分は最大値

表 3-2 最大応答変位一覧（基準地震動 S_s ，EW 方向）

部 位	質点 番号	最大応答変位 (cm)							最大値
		S_s-D1	S_s-D2	S_s-D3	S_s-F1	S_s-F2	S_s-F3	S_s-N1	
c4	1	2.88	3.12	2.42	1.89	1.74	2.45	1.94	3.12
	2	2.33	2.35	1.91	1.51	1.47	1.84	1.60	2.35
	3	1.89	1.83	1.63	1.24	1.26	1.35	1.35	1.89
	4	1.17	1.08	1.11	0.86	0.95	0.86	0.96	1.17
	5	0.86	0.78	0.83	0.60	0.68	0.61	0.70	0.86
	6	0.40	0.35	0.39	0.26	0.32	0.27	0.34	0.40
基礎版	7	0.04	0.04	0.04	0.03	0.04	0.03	0.04	0.04
c10	15	2.98	3.33	2.54	1.93	1.90	2.56	2.02	3.33
	16	2.46	2.61	2.00	1.56	1.48	1.97	1.66	2.61
	17	1.82	1.81	1.46	1.22	1.14	1.32	1.32	1.82
	18	1.05	0.97	0.91	0.81	0.82	0.74	0.89	1.05
	19	0.75	0.67	0.65	0.56	0.58	0.52	0.63	0.75
	20	0.35	0.29	0.28	0.23	0.25	0.23	0.28	0.35

注：網掛け部分は最大値

表 3-3 最大応答せん断力一覧（基準地震動 S_s ，EW 方向）

部 位	要素 番号	最大応答せん断力 ($\times 10^3 \text{kN}$)							最大値
		$S_s - D 1$	$S_s - D 2$	$S_s - D 3$	$S_s - F 1$	$S_s - F 2$	$S_s - F 3$	$S_s - N 1$	
c4	(1)	30.9	34.0	30.1	26.4	26.2	31.3	22.6	34.0
	(2)	54.5	59.7	52.8	45.6	45.3	55.0	40.4	59.7
	(3)	87.7	92.8	77.9	70.8	69.7	81.0	69.6	92.8
	(4)	121	122	113	104	106	110	106	122
	(5)	152	149	151	132	142	134	137	152
	(6)	169	161	169	143	157	148	159	169
c10	(8)	26.2	29.4	26.4	22.8	23.9	27.1	19.6	29.4
	(9)	45.2	49.7	44.5	35.9	37.6	44.9	35.2	49.7
	(10)	63.5	65.6	58.3	51.2	49.6	56.2	51.4	65.6
	(11)	79.8	80.6	73.8	65.7	63.8	64.6	67.9	80.6
	(12)	96.1	95.8	92.9	80.9	83.2	75.0	88.7	96.1
	(13)	107	101	101	85.4	92.7	85.4	99.5	107

注：網掛け部分は最大値

表 3-4 最大応答曲げモーメント一覧（基準地震動 S_s，EW 方向）

部 位	要素 番号	最大応答曲げモーメント (10 ⁵ kN・m)							
		S _s -D1	S _s -D2	S _s -D3	S _s -F1	S _s -F2	S _s -F3	S _s -N1	最大値
c ⁴	(1)	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
		1.80	1.97	1.73	1.52	1.50	1.78	1.29	1.97
	(2)	1.80	1.97	1.73	1.52	1.50	1.78	1.29	1.97
		3.96	4.30	3.81	3.32	3.29	3.95	2.89	4.30
	(3)	3.96	4.30	3.81	3.32	3.29	3.95	2.89	4.30
		7.57	8.34	7.26	6.32	6.45	7.40	5.89	8.34
	(4)	7.57	8.34	7.26	6.32	6.45	7.40	5.89	8.34
		12.9	13.5	12.0	10.7	10.5	11.7	10.6	13.5
	(5)	12.9	13.5	12.0	10.7	10.5	11.7	10.6	13.5
		21.0	21.3	19.3	17.9	17.4	17.9	18.1	21.3
	(6)	21.0	21.3	19.3	17.9	17.4	17.9	18.1	21.3
		26.7	26.4	24.4	22.9	22.9	21.8	23.6	26.7
c ¹⁰	(8)	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
		1.54	1.76	1.56	1.30	1.37	1.55	1.12	1.76
	(9)	1.54	1.76	1.56	1.30	1.37	1.55	1.12	1.76
		3.29	3.70	3.32	2.71	2.85	3.30	2.47	3.70
	(10)	3.29	3.70	3.32	2.71	2.85	3.30	2.47	3.70
		6.05	6.73	5.88	4.77	5.11	5.81	4.72	6.73
	(11)	6.05	6.73	5.88	4.77	5.11	5.81	4.72	6.73
		9.63	10.2	8.72	7.67	7.61	8.62	7.70	10.2
	(12)	9.63	10.2	8.72	7.67	7.61	8.62	7.70	10.2
		14.7	15.4	13.1	12.1	11.4	12.5	12.5	15.4
	(13)	14.7	15.4	13.1	12.1	11.4	12.5	12.5	15.4
		18.1	18.8	16.2	15.1	14.4	14.9	16.0	18.8

注 1：上段は要素の上端，下段は要素の下端のモーメントを示す。

注 2：網掛け部分は最大値

表 3-5 上位クラス施設（制御建屋）で選定した地震動

建屋名	材料物性の不確かさを考慮した検討に用いる地震動
	基準地震動 S_s
制御建屋	$S_s - D 1$, $S_s - D 2$, $S_s - D 3$, $S_s - F 3$, $S_s - N 1$

4. 材料物性の不確かさを考慮した検討に用いる地震動

第1号機制御建屋の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結果を表4-1に示す。地震動の選定にあたり、基本ケースにおける建屋応答の確認は、以下の資料に基づき実施した。

- ・添付書類「VI-2-11-2-5 第1号機制御建屋の耐震性に関する計算書」

表4-1 第1号機制御建屋の材料物性の不確かさを考慮した検討に用いる地震動

建屋名	材料物性の不確かさを考慮した検討に用いる地震動
	基準地震動 S_s
第1号機制御建屋	$S_s - D1$, $S_s - D2$, $S_s - D3$, $S_s - F3$, $S_s - N1$

別紙 5-2 材料物性の不確かさを考慮した地震応答解析結果

目 次

1. 概要	別紙 5-2- 1
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 5-2- 2
2.1 建屋剛性の不確かさ	別紙 5-2- 2
2.2 地盤物性の不確かさ	別紙 5-2-38
2.3 建屋剛性及び地盤物性の不確かさ	別紙 5-2-74

1. 概要

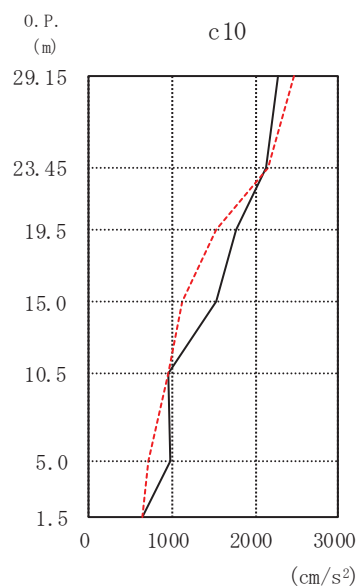
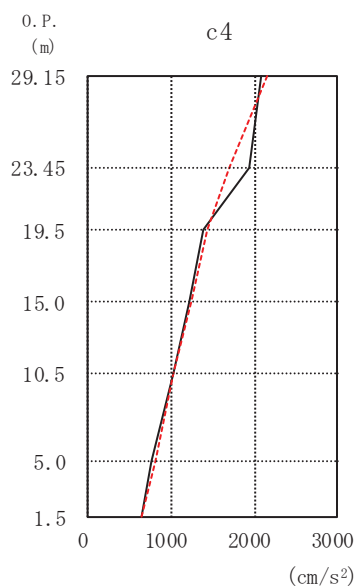
本資料は、第1号機制御建屋の地震応答解析において材料物性の不確かさを考慮した地震応答解析結果を示すものである。

2. 材料物性の不確かさを考慮した地震応答解析結果

2.1 建屋剛性の不確かさ

第1号機制御建屋の建屋剛性の不確かさを考慮した基準地震動 S_s に対する地震応答解析結果の最大応答値の比較を図 2-1～図 2-25 に示す。

— ケース1 (基本ケース)
 - - - ケース4

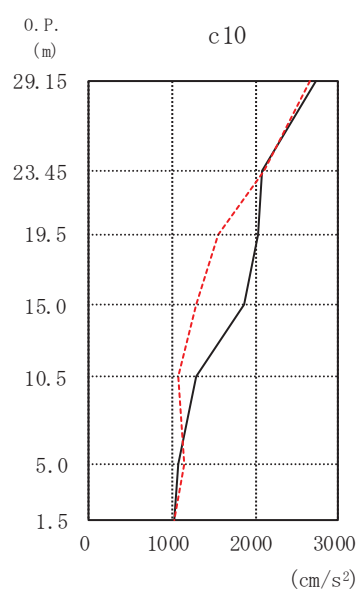
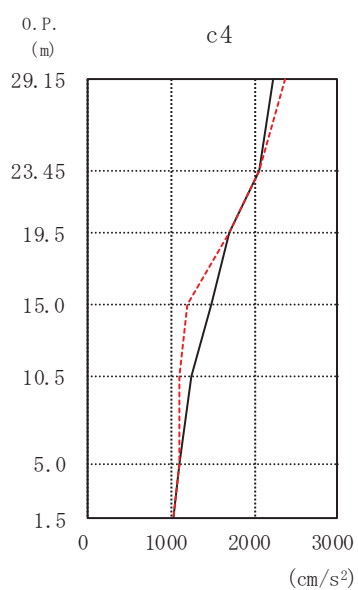


0. P. (m)	(cm/s ²)	
	ケース1 (基本ケース)	ケース4
29.15	2093	2146
23.45	1930	1710
19.5	1375	1447
15.0	1213	1238
10.5	1020	1024
5.0	764	807
1.5	649	649

0. P. (m)	(cm/s ²)	
	ケース1 (基本ケース)	ケース4
29.15	2283	2471
23.45	2128	2167
19.5	1783	1534
15.0	1527	1111
10.5	952	965
5.0	975	703
1.5	649	649

図 2-1 最大応答加速度 (S s - D 1, EW 方向)

— ケース1 (基本ケース)
 - - - ケース4

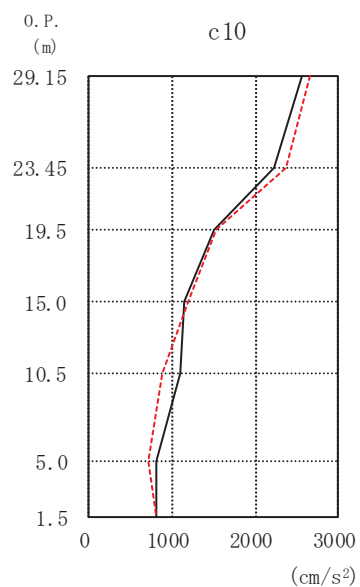
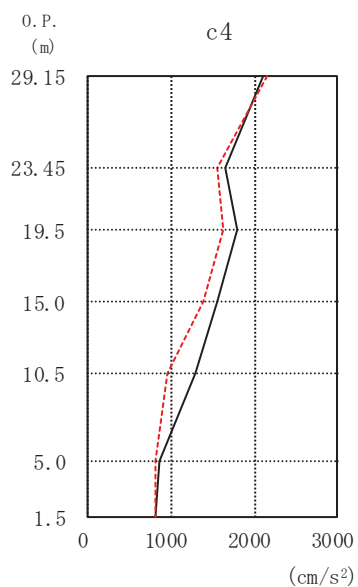


0. P. (m)	(cm/s ²)	
	ケース1 (基本ケース)	ケース4
29.15	2218	2367
23.45	2063	2050
19.5	1697	1704
15.0	1482	1196
10.5	1233	1096
5.0	1100	1108
1.5	1027	1029

0. P. (m)	(cm/s ²)	
	ケース1 (基本ケース)	ケース4
29.15	2733	2669
23.45	2084	2109
19.5	2035	1566
15.0	1871	1279
10.5	1279	1082
5.0	1069	1147
1.5	1027	1029

図 2-2 最大応答加速度 (S s - D 2, EW 方向)

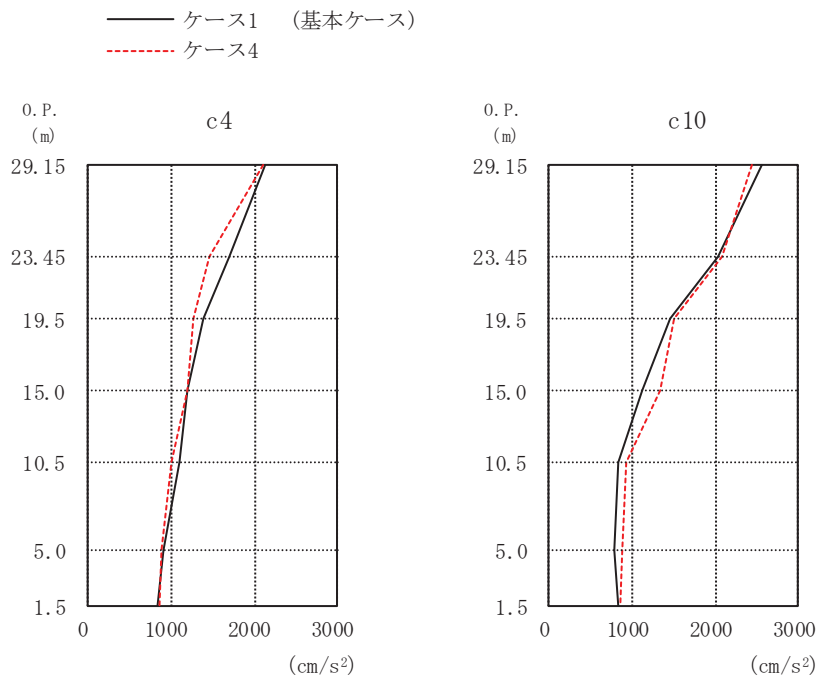
— ケース1 (基本ケース)
 - - - ケース4



0. P. (m)	(cm/s ²)	
	ケース1 (基本ケース)	ケース4
29.15	2102	2165
23.45	1642	1563
19.5	1793	1621
15.0	1545	1394
10.5	1285	957
5.0	851	816
1.5	812	818

0. P. (m)	(cm/s ²)	
	ケース1 (基本ケース)	ケース4
29.15	2553	2654
23.45	2219	2364
19.5	1499	1542
15.0	1157	1206
10.5	1104	879
5.0	805	722
1.5	812	818

図 2-3 最大応答加速度 (S s - D 3, EW 方向)

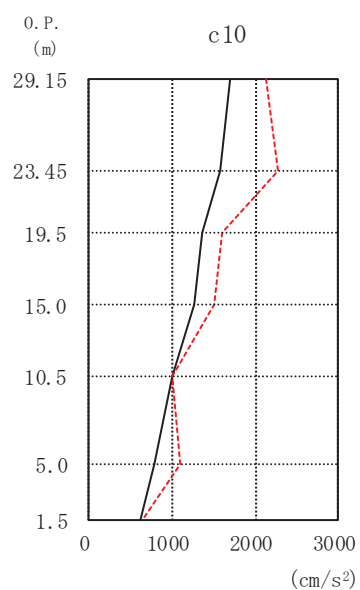
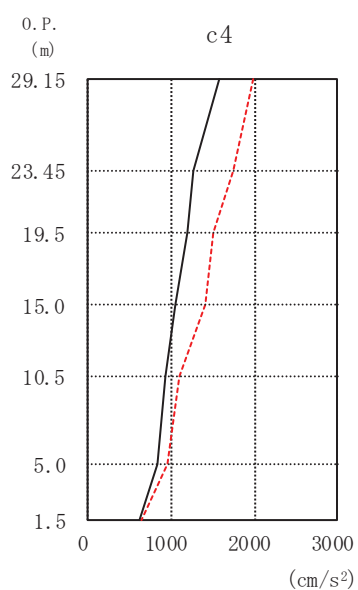


0. P. (m)	(cm/s ²)	
	ケース1 (基本ケース)	ケース4
29.15	2122	2100
23.45	1708	1467
19.5	1391	1256
15.0	1189	1193
10.5	1094	1003
5.0	903	892
1.5	833	851

0. P. (m)	(cm/s ²)	
	ケース1 (基本ケース)	ケース4
29.15	2566	2456
23.45	2047	2088
19.5	1457	1508
15.0	1125	1341
10.5	829	923
5.0	797	877
1.5	833	851

図 2-4 最大応答加速度 (S s - F 3, EW 方向)

— ケース1 (基本ケース)
 - - - ケース4



0. P. (m)	(cm/s ²)	
	ケース1 (基本ケース)	ケース4
29.15	1582	1990
23.45	1276	1748
19.5	1198	1505
15.0	1047	1409
10.5	939	1098
5.0	825	955
1.5	622	635

0. P. (m)	(cm/s ²)	
	ケース1 (基本ケース)	ケース4
29.15	1701	2133
23.45	1568	2278
19.5	1367	1613
15.0	1278	1502
10.5	999	1013
5.0	781	1095
1.5	622	635

図 2-5 最大応答加速度 (S s - N 1, EW 方向)

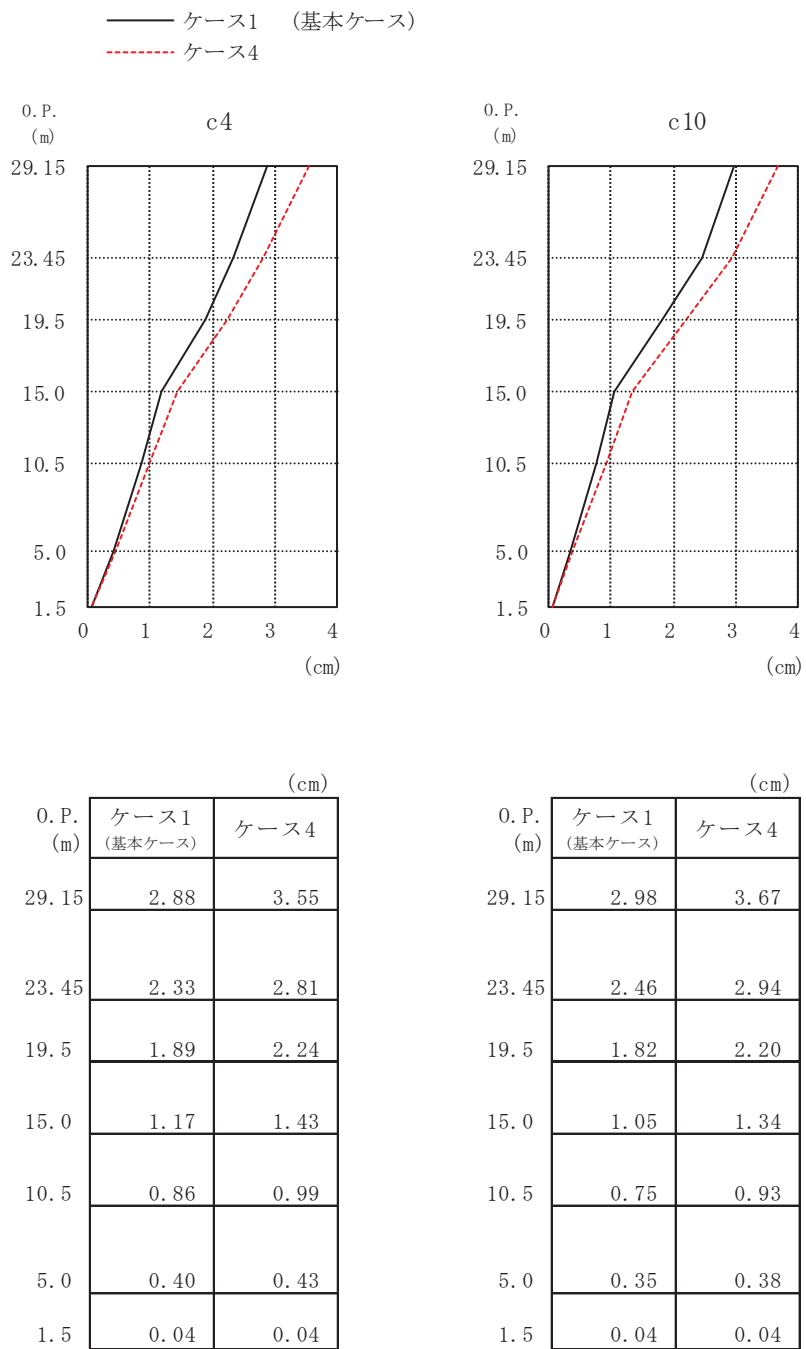
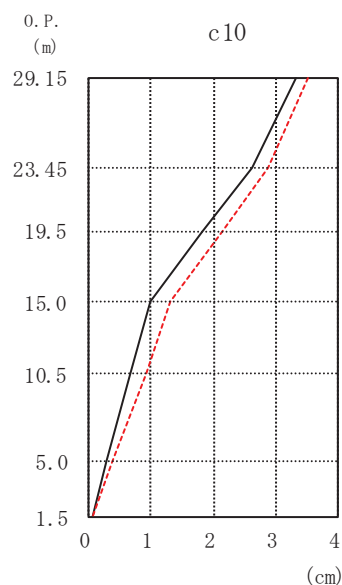
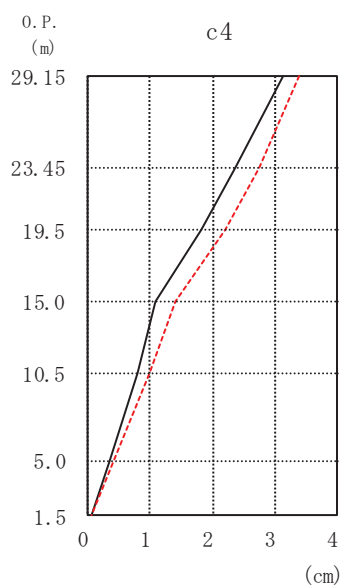


図 2-6 最大応答変位 (S s - D 1, EW 方向)

— ケース1 (基本ケース)
 - - - ケース4



(cm)

0. P. (m)	ケース1 (基本ケース)	ケース4
29.15	3.12	3.40
23.45	2.35	2.73
19.5	1.83	2.19
15.0	1.08	1.41
10.5	0.78	0.97
5.0	0.35	0.42
1.5	0.04	0.05

(cm)

0. P. (m)	ケース1 (基本ケース)	ケース4
29.15	3.33	3.53
23.45	2.61	2.87
19.5	1.81	2.14
15.0	0.97	1.31
10.5	0.67	0.91
5.0	0.29	0.38
1.5	0.04	0.05

図 2-7 最大応答変位 (S s - D 2, EW 方向)

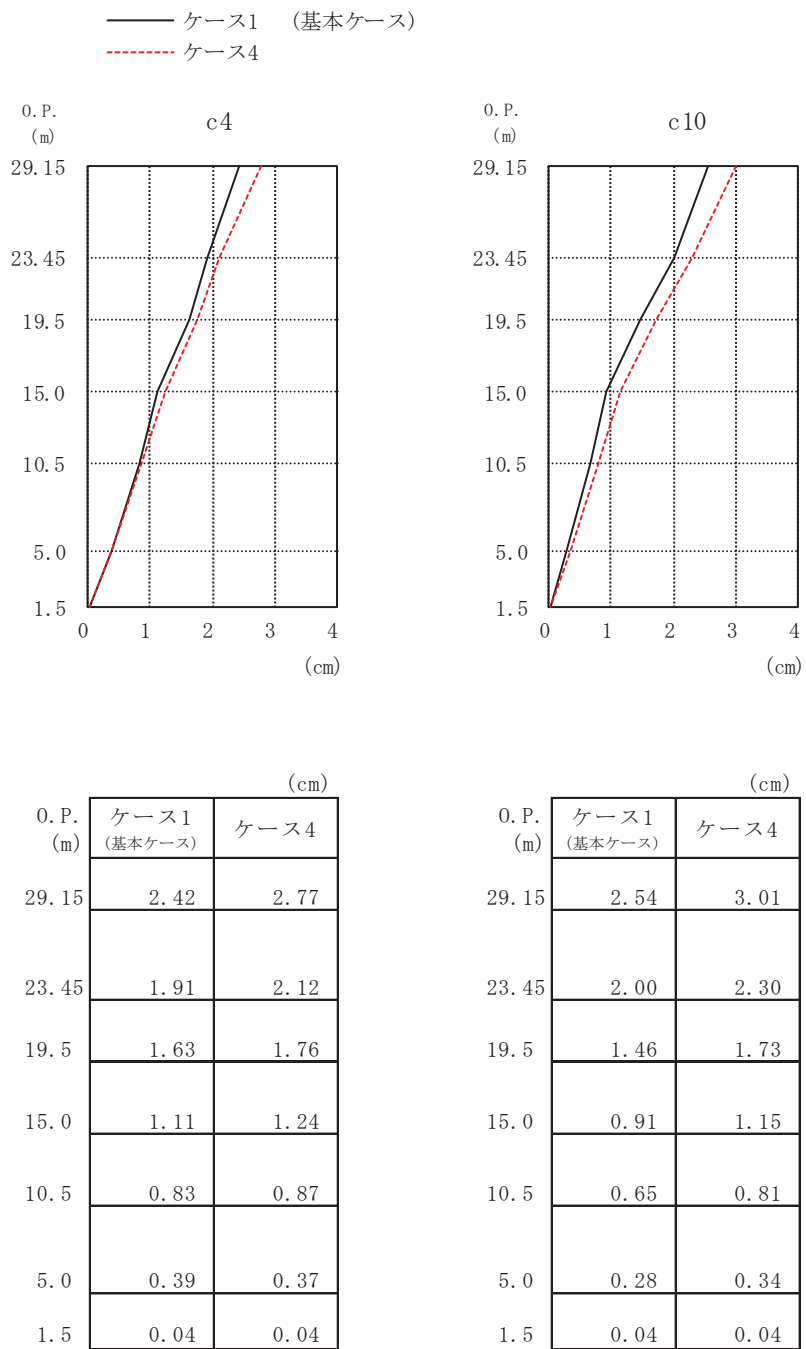
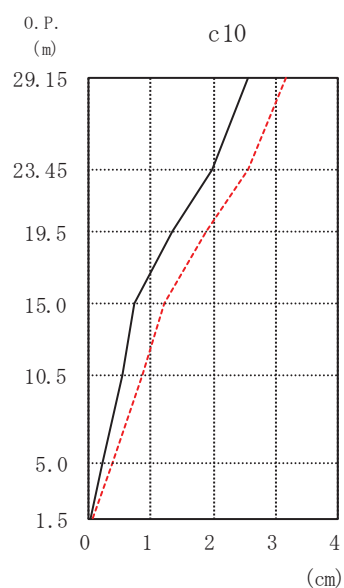
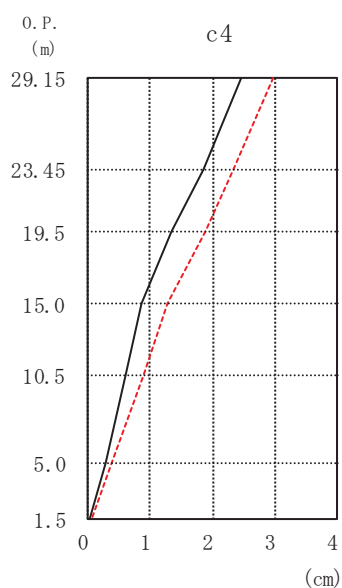


図 2-8 最大応答変位 (S s - D 3, EW 方向)

— ケース1 (基本ケース)
 - - - ケース4



(cm)

0. P. (m)	ケース1 (基本ケース)	ケース4
29.15	2.45	2.97
23.45	1.84	2.32
19.5	1.35	1.89
15.0	0.86	1.28
10.5	0.61	0.89
5.0	0.27	0.39
1.5	0.03	0.05

(cm)

0. P. (m)	ケース1 (基本ケース)	ケース4
29.15	2.56	3.15
23.45	1.97	2.54
19.5	1.32	1.88
15.0	0.74	1.21
10.5	0.52	0.85
5.0	0.23	0.37
1.5	0.03	0.05

図 2-9 最大応答変位 (S s - F 3, EW 方向)

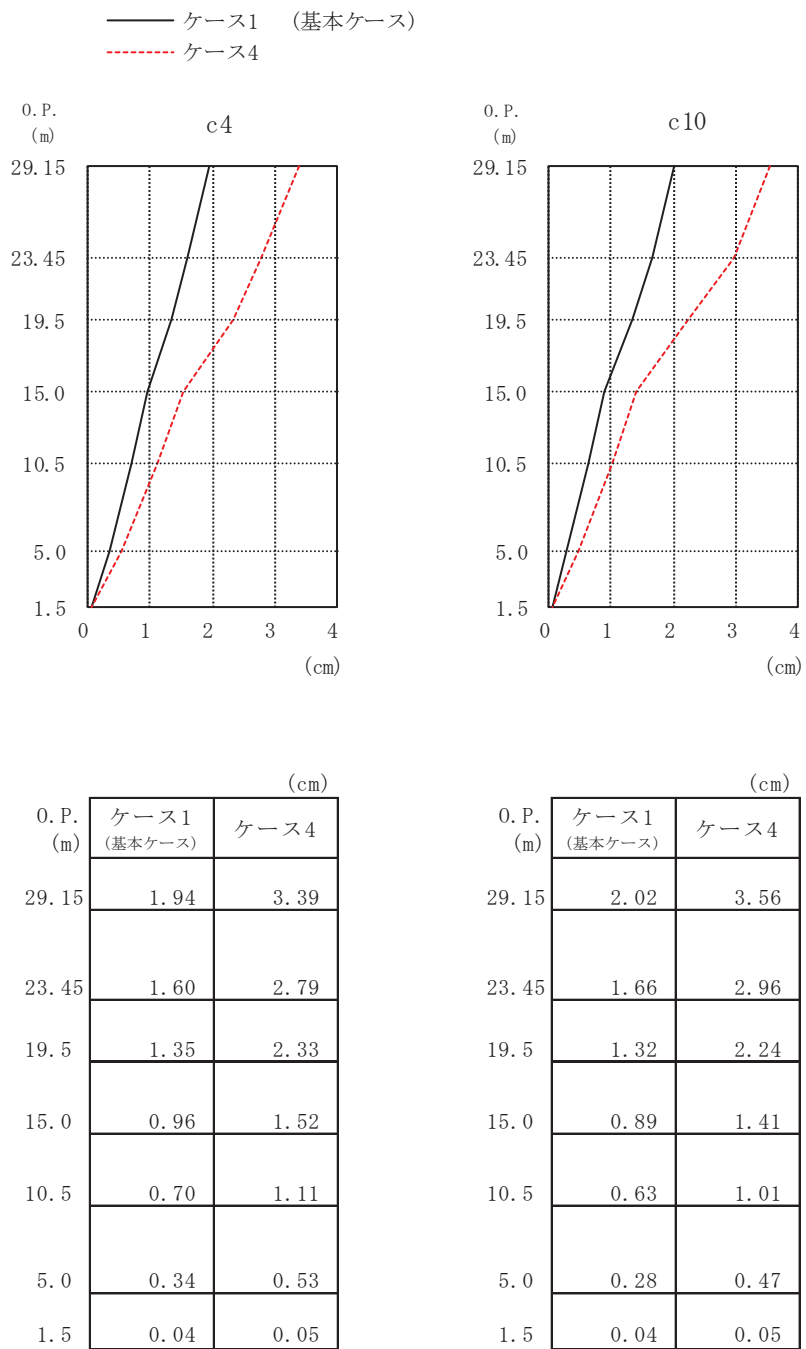
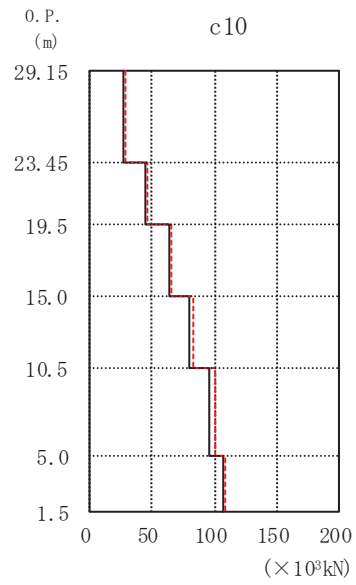
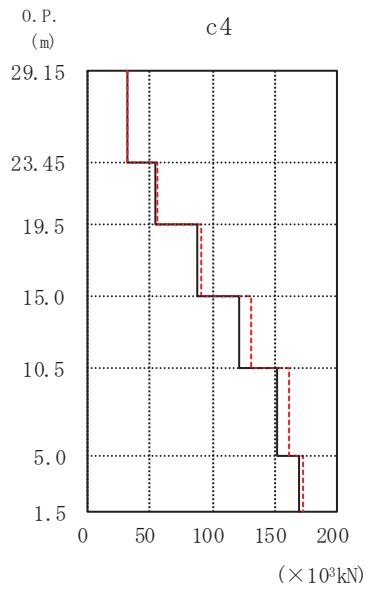


図 2-10 最大応答変位 (S_s-N1, EW 方向)

— ケース1 (基本ケース)
 - - - ケース4

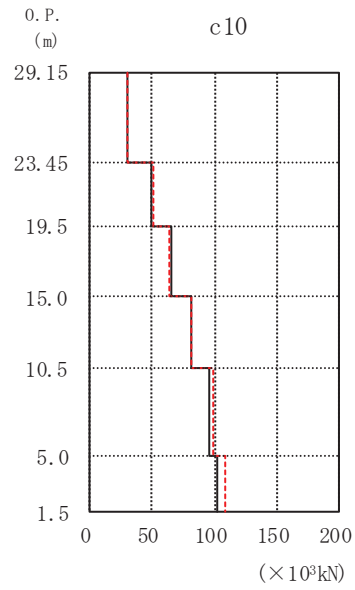
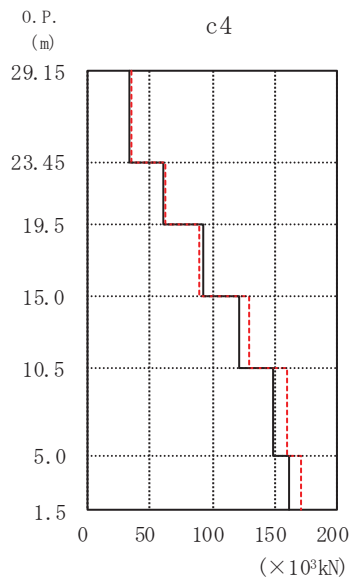


0. P. (m)	($\times 10^3 \text{kN}$)	
	ケース1 (基本ケース)	ケース4
29.15	30.9	31.9
23.45	54.5	56.3
19.5	87.7	91.6
15.0	121	131
10.5	152	161
5.0	169	173

0. P. (m)	($\times 10^3 \text{kN}$)	
	ケース1 (基本ケース)	ケース4
29.15	26.2	28.1
23.45	45.2	46.3
19.5	63.5	65.3
15.0	79.8	82.2
10.5	96.1	101
5.0	107	108

図 2-11 最大応答せん断力 (S s - D 1, EW 方向)

— ケース1 (基本ケース)
 - - - ケース4

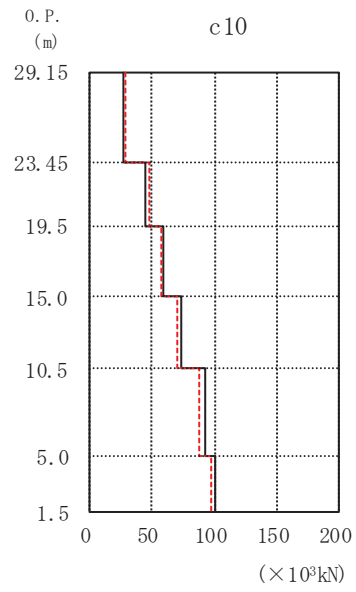
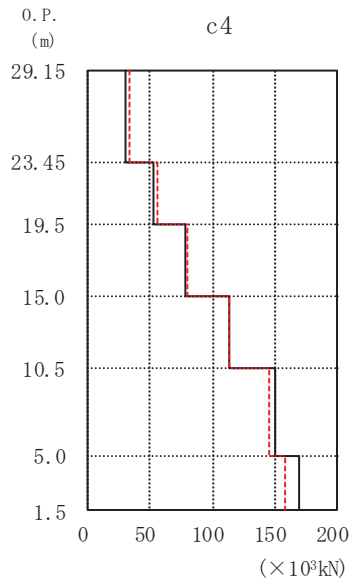


0.P. (m)	(×10 ³ kN)	
	ケース1 (基本ケース)	ケース4
29.15	34.0	34.8
23.45	59.7	61.6
19.5	92.8	89.9
15.0	122	130
10.5	149	159
5.0	161	172
1.5		

0.P. (m)	(×10 ³ kN)	
	ケース1 (基本ケース)	ケース4
29.15	29.4	29.5
23.45	49.7	50.5
19.5	65.6	64.0
15.0	80.6	80.8
10.5	95.8	98.6
5.0	101	108
1.5		

図 2-12 最大応答せん断力 (S s - D 2, EW 方向)

— ケース1 (基本ケース)
 - - - ケース4

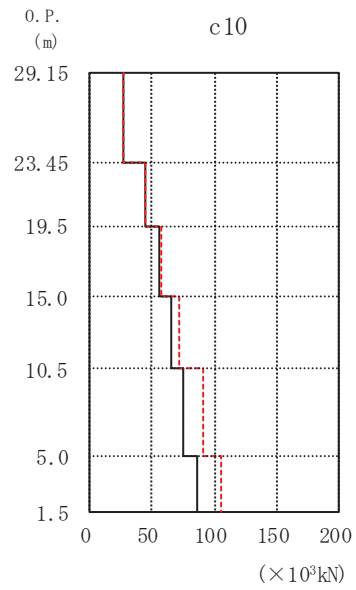
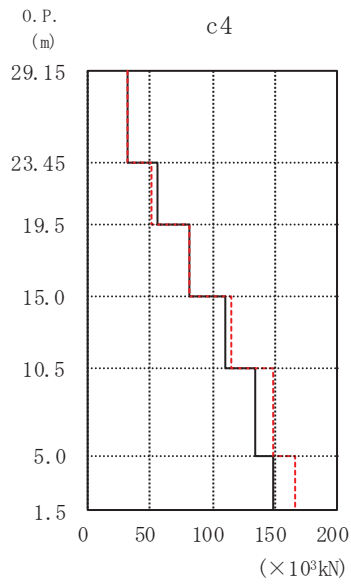


0. P. (m)	($\times 10^3 \text{kN}$)	
	ケース1 (基本ケース)	ケース4
29.15	30.1	32.4
23.45	52.8	54.8
19.5	77.9	79.7
15.0	113	113
10.5	151	146
5.0	169	159

0. P. (m)	($\times 10^3 \text{kN}$)	
	ケース1 (基本ケース)	ケース4
29.15	26.4	27.8
23.45	44.5	46.9
19.5	58.3	57.4
15.0	73.8	70.2
10.5	92.9	88.2
5.0	101	97.1

図 2-13 最大応答せん断力 (S s - D 3, EW 方向)

— ケース1 (基本ケース)
 - - - ケース4

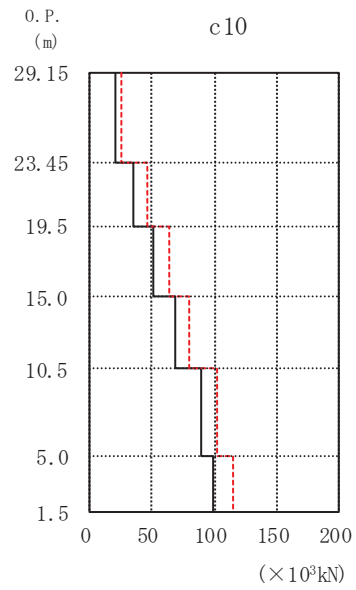
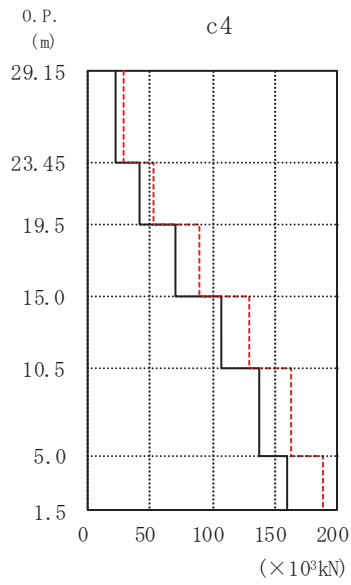


0.P. (m)	(×10 ³ kN)	
	ケース1 (基本ケース)	ケース4
29.15	31.3	31.1
23.45	55.0	50.9
19.5	81.0	81.9
15.0	110	115
10.5	134	149
5.0	148	166

0.P. (m)	(×10 ³ kN)	
	ケース1 (基本ケース)	ケース4
29.15	27.1	26.8
23.45	44.9	43.7
19.5	56.2	57.6
15.0	64.6	71.8
10.5	75.0	91.1
5.0	85.4	106

図 2-14 最大応答せん断力 (S s - F 3, EW 方向)

— ケース1 (基本ケース)
 - - - ケース4

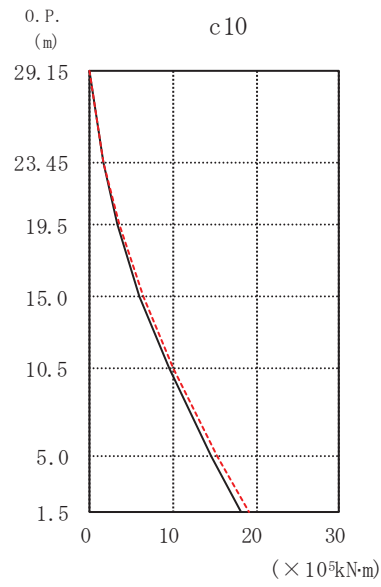
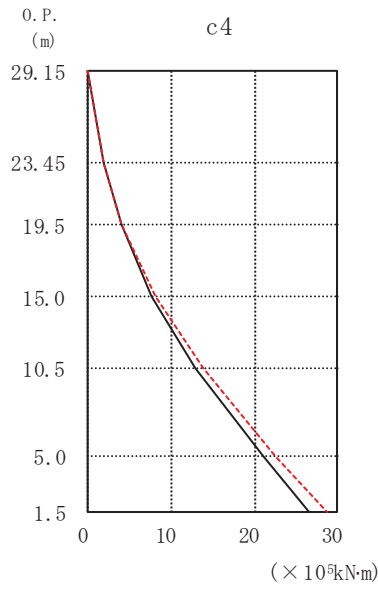


0. P. (m)	($\times 10^3 \text{kN}$)	
	ケース1 (基本ケース)	ケース4
29.15	22.6	29.2
23.45	40.4	52.3
19.5	69.6	90.1
15.0	106	129
10.5	137	163
5.0	159	189

0. P. (m)	($\times 10^3 \text{kN}$)	
	ケース1 (基本ケース)	ケース4
29.15	19.6	24.9
23.45	35.2	45.5
19.5	51.4	63.0
15.0	67.9	79.8
10.5	88.7	102
5.0	99.5	115

図 2-15 最大応答せん断力 (S s - N 1, EW 方向)

—— ケース1 (基本ケース)
 - - - ケース4



0. P. (m) ($\times 10^5 \text{kN}\cdot\text{m}$)

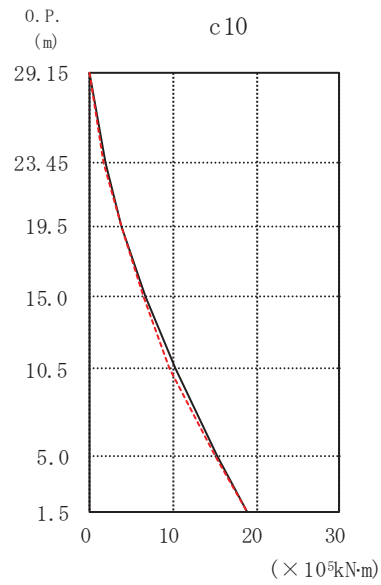
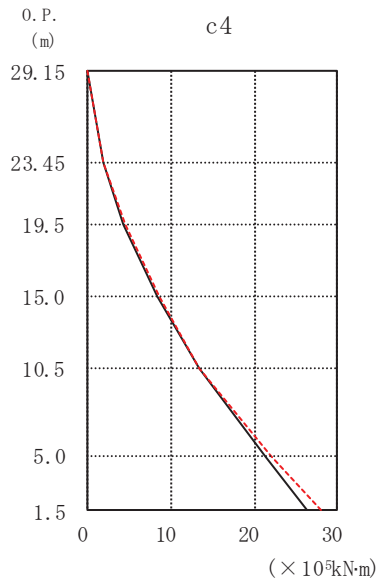
	ケース1 (基本ケース)	ケース4
29.15	0.000	0.000
23.45	1.80	1.86
19.5	3.96	4.08
15.0	7.57	8.20
10.5	12.9	13.9
5.0	21.0	22.6
1.5	26.7	28.7

0. P. (m) ($\times 10^5 \text{kN}\cdot\text{m}$)

	ケース1 (基本ケース)	ケース4
29.15	0.000	0.000
23.45	1.54	1.62
19.5	3.29	3.44
15.0	6.05	6.34
10.5	9.63	9.98
5.0	14.7	15.4
1.5	18.1	19.2

図 2-16 最大応答曲げモーメント (S s - D 1, EW 方向)

— ケース1 (基本ケース)
 - - - ケース4



0. P. (m)	($\times 10^5 \text{kN}\cdot\text{m}$)	
	ケース1 (基本ケース)	ケース4
29.15	0.000	0.000
23.45	1.97	1.97
19.5	4.30	4.43
15.0	8.34	8.48
10.5	13.5	13.4
5.0	21.3	22.0
1.5	26.4	28.1

0. P. (m)	($\times 10^5 \text{kN}\cdot\text{m}$)	
	ケース1 (基本ケース)	ケース4
29.15	0.000	0.000
23.45	1.76	1.71
19.5	3.70	3.68
15.0	6.73	6.54
10.5	10.2	9.66
5.0	15.4	15.0
1.5	18.8	18.8

図 2-17 最大応答曲げモーメント (S s - D 2, EW 方向)

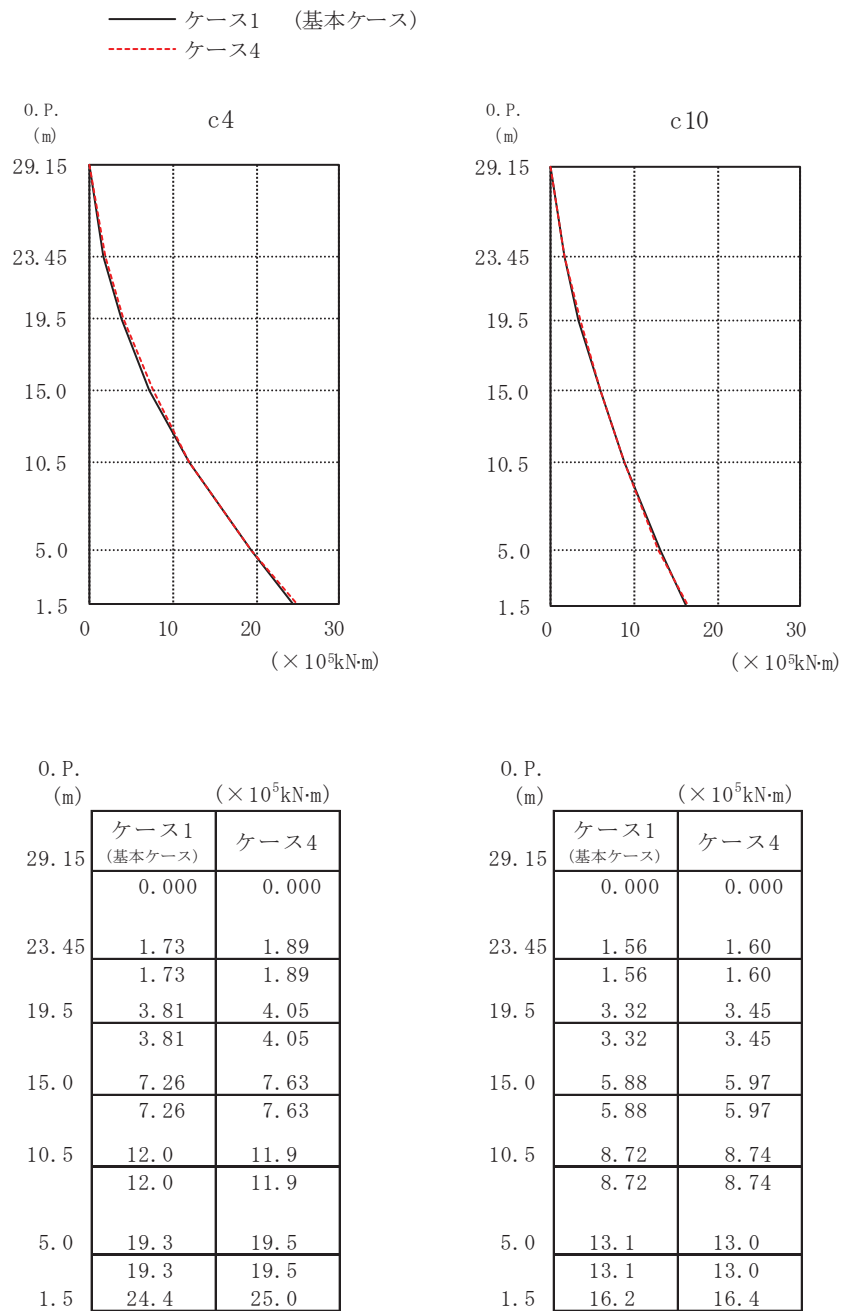
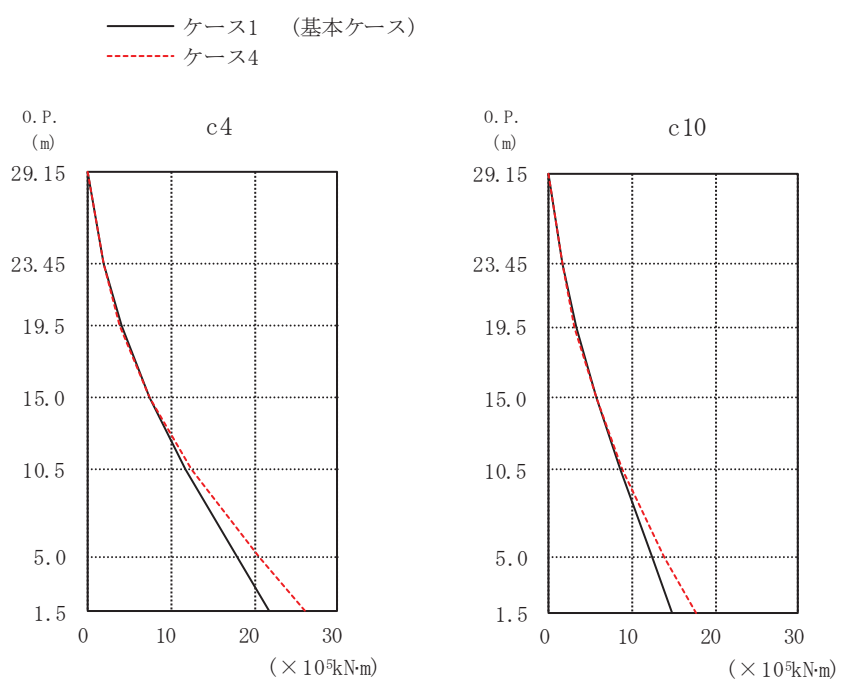


図 2-18 最大応答曲げモーメント (S s - D 3, EW 方向)



0. P. (m)	($\times 10^5 \text{kN}\cdot\text{m}$)	
	ケース1 (基本ケース)	ケース4
29.15	0.000	0.000
23.45	1.78	1.80
19.5	3.95	3.77
15.0	7.40	7.28
10.5	11.7	12.4
5.0	17.9	20.5
1.5	21.8	26.2

0. P. (m)	($\times 10^5 \text{kN}\cdot\text{m}$)	
	ケース1 (基本ケース)	ケース4
29.15	0.000	0.000
23.45	1.55	1.53
19.5	3.30	3.11
15.0	5.81	5.72
10.5	8.62	8.93
5.0	12.5	13.9
1.5	14.9	17.6

図 2-19 最大応答曲げモーメント (S s - F 3, EW 方向)

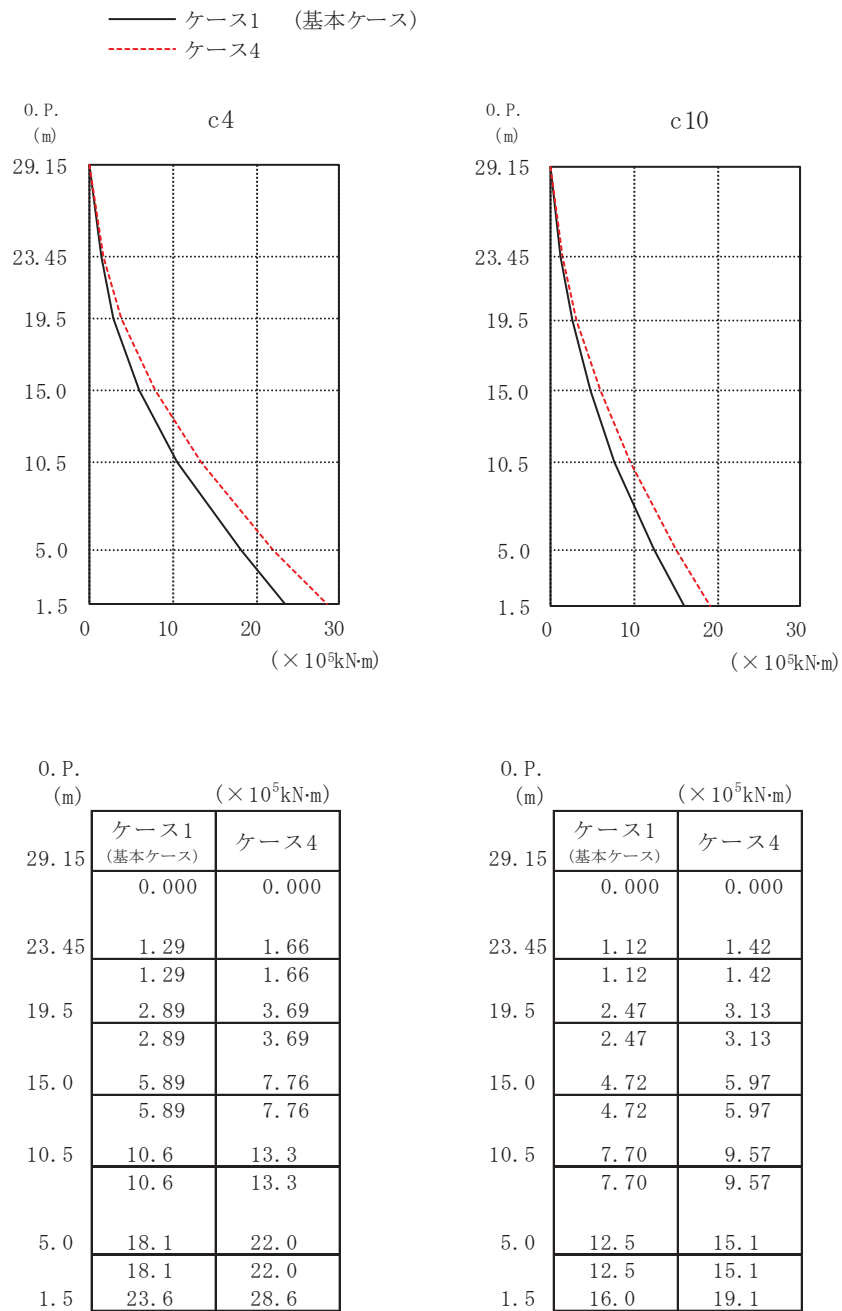
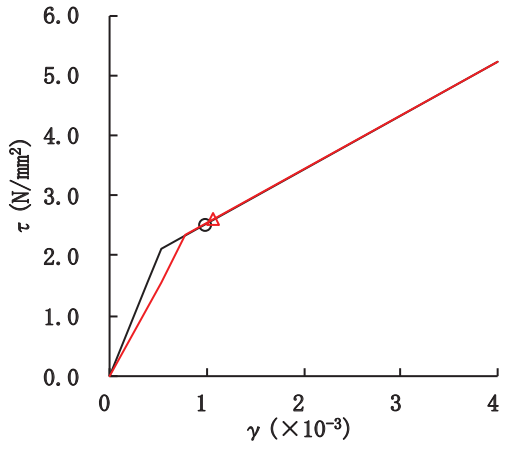
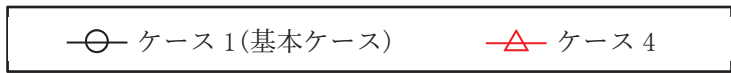
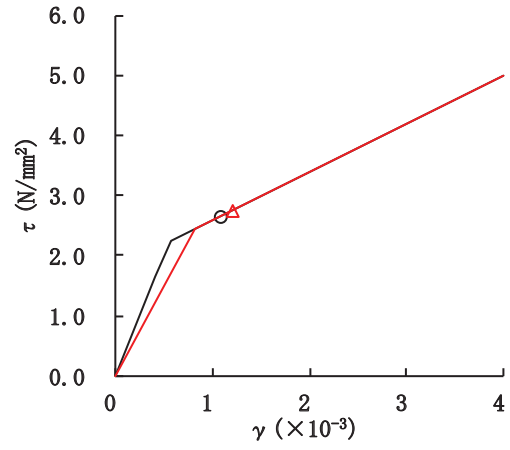


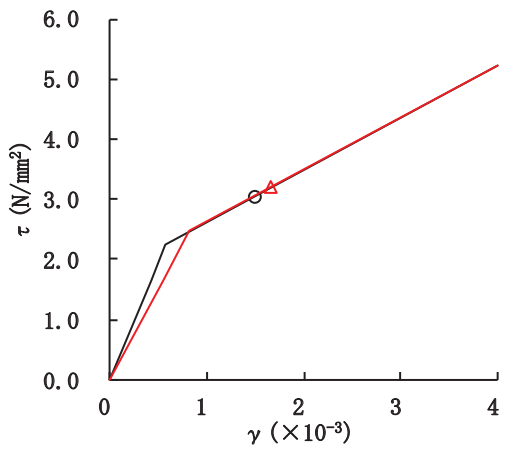
図 2-20 最大応答曲げモーメント (S s - N 1, EW 方向)



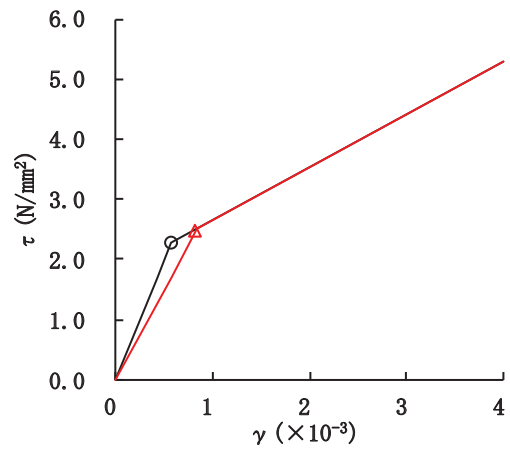
要素番号(1)



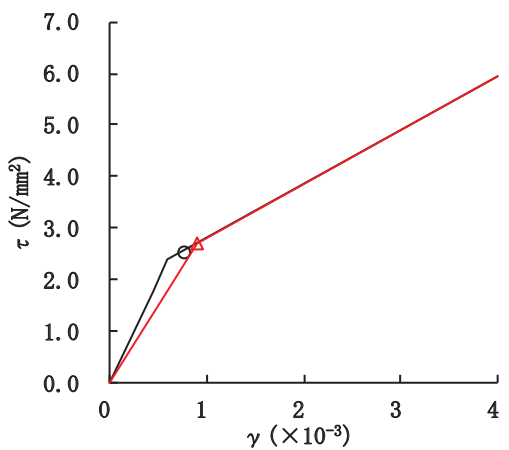
要素番号(2)



要素番号(3)



要素番号(4)



要素番号(5)

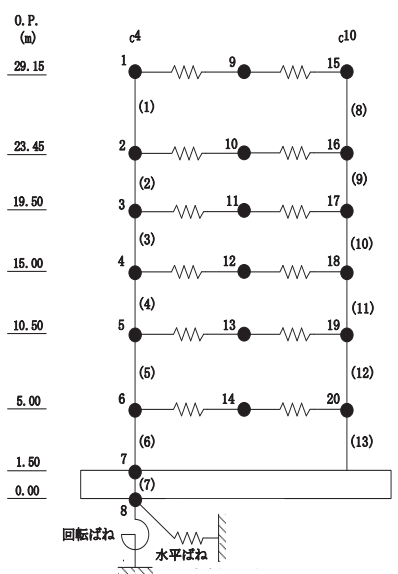
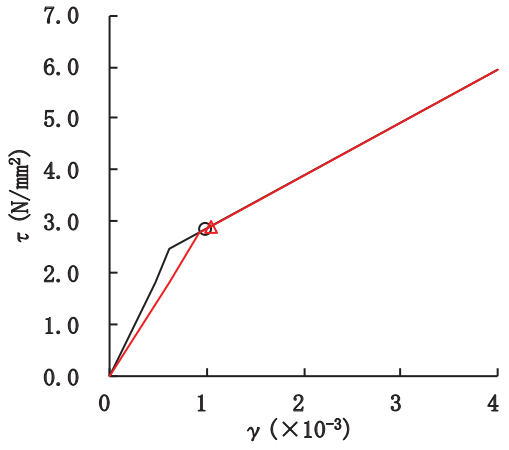
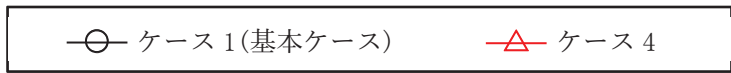
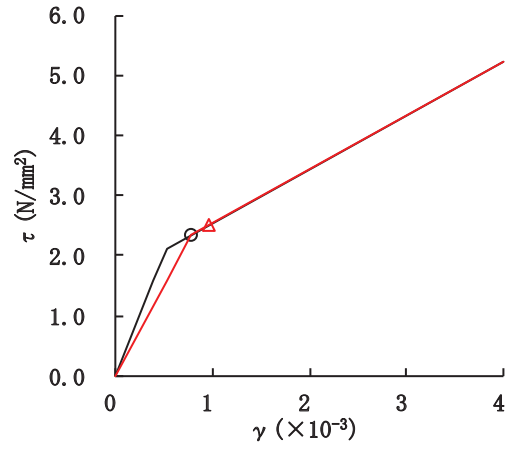


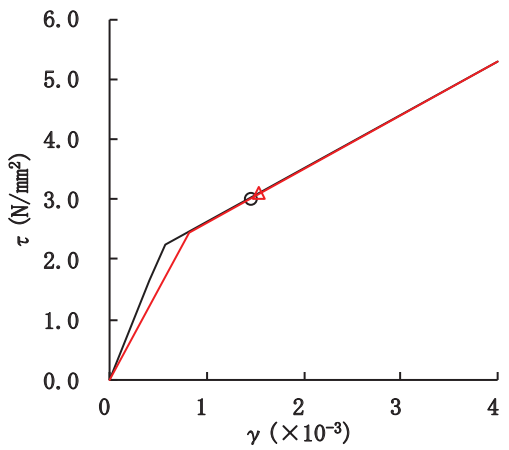
図 2-21(1) せん断スケルトンカーブ上の最大応答値 (S s - D 1, EW 方向)



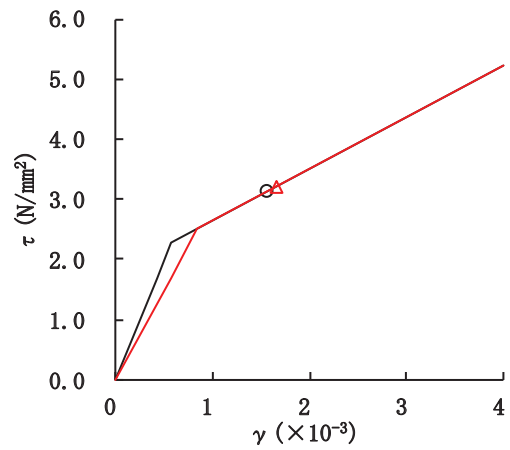
要素番号(6)



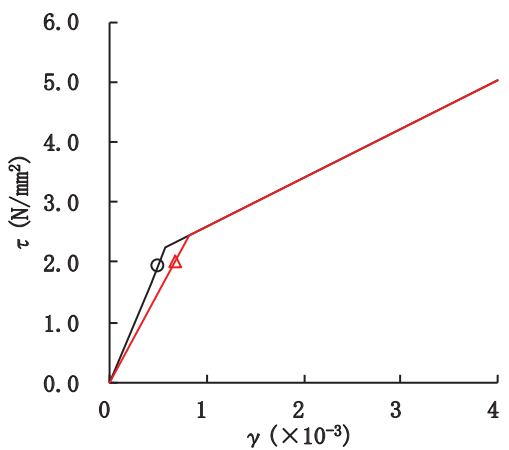
要素番号(8)



要素番号(9)



要素番号(10)



要素番号(11)

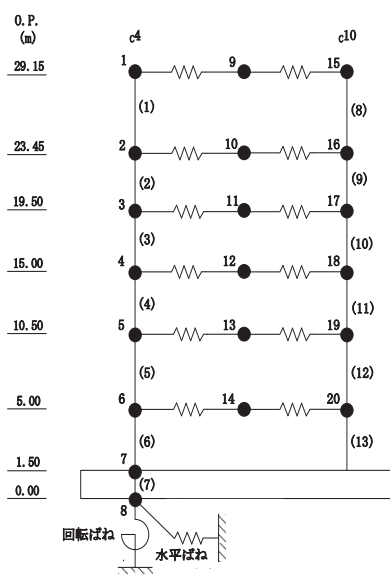
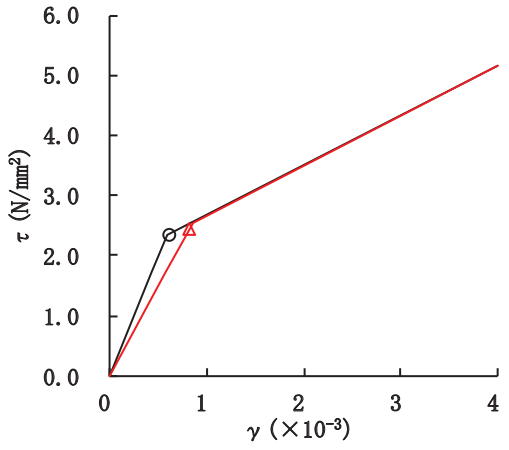
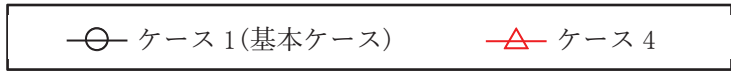
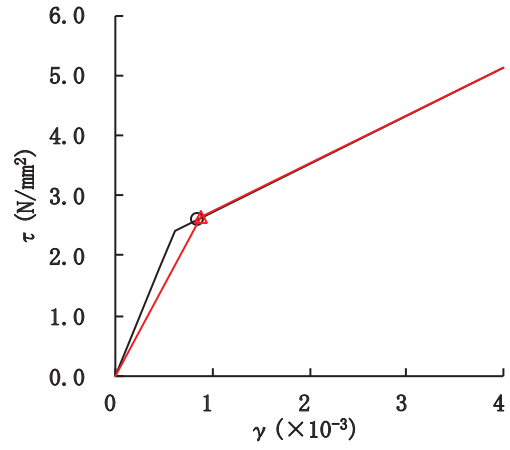


図 2-21(2) せん断スケルトンカーブ上の最大応答値 (S s - D 1, EW 方向)



要素番号(12)



要素番号(13)

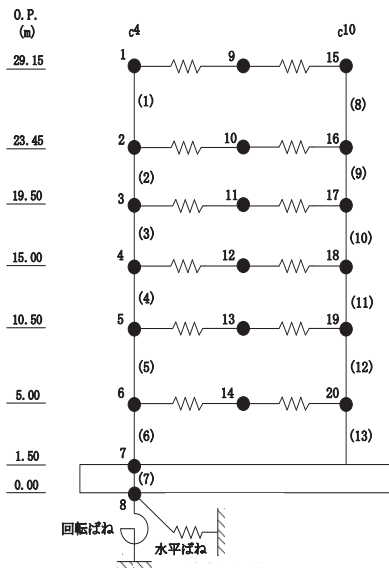
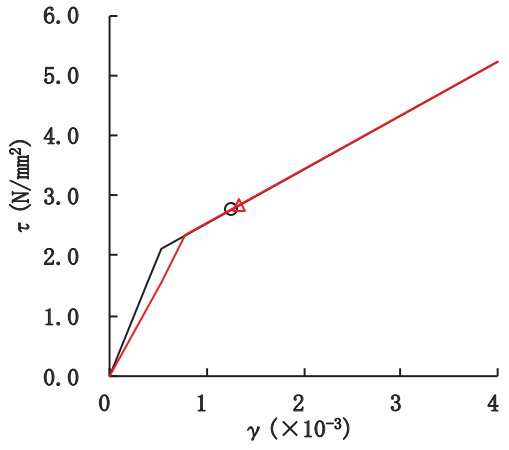
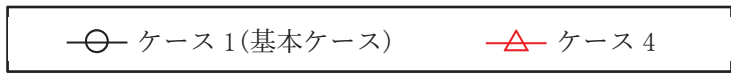
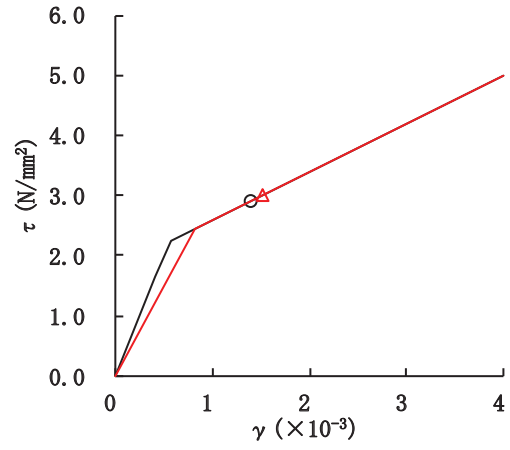


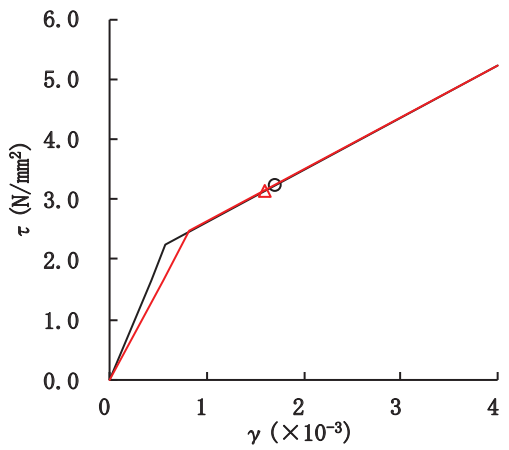
図 2-21(3) せん断スケルトンカーブ上の最大応答値 (S s - D 1, EW 方向)



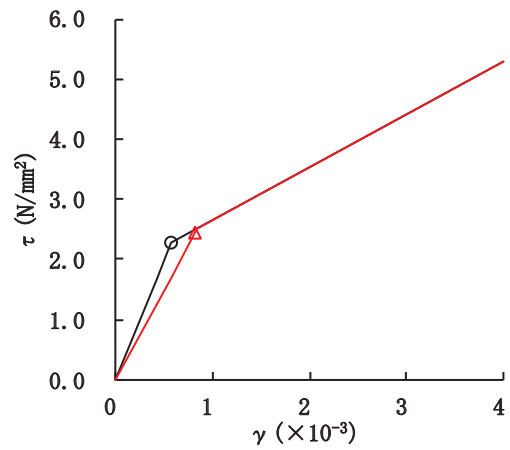
要素番号(1)



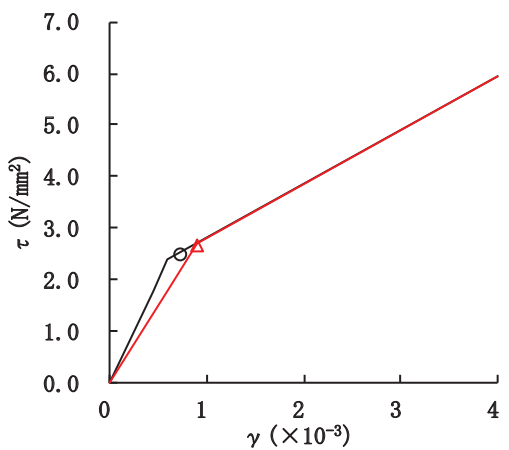
要素番号(2)



要素番号(3)



要素番号(4)



要素番号(5)

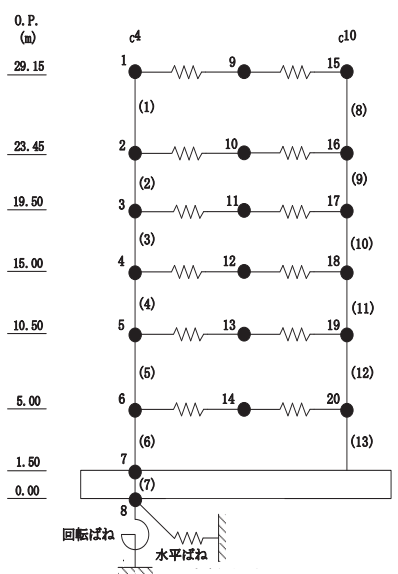
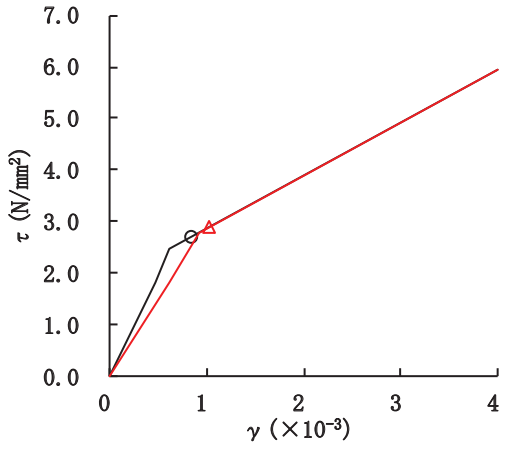
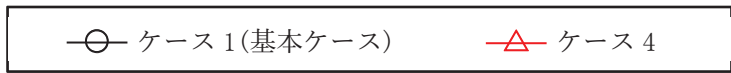
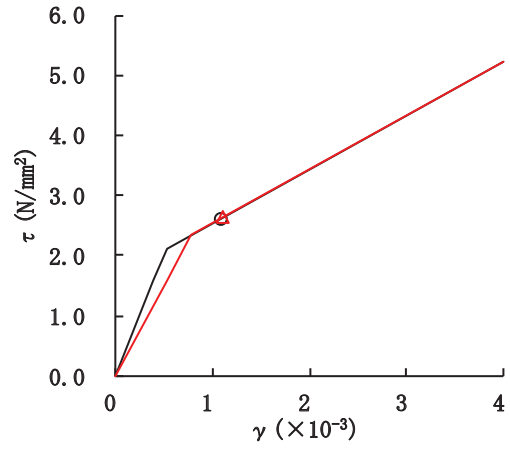


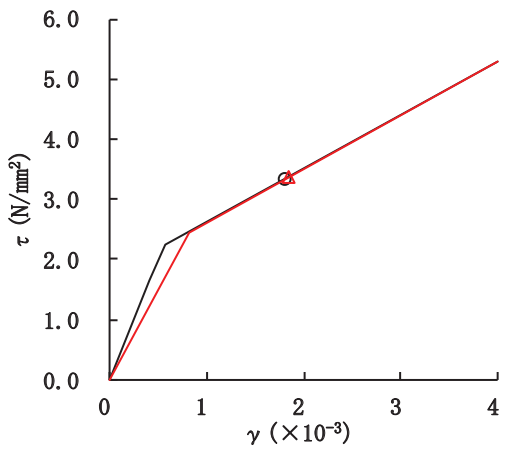
図 2-22(1) せん断スケルトンカーブ上の最大応答値 (S s - D 2, EW 方向)



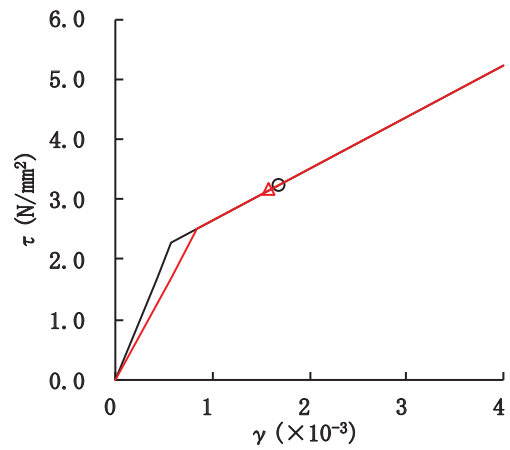
要素番号(6)



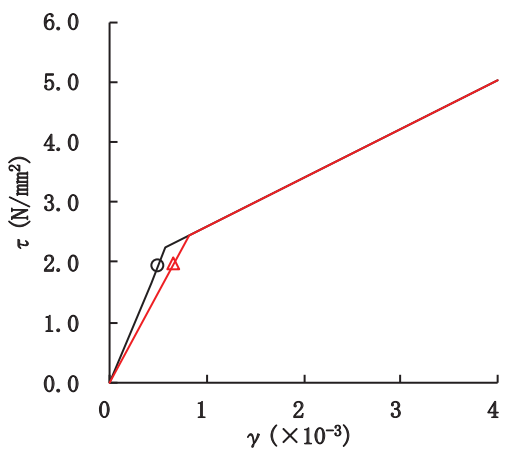
要素番号(8)



要素番号(9)



要素番号(10)



要素番号(11)

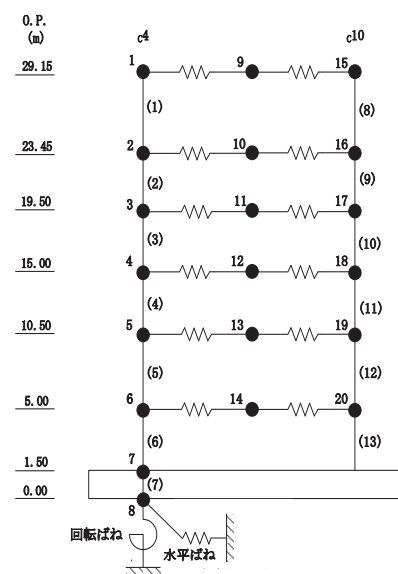
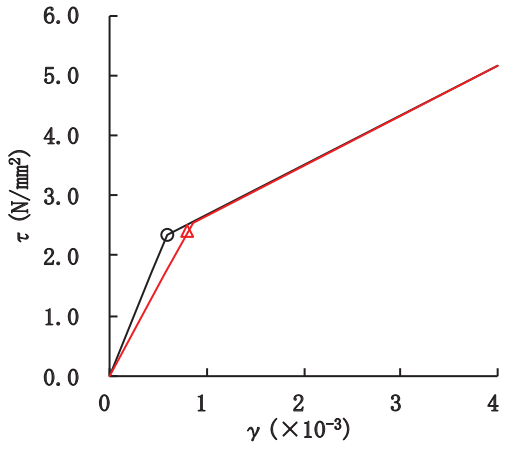
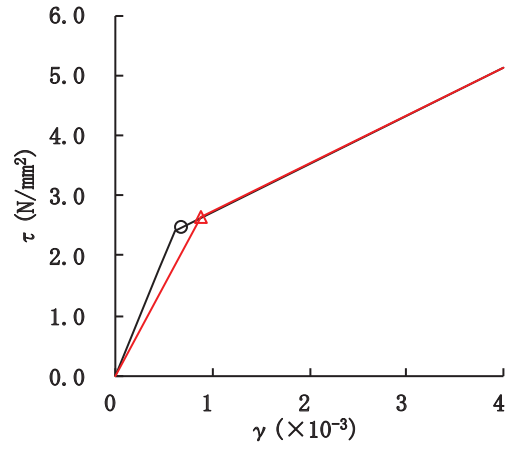


図 2-22(2) せん断スケルトンカーブ上の最大応答値 (S s - D 2, EW 方向)

○ ケース 1(基本ケース)
△ ケース 4



要素番号(12)



要素番号(13)

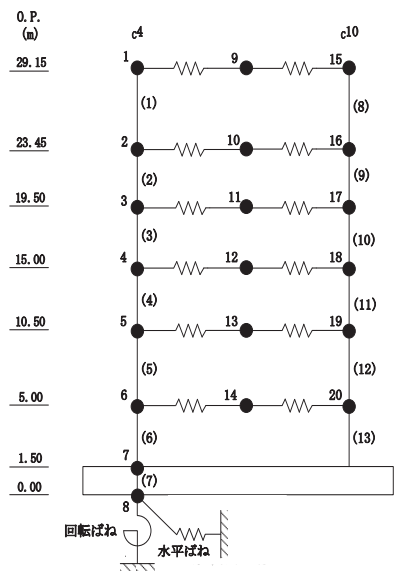
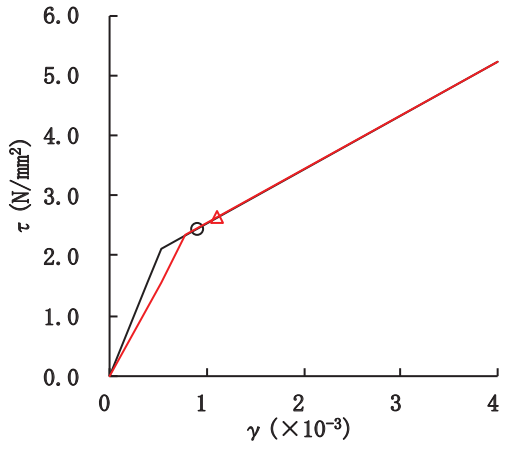
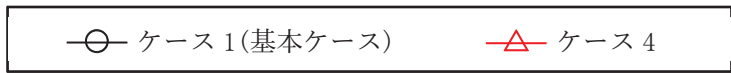
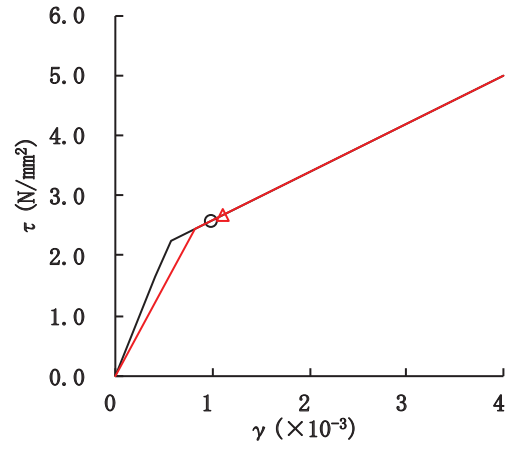


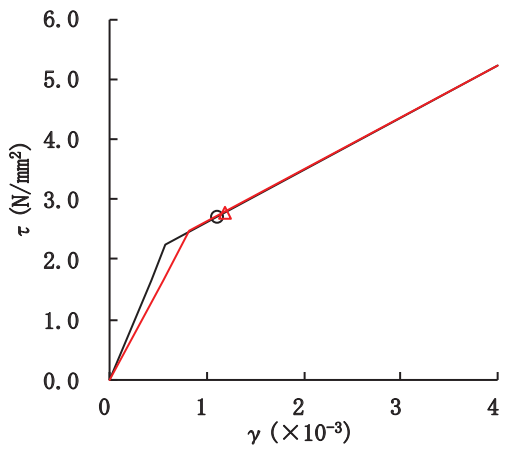
図 2-22 (3) せん断スケルトンカーブ上の最大応答値 (S s - D 2, EW 方向)



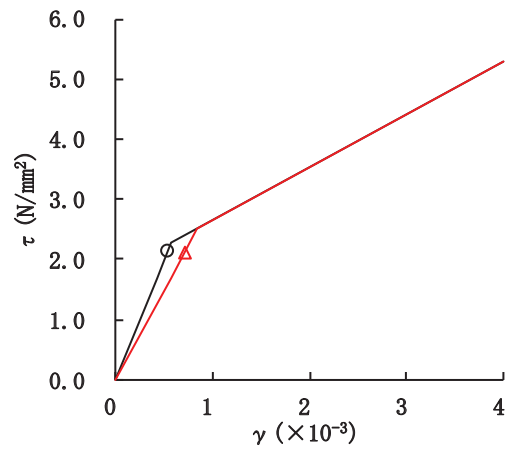
要素番号(1)



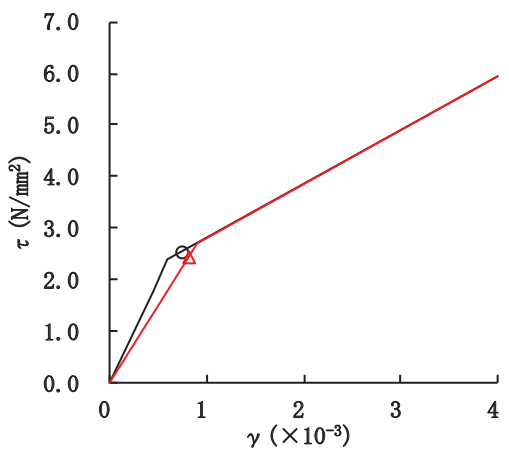
要素番号(2)



要素番号(3)



要素番号(4)



要素番号(5)

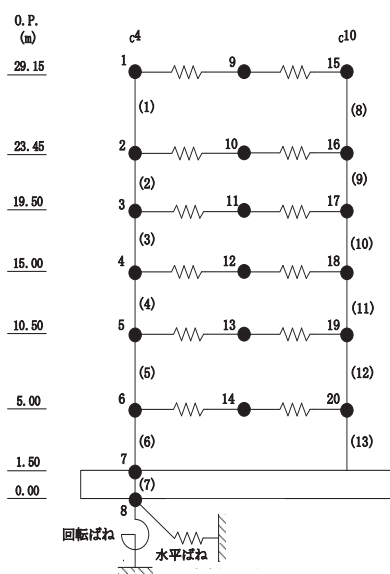
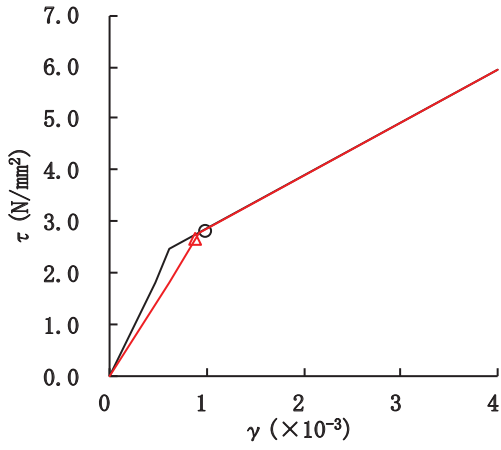
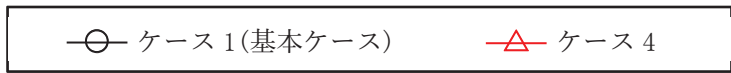
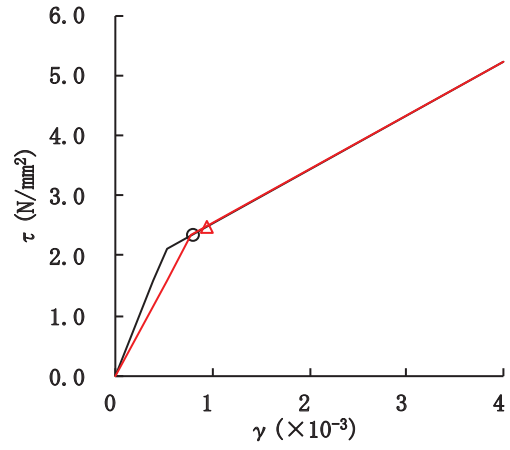


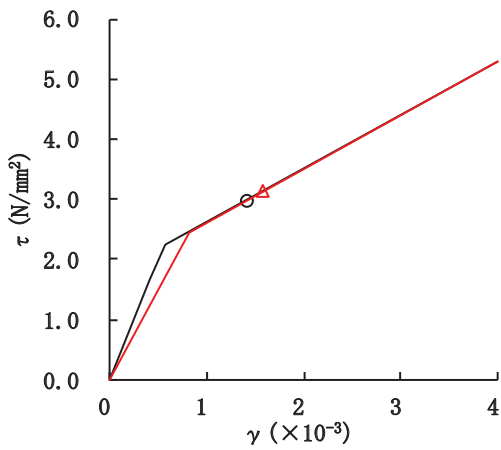
図 2-23(1) せん断スケルトンカーブ上の最大応答値 (S s - D 3, EW 方向)



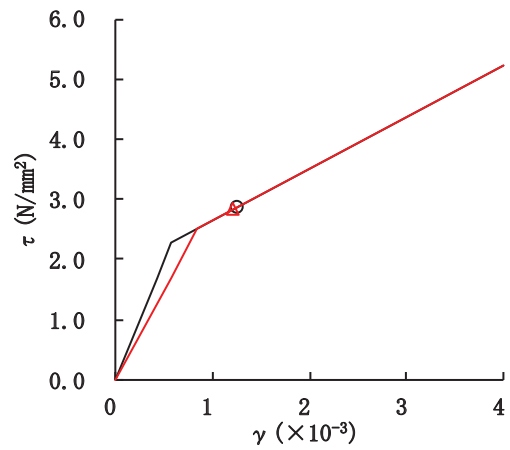
要素番号(6)



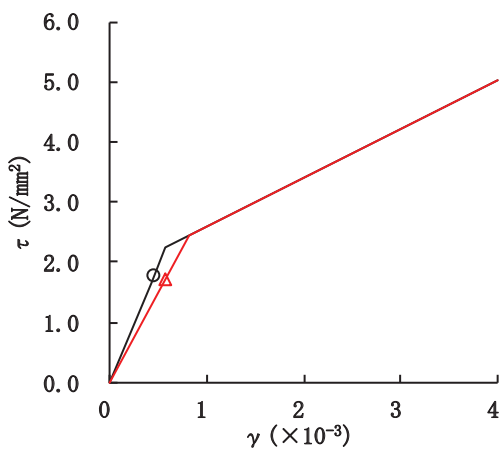
要素番号(8)



要素番号(9)



要素番号(10)



要素番号(11)

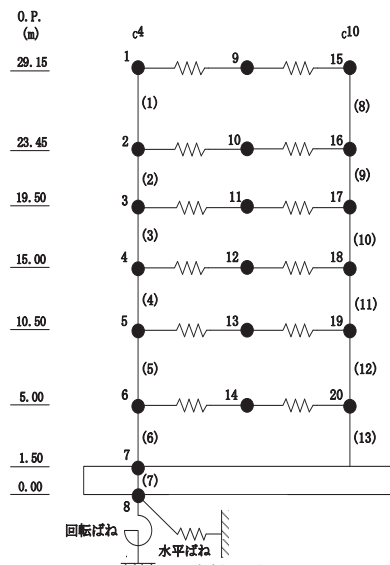
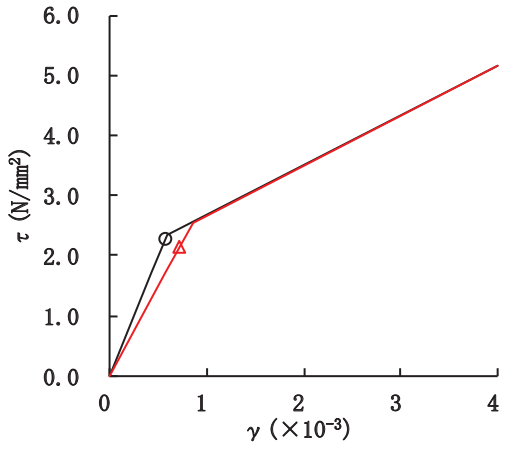
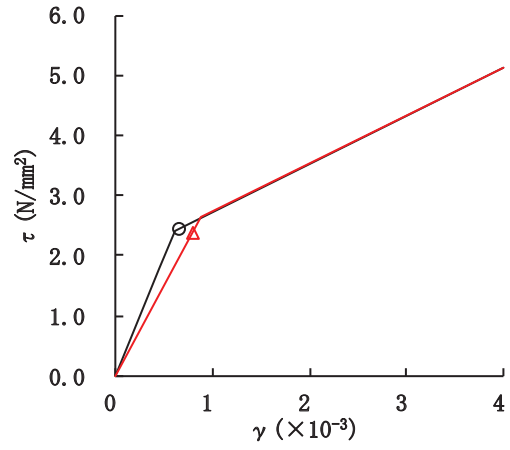


図 2-23(2) せん断スケルトンカーブ上の最大応答値 (S s - D 3, EW 方向)

○ ケース 1(基本ケース)
△ ケース 4



要素番号(12)



要素番号(13)

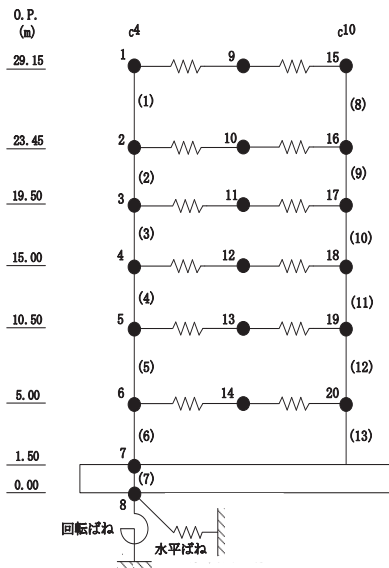
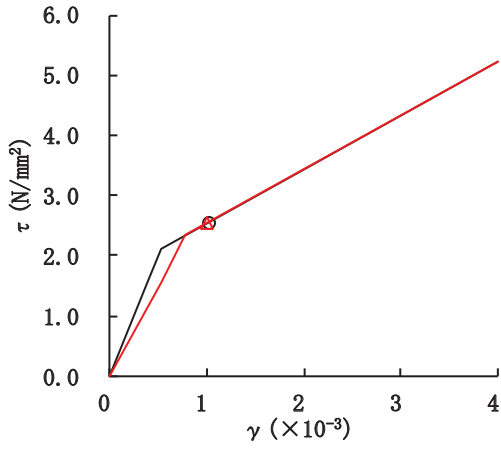
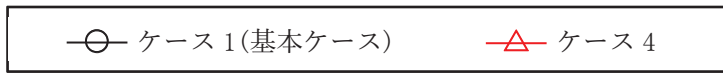
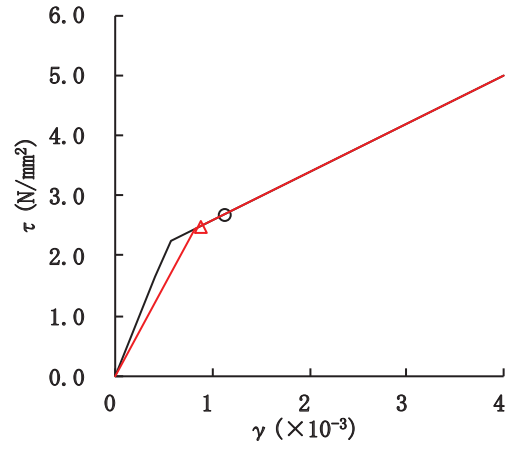


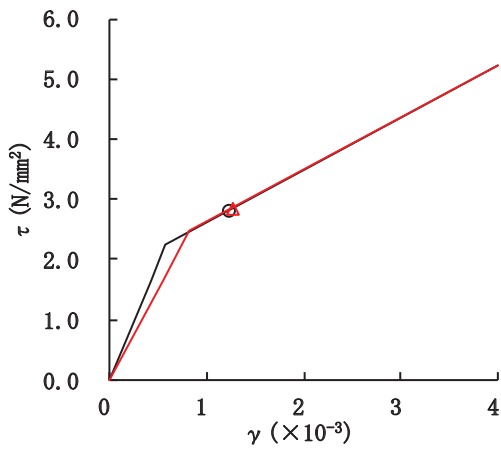
図 2-23 (3) せん断スケルトンカーブ上の最大応答値 (S s - D 3, EW 方向)



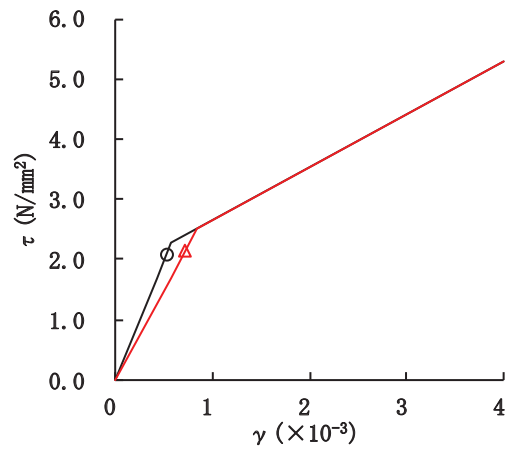
要素番号(1)



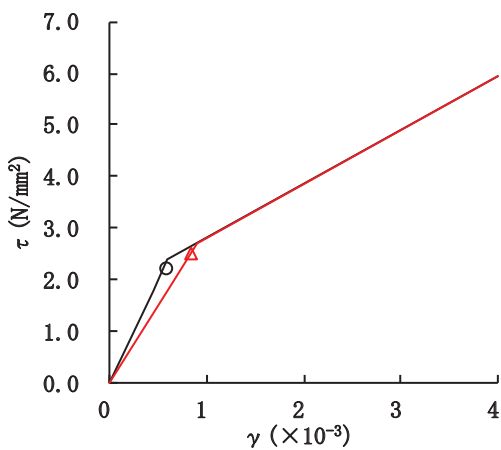
要素番号(2)



要素番号(3)



要素番号(4)



要素番号(5)

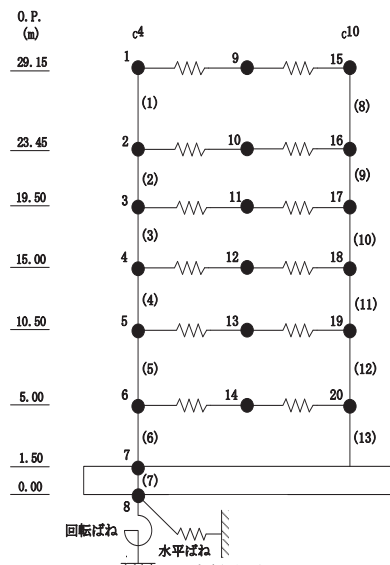
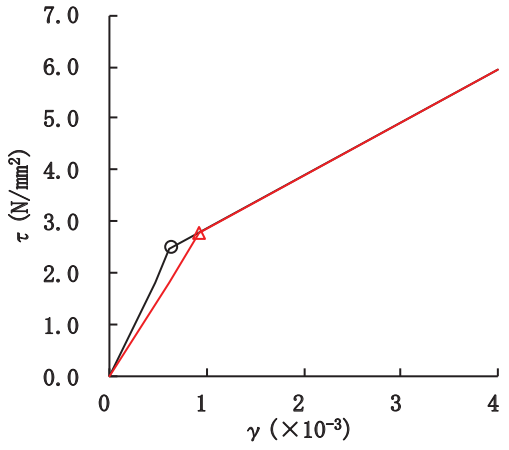
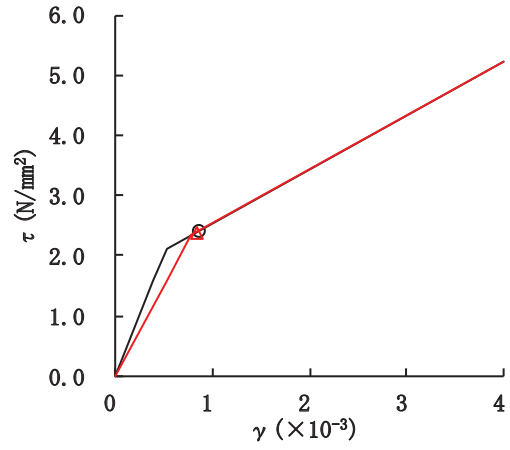


図 2-24(1) せん断スケルトンカーブ上の最大応答値 (S s - F 3, EW 方向)

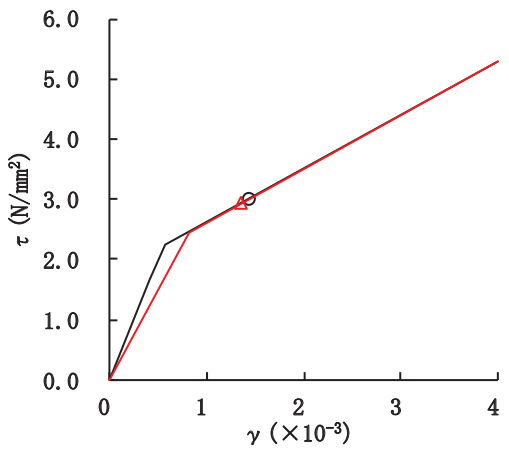
○ ケース 1(基本ケース) △ ケース 4



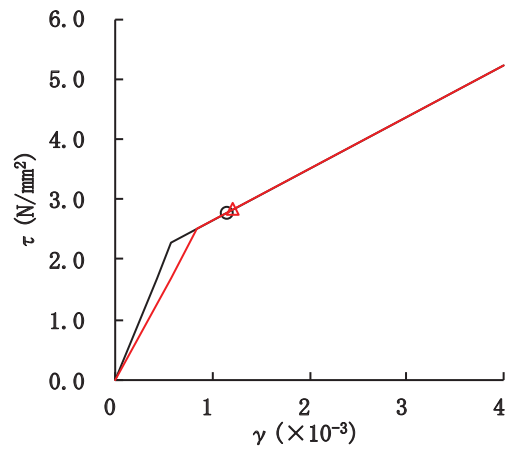
要素番号(6)



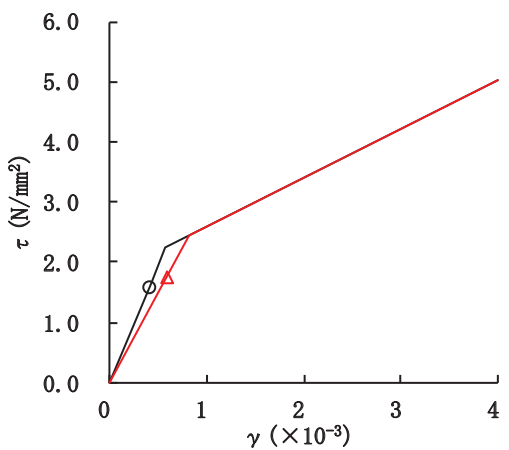
要素番号(8)



要素番号(9)



要素番号(10)



要素番号(11)

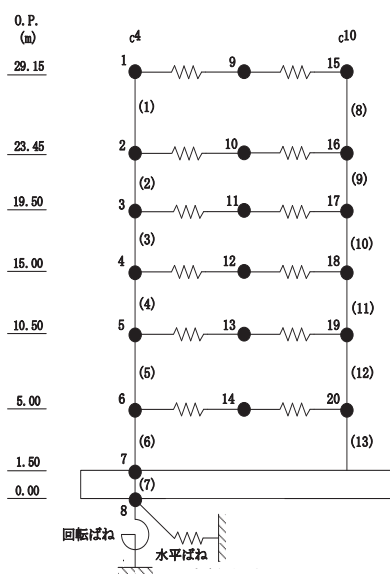
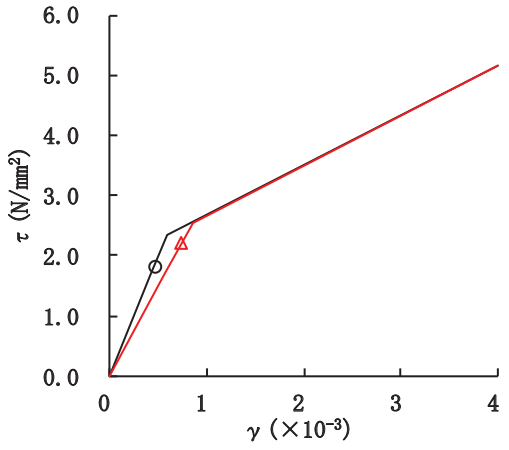
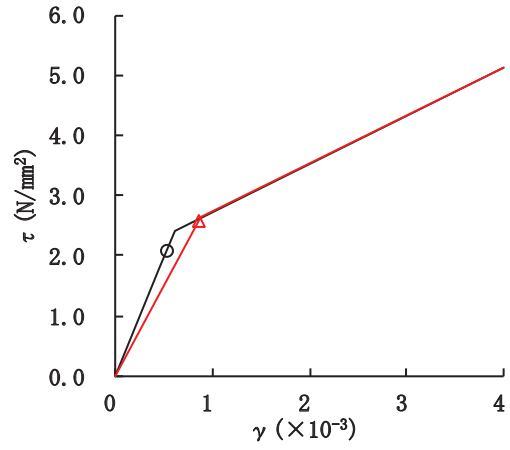


図 2-24(2) せん断スケルトンカーブ上の最大応答値 (S s - F 3, EW 方向)

○ ケース 1(基本ケース)
△ ケース 4



要素番号(12)



要素番号(13)

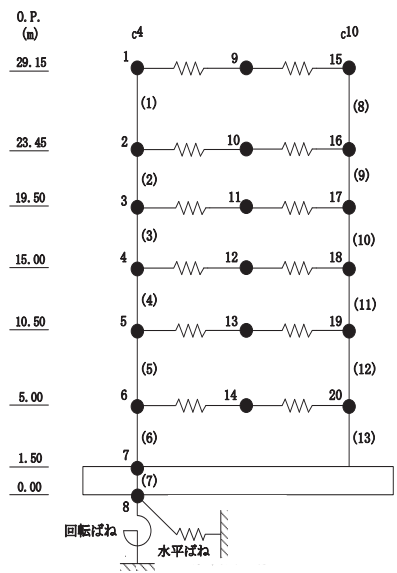
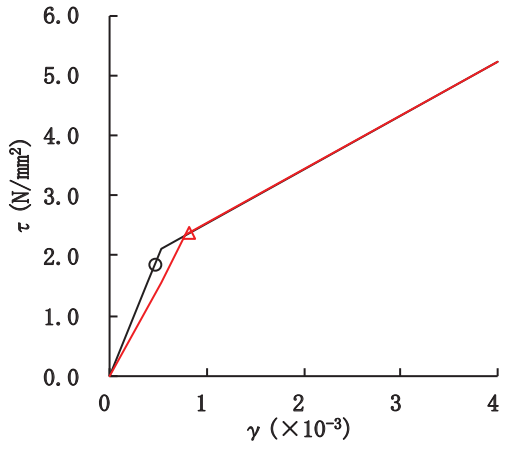
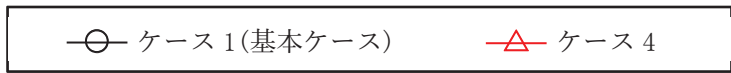
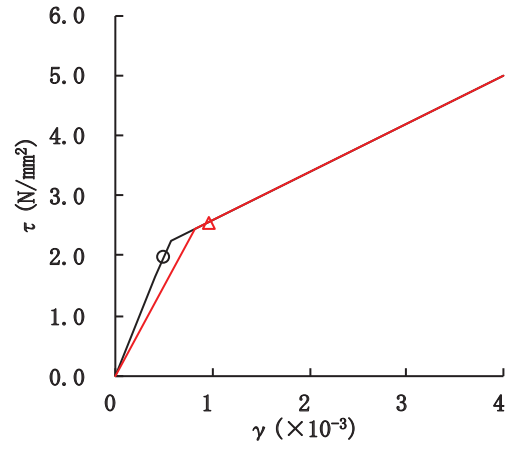


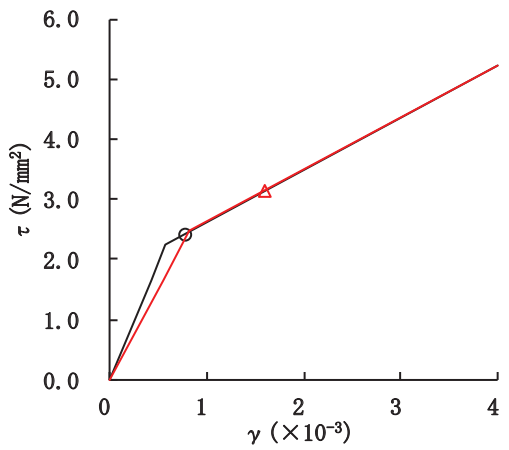
図 2-24(3) せん断スケルトンカーブ上の最大応答値 (S s - F 3, EW 方向)



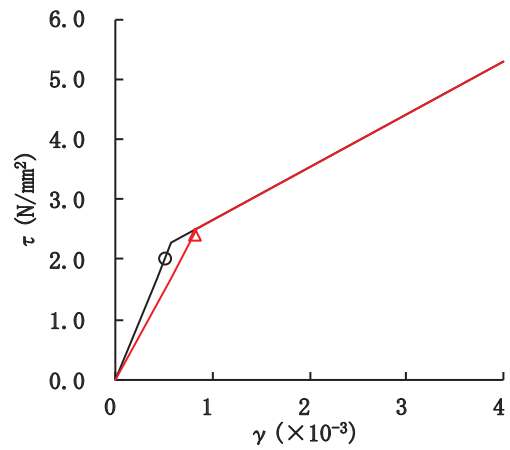
要素番号(1)



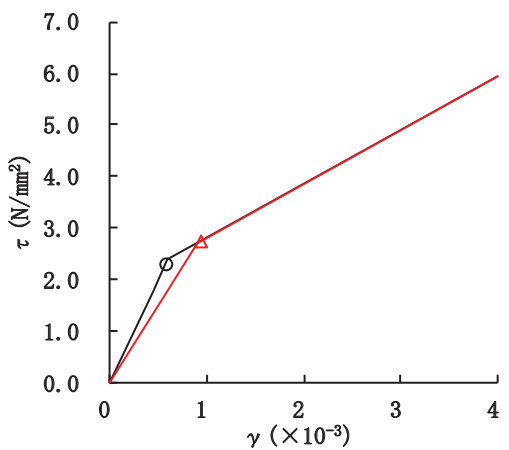
要素番号(2)



要素番号(3)



要素番号(4)



要素番号(5)

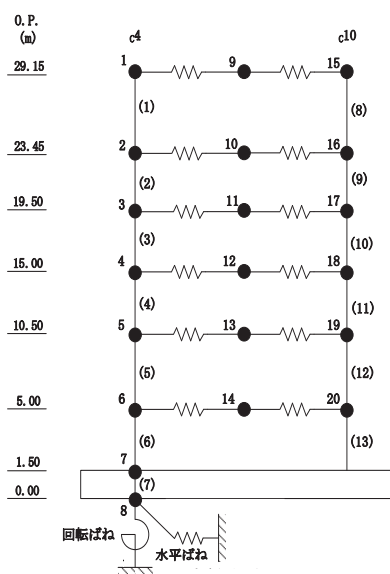
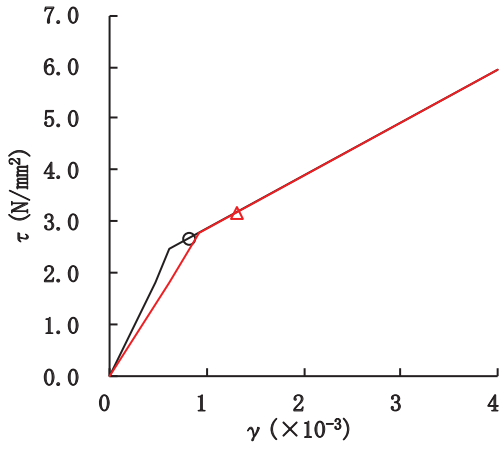
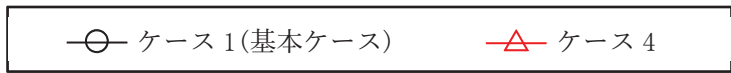
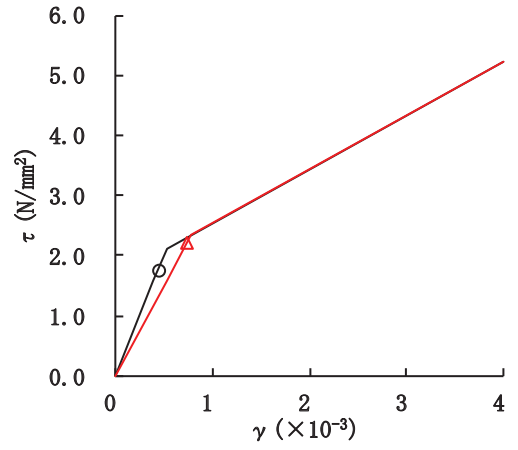


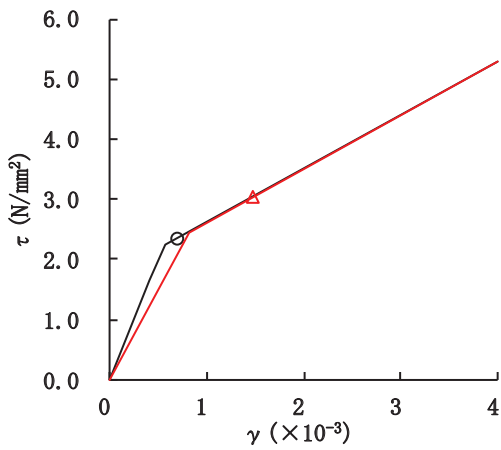
図 2-25(1) せん断スケルトンカーブ上の最大応答値 (S s - N 1, EW 方向)



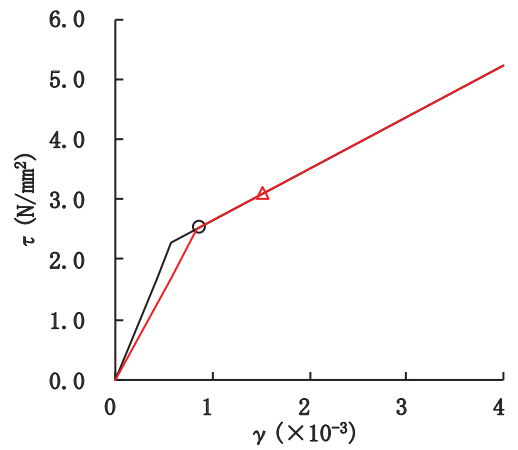
要素番号(6)



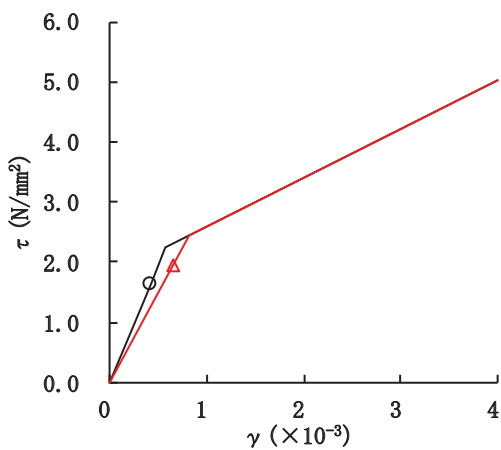
要素番号(8)



要素番号(9)



要素番号(10)



要素番号(11)

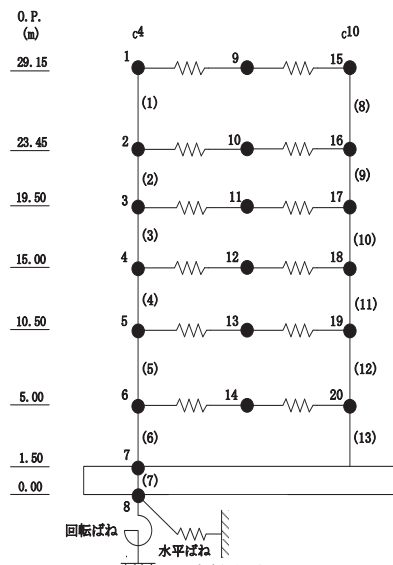
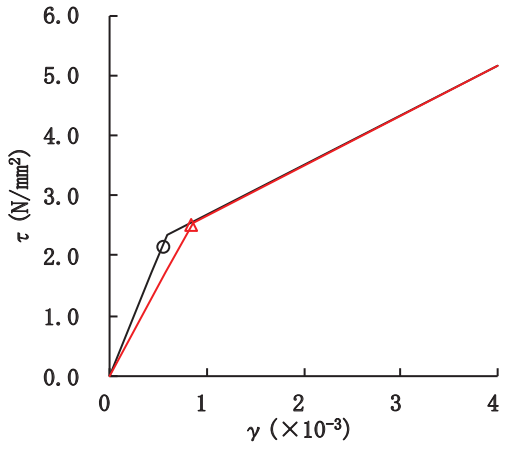
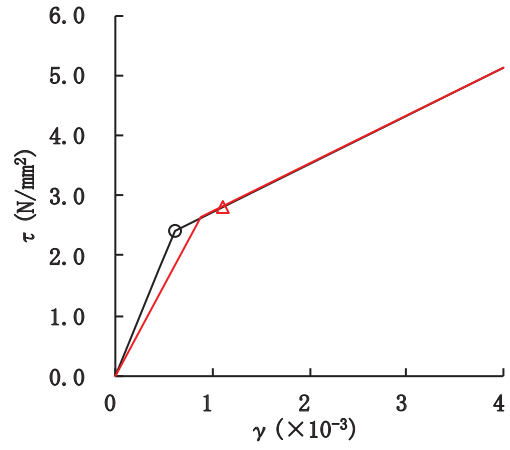


図 2-25(2) せん断スケルトンカーブ上の最大応答値 (S s - N 1, EW 方向)

○ ケース 1(基本ケース)
△ ケース 4



要素番号(12)



要素番号(13)

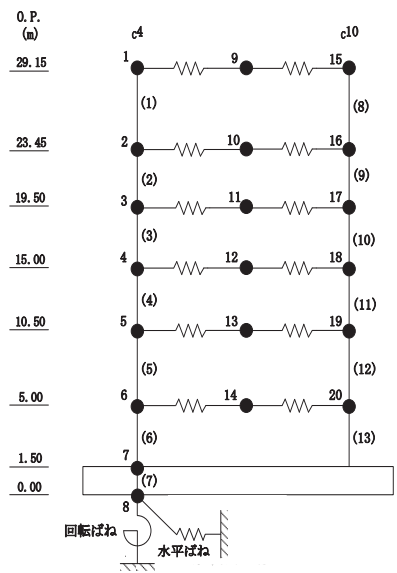
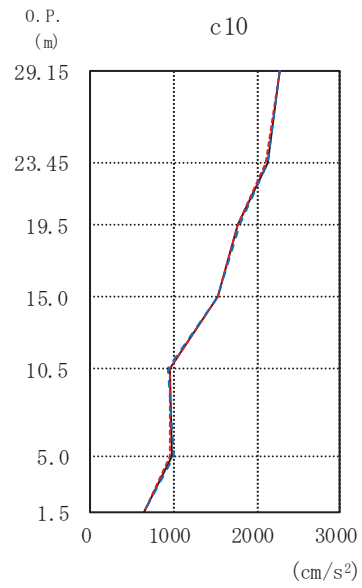
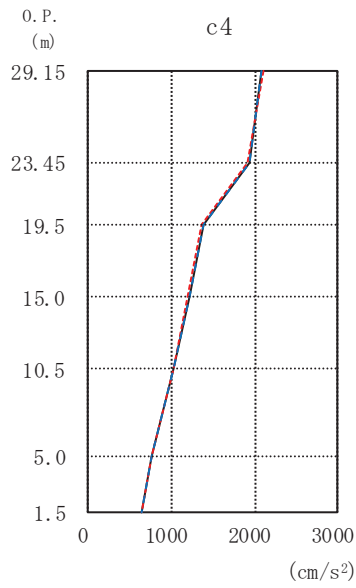


図 2-25(3) せん断スケルトンカーブ上の最大応答値 (S s - N 1, EW 方向)

2.2 地盤物性の不確かさ

地盤物性の不確かさを考慮した基準地震動 S_s に対する地震応答解析結果を図 2-26～図 2-50 に示す。

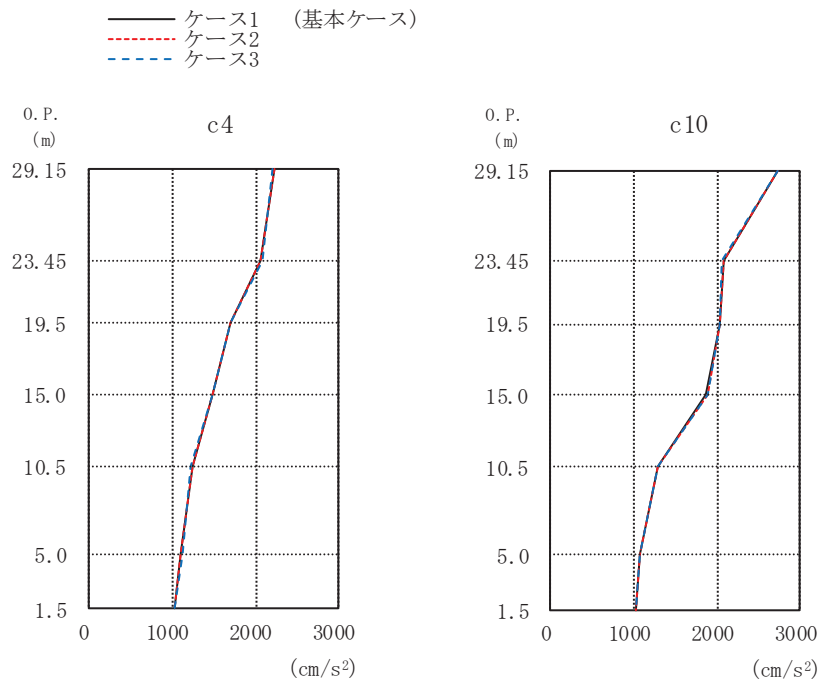
— ケース1 (基本ケース)
 - - - ケース2
 - · - ケース3



O. P. (m)	(cm/s ²)		
	ケース1 (基本ケース)	ケース2	ケース3
29.15	2093	2096	2089
23.45	1930	1927	1931
19.5	1375	1374	1381
15.0	1213	1204	1225
10.5	1020	1016	1029
5.0	764	764	763
1.5	649	651	646

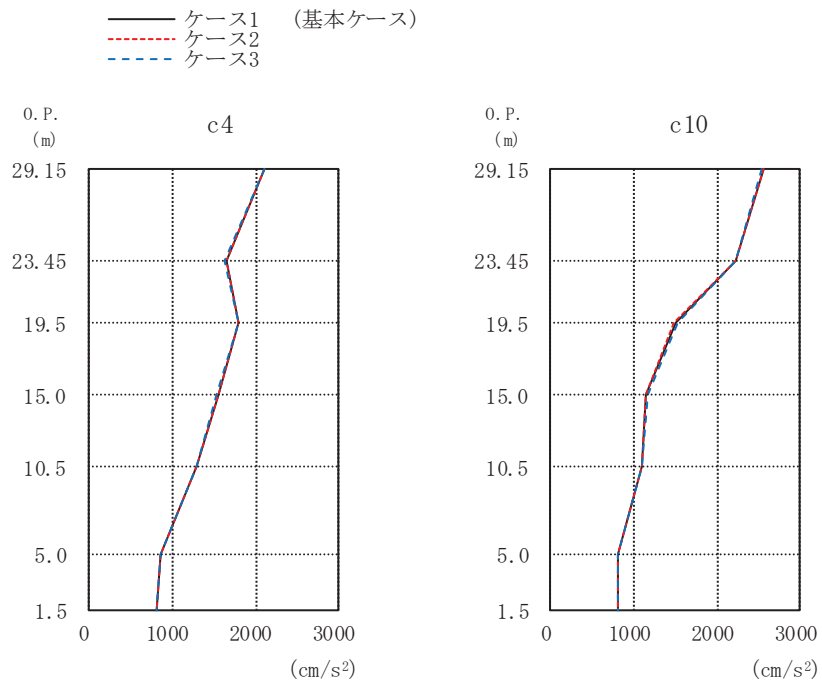
O. P. (m)	(cm/s ²)		
	ケース1 (基本ケース)	ケース2	ケース3
29.15	2283	2286	2282
23.45	2128	2117	2139
19.5	1783	1775	1804
15.0	1527	1540	1537
10.5	952	959	940
5.0	975	957	1000
1.5	649	651	646

図 2-26 最大応答加速度 (S s - D 1, EW 方向)



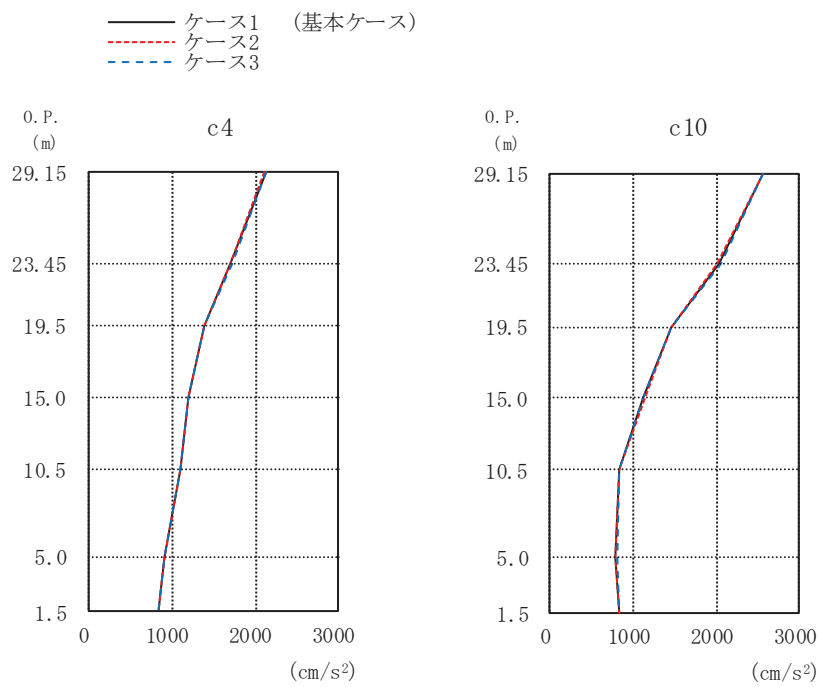
(cm/s ²)				(cm/s ²)			
0. P. (m)	ケース1 (基本ケース)	ケース2	ケース3	0. P. (m)	ケース1 (基本ケース)	ケース2	ケース3
29.15	2218	2227	2210	29.15	2733	2730	2721
23.45	2063	2067	2078	23.45	2084	2088	2051
19.5	1697	1701	1691	19.5	2035	2030	2045
15.0	1482	1483	1481	15.0	1871	1892	1880
10.5	1233	1237	1229	10.5	1279	1297	1293
5.0	1100	1088	1116	5.0	1069	1067	1066
1.5	1027	1029	1024	1.5	1027	1029	1024

図 2-27 最大応答加速度 (S s - D 2, EW 方向)



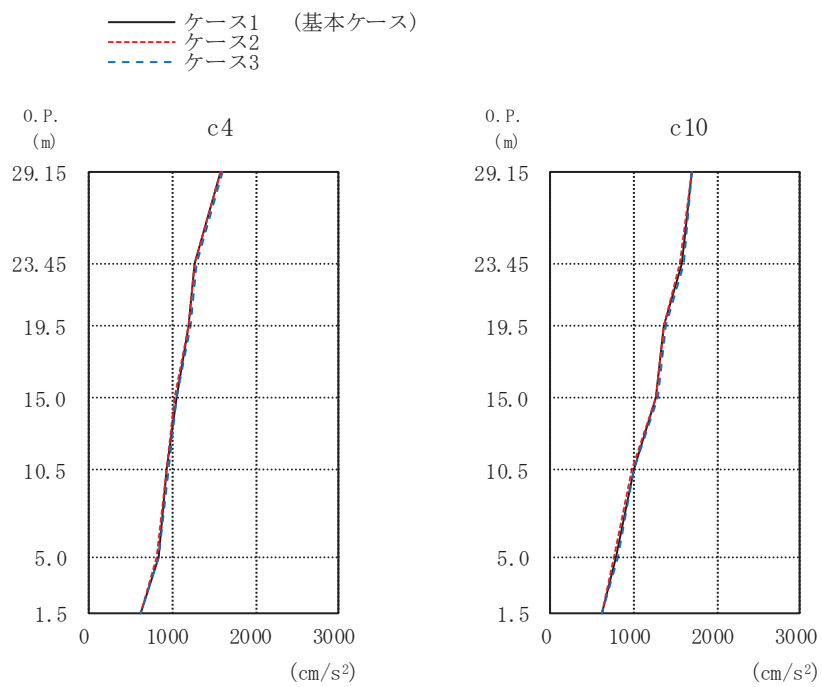
(cm/s ²)				(cm/s ²)			
0. P. (m)	ケース1 (基本ケース)	ケース2	ケース3	0. P. (m)	ケース1 (基本ケース)	ケース2	ケース3
29.15	2102	2113	2106	29.15	2553	2559	2549
23.45	1642	1653	1623	23.45	2219	2224	2221
19.5	1793	1798	1787	19.5	1499	1481	1529
15.0	1545	1548	1537	15.0	1157	1158	1168
10.5	1285	1287	1283	10.5	1104	1104	1104
5.0	851	853	849	5.0	805	801	811
1.5	812	817	806	1.5	812	817	806

図 2-28 最大応答加速度 (S s - D 3, EW 方向)



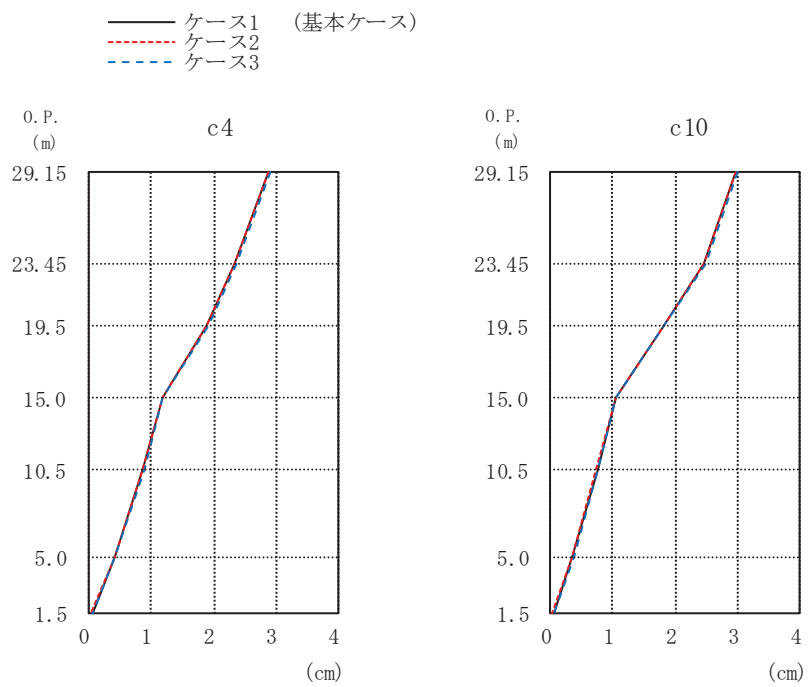
(cm/s ²)				(cm/s ²)			
0. P. (m)	ケース1 (基本ケース)	ケース2	ケース3	0. P. (m)	ケース1 (基本ケース)	ケース2	ケース3
29.15	2122	2118	2125	29.15	2566	2564	2565
23.45	1708	1697	1717	23.45	2047	2023	2062
19.5	1391	1391	1391	19.5	1457	1470	1449
15.0	1189	1192	1186	15.0	1125	1157	1125
10.5	1094	1094	1093	10.5	829	829	831
5.0	903	900	911	5.0	797	793	803
1.5	833	833	833	1.5	833	833	833

図 2-29 最大応答加速度 (S s - F 3, EW 方向)



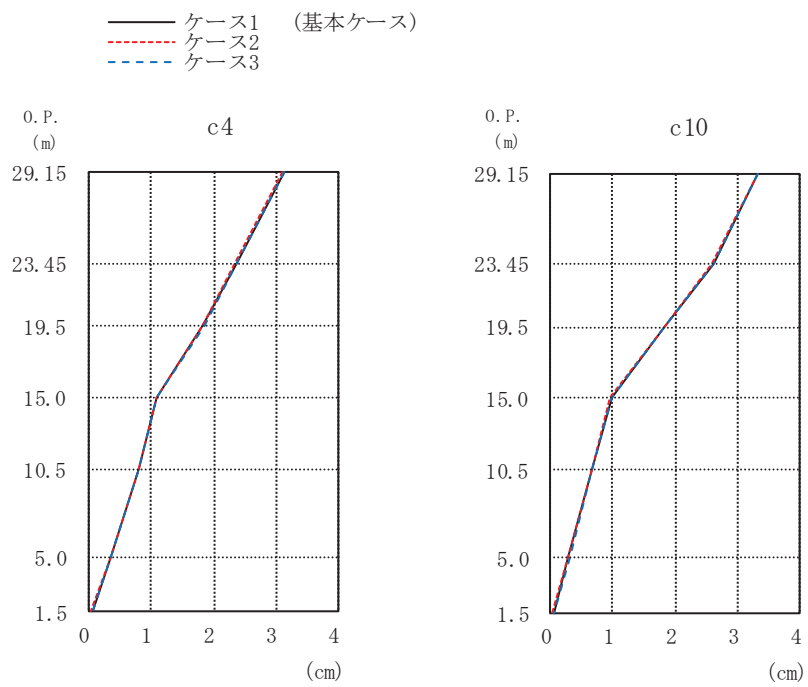
(cm/s ²)				(cm/s ²)			
0. P. (m)	ケース1 (基本ケース)	ケース2	ケース3	0. P. (m)	ケース1 (基本ケース)	ケース2	ケース3
29.15	1582	1570	1597	29.15	1701	1706	1692
23.45	1276	1265	1289	23.45	1568	1545	1593
19.5	1198	1186	1213	19.5	1367	1355	1381
15.0	1047	1038	1057	15.0	1278	1266	1293
10.5	939	929	949	10.5	999	990	1008
5.0	825	817	830	5.0	781	773	809
1.5	622	621	623	1.5	622	621	623

図 2-30 最大応答加速度 (S s - N 1, EW 方向)



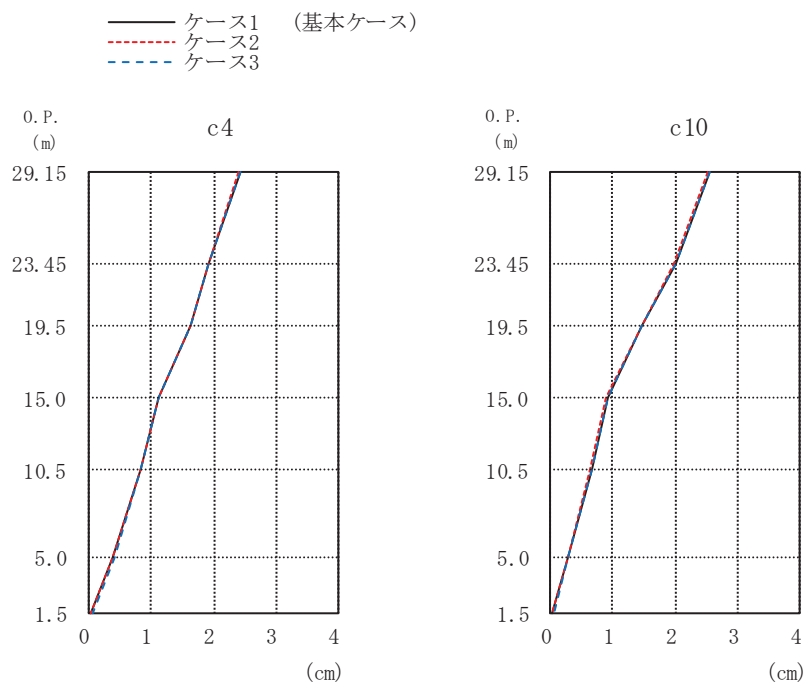
		(cm)					(cm)		
0. P. (m)	ケース1 (基本ケース)	ケース2	ケース3	0. P. (m)	ケース1 (基本ケース)	ケース2	ケース3		
29.15	2.88	2.87	2.90	29.15	2.98	2.96	3.00		
23.45	2.33	2.32	2.35	23.45	2.46	2.44	2.48		
19.5	1.89	1.88	1.91	19.5	1.82	1.80	1.83		
15.0	1.17	1.16	1.19	15.0	1.05	1.03	1.06		
10.5	0.86	0.85	0.87	10.5	0.75	0.74	0.76		
5.0	0.40	0.39	0.41	5.0	0.35	0.35	0.36		
1.5	0.04	0.04	0.05	1.5	0.04	0.04	0.05		

図 2-31 最大応答変位 (S_s-D1, EW 方向)



(cm)				(cm)			
0. P. (m)	ケース1 (基本ケース)	ケース2	ケース3	0. P. (m)	ケース1 (基本ケース)	ケース2	ケース3
29.15	3.12	3.11	3.13	29.15	3.33	3.31	3.34
23.45	2.35	2.35	2.36	23.45	2.61	2.60	2.61
19.5	1.83	1.83	1.83	19.5	1.81	1.80	1.82
15.0	1.08	1.08	1.09	15.0	0.97	0.96	0.98
10.5	0.78	0.78	0.79	10.5	0.67	0.67	0.68
5.0	0.35	0.34	0.35	5.0	0.29	0.29	0.30
1.5	0.04	0.04	0.05	1.5	0.04	0.04	0.05

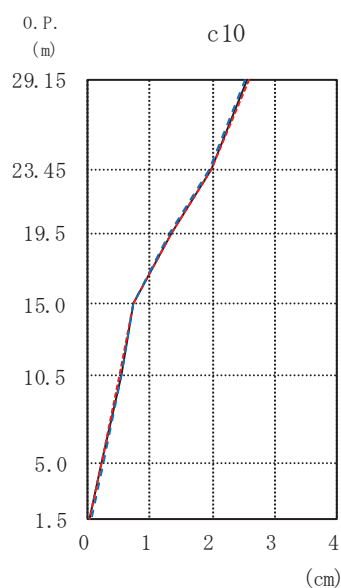
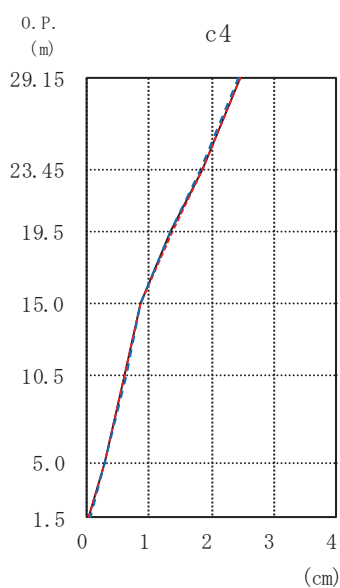
図 2-32 最大応答変位 (S_s-D2, EW 方向)



(cm)				(cm)			
0. P. (m)	ケース1 (基本ケース)	ケース2	ケース3	0. P. (m)	ケース1 (基本ケース)	ケース2	ケース3
29.15	2.42	2.41	2.42	29.15	2.54	2.53	2.55
23.45	1.91	1.91	1.92	23.45	2.00	1.99	2.01
19.5	1.63	1.63	1.64	19.5	1.46	1.46	1.47
15.0	1.11	1.11	1.12	15.0	0.91	0.90	0.92
10.5	0.83	0.83	0.83	10.5	0.65	0.65	0.66
5.0	0.39	0.39	0.40	5.0	0.28	0.28	0.29
1.5	0.04	0.03	0.04	1.5	0.04	0.03	0.04

図 2-33 最大応答変位 (S_s-D3, EW 方向)

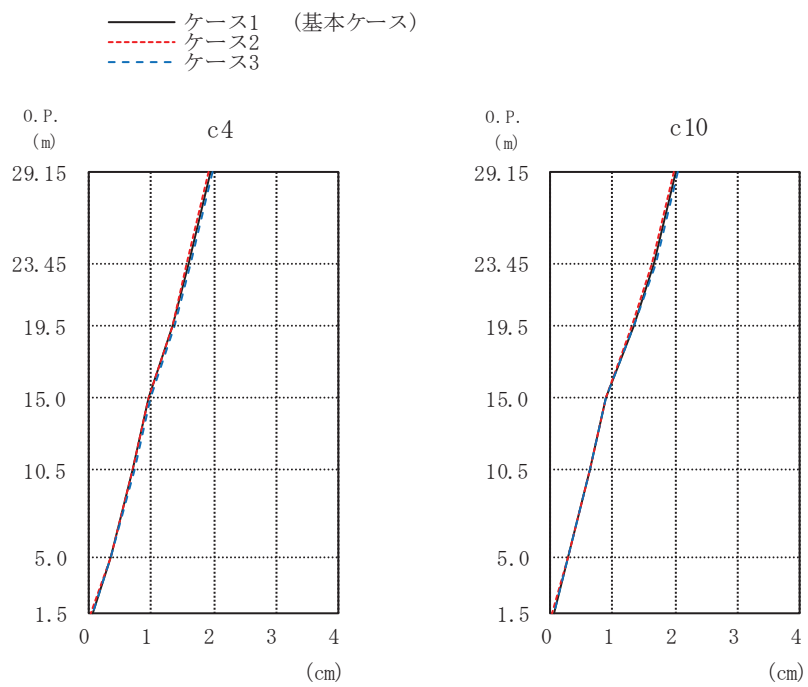
— ケース1 (基本ケース)
 - - - ケース2
 - · - ケース3



O. P. (m)	(cm)		
	ケース1 (基本ケース)	ケース2	ケース3
29.15	2.45	2.47	2.43
23.45	1.84	1.85	1.83
19.5	1.35	1.35	1.34
15.0	0.86	0.85	0.87
10.5	0.61	0.61	0.62
5.0	0.27	0.26	0.27
1.5	0.03	0.03	0.04

O. P. (m)	(cm)		
	ケース1 (基本ケース)	ケース2	ケース3
29.15	2.56	2.58	2.53
23.45	1.97	1.98	1.95
19.5	1.32	1.33	1.31
15.0	0.74	0.74	0.74
10.5	0.52	0.51	0.53
5.0	0.23	0.22	0.24
1.5	0.03	0.03	0.04

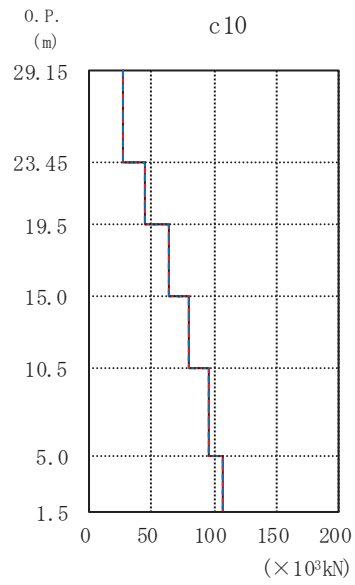
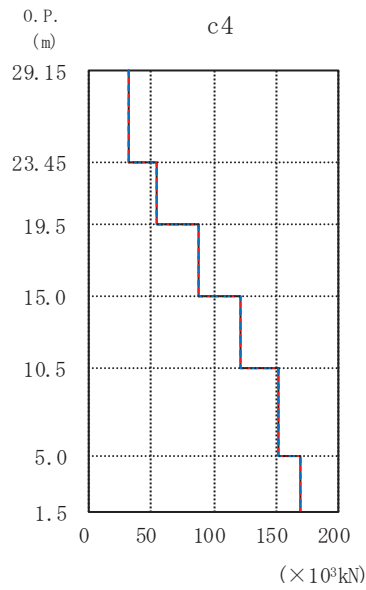
図 2-34 最大応答変位 (S s - F 3, EW 方向)



		(cm)					(cm)		
0. P. (m)	ケース1 (基本ケース)	ケース2	ケース3	0. P. (m)	ケース1 (基本ケース)	ケース2	ケース3		
29.15	1.94	1.91	1.97	29.15	2.02	1.99	2.06		
23.45	1.60	1.57	1.62	23.45	1.66	1.64	1.69		
19.5	1.35	1.33	1.38	19.5	1.32	1.30	1.35		
15.0	0.96	0.95	0.98	15.0	0.89	0.88	0.90		
10.5	0.70	0.69	0.72	10.5	0.63	0.62	0.64		
5.0	0.34	0.33	0.36	5.0	0.28	0.27	0.29		
1.5	0.04	0.04	0.05	1.5	0.04	0.04	0.05		

図 2-35 最大応答変位 (S s - N 1, EW 方向)

— ケース1 (基本ケース)
 - - - ケース2
 - - - ケース3

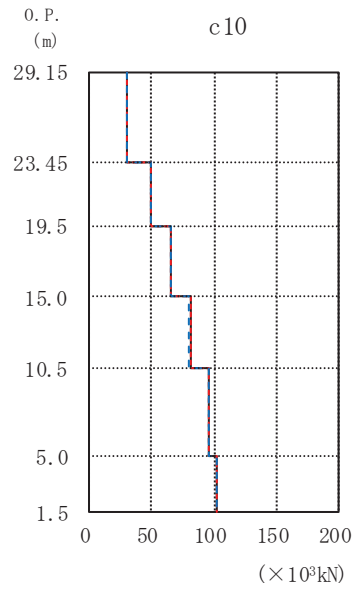
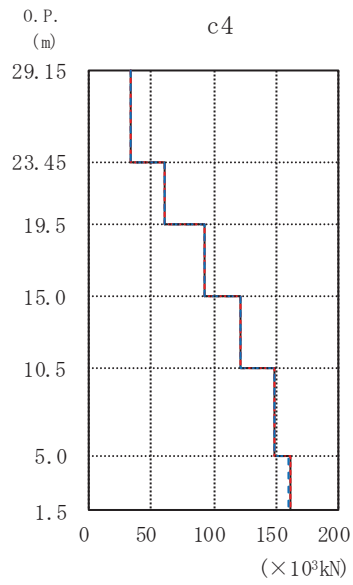


0. P. (m)	($\times 10^3 \text{kN}$)		
	ケース1 (基本ケース)	ケース2	ケース3
29.15	30.9	31.0	30.9
23.45	54.5	54.5	54.5
19.5	87.7	87.5	87.7
15.0	121	121	121
10.5	152	152	152
5.0	169	169	169
1.5			

0. P. (m)	($\times 10^3 \text{kN}$)		
	ケース1 (基本ケース)	ケース2	ケース3
29.15	26.2	26.2	26.2
23.45	45.2	45.2	45.1
19.5	63.5	63.5	63.4
15.0	79.8	79.7	79.8
10.5	96.1	96.0	96.1
5.0	107	106	107
1.5			

図 2-36 最大応答せん断力 (S s - D 1, EW 方向)

— ケース1 (基本ケース)
 - - - ケース2
 - - - ケース3

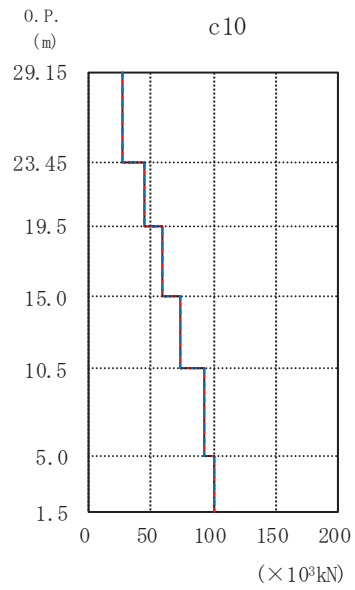
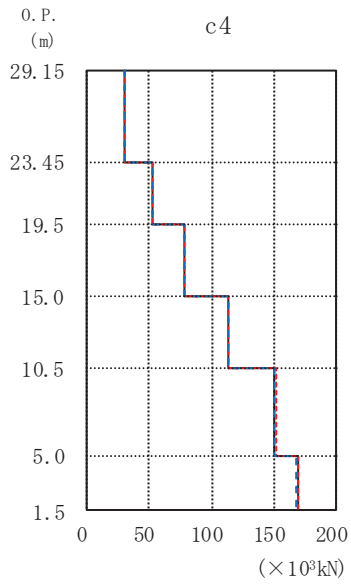


0. P. (m)	($\times 10^3 \text{kN}$)		
	ケース1 (基本ケース)	ケース2	ケース3
29.15	34.0	34.0	33.9
23.45	59.7	59.7	59.7
19.5	92.8	92.8	92.6
15.0	122	122	122
10.5	149	149	149
5.0	161	161	161

0. P. (m)	($\times 10^3 \text{kN}$)		
	ケース1 (基本ケース)	ケース2	ケース3
29.15	29.4	29.5	29.4
23.45	49.7	49.7	49.7
19.5	65.6	65.7	65.6
15.0	80.6	80.9	80.4
10.5	95.8	95.9	95.8
5.0	101	101	101

図 2-37 最大応答せん断力 (S s - D 2, EW 方向)

— ケース1 (基本ケース)
 - - - ケース2
 - - - ケース3

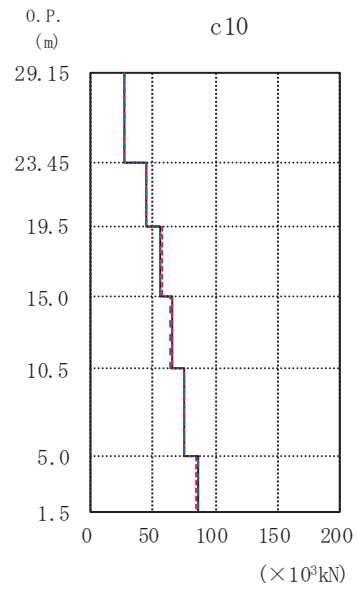
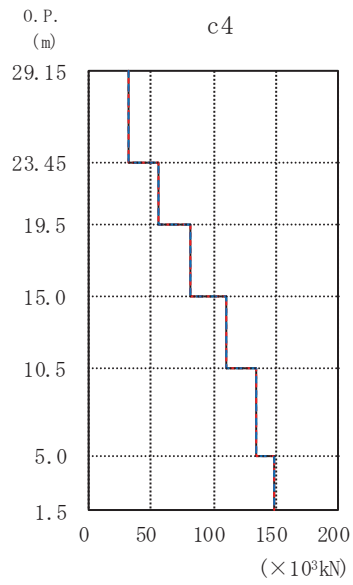


0. P. (m)	($\times 10^3 \text{kN}$)		
	ケース1 (基本ケース)	ケース2	ケース3
29.15	30.1	30.2	30.0
23.45	52.8	52.8	52.8
19.5	77.9	78.0	77.7
15.0	113	113	113
10.5	151	151	151
5.0	169	169	168

0. P. (m)	($\times 10^3 \text{kN}$)		
	ケース1 (基本ケース)	ケース2	ケース3
29.15	26.4	26.5	26.3
23.45	44.5	44.5	44.6
19.5	58.3	58.3	58.3
15.0	73.8	73.7	73.8
10.5	92.9	93.0	92.9
5.0	101	101	101

図 2-38 最大応答せん断力 (S s - D 3, EW 方向)

— ケース1 (基本ケース)
 - - - ケース2
 - - - ケース3

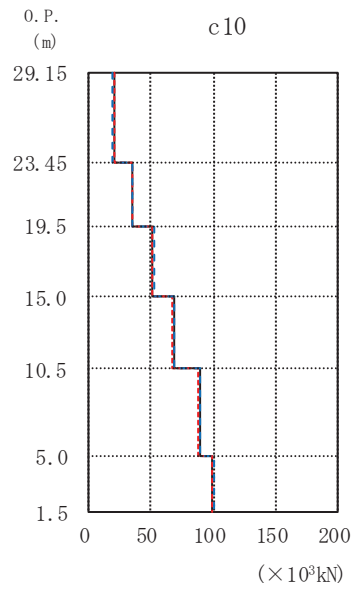
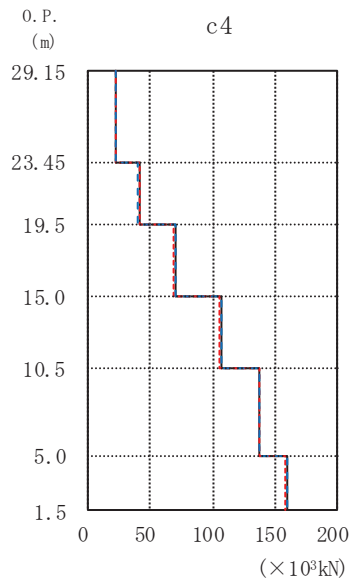


0. P. (m)	($\times 10^3 \text{kN}$)		
	ケース1 (基本ケース)	ケース2	ケース3
29.15	31.3	31.3	31.3
23.45	55.0	54.9	55.0
19.5	81.0	81.4	80.5
15.0	110	110	110
10.5	134	134	134
5.0	148	148	148

0. P. (m)	($\times 10^3 \text{kN}$)		
	ケース1 (基本ケース)	ケース2	ケース3
29.15	27.1	27.2	27.0
23.45	44.9	44.9	44.9
19.5	56.2	56.6	55.9
15.0	64.6	65.0	64.2
10.5	75.0	75.4	74.4
5.0	85.4	85.1	85.5

図 2-39 最大応答せん断力 (S s - F 3, EW 方向)

— ケース1 (基本ケース)
 - - - ケース2
 - - - ケース3

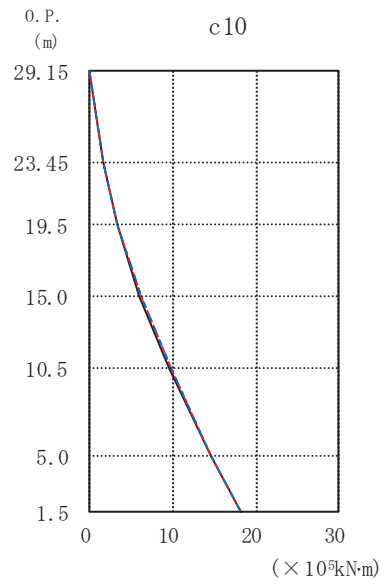
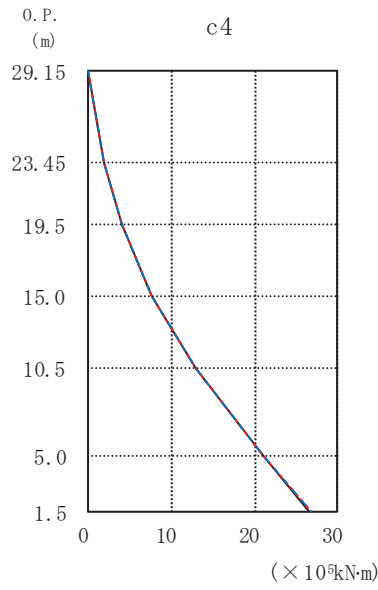


0. P. (m)	($\times 10^3 \text{kN}$)		
	ケース1 (基本ケース)	ケース2	ケース3
29.15	22.6	22.7	22.5
23.45	40.4	40.6	40.3
19.5	69.6	69.2	70.0
15.0	106	106	107
10.5	137	137	138
5.0	159	158	160
1.5			

0. P. (m)	($\times 10^3 \text{kN}$)		
	ケース1 (基本ケース)	ケース2	ケース3
29.15	19.6	19.7	19.5
23.45	35.2	35.0	35.4
19.5	51.4	51.2	51.7
15.0	67.9	67.6	68.1
10.5	88.7	88.3	89.0
5.0	99.5	99.3	99.8
1.5			

図 2-40 最大応答せん断力 (S s - N 1, EW 方向)

— ケース1 (基本ケース)
 - - - ケース2
 - - - ケース3



0. P. (m)	($\times 10^5 \text{kN}\cdot\text{m}$)		
	ケース1 (基本ケース)	ケース2	ケース3
29.15	0.000	0.000	0.000
23.45	1.80	1.82	1.80
19.5	3.96	4.00	3.97
15.0	7.57	7.67	7.60
10.5	12.9	13.0	13.0
5.0	21.0	21.1	21.1
1.5	26.7	26.8	26.9

0. P. (m)	($\times 10^5 \text{kN}\cdot\text{m}$)		
	ケース1 (基本ケース)	ケース2	ケース3
29.15	0.000	0.000	0.000
23.45	1.54	1.55	1.54
19.5	3.29	3.31	3.33
15.0	6.05	6.14	6.09
10.5	9.63	9.72	9.67
5.0	14.7	14.7	14.7
1.5	18.1	18.2	18.2

図 2-41 最大応答曲げモーメント (S s - D 1, EW 方向)

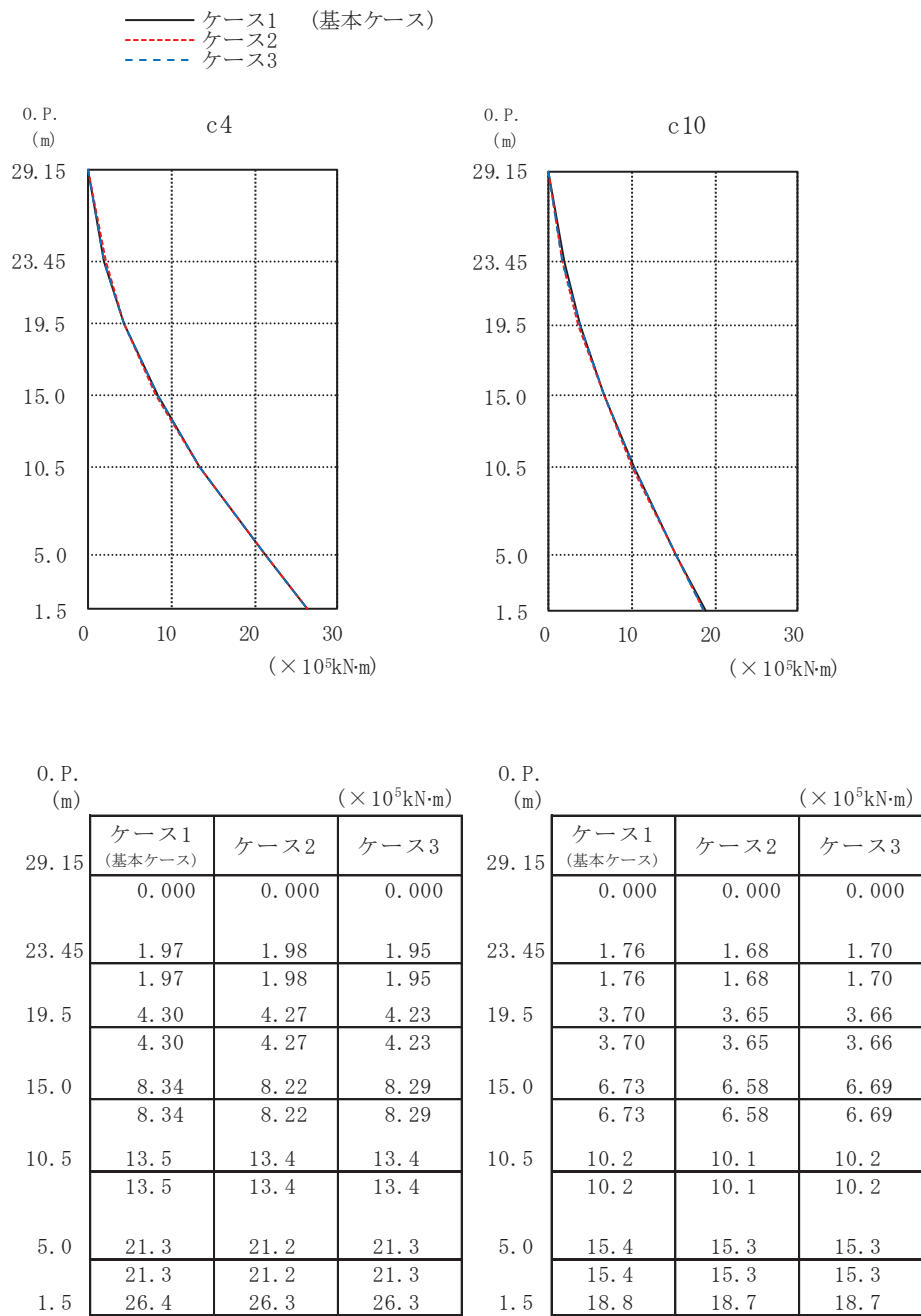


図 2-42 最大応答曲げモーメント (S s - D 2, EW 方向)

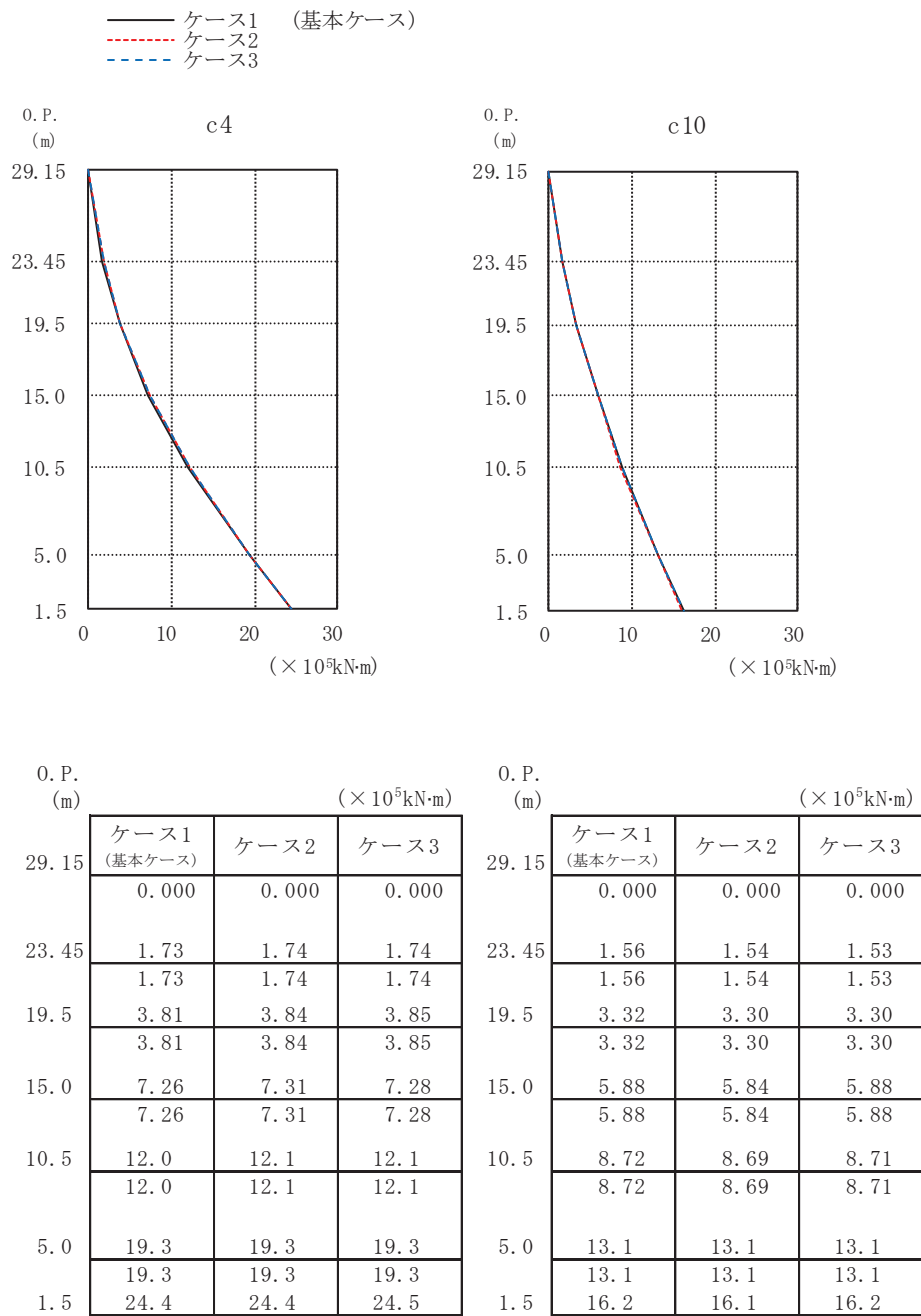
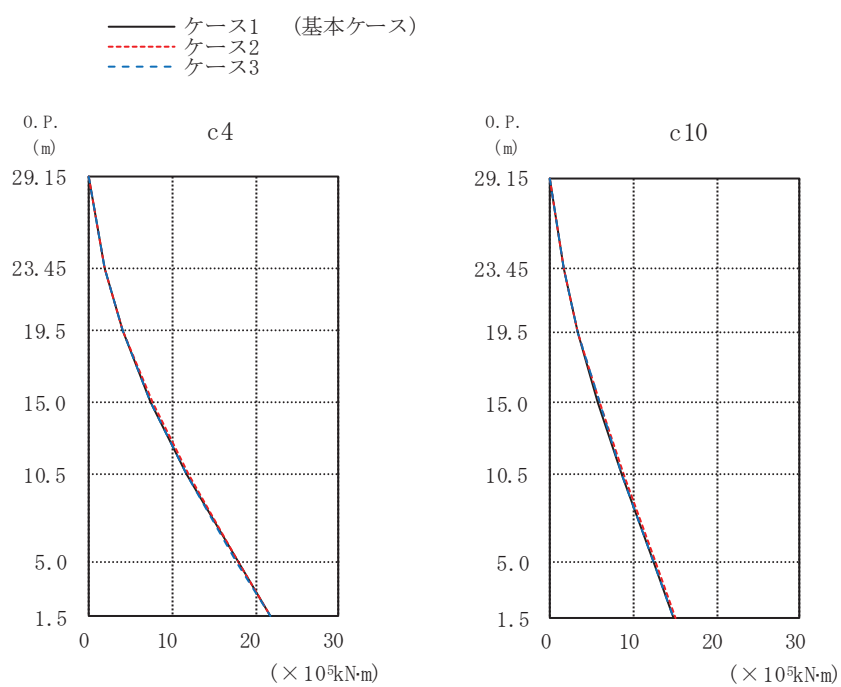


図 2-43 最大応答曲げモーメント (S s - D 3, EW 方向)



0. P. (m)	($\times 10^5 \text{kN}\cdot\text{m}$)			0. P. (m)	($\times 10^5 \text{kN}\cdot\text{m}$)		
	ケース1 (基本ケース)	ケース2	ケース3		ケース1 (基本ケース)	ケース2	ケース3
29.15	0.000	0.000	0.000	29.15	0.000	0.000	0.000
23.45	1.78	1.80	1.81	23.45	1.55	1.56	1.56
19.5	3.95	3.93	3.92	19.5	3.30	3.33	3.35
15.0	7.40	7.56	7.39	15.0	5.81	5.86	5.87
10.5	11.7	11.9	11.6	10.5	8.62	8.73	8.58
5.0	17.9	18.0	17.8	5.0	12.5	12.6	12.4
1.5	21.8	21.9	21.7	1.5	14.9	15.1	14.9

図 2-44 最大応答曲げモーメント (S s - F 3, EW 方向)

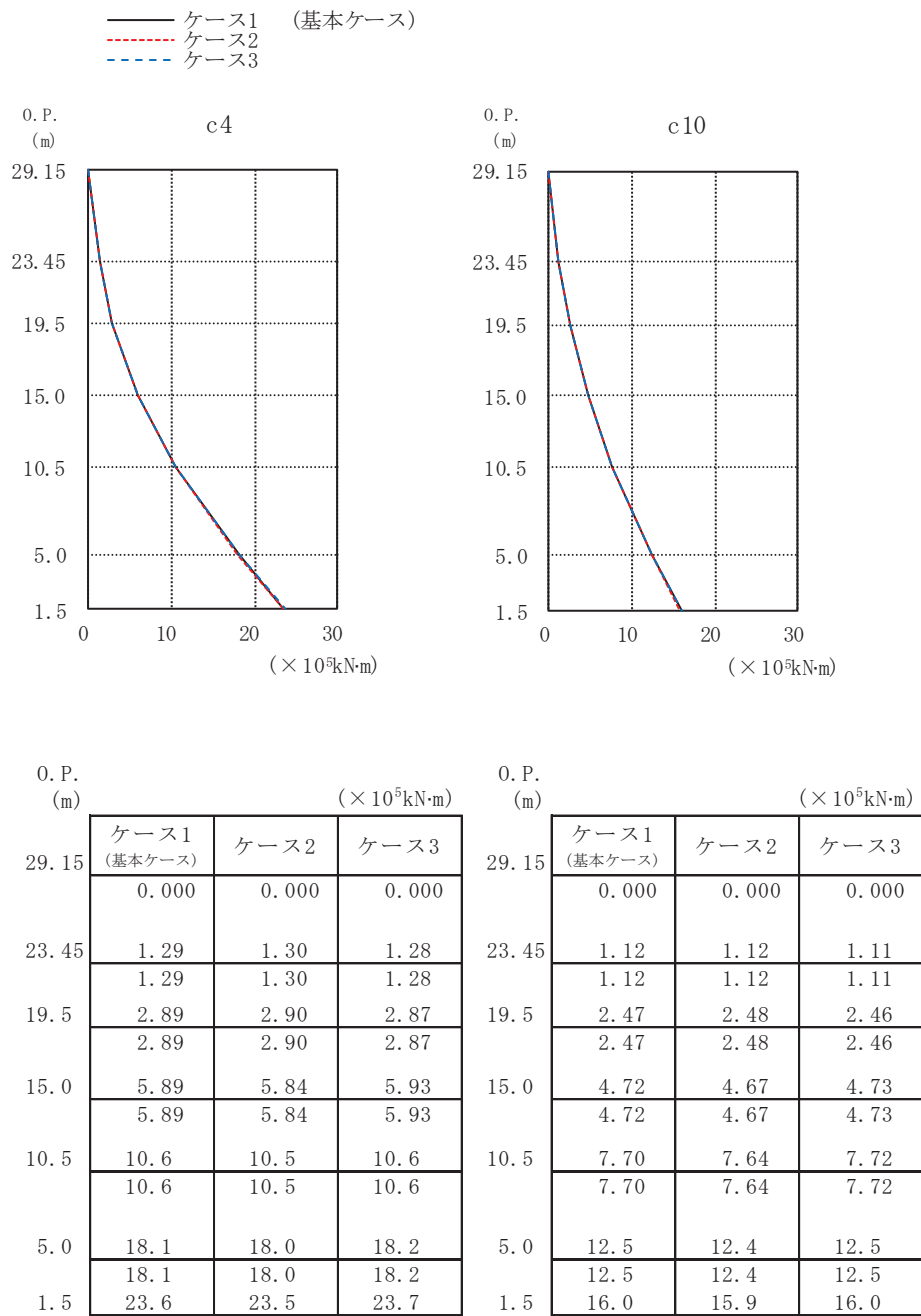
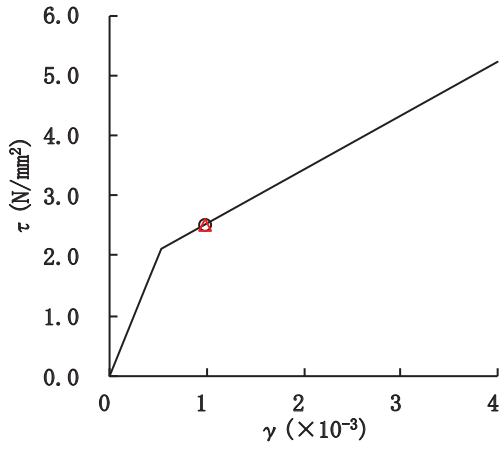
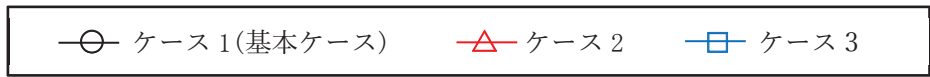
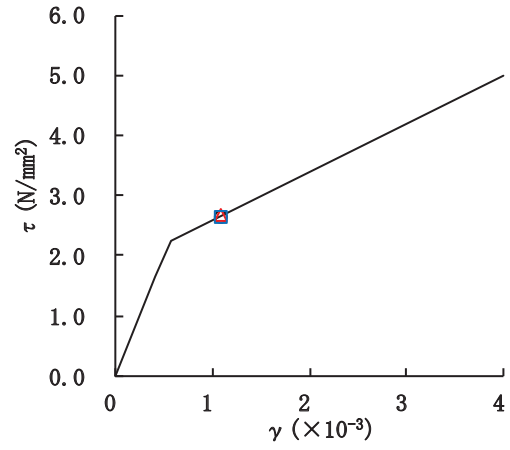


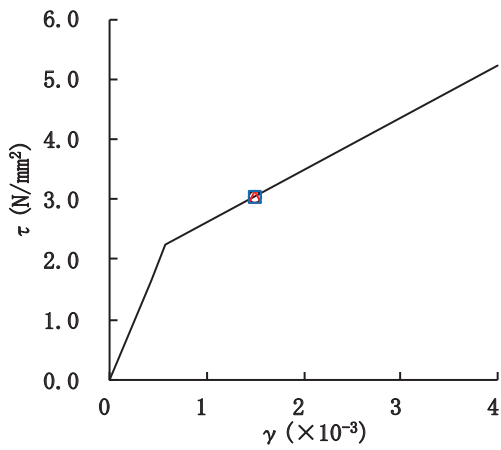
図 2-45 最大応答曲げモーメント (S s - N 1, EW 方向)



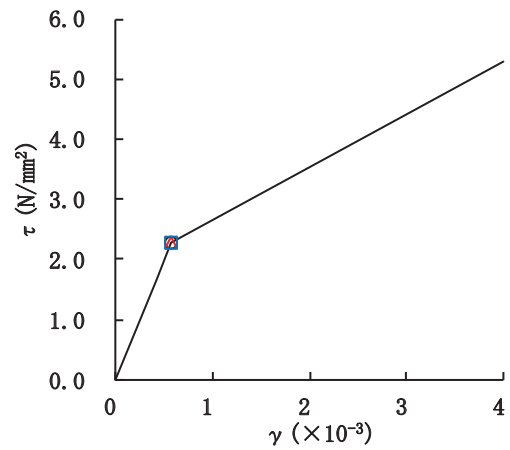
要素番号(1)



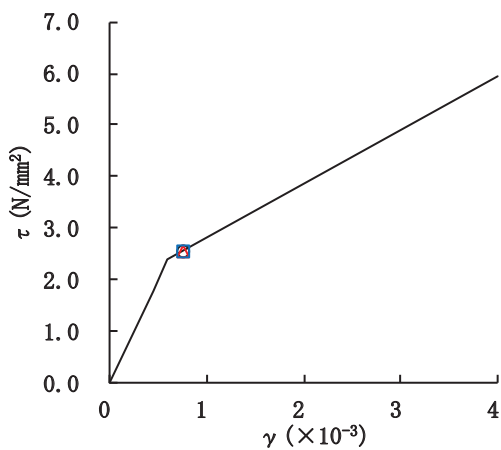
要素番号(2)



要素番号(3)



要素番号(4)



要素番号(5)

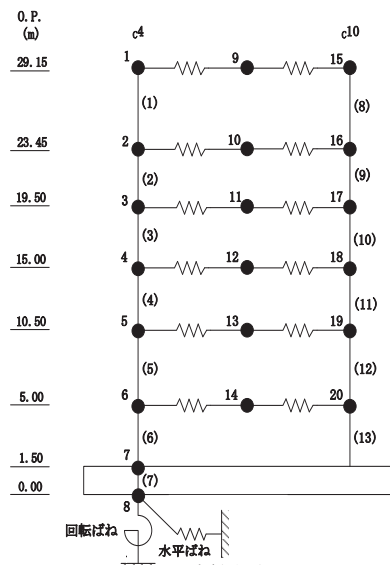
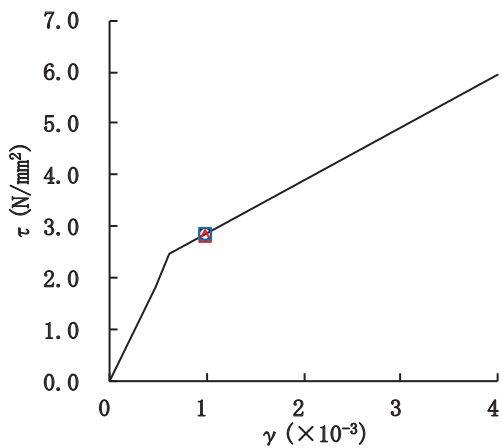
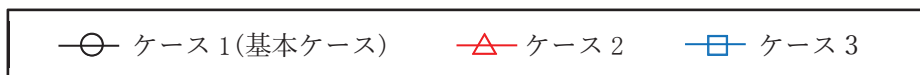
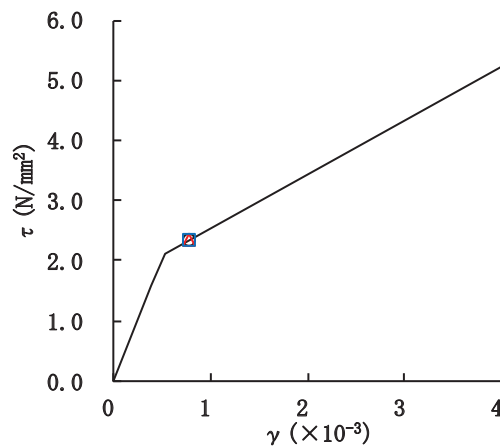


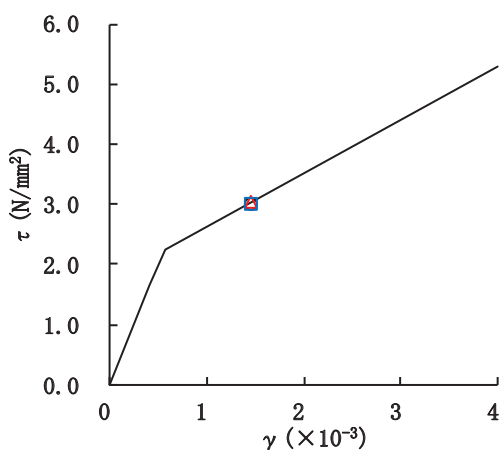
図 2-46(1) せん断スケルトンカーブ上の最大応答値 (S s - D 1, EW 方向)



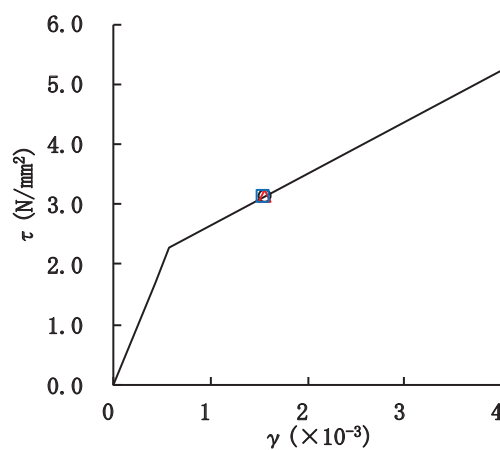
要素番号(6)



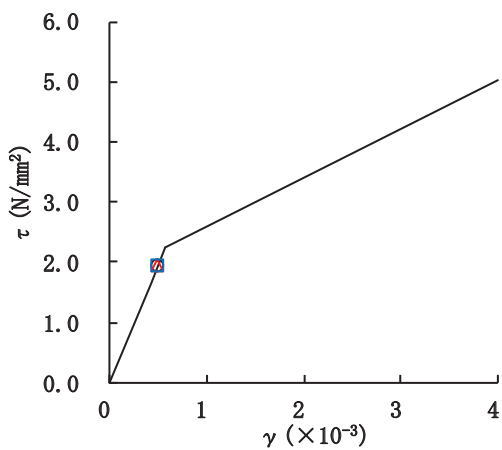
要素番号(8)



要素番号(9)



要素番号(10)



要素番号(11)

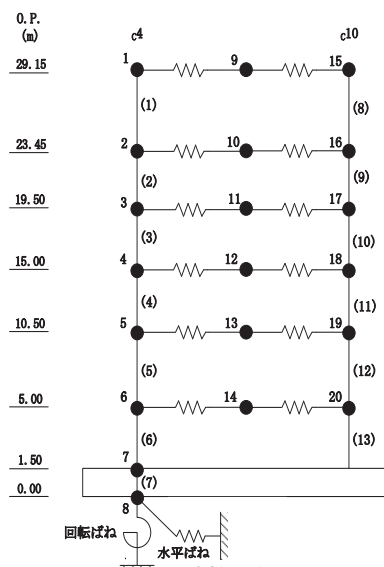
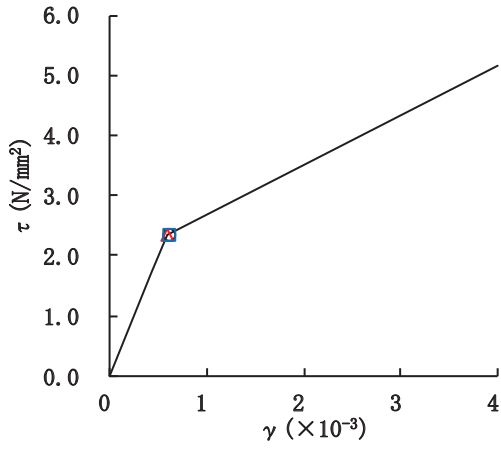
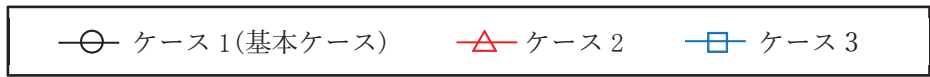
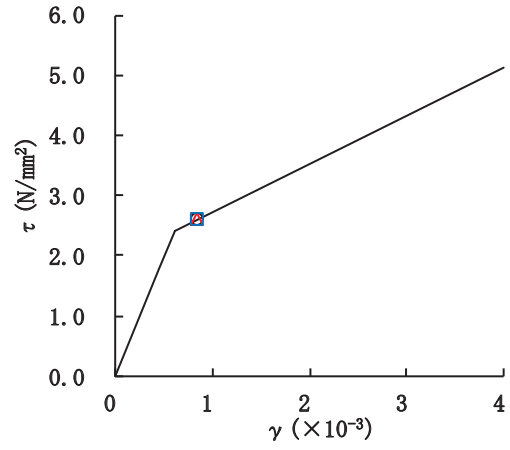


図 2-46(2) せん断スケルトンカーブ上の最大応答値 (S s - D 1, EW 方向)



要素番号(12)



要素番号(13)

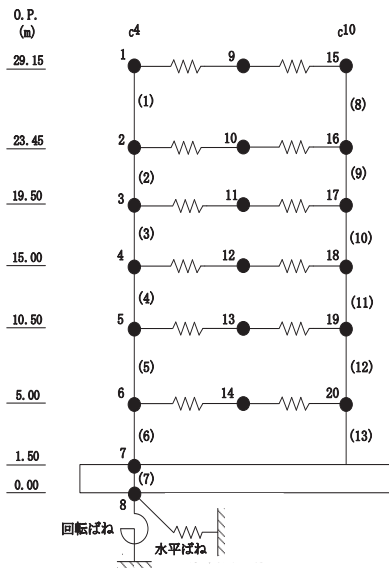


図 2-46 (3) せん断スケルトンカーブ上の最大応答値 (S s - D 1, EW 方向)

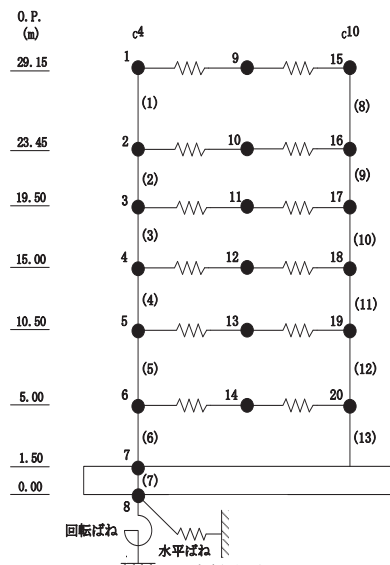
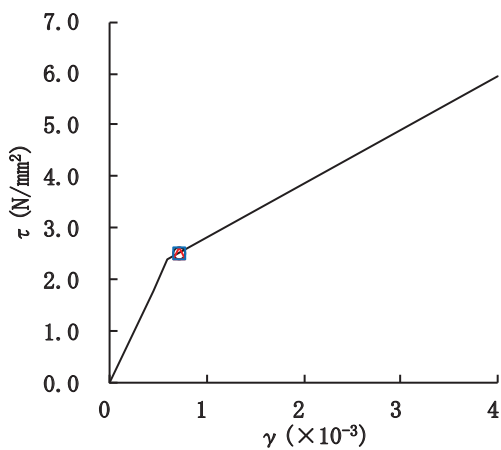
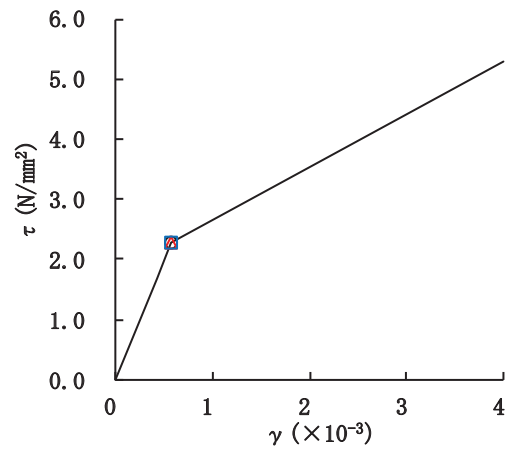
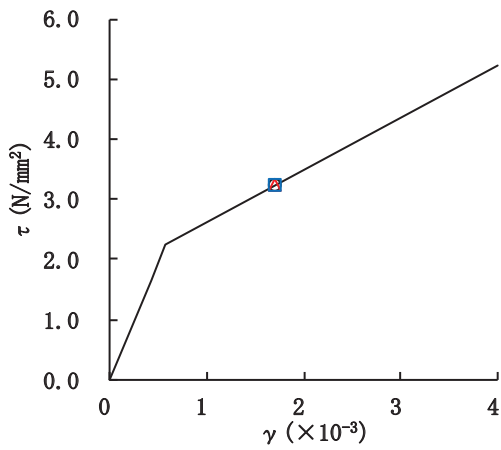
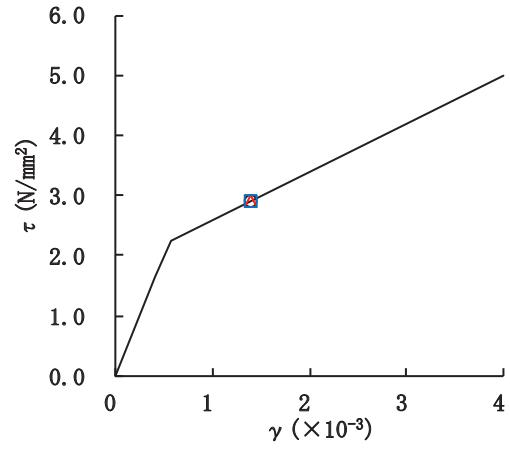
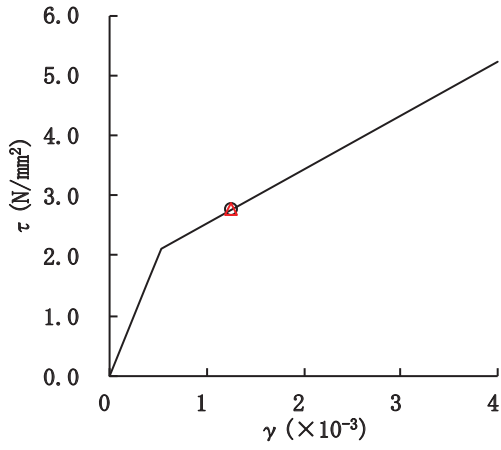
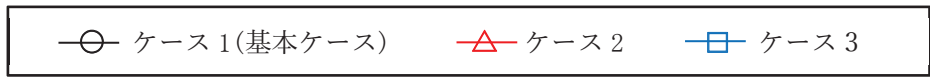
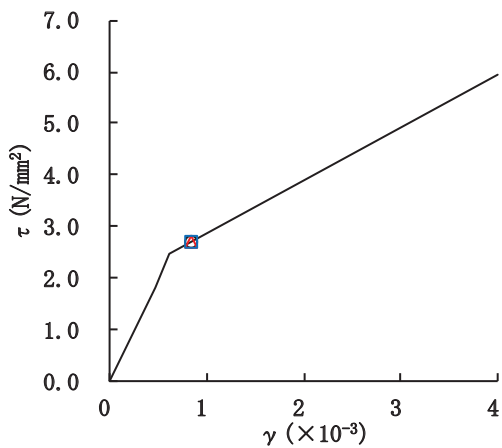
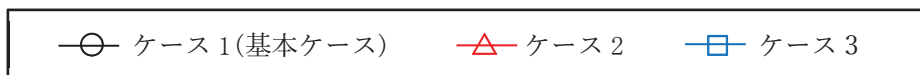
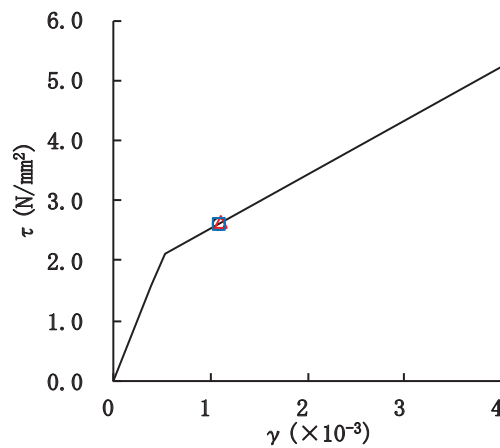


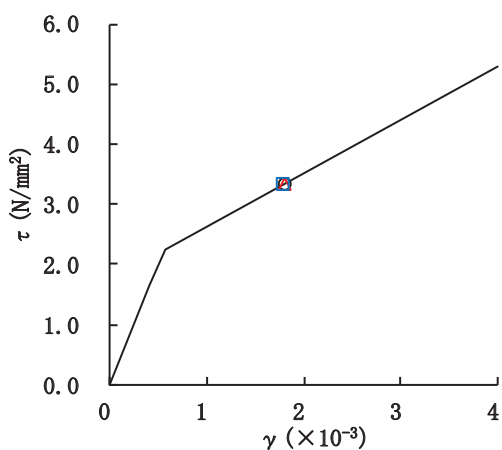
図 2-47(1) セン断スケルトンカーブ上の最大応答値 (S s - D 2, EW 方向)



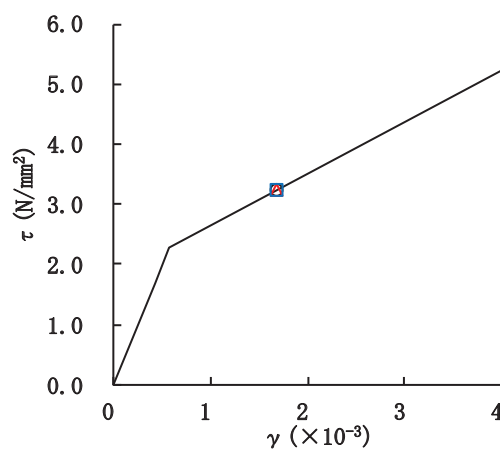
要素番号(6)



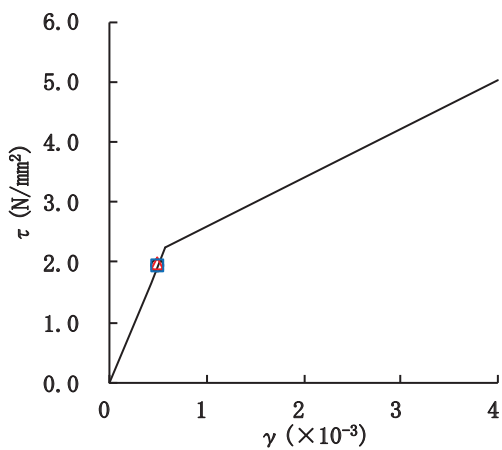
要素番号(8)



要素番号(9)



要素番号(10)



要素番号(11)

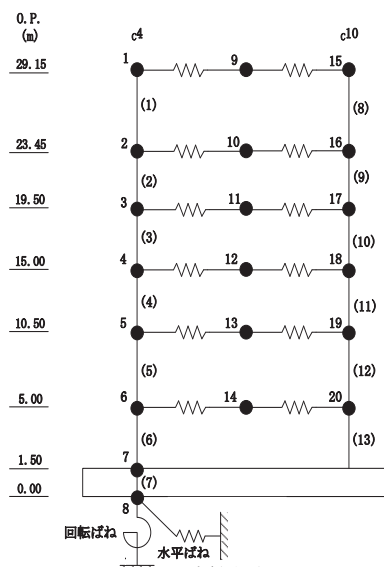
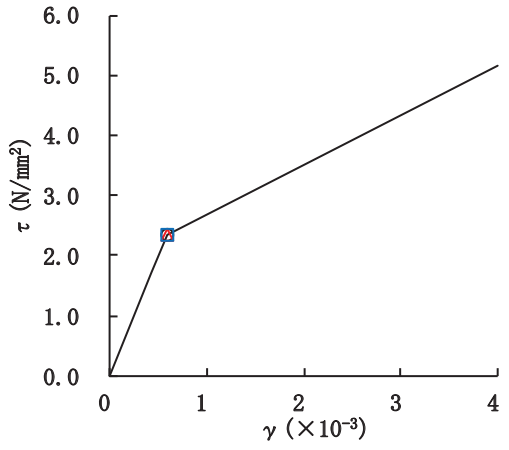
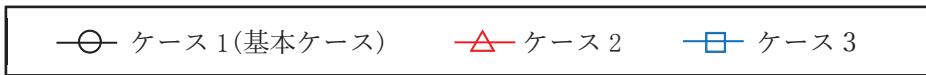
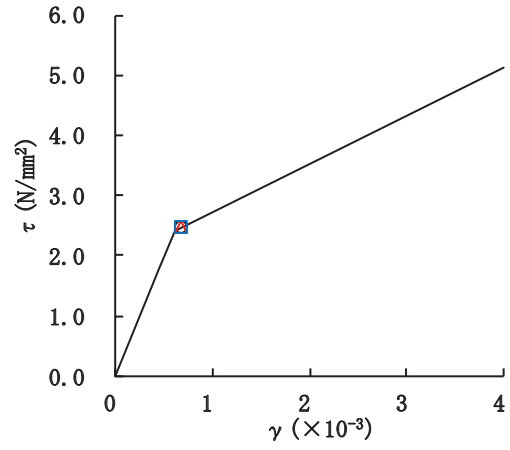


図 2-47(2) せん断スケルトンカーブ上の最大応答値 (S s - D 2, EW 方向)



要素番号(12)



要素番号(13)

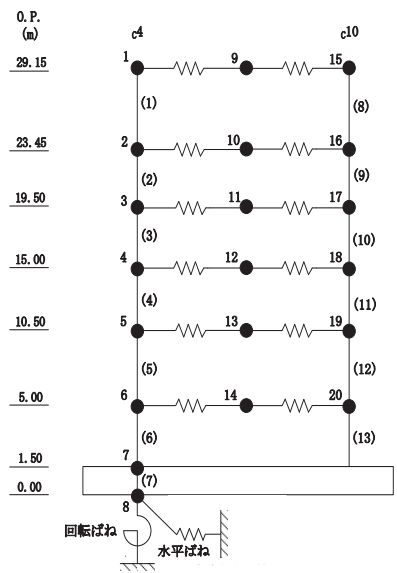
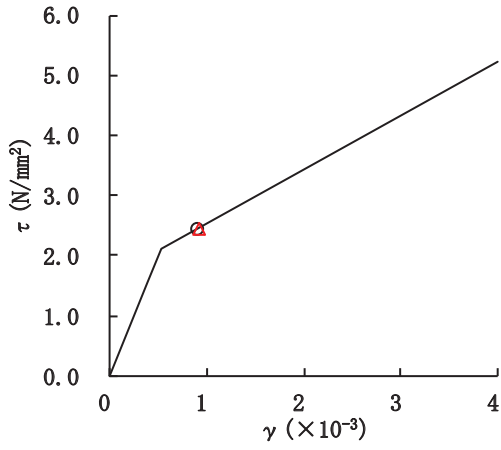
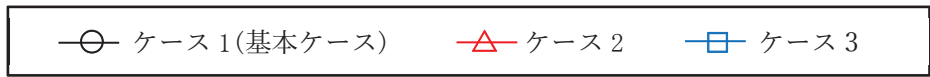
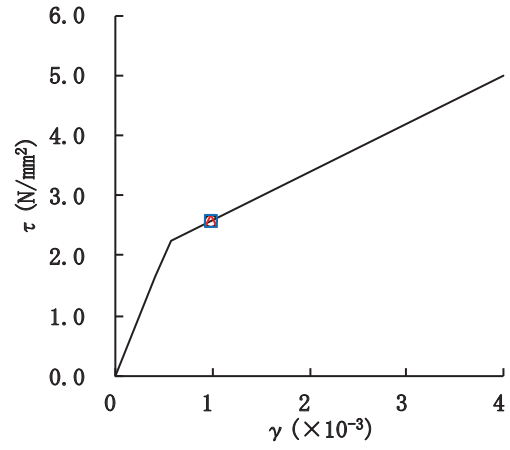


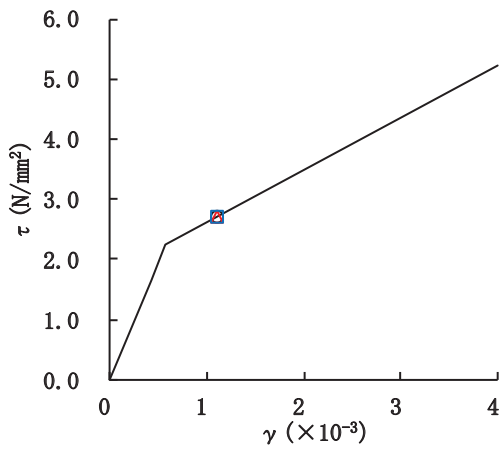
図 2-47(3) せん断スケルトンカーブ上の最大応答値 (S s - D 2, EW 方向)



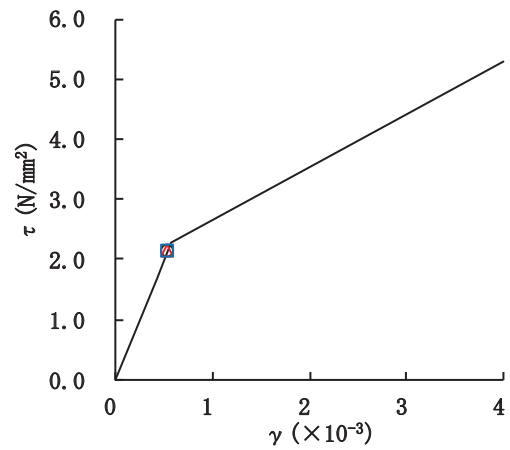
要素番号(1)



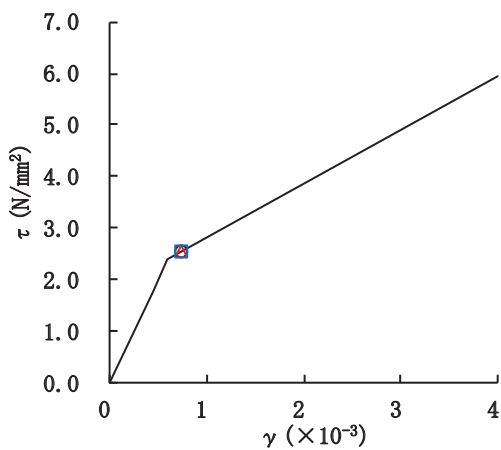
要素番号(2)



要素番号(3)



要素番号(4)



要素番号(5)

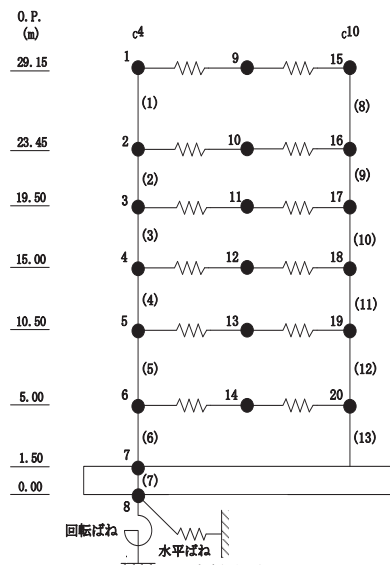
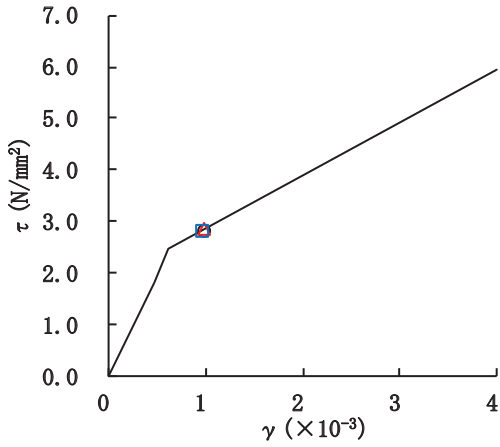
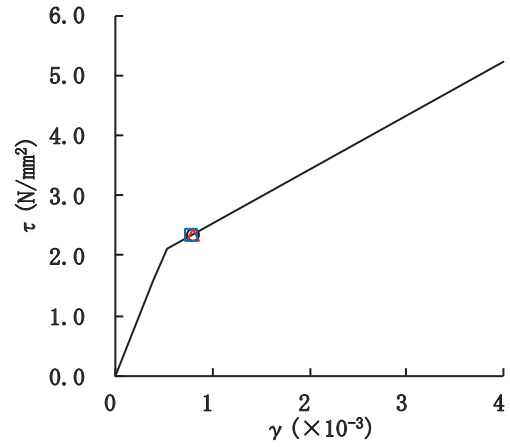


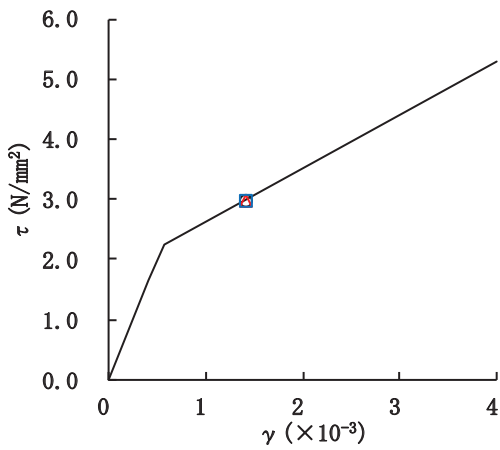
図 2-48(1) せん断スケルトンカーブ上の最大応答値 (S s - D 3, EW 方向)



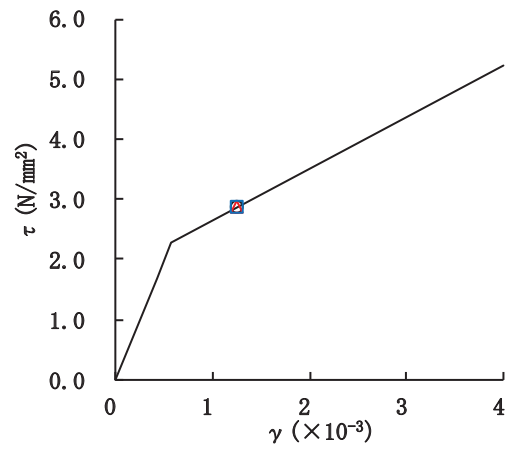
要素番号(6)



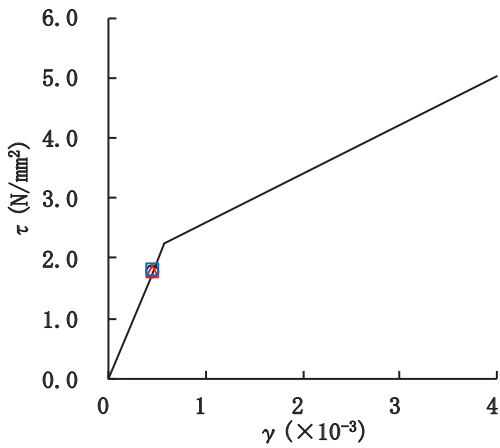
要素番号(8)



要素番号(9)



要素番号(10)



要素番号(11)

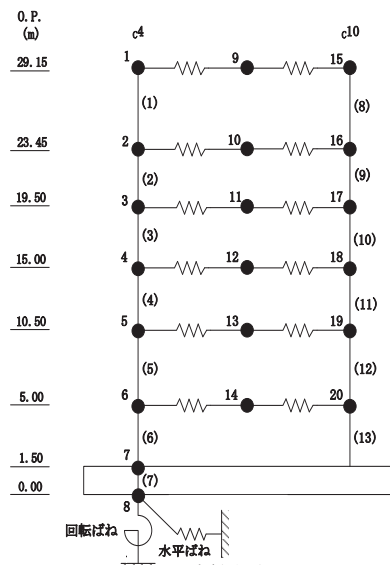
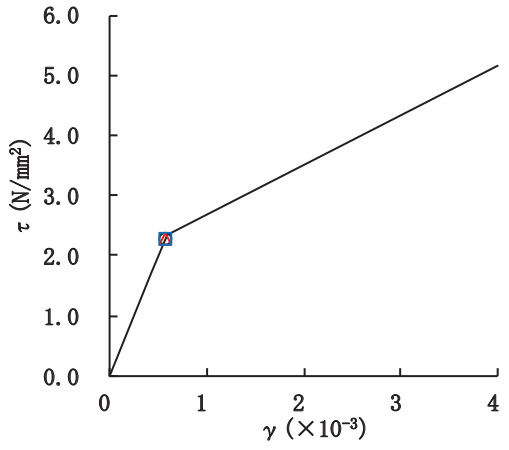
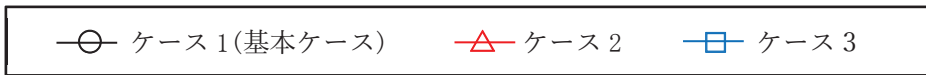
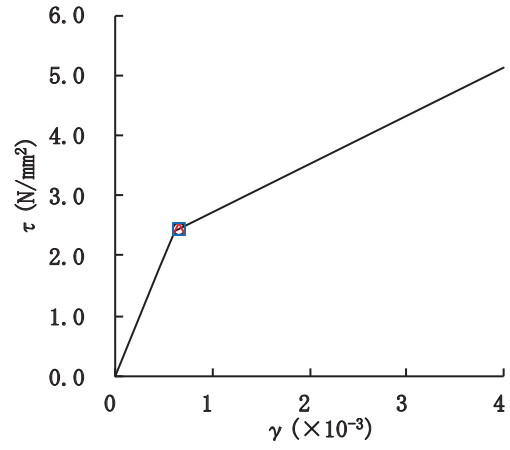


図 2-48(2) せん断スケルトンカーブ上の最大応答値 (S s - D 3, EW 方向)



要素番号(12)



要素番号(13)

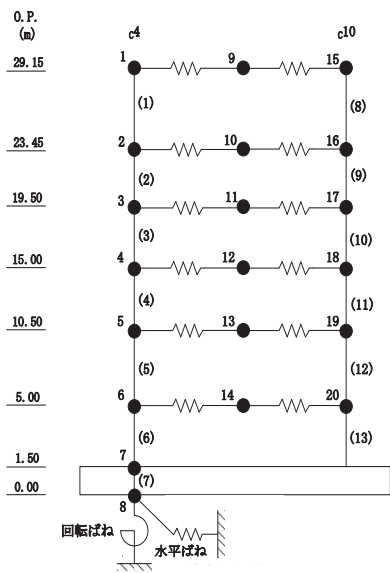
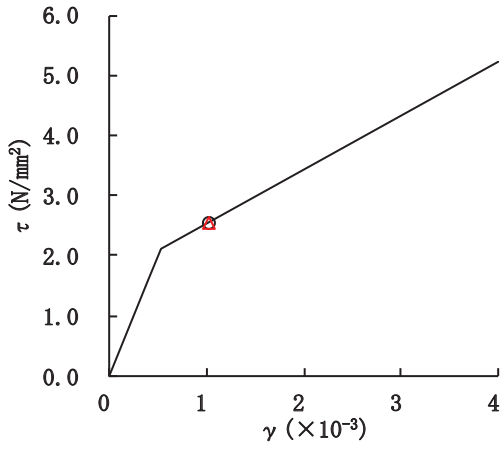
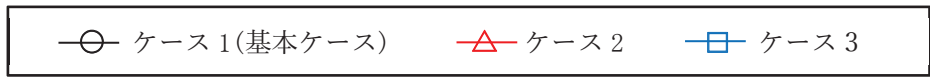
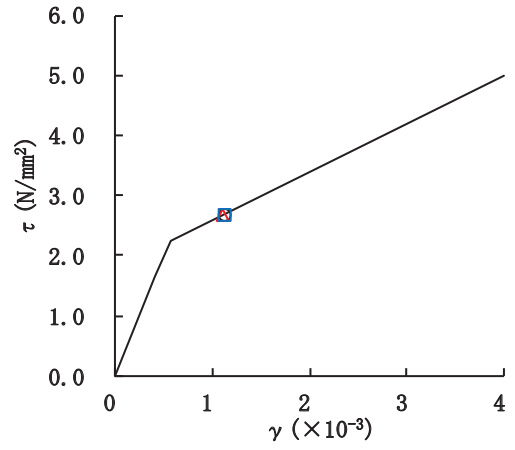


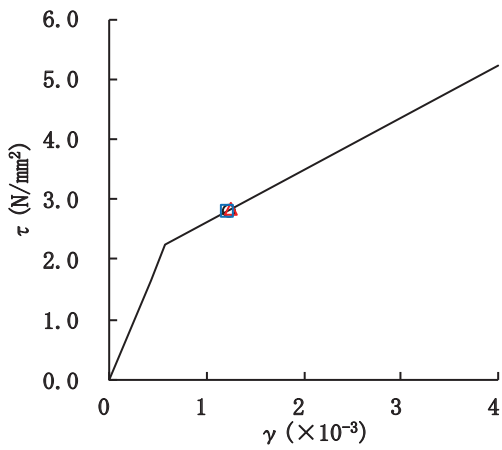
図 2-48 (3) せん断スケルトンカーブ上の最大応答値 (S s - D 3, EW 方向)



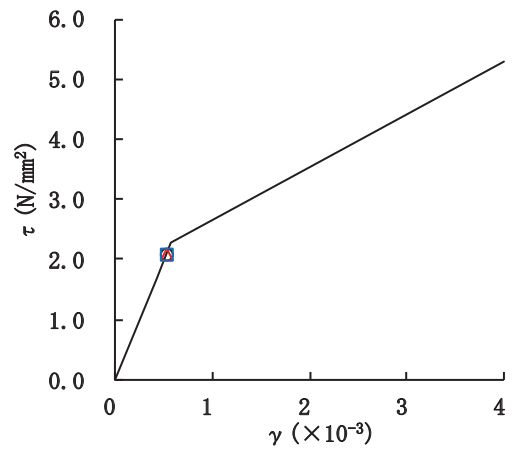
要素番号(1)



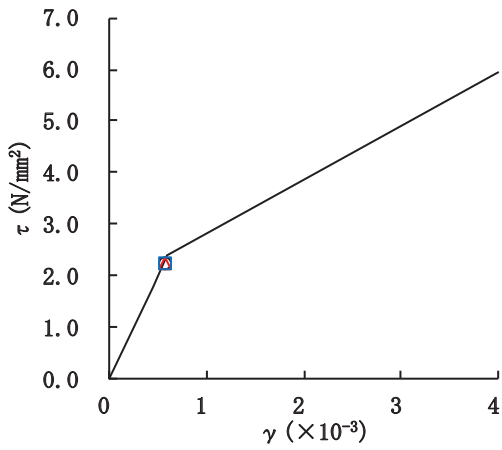
要素番号(2)



要素番号(3)



要素番号(4)



要素番号(5)

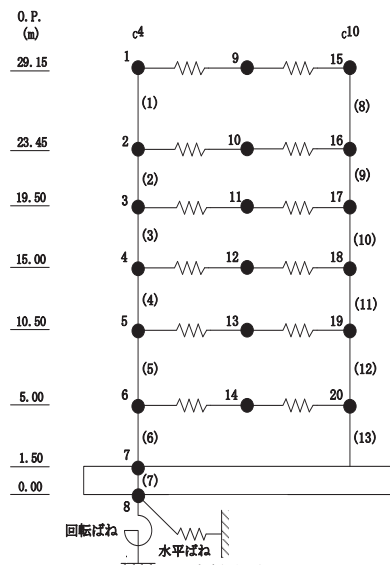
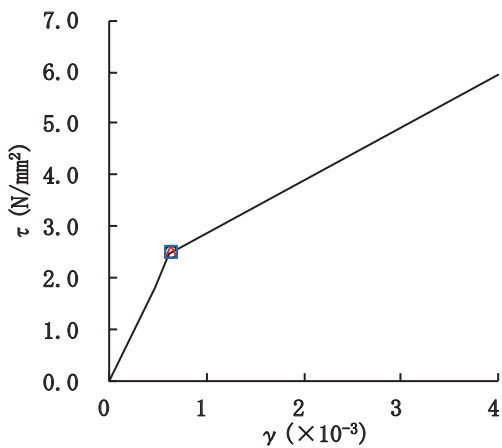
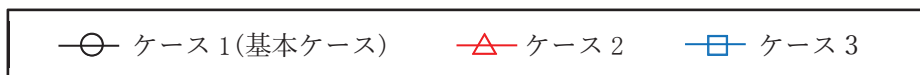
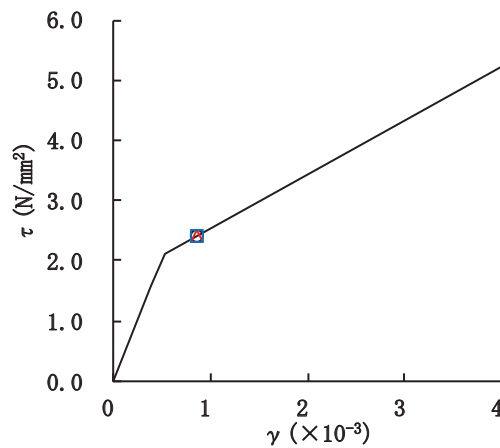


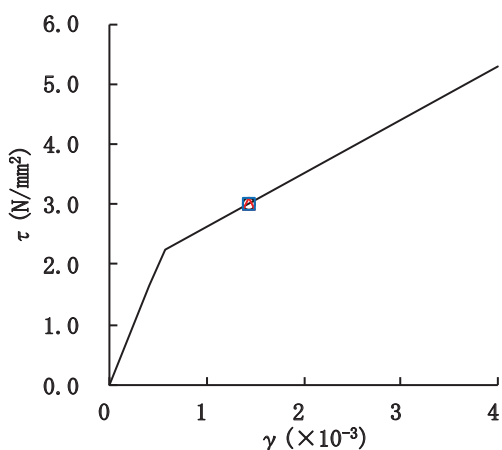
図 2-49(1) せん断スケルトンカーブ上の最大応答値 (S s - F 3, EW 方向)



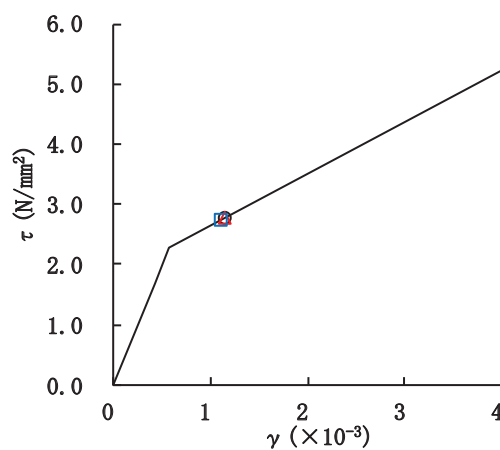
要素番号(6)



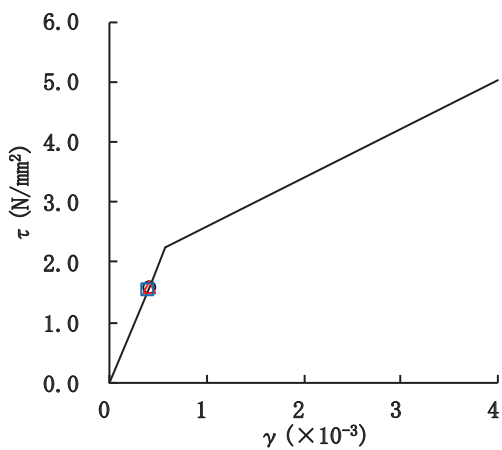
要素番号(8)



要素番号(9)



要素番号(10)



要素番号(11)

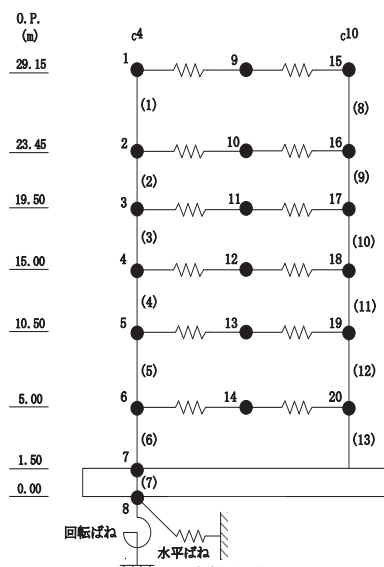
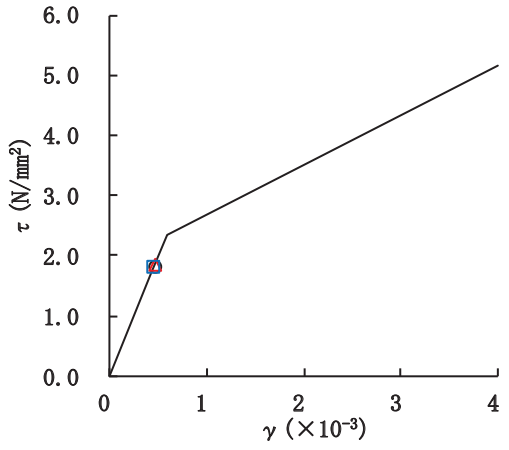
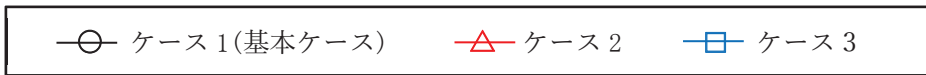
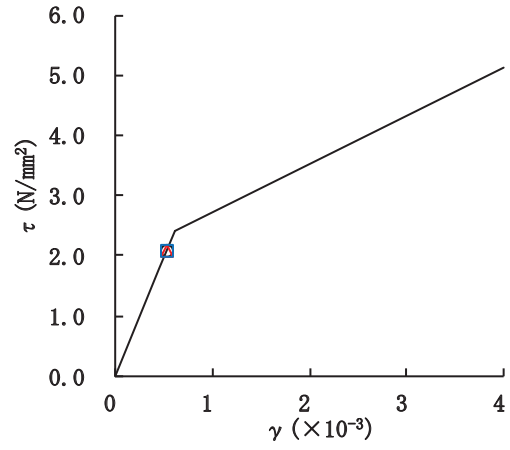


図 2-49(2) せん断スケルトンカーブ上の最大応答値 (S s - F 3, EW 方向)



要素番号(12)



要素番号(13)

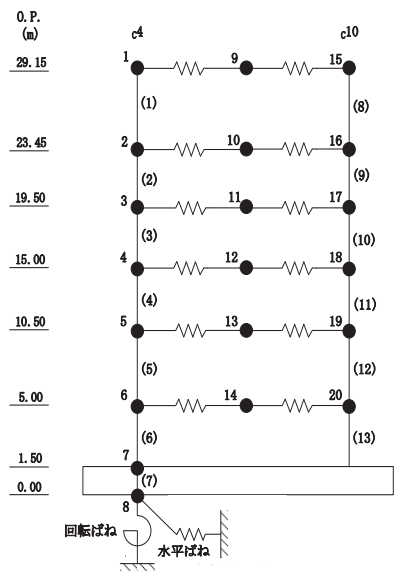
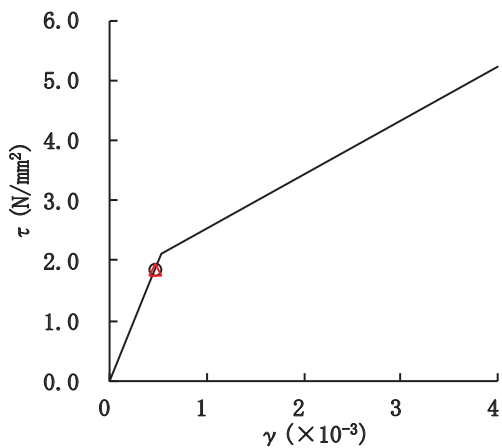
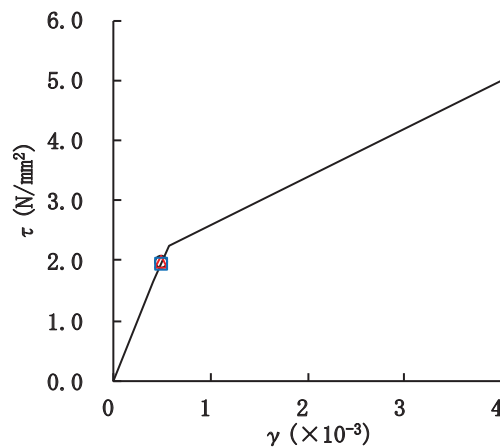


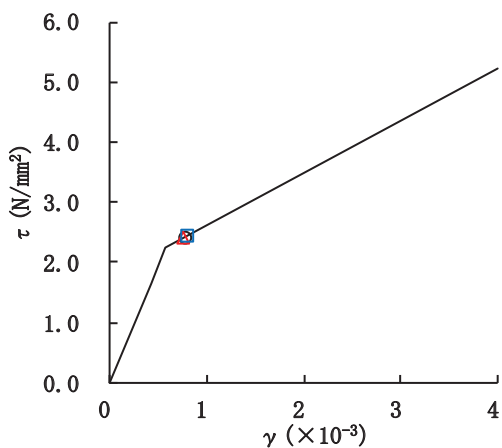
図 2-49(3) せん断スケルトンカーブ上の最大応答値 (S s - F 3, EW 方向)



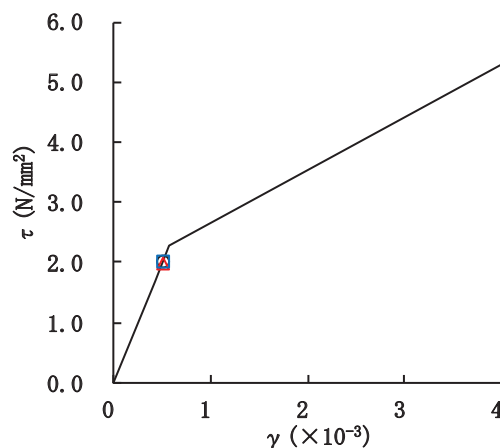
要素番号(1)



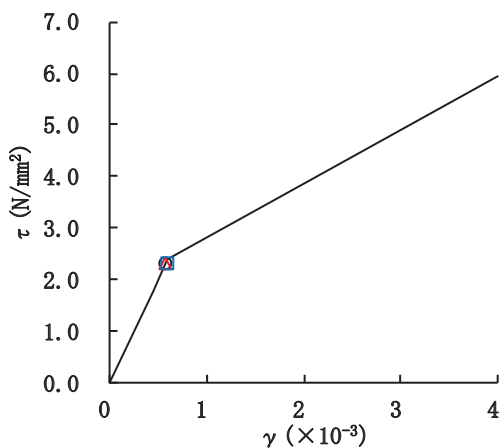
要素番号(2)



要素番号(3)



要素番号(4)



要素番号(5)

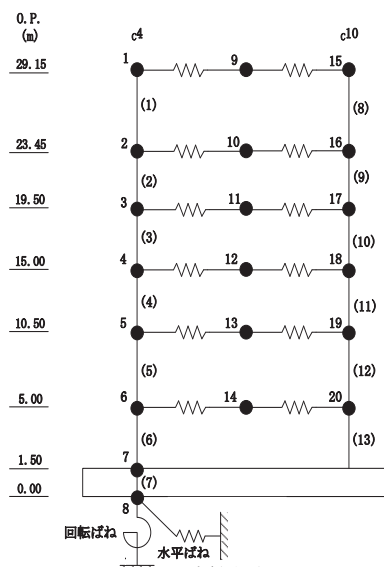
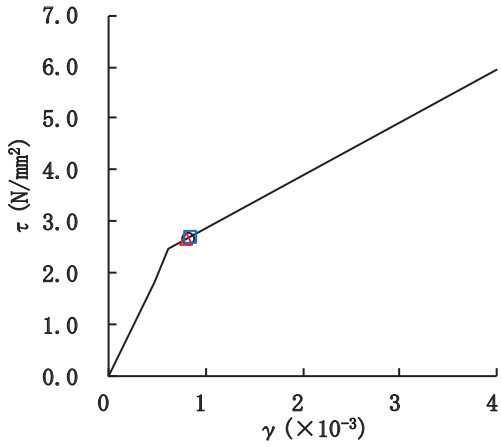
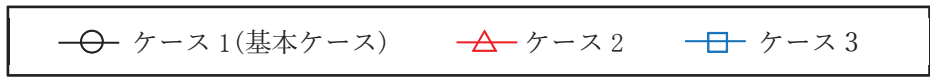
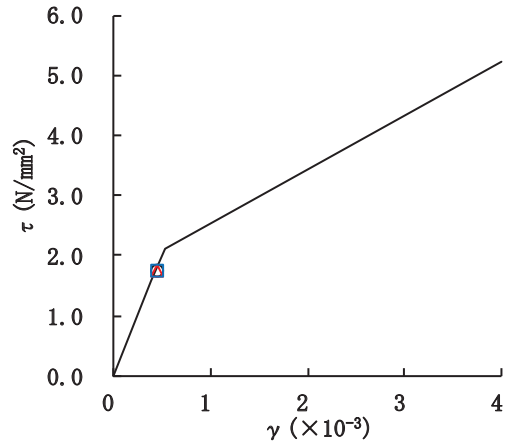


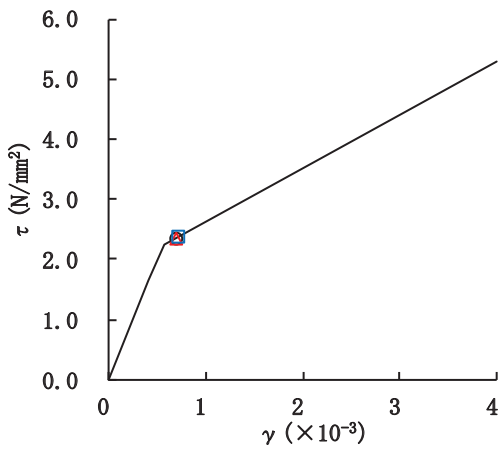
図 2-50(1) せん断スケルトンカーブ上の最大応答値 (S s - N 1, EW 方向)



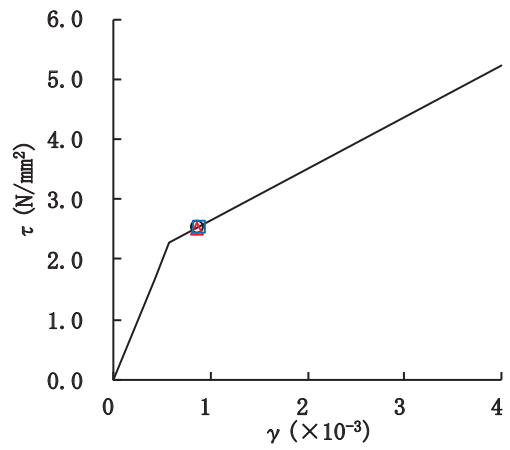
要素番号(6)



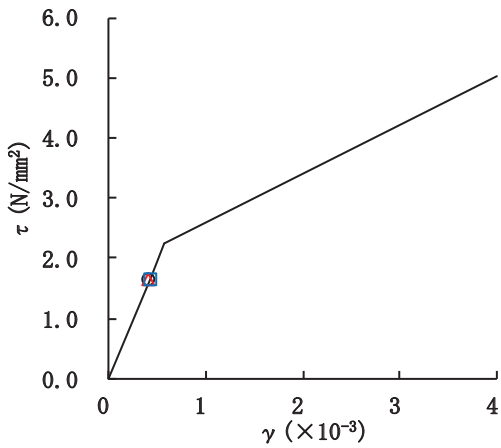
要素番号(8)



要素番号(9)



要素番号(10)



要素番号(11)

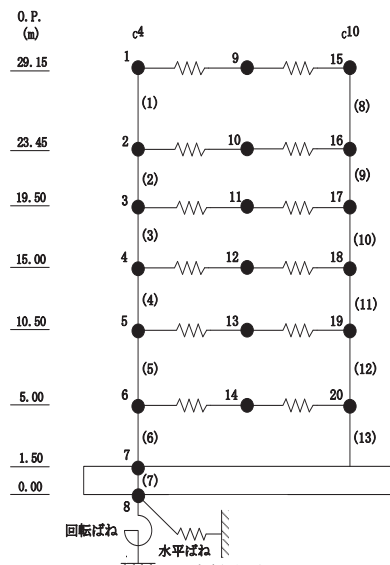
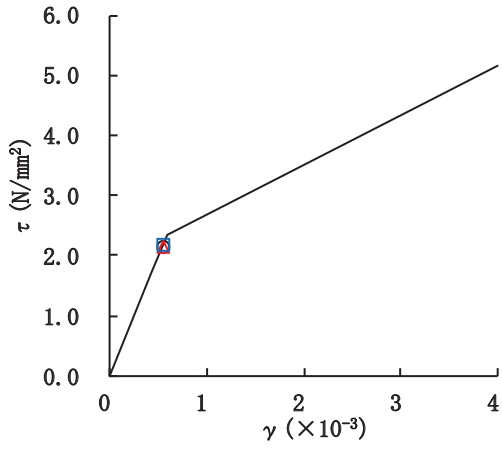
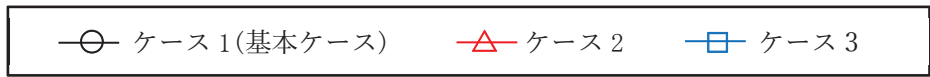
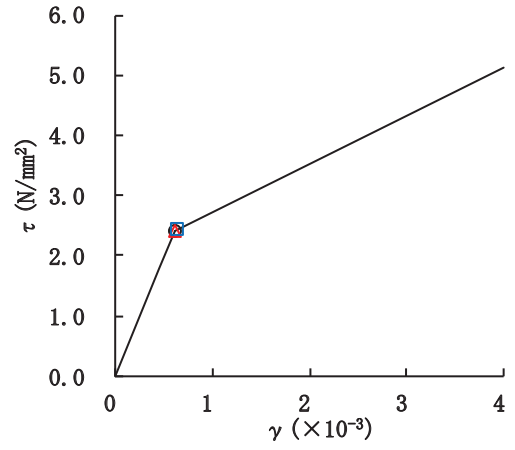


図 2-50(2) せん断スケルトンカーブ上の最大応答値 (S s - N 1, EW 方向)



要素番号(12)



要素番号(13)

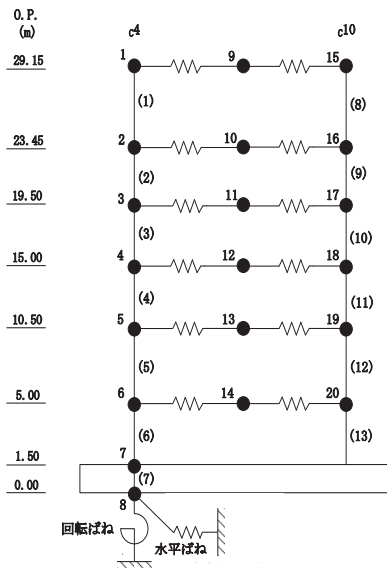
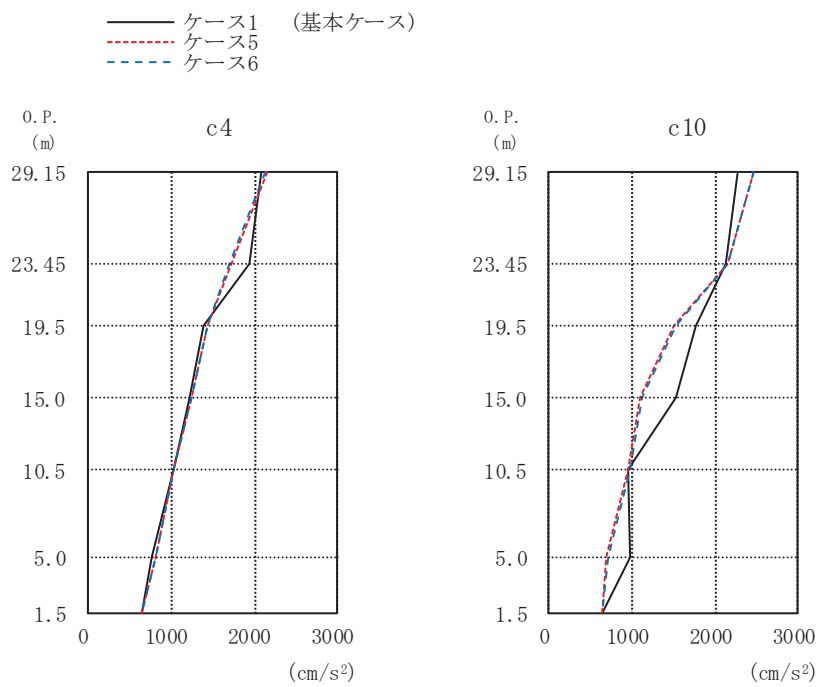


図 2-50(3) せん断スケルトンカーブ上の最大応答値 (S s - N 1, EW 方向)

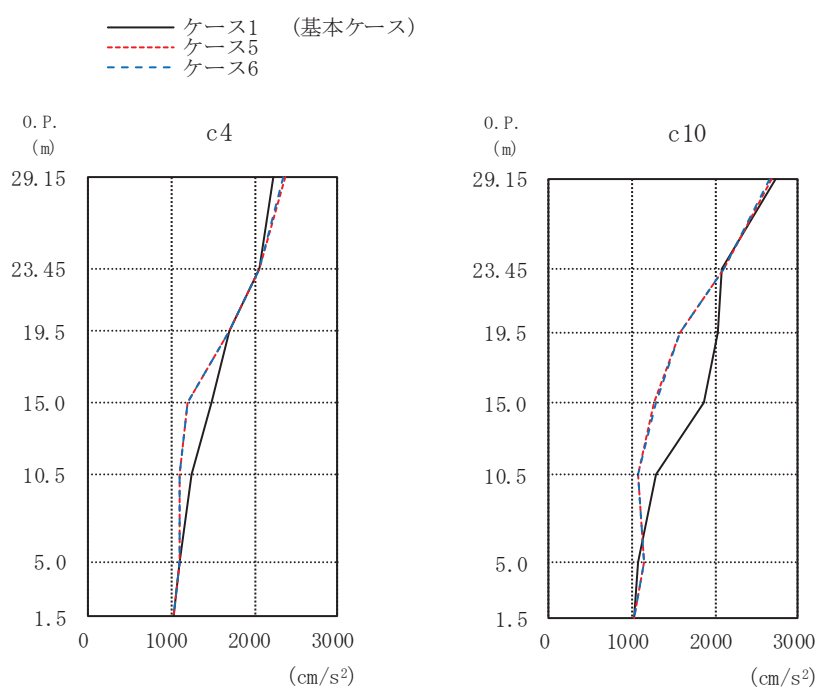
2.3 建屋剛性及び地盤物性の不確かさ

建屋剛性及び地盤物性の不確かさを考慮した基準地震動 S_s に対する地震応答解析結果を図 2-51～図 2-75 に示す。



(cm/s ²)				(cm/s ²)			
0. P. (m)	ケース1 (基本ケース)	ケース5	ケース6	0. P. (m)	ケース1 (基本ケース)	ケース5	ケース6
29.15	2093	2153	2131	29.15	2283	2478	2459
23.45	1930	1727	1691	23.45	2128	2156	2165
19.5	1375	1446	1447	19.5	1783	1519	1540
15.0	1213	1239	1238	15.0	1527	1098	1115
10.5	1020	1024	1024	10.5	952	952	967
5.0	764	806	809	5.0	975	701	707
1.5	649	649	644	1.5	649	649	644

図 2-51 最大応答加速度 (S s - D 1, EW 方向)

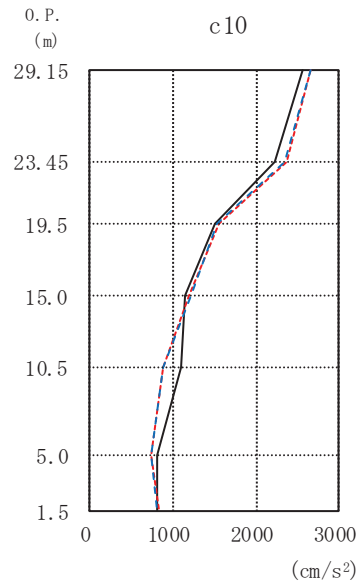
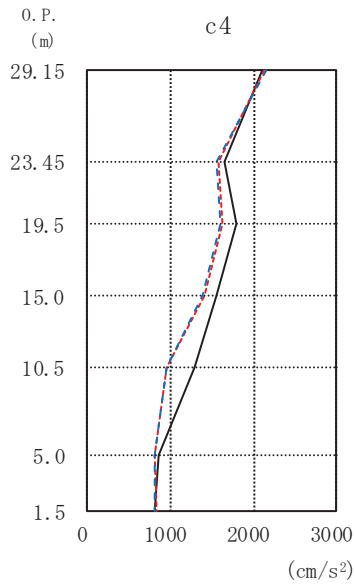


	(cm/s ²)		
0. P. (m)	ケース1 (基本ケース)	ケース5	ケース6
29.15	2218	2376	2357
23.45	2063	2051	2049
19.5	1697	1708	1699
15.0	1482	1196	1196
10.5	1233	1098	1092
5.0	1100	1110	1106
1.5	1027	1033	1024

	(cm/s ²)		
0. P. (m)	ケース1 (基本ケース)	ケース5	ケース6
29.15	2733	2674	2664
23.45	2084	2101	2113
19.5	2035	1572	1569
15.0	1871	1266	1281
10.5	1279	1075	1075
5.0	1069	1150	1150
1.5	1027	1033	1024

図 2-52 最大応答加速度 (S s - D 2, EW 方向)

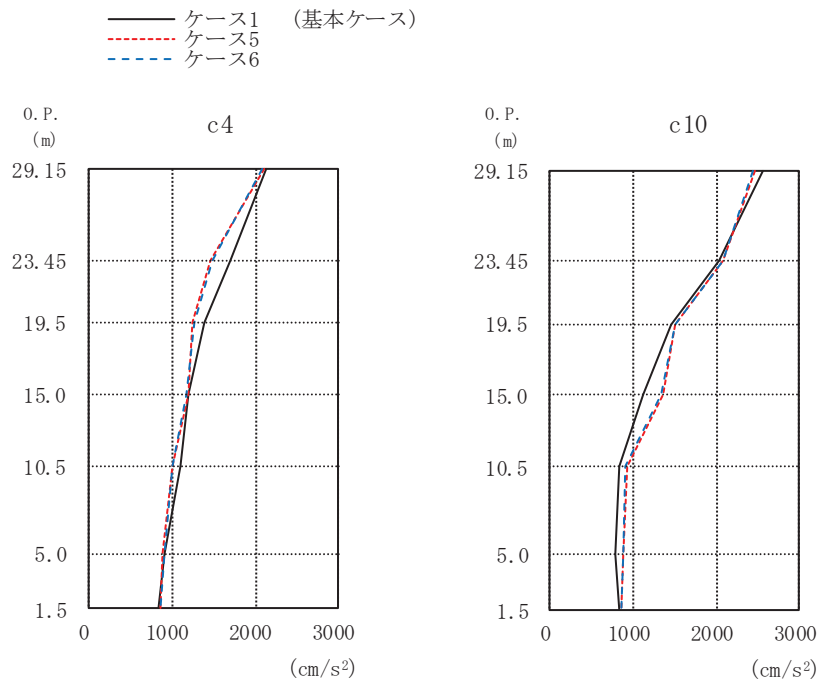
— ケース1 (基本ケース)
 - - - ケース5
 - - - ケース6



O. P. (m)	(cm/s ²)		
	ケース1 (基本ケース)	ケース5	ケース6
29.15	2102	2143	2145
23.45	1642	1572	1551
19.5	1793	1633	1607
15.0	1545	1403	1382
10.5	1285	964	949
5.0	851	817	815
1.5	812	823	812

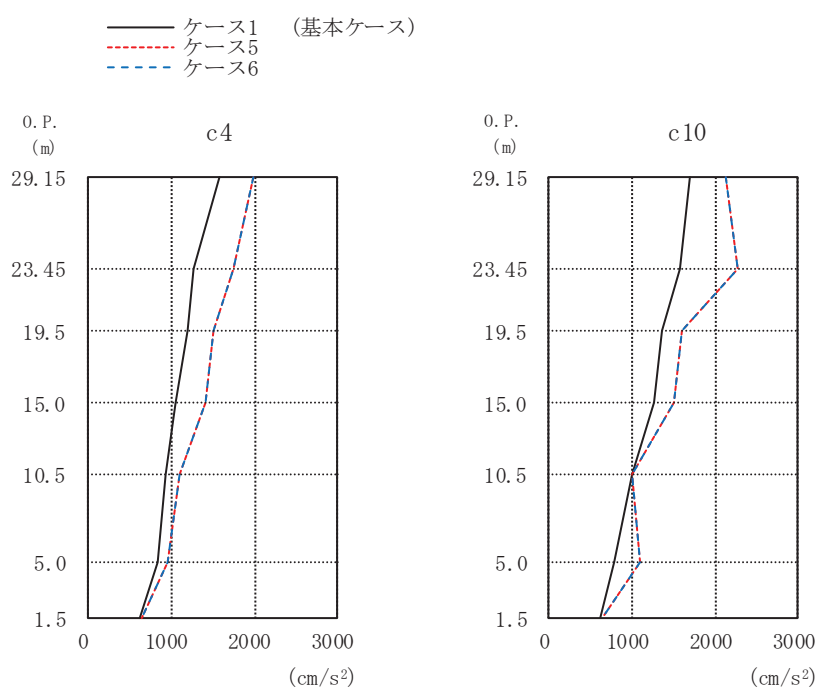
O. P. (m)	(cm/s ²)		
	ケース1 (基本ケース)	ケース5	ケース6
29.15	2553	2653	2652
23.45	2219	2380	2348
19.5	1499	1555	1522
15.0	1157	1198	1209
10.5	1104	876	875
5.0	805	727	728
1.5	812	823	812

図 2-53 最大応答加速度 (S s - D 3, EW 方向)



(cm/s ²)				(cm/s ²)			
0. P. (m)	ケース1 (基本ケース)	ケース5	ケース6	0. P. (m)	ケース1 (基本ケース)	ケース5	ケース6
29.15	2122	2105	2092	29.15	2566	2460	2451
23.45	1708	1461	1474	23.45	2047	2092	2082
19.5	1391	1250	1267	19.5	1457	1509	1500
15.0	1189	1202	1182	15.0	1125	1353	1347
10.5	1094	1011	995	10.5	829	921	904
5.0	903	893	897	5.0	797	871	874
1.5	833	850	853	1.5	833	850	853

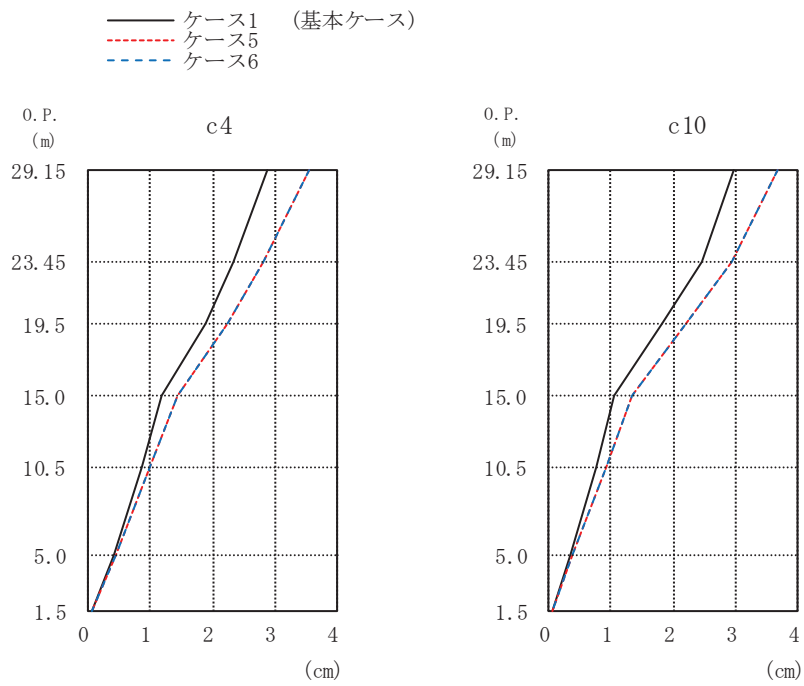
図 2-54 最大応答加速度 (S s - F 3, EW 方向)



	(cm/s ²)		
0. P. (m)	ケース1 (基本ケース)	ケース5	ケース6
29.15	1582	1992	1994
23.45	1276	1744	1747
19.5	1198	1504	1505
15.0	1047	1413	1405
10.5	939	1098	1092
5.0	825	954	961
1.5	622	634	636

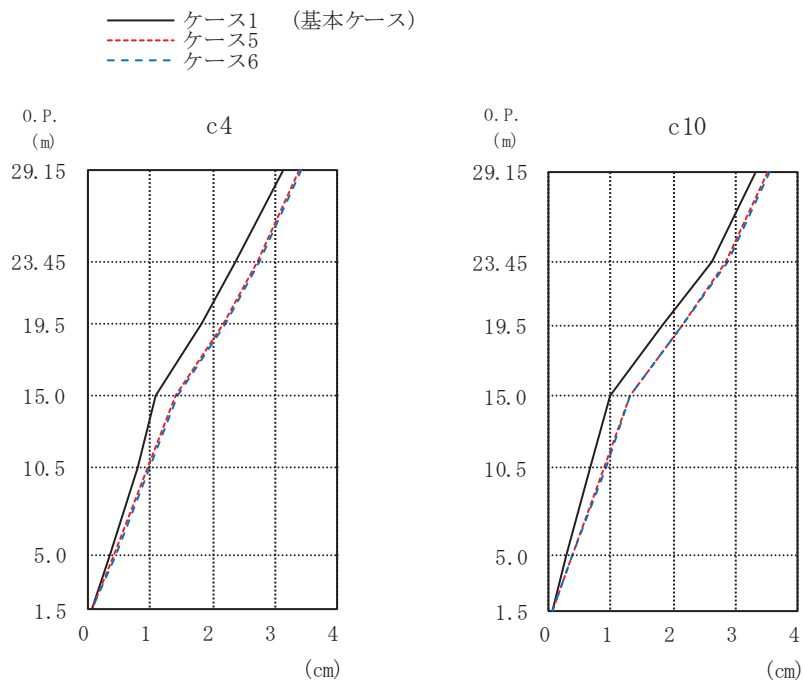
	(cm/s ²)		
0. P. (m)	ケース1 (基本ケース)	ケース5	ケース6
29.15	1701	2131	2136
23.45	1568	2273	2281
19.5	1367	1609	1606
15.0	1278	1501	1506
10.5	999	1006	1013
5.0	781	1091	1101
1.5	622	634	636

図 2-55 最大応答加速度 (S s - N 1, EW 方向)



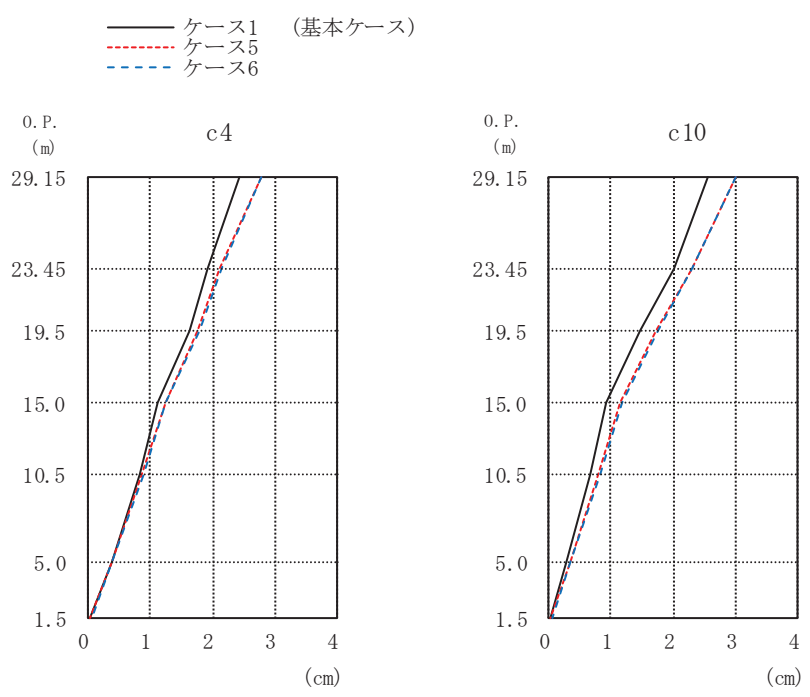
(cm)				(cm)			
0. P. (m)	ケース1 (基本ケース)	ケース5	ケース6	0. P. (m)	ケース1 (基本ケース)	ケース5	ケース6
29.15	2.88	3.55	3.54	29.15	2.98	3.67	3.67
23.45	2.33	2.81	2.80	23.45	2.46	2.94	2.94
19.5	1.89	2.24	2.24	19.5	1.82	2.19	2.20
15.0	1.17	1.42	1.44	15.0	1.05	1.33	1.35
10.5	0.86	0.98	1.00	10.5	0.75	0.92	0.93
5.0	0.40	0.43	0.44	5.0	0.35	0.37	0.39
1.5	0.04	0.04	0.05	1.5	0.04	0.04	0.05

図 2-56 最大応答変位 (S_s-D1, EW 方向)



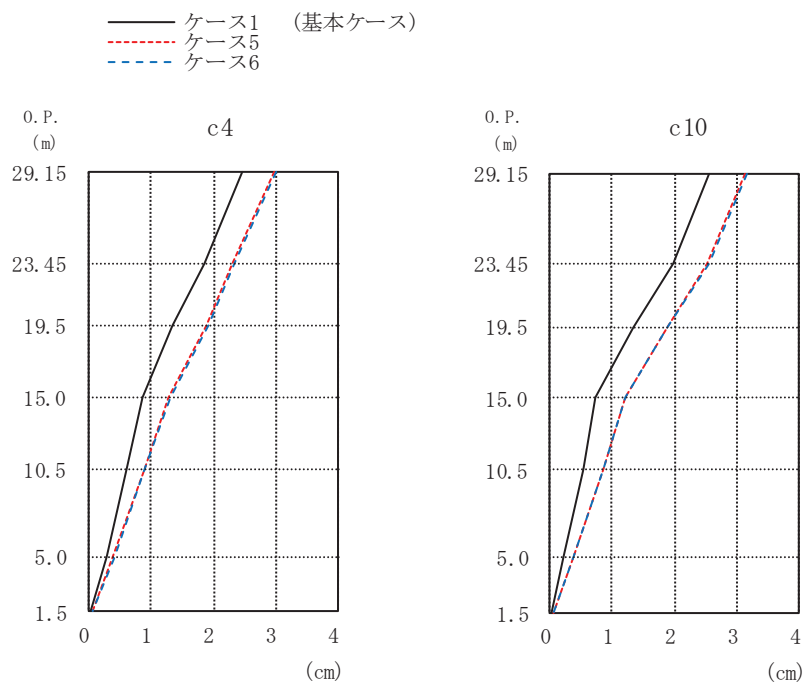
(cm)				(cm)			
0. P. (m)	ケース1 (基本ケース)	ケース5	ケース6	0. P. (m)	ケース1 (基本ケース)	ケース5	ケース6
29.15	3.12	3.39	3.41	29.15	3.33	3.52	3.54
23.45	2.35	2.72	2.74	23.45	2.61	2.86	2.88
19.5	1.83	2.18	2.20	19.5	1.81	2.13	2.15
15.0	1.08	1.40	1.42	15.0	0.97	1.30	1.32
10.5	0.78	0.96	0.98	10.5	0.67	0.90	0.92
5.0	0.35	0.42	0.43	5.0	0.29	0.37	0.38
1.5	0.04	0.04	0.05	1.5	0.04	0.04	0.05

図 2-57 最大応答変位 (S_s-D2, EW 方向)



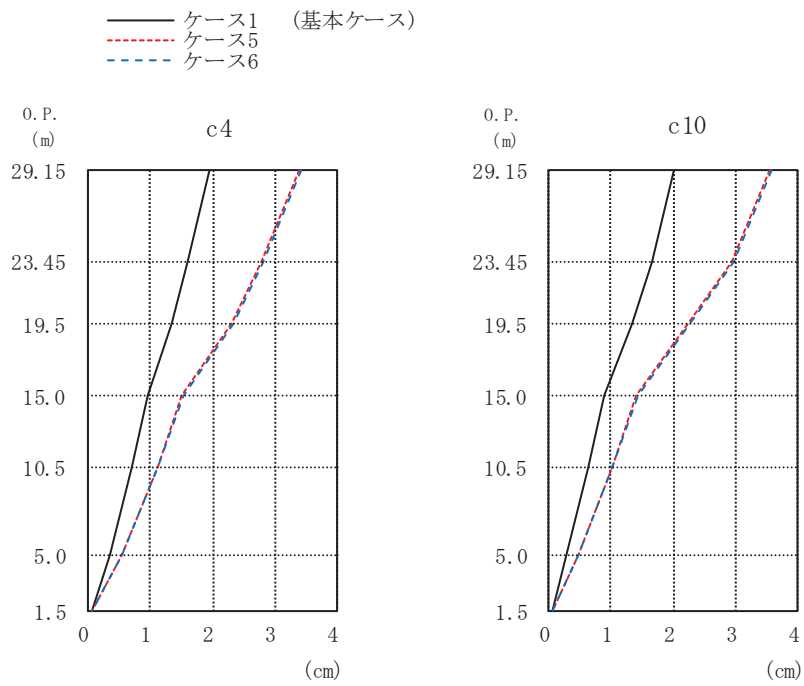
		(cm)					(cm)		
0. P. (m)	ケース1 (基本ケース)	ケース5	ケース6	0. P. (m)	ケース1 (基本ケース)	ケース5	ケース6		
29.15	2.42	2.78	2.77	29.15	2.54	3.02	3.01		
23.45	1.91	2.11	2.13	23.45	2.00	2.31	2.30		
19.5	1.63	1.75	1.77	19.5	1.46	1.72	1.74		
15.0	1.11	1.23	1.25	15.0	0.91	1.15	1.16		
10.5	0.83	0.86	0.87	10.5	0.65	0.80	0.81		
5.0	0.39	0.36	0.37	5.0	0.28	0.33	0.34		
1.5	0.04	0.04	0.04	1.5	0.04	0.04	0.04		

図 2-58 最大応答変位 (S_s-D3, EW 方向)



(cm)				(cm)			
0. P. (m)	ケース1 (基本ケース)	ケース5	ケース6	0. P. (m)	ケース1 (基本ケース)	ケース5	ケース6
29.15	2.45	2.96	2.99	29.15	2.56	3.14	3.17
23.45	1.84	2.30	2.33	23.45	1.97	2.53	2.55
19.5	1.35	1.87	1.90	19.5	1.32	1.87	1.90
15.0	0.86	1.27	1.29	15.0	0.74	1.20	1.22
10.5	0.61	0.89	0.90	10.5	0.52	0.85	0.86
5.0	0.27	0.38	0.40	5.0	0.23	0.36	0.37
1.5	0.03	0.04	0.05	1.5	0.03	0.04	0.05

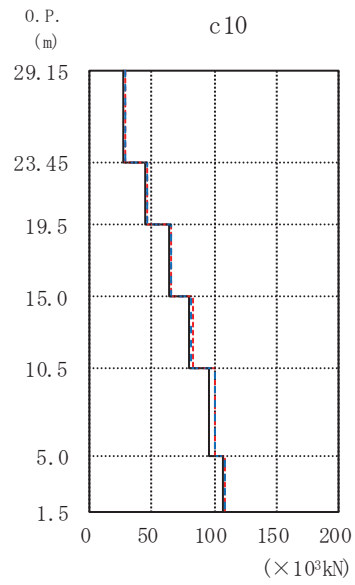
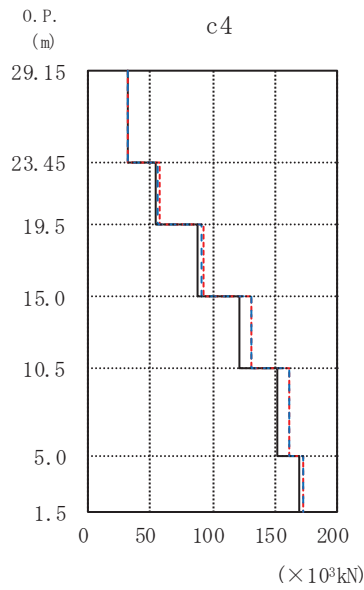
図 2-59 最大応答変位 (S_s - F 3, EW 方向)



(cm)				(cm)			
0. P. (m)	ケース1 (基本ケース)	ケース5	ケース6	0. P. (m)	ケース1 (基本ケース)	ケース5	ケース6
29.15	1.94	3.38	3.42	29.15	2.02	3.54	3.59
23.45	1.60	2.77	2.81	23.45	1.66	2.94	2.98
19.5	1.35	2.31	2.34	19.5	1.32	2.22	2.26
15.0	0.96	1.51	1.53	15.0	0.89	1.40	1.43
10.5	0.70	1.10	1.12	10.5	0.63	1.00	1.02
5.0	0.34	0.53	0.54	5.0	0.28	0.46	0.48
1.5	0.04	0.05	0.06	1.5	0.04	0.05	0.06

図 2-60 最大応答変位 (S s - N 1, EW 方向)

— ケース1 (基本ケース)
 - - - ケース5
 - - - ケース6

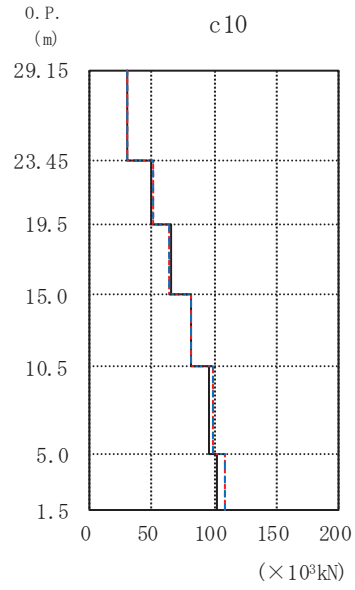
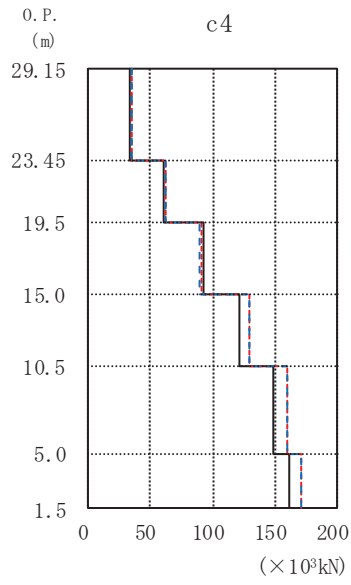


0. P. (m)	($\times 10^3 \text{kN}$)		
	ケース1 (基本ケース)	ケース5	ケース6
29.15	30.9	32.0	31.8
23.45	54.5	56.6	56.0
19.5	87.7	91.8	91.3
15.0	121	131	131
10.5	152	161	161
5.0	169	173	173

0. P. (m)	($\times 10^3 \text{kN}$)		
	ケース1 (基本ケース)	ケース5	ケース6
29.15	26.2	28.2	28.0
23.45	45.2	46.5	46.2
19.5	63.5	65.4	65.1
15.0	79.8	82.5	81.9
10.5	96.1	101	101
5.0	107	108	108

図 2-61 最大応答せん断力 (S s - D 1, EW 方向)

— ケース1 (基本ケース)
 - - - ケース5
 - - - ケース6

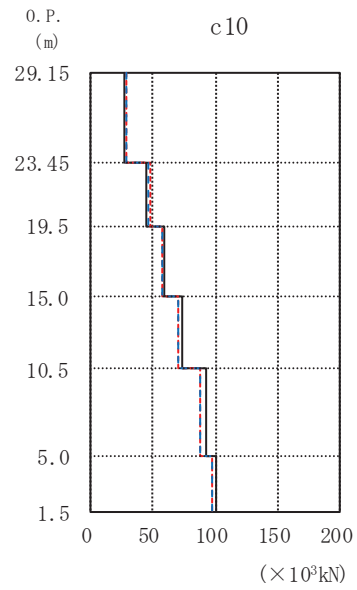
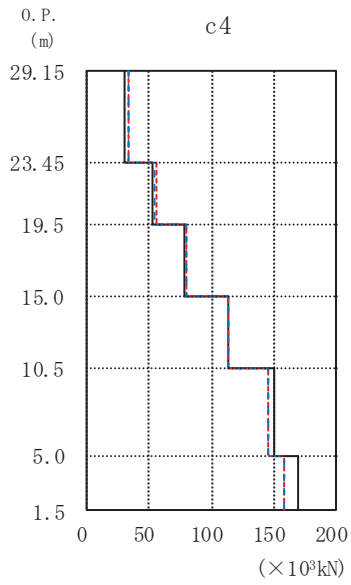


0. P. (m)	($\times 10^3 \text{kN}$)		
	ケース1 (基本ケース)	ケース5	ケース6
29.15	34.0	34.9	34.7
23.45	59.7	61.8	61.4
19.5	92.8	90.2	89.7
15.0	122	130	130
10.5	149	159	159
5.0	161	172	171

0. P. (m)	($\times 10^3 \text{kN}$)		
	ケース1 (基本ケース)	ケース5	ケース6
29.15	29.4	29.6	29.3
23.45	49.7	50.6	50.3
19.5	65.6	64.0	64.0
15.0	80.6	80.8	80.5
10.5	95.8	98.8	98.5
5.0	101	108	108

図 2-62 最大応答せん断力 (S s - D 2, EW 方向)

— ケース1 (基本ケース)
 - - - ケース5
 - - - ケース6

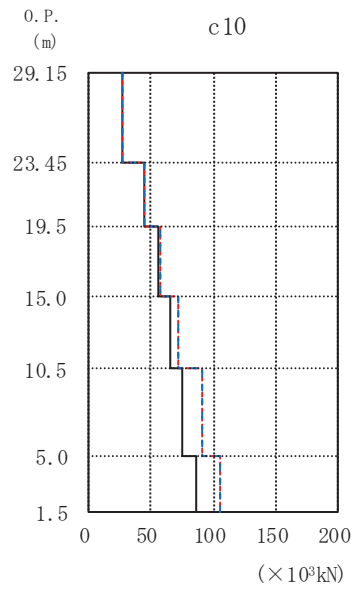
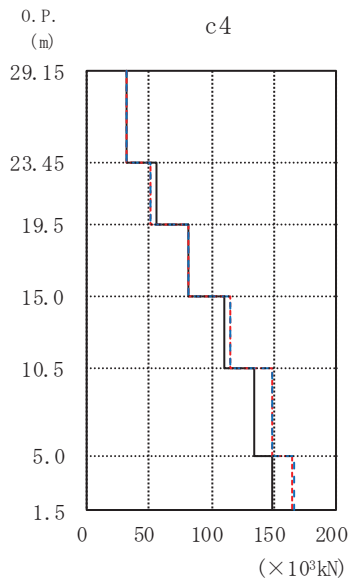


0. P. (m)	($\times 10^3 \text{kN}$)		
	ケース1 (基本ケース)	ケース5	ケース6
29.15	30.1	32.5	32.4
23.45	52.8	55.0	54.7
19.5	77.9	80.0	79.3
15.0	113	113	113
10.5	151	145	146
5.0	169	158	159
1.5			

0. P. (m)	($\times 10^3 \text{kN}$)		
	ケース1 (基本ケース)	ケース5	ケース6
29.15	26.4	27.8	27.8
23.45	44.5	47.0	46.8
19.5	58.3	57.6	57.1
15.0	73.8	70.2	70.2
10.5	92.9	88.0	88.2
5.0	101	97.1	97.2
1.5			

図 2-63 最大応答せん断力 (S s - D 3, EW 方向)

— ケース1 (基本ケース)
 - - - ケース5
 - - - ケース6



0. P. (m)	($\times 10^3 \text{kN}$)		
	ケース1 (基本ケース)	ケース5	ケース6
29.15	31.3	31.2	31.0
23.45	55.0	50.9	50.9
19.5	81.0	81.8	81.9
15.0	110	114	114
10.5	134	149	148
5.0	148	165	166

0. P. (m)	($\times 10^3 \text{kN}$)		
	ケース1 (基本ケース)	ケース5	ケース6
29.15	27.1	26.8	26.7
23.45	44.9	43.7	43.7
19.5	56.2	57.7	57.6
15.0	64.6	71.6	72.2
10.5	75.0	91.2	91.0
5.0	85.4	106	106

図 2-64 最大応答せん断力 (S s - F 3, EW 方向)

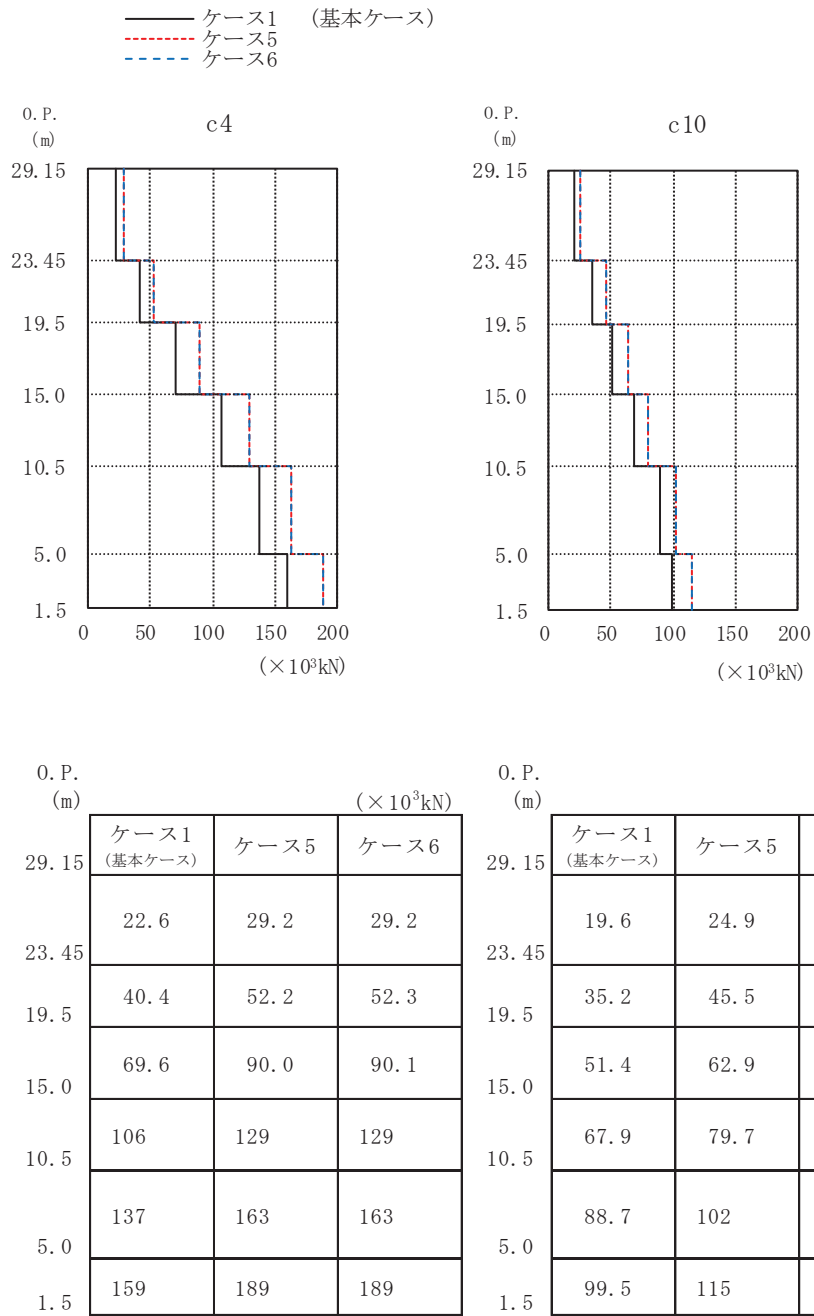
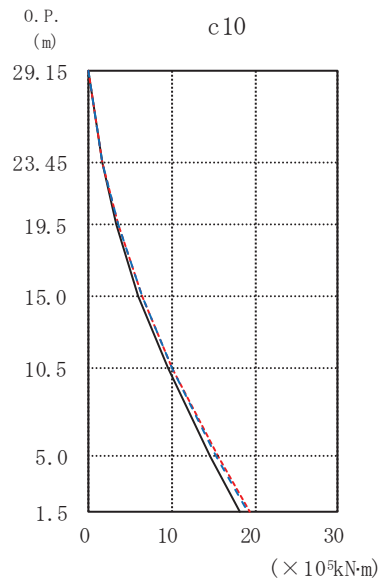
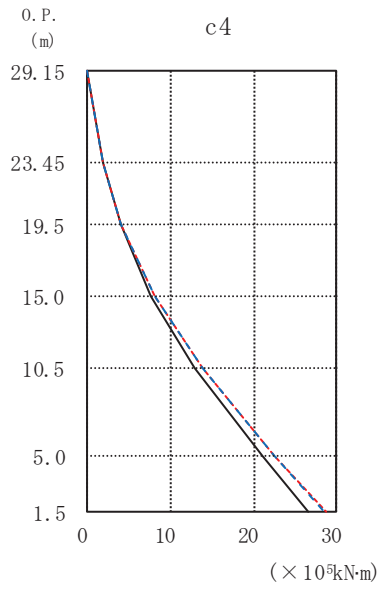


図 2-65 最大応答せん断力 (S s - N 1, EW 方向)

— ケース1 (基本ケース)
 - - - ケース5
 - - - ケース6



0. P. (m) ($\times 10^5 \text{kN}\cdot\text{m}$)

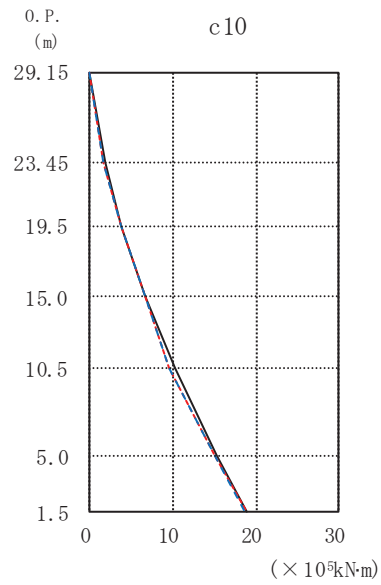
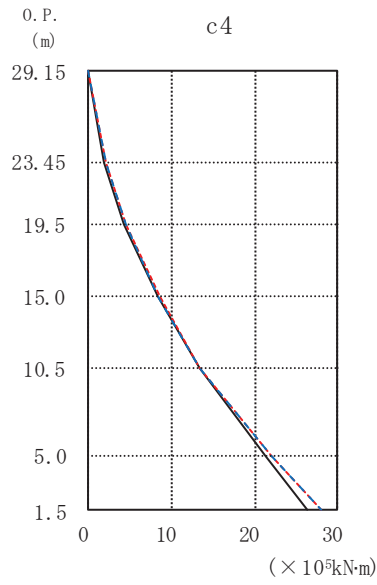
	ケース1 (基本ケース)	ケース5	ケース6
29.15	0.000	0.000	0.000
23.45	1.80	1.86	1.84
19.5	3.96	4.09	4.07
15.0	7.57	8.18	8.16
10.5	12.9	13.9	13.8
5.0	21.0	22.6	22.6
1.5	26.7	28.7	28.6

0. P. (m) ($\times 10^5 \text{kN}\cdot\text{m}$)

	ケース1 (基本ケース)	ケース5	ケース6
29.15	0.000	0.000	0.000
23.45	1.54	1.65	1.63
19.5	3.29	3.48	3.44
15.0	6.05	6.39	6.34
10.5	9.63	10.0	9.97
5.0	14.7	15.5	15.4
1.5	18.1	19.3	19.2

図 2-66 最大応答曲げモーメント (S s - D 1, EW 方向)

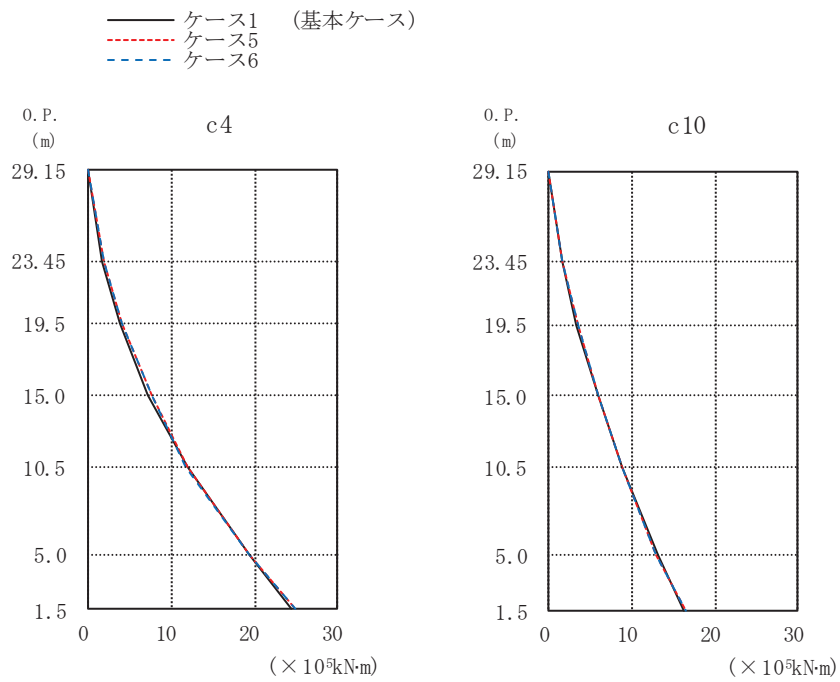
— ケース1 (基本ケース)
 - - - ケース5
 - - - ケース6



0. P. (m)	($\times 10^5 \text{kN}\cdot\text{m}$)		
	ケース1 (基本ケース)	ケース5	ケース6
29.15	0.000	0.000	0.000
23.45	1.97	2.02	2.01
19.5	4.30	4.51	4.48
15.0	8.34	8.52	8.44
10.5	13.5	13.4	13.4
5.0	21.3	22.0	22.0
1.5	26.4	28.1	28.0

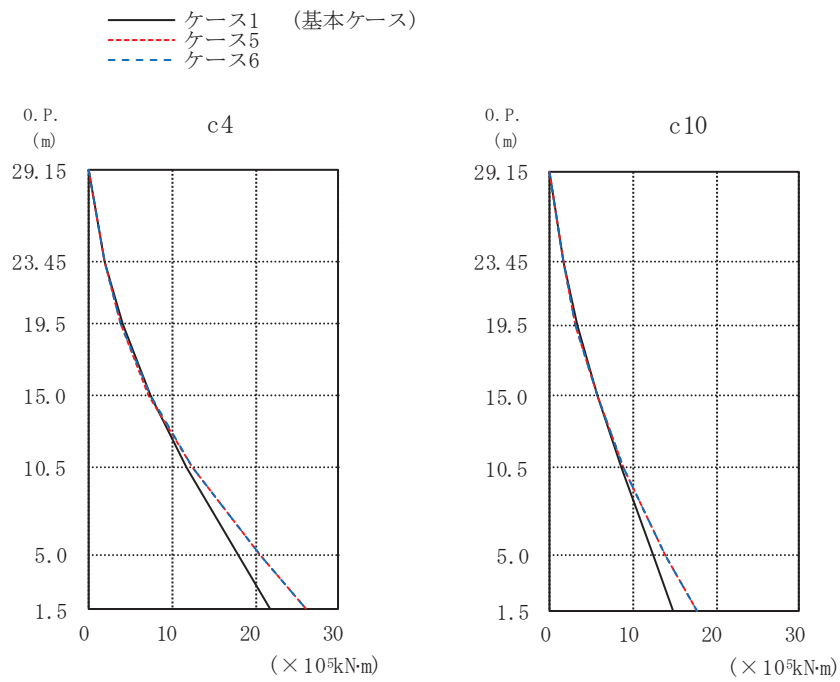
0. P. (m)	($\times 10^5 \text{kN}\cdot\text{m}$)		
	ケース1 (基本ケース)	ケース5	ケース6
29.15	0.000	0.000	0.000
23.45	1.76	1.69	1.69
19.5	3.70	3.70	3.70
15.0	6.73	6.58	6.56
10.5	10.2	9.65	9.64
5.0	15.4	15.0	15.0
1.5	18.8	18.8	18.7

図 2-67 最大応答曲げモーメント (S s - D 2, EW 方向)



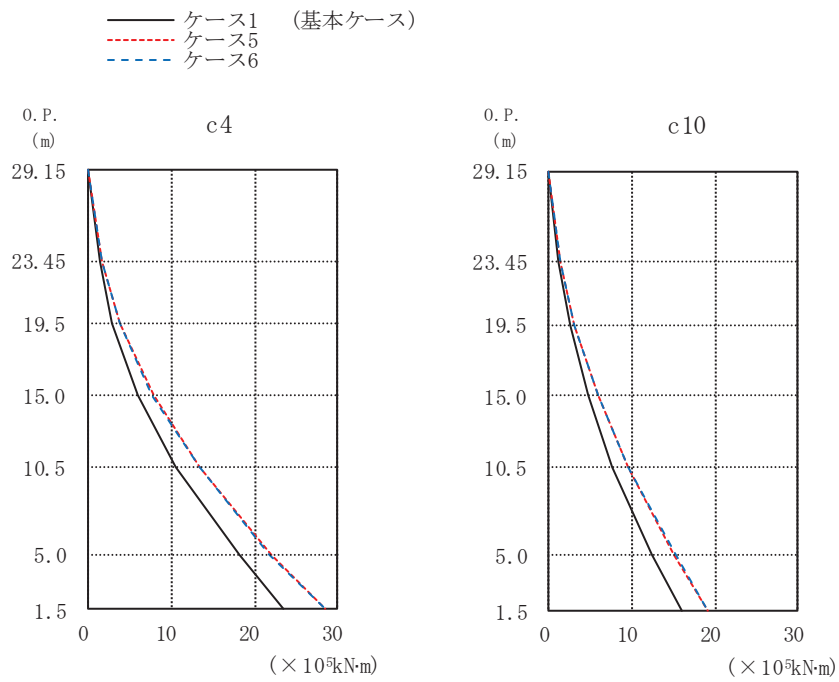
0. P. (m)	($\times 10^5 \text{kN}\cdot\text{m}$)			0. P. (m)	($\times 10^5 \text{kN}\cdot\text{m}$)		
	ケース1 (基本ケース)	ケース5	ケース6		ケース1 (基本ケース)	ケース5	ケース6
29.15	0.000	0.000	0.000	29.15	0.000	0.000	0.000
23.45	1.73	1.86	1.88	23.45	1.56	1.60	1.59
19.5	3.81	4.04	4.05	19.5	3.32	3.48	3.45
15.0	7.26	7.61	7.59	15.0	5.88	5.99	5.97
10.5	12.0	11.9	11.8	10.5	8.72	8.77	8.72
5.0	19.3	19.4	19.5	5.0	13.1	13.0	13.0
1.5	24.4	25.0	25.0	1.5	16.2	16.4	16.4

図 2-68 最大応答曲げモーメント (S s - D 3, EW 方向)



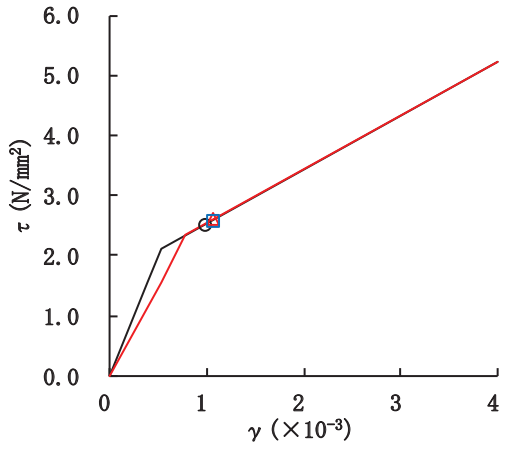
0. P. (m)	($\times 10^5 \text{kN}\cdot\text{m}$)			0. P. (m)	($\times 10^5 \text{kN}\cdot\text{m}$)		
	ケース1 (基本ケース)	ケース5	ケース6		ケース1 (基本ケース)	ケース5	ケース6
29.15	0.000	0.000	0.000	29.15	0.000	0.000	0.000
23.45	1.78	1.82	1.78	23.45	1.55	1.54	1.53
19.5	3.95	3.78	3.74	19.5	3.30	3.10	3.12
15.0	7.40	7.26	7.28	15.0	5.81	5.72	5.71
10.5	11.7	12.4	12.4	10.5	8.62	8.93	8.92
5.0	17.9	20.5	20.5	5.0	12.5	13.9	13.9
1.5	21.8	26.2	26.2	1.5	14.9	17.6	17.6

図 2-69 最大応答曲げモーメント (S s - F 3, EW 方向)

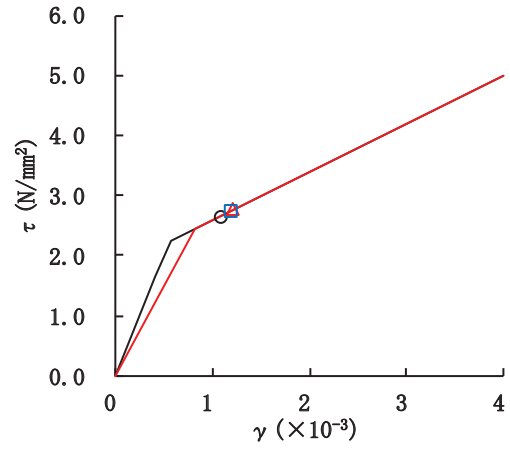


0. P. (m)	($\times 10^5 \text{kN}\cdot\text{m}$)			0. P. (m)	($\times 10^5 \text{kN}\cdot\text{m}$)		
	ケース1 (基本ケース)	ケース5	ケース6		ケース1 (基本ケース)	ケース5	ケース6
29.15	0.000	0.000	0.000	29.15	0.000	0.000	0.000
23.45	1.29	1.67	1.67	23.45	1.12	1.42	1.42
19.5	2.89	3.68	3.69	19.5	2.47	3.14	3.12
15.0	5.89	7.76	7.74	15.0	4.72	5.99	5.99
10.5	10.6	13.3	13.3	10.5	7.70	9.58	9.58
5.0	18.1	22.0	21.9	5.0	12.5	15.1	15.2
1.5	23.6	28.6	28.6	1.5	16.0	19.1	19.1

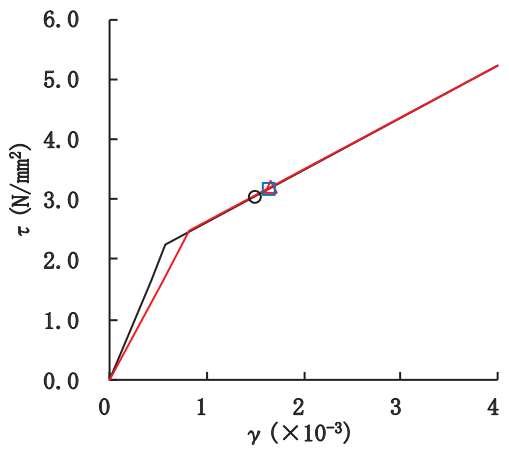
図 2-70 最大応答曲げモーメント (S s - N 1, EW 方向)



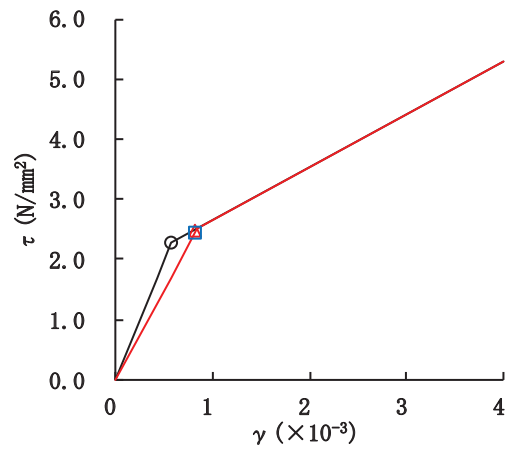
要素番号(1)



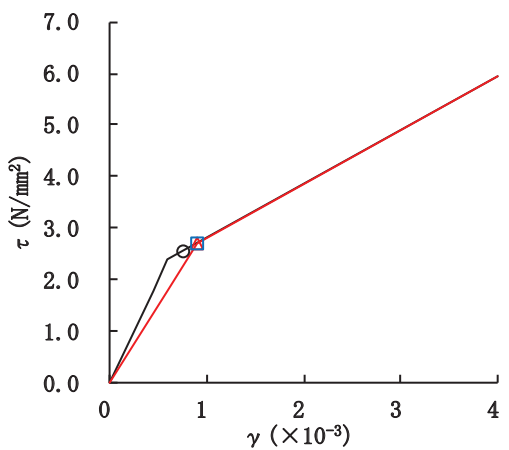
要素番号(2)



要素番号(3)



要素番号(4)



要素番号(5)

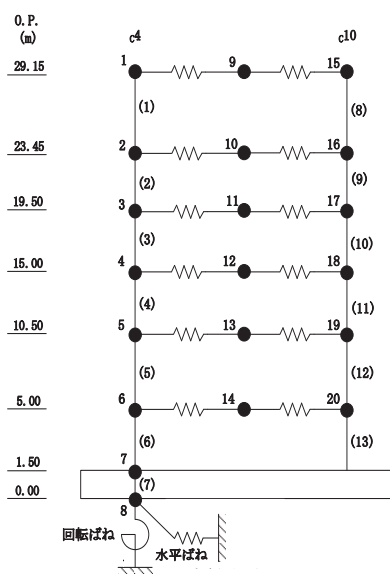
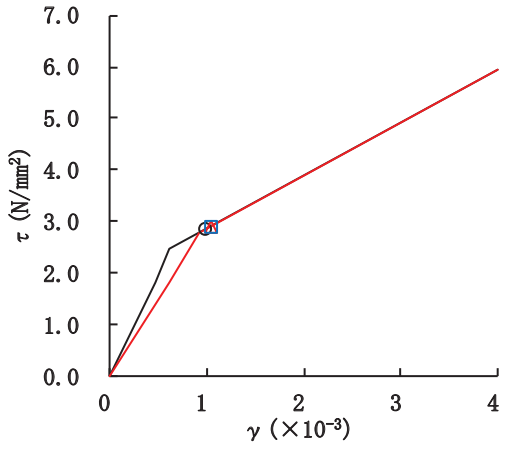
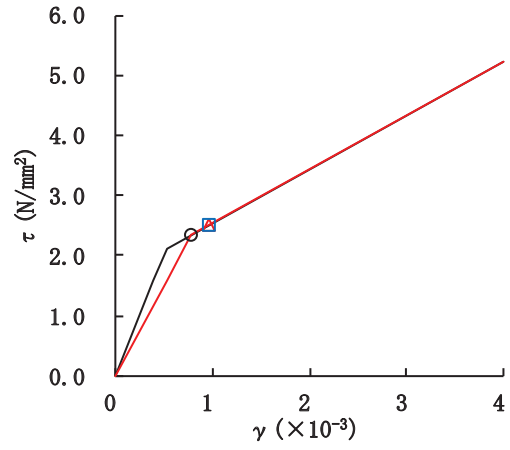


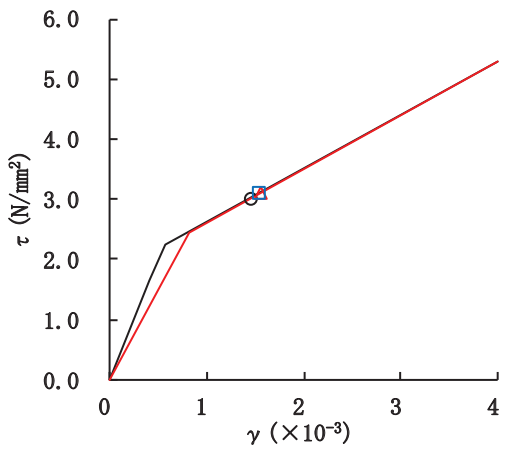
図 2-71(1) せん断スケルトンカーブ上の最大応答値 (S s - D 1, EW 方向)



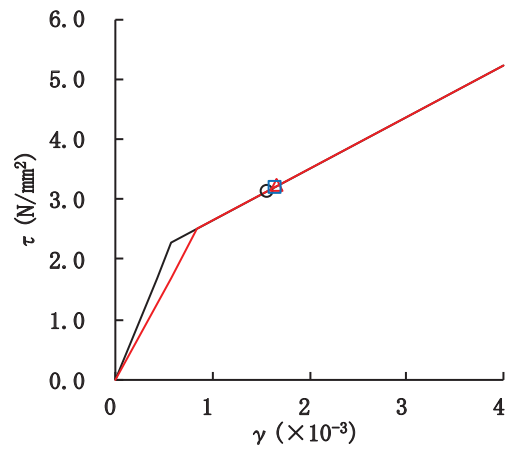
要素番号(6)



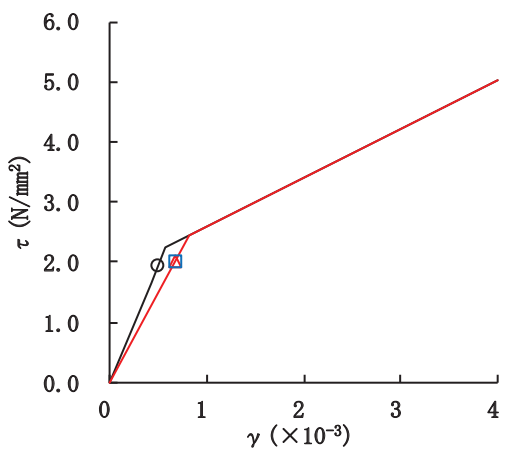
要素番号(8)



要素番号(9)



要素番号(10)



要素番号(11)

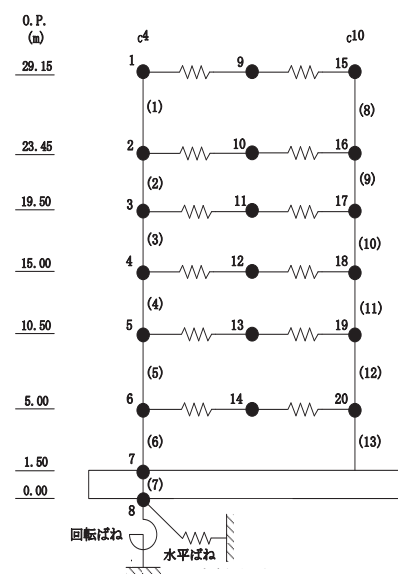
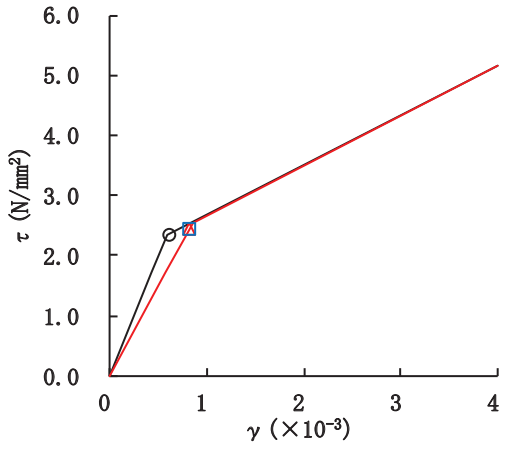
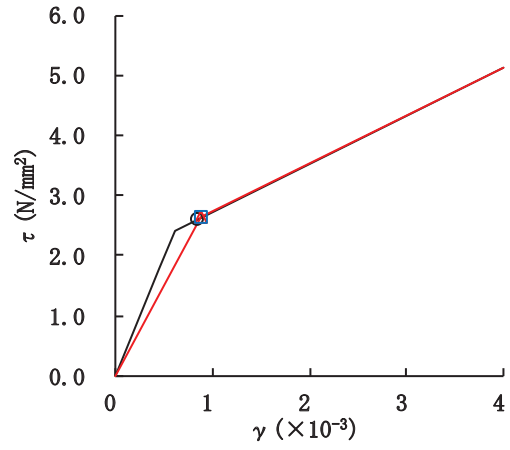


図 2-71(2) せん断スケルトンカーブ上の最大応答値 (S s - D 1, EW 方向)



要素番号(12)



要素番号(13)

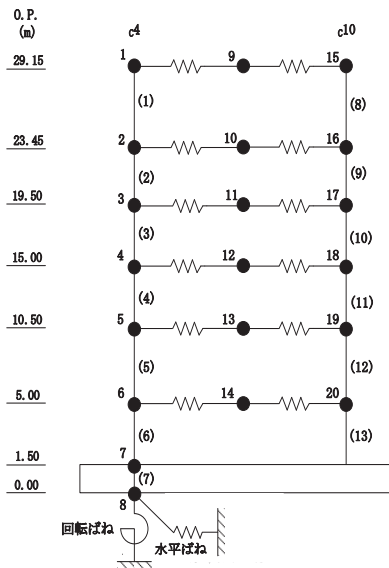
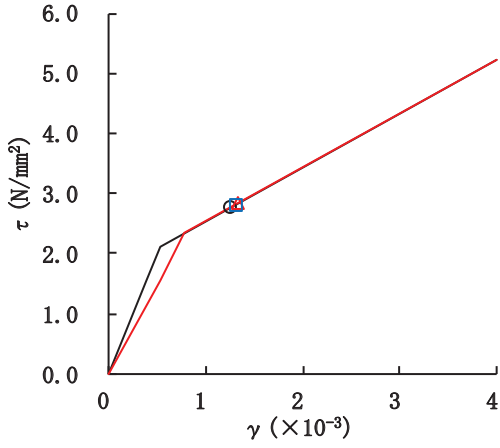
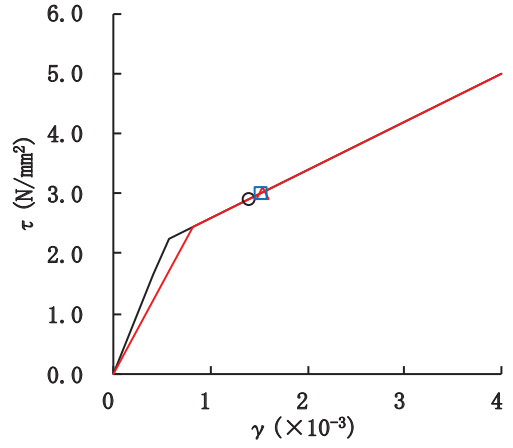


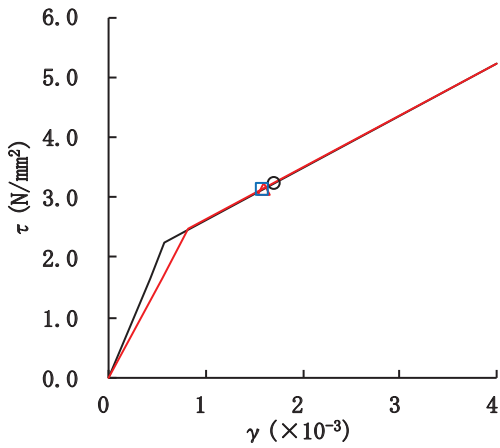
図 2-71(3) せん断スケルトンカーブ上の最大応答値 (S s - D 1, EW 方向)



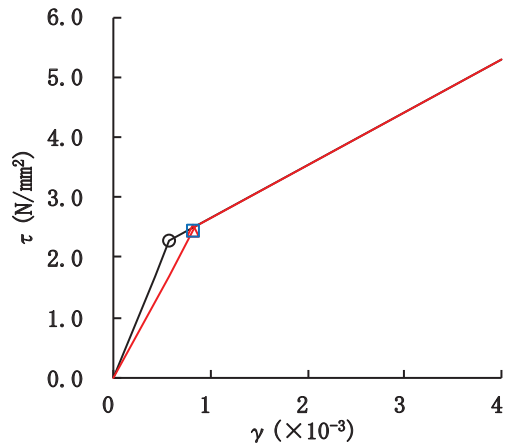
要素番号(1)



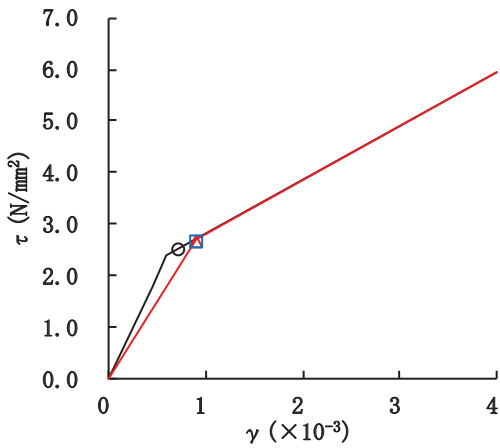
要素番号(2)



要素番号(3)



要素番号(4)



要素番号(5)

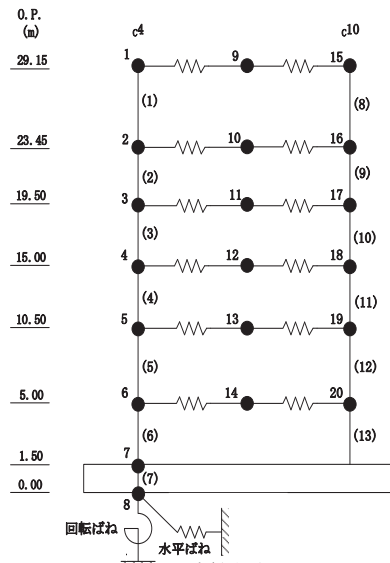
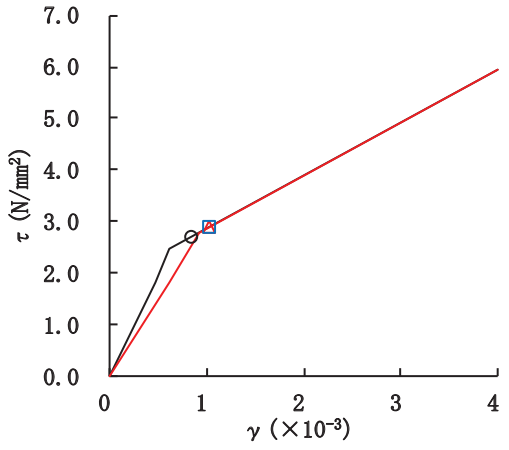
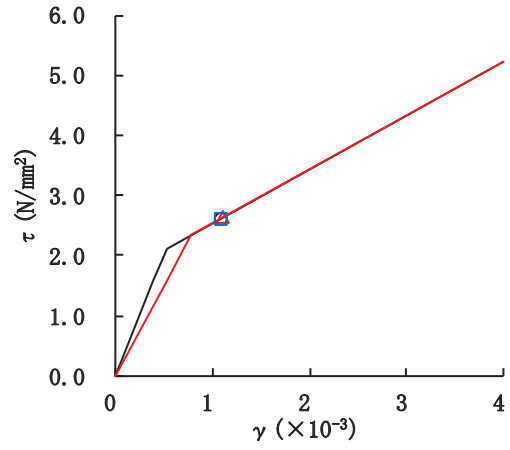


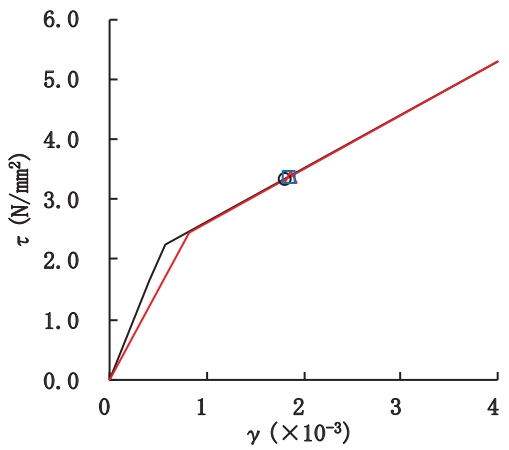
図 2-72(1) せん断スケルトンカーブ上の最大応答値 (S s - D 2, EW 方向)



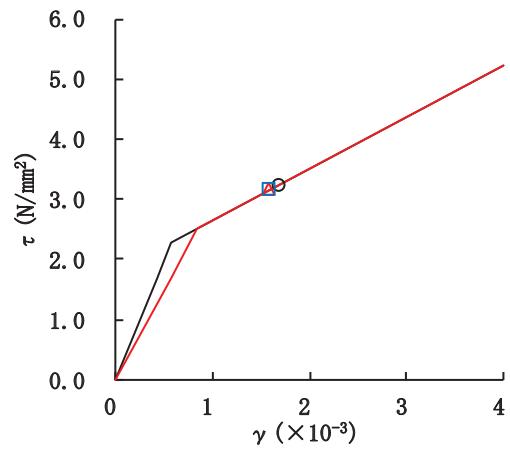
要素番号(6)



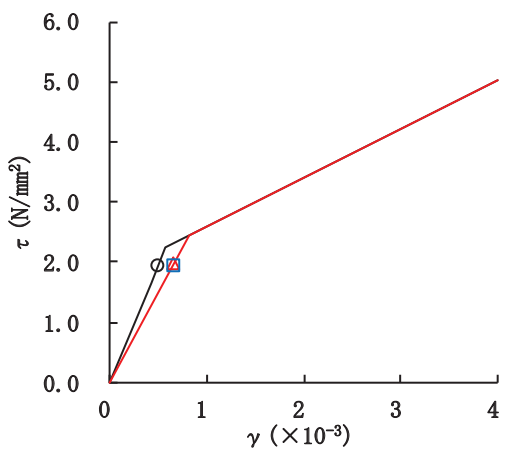
要素番号(8)



要素番号(9)



要素番号(10)



要素番号(11)

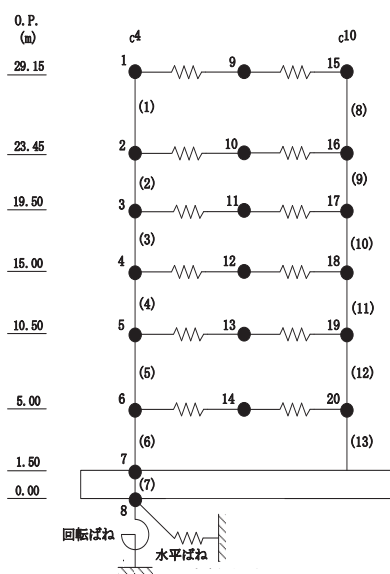
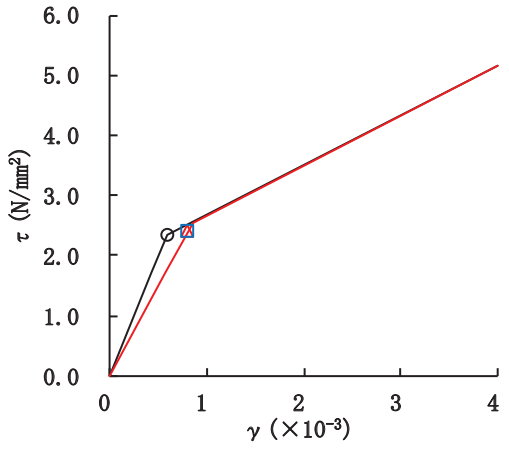
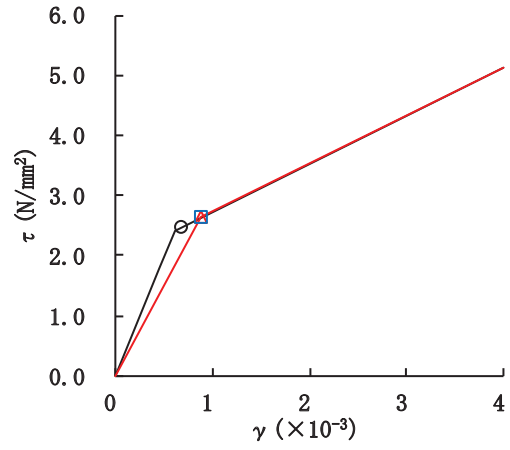


図 2-72(2) せん断スケルトンカーブ上の最大応答値 (S s - D 2, EW 方向)



要素番号(12)



要素番号(13)

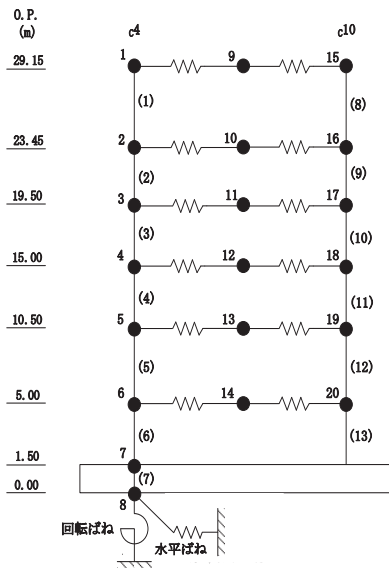
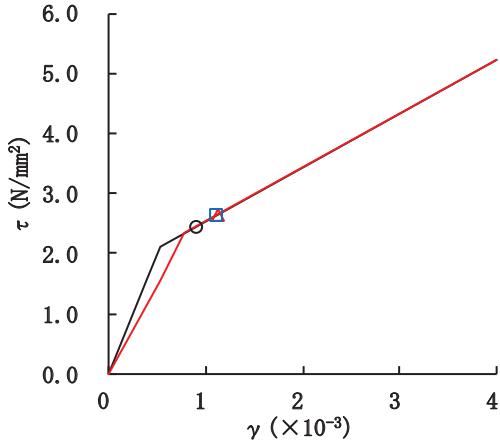
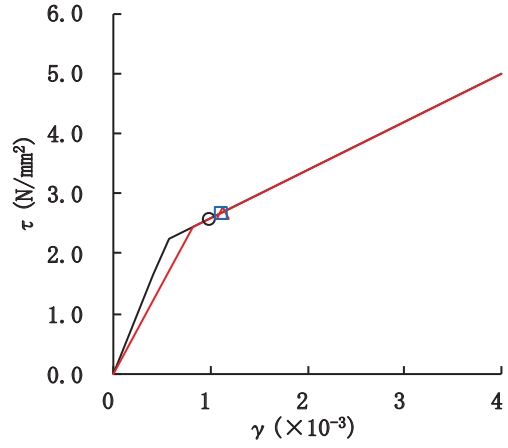


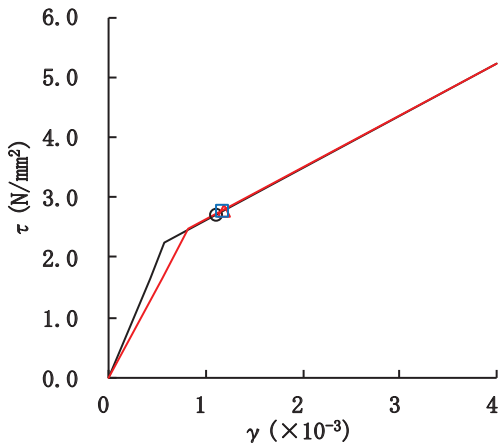
図 2-72(3) せん断スケルトンカーブ上の最大応答値 (S s - D 2, EW 方向)



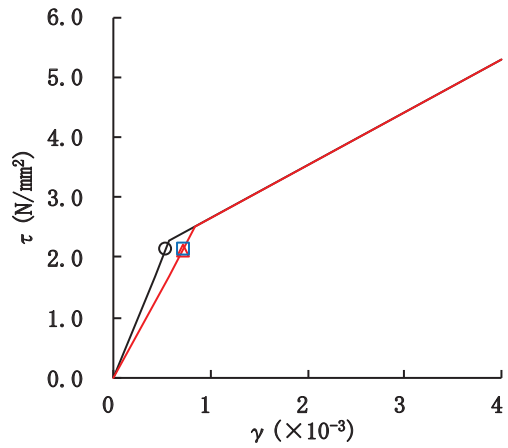
要素番号(1)



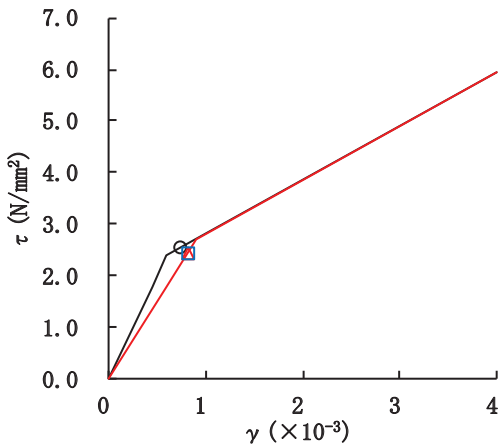
要素番号(2)



要素番号(3)



要素番号(4)



要素番号(5)

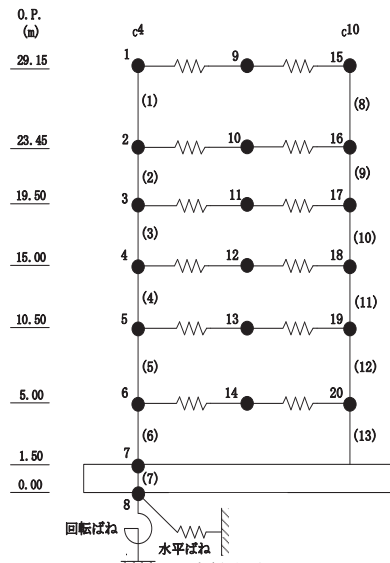
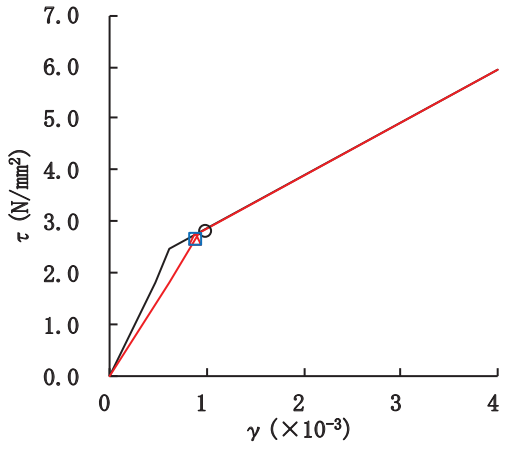
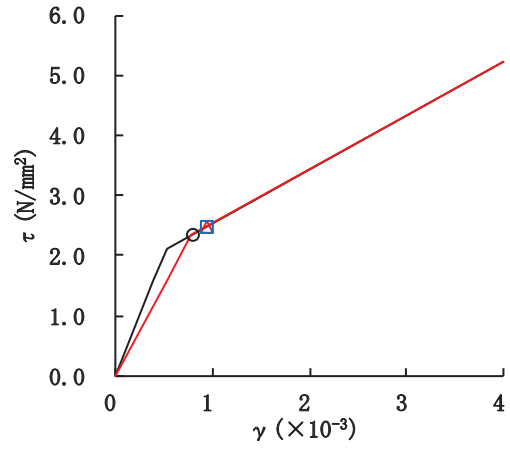


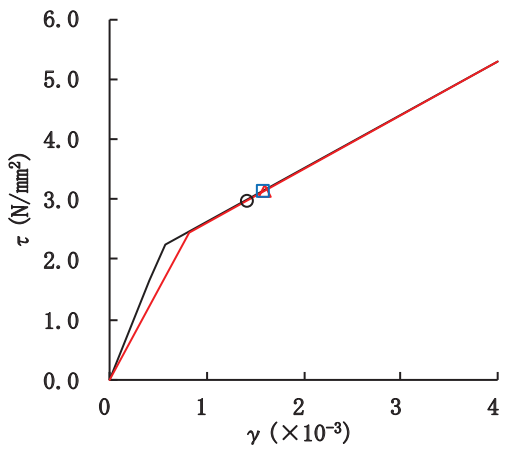
図 2-73(1) せん断スケルトンカーブ上の最大応答値 (S s - D 3, EW 方向)



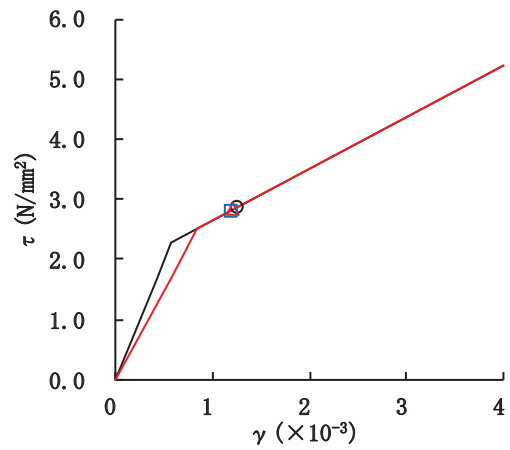
要素番号(6)



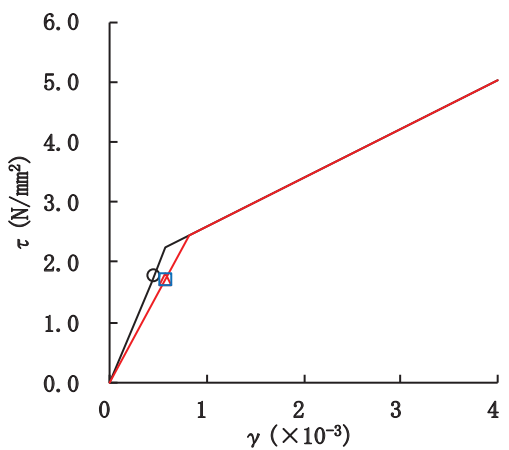
要素番号(8)



要素番号(9)



要素番号(10)



要素番号(11)

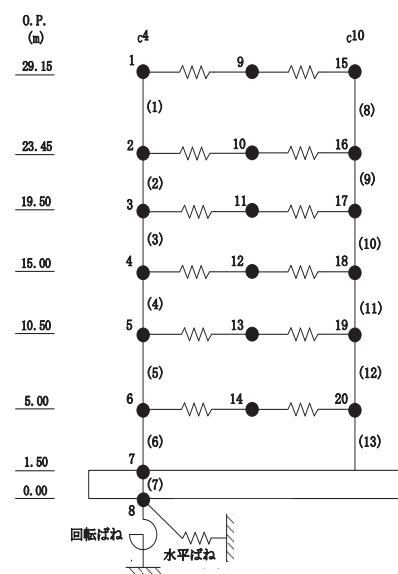
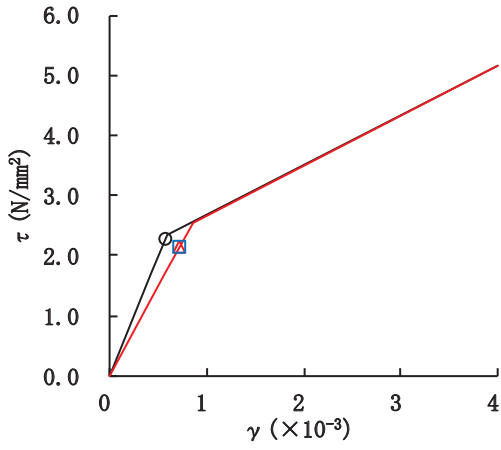
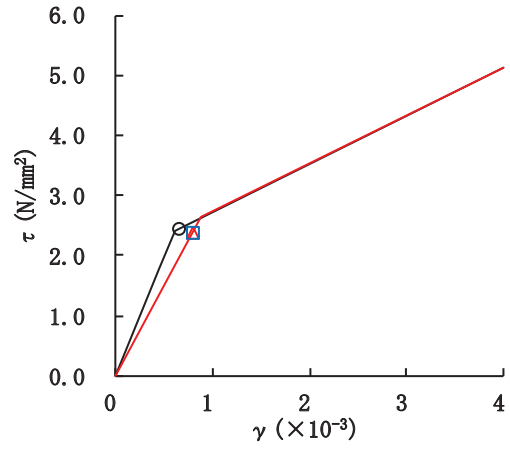


図 2-73(2) せん断スケルトンカーブ上の最大応答値 (S s - D 3, EW 方向)



要素番号(12)



要素番号(13)

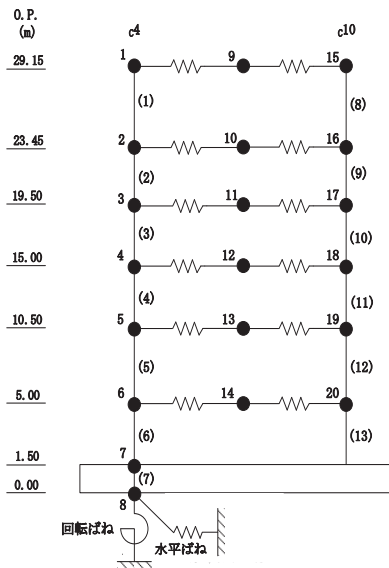
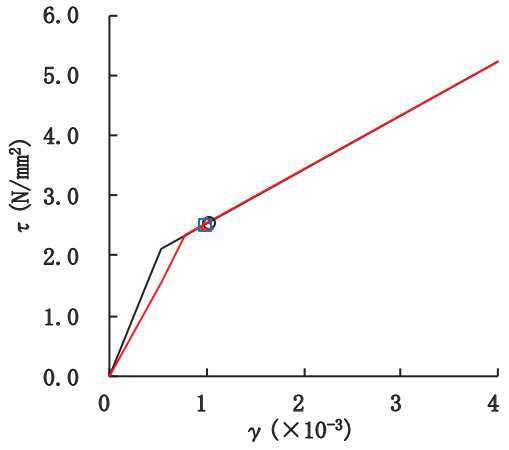
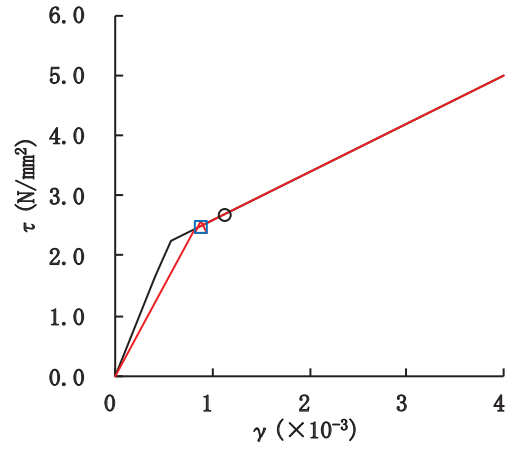


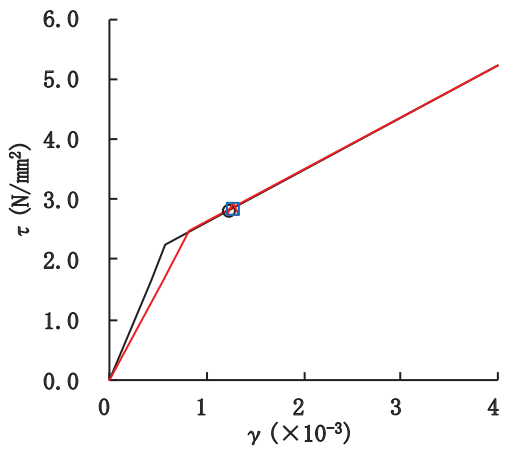
図 2-73 (3) せん断スケルトンカーブ上の最大応答値 (S s - D 3, EW 方向)



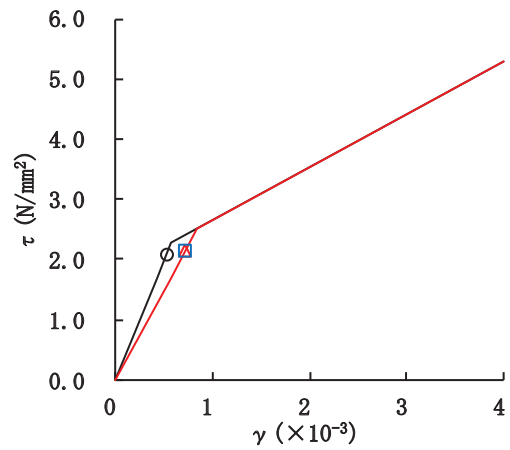
要素番号(1)



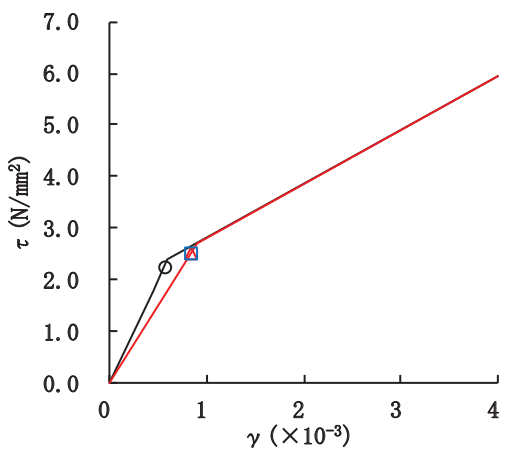
要素番号(2)



要素番号(3)



要素番号(4)



要素番号(5)

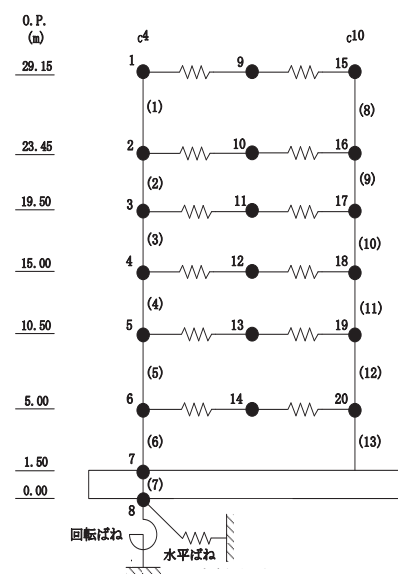
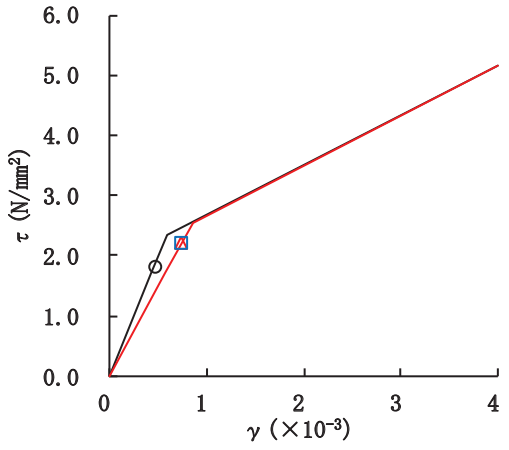
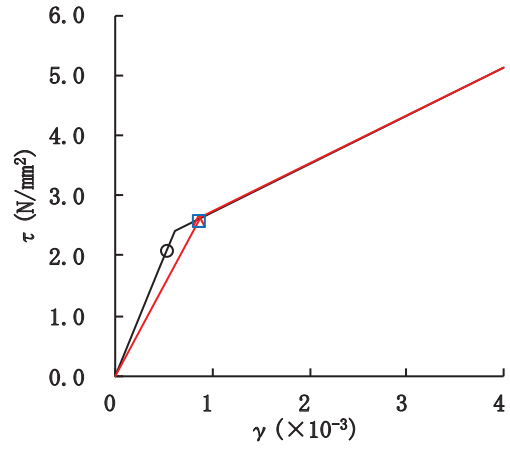


図 2-74(1) せん断スケルトンカーブ上の最大応答値 (S s - F 3, EW 方向)



要素番号(12)



要素番号(13)

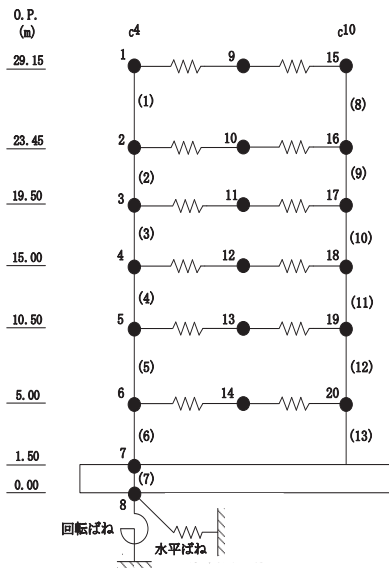
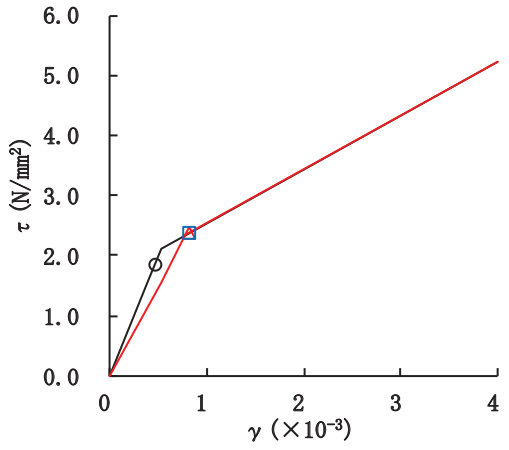
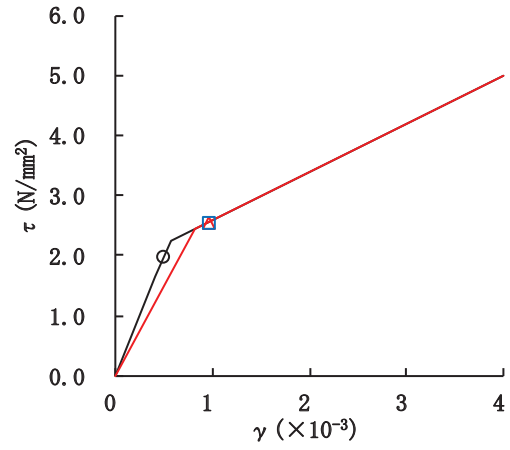


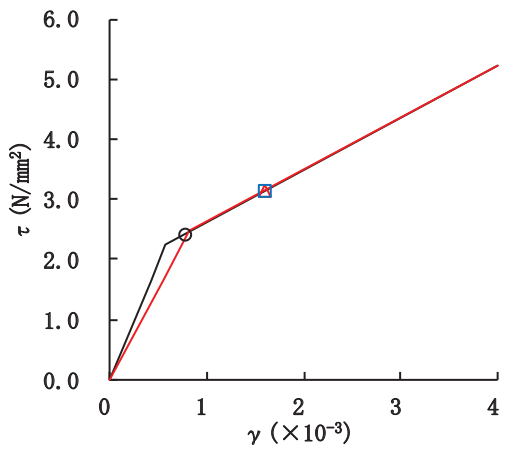
図 2-74(3) せん断スケルトンカーブ上の最大応答値 (S s - F 3, EW 方向)



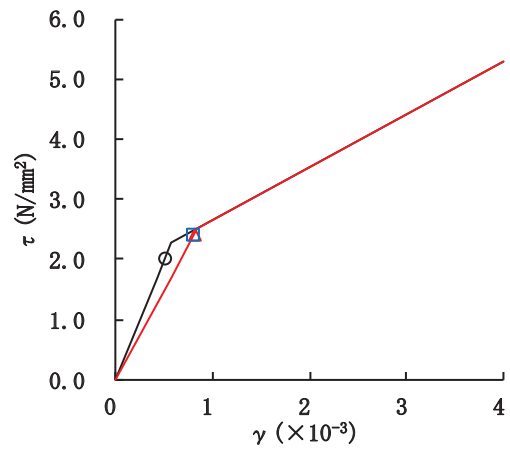
要素番号(1)



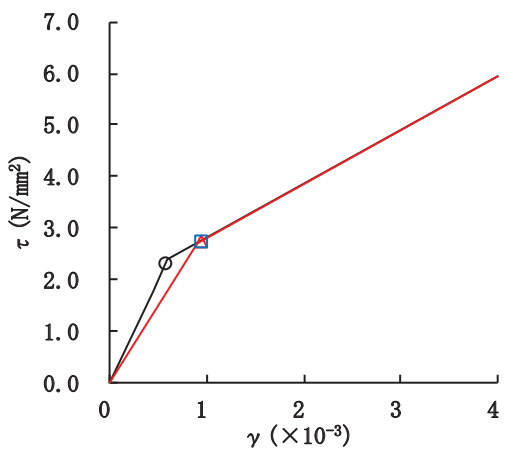
要素番号(2)



要素番号(3)



要素番号(4)



要素番号(5)

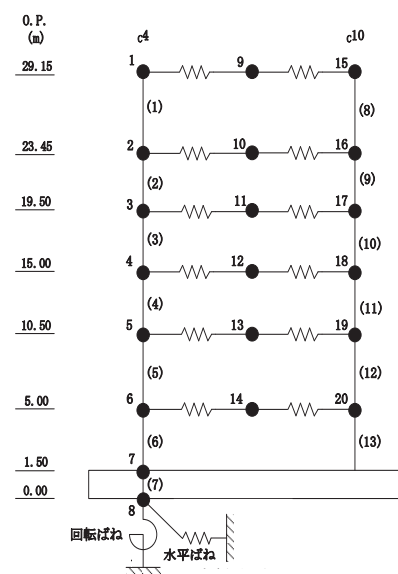
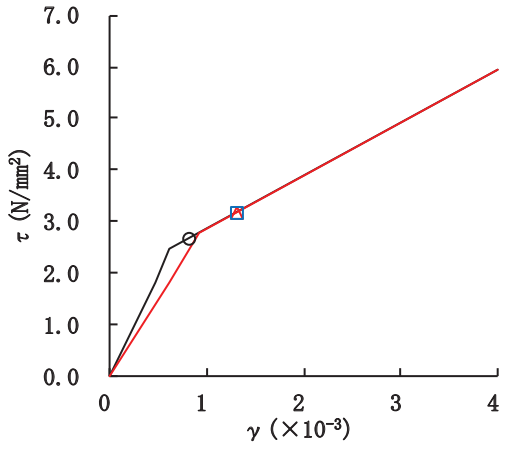
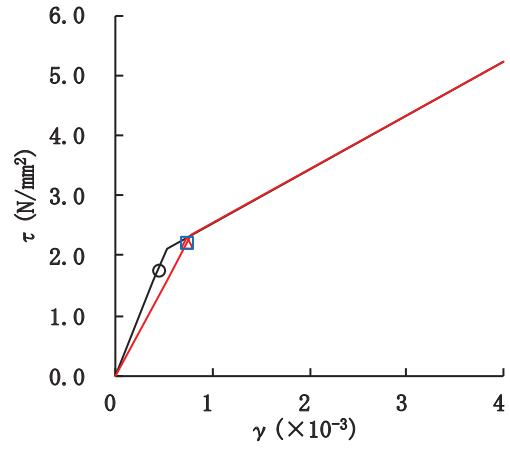


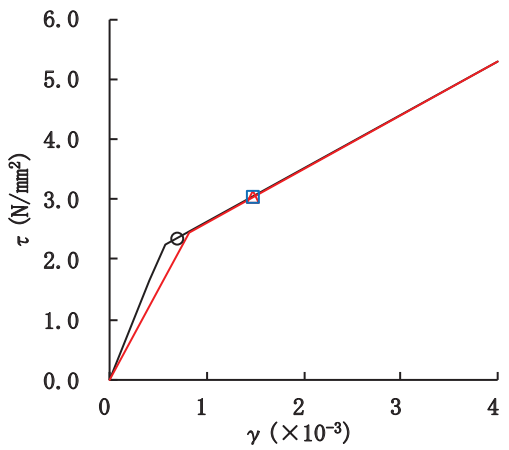
図 2-75(1) せん断スケルトンカーブ上の最大応答値 (S s - N 1, EW 方向)



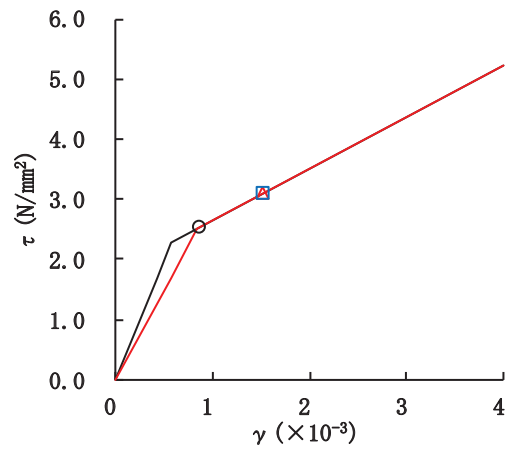
要素番号(6)



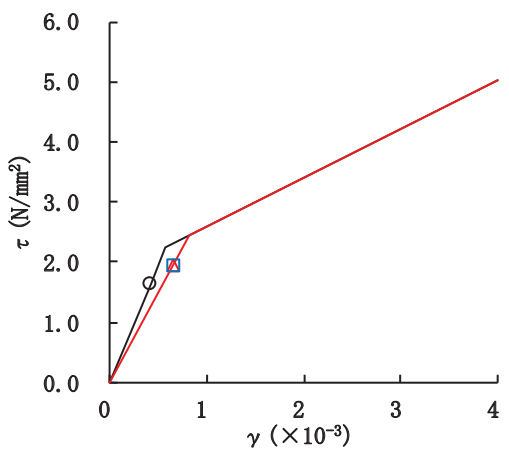
要素番号(8)



要素番号(9)



要素番号(10)



要素番号(11)

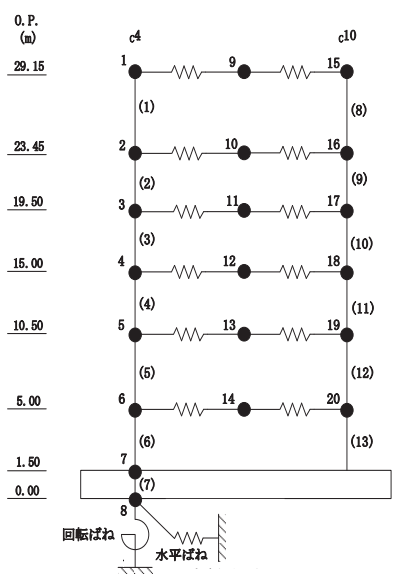
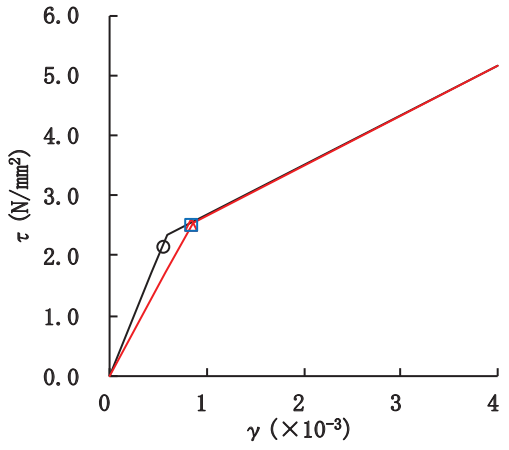
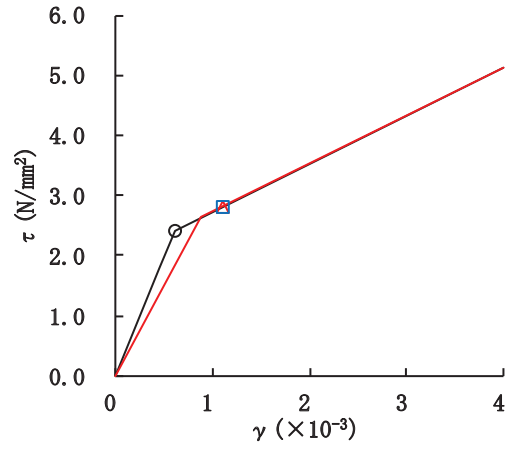


図 2-75(2) セン断スケルトンカーブ上の最大応答値 (S s - N 1, EW 方向)



要素番号(12)



要素番号(13)

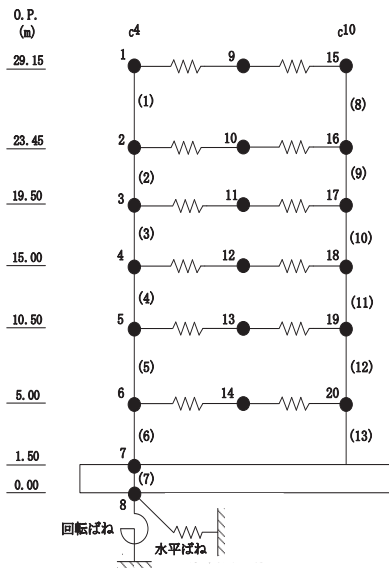


図 2-75(3) せん断スケルトンカーブ上の最大応答値 (S s - N 1, EW 方向)

別紙 6 第 1 号機制御建屋の NS 方向の地震応答解析結果について

目 次

1. 概要..... 別紙 6-1
2. 評価用地震波..... 別紙 6-1
3. 検討方法及び検討条件..... 別紙 6-2
4. 地震応答解析結果..... 別紙 6-8

1. 概要

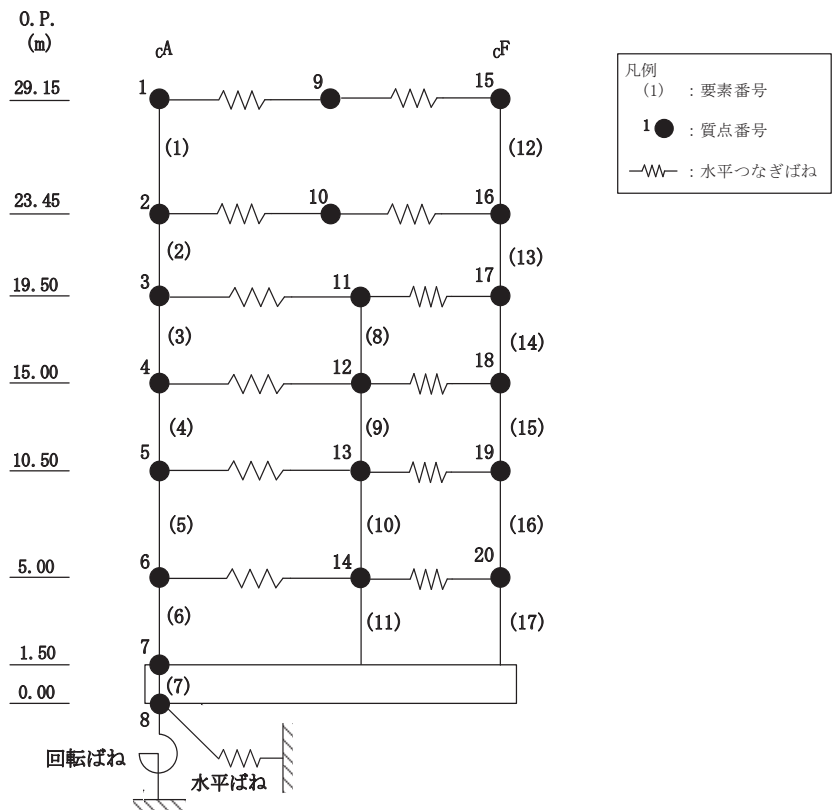
本資料は、第1号機制御建屋のNS方向について、基準地震動 S_s に基づく基本ケースの地震応答解析結果を示すものである。なお、応答結果は、構造物全体としての変形性能を確認する観点からせん断ひずみを示し、材料物性の不確かさを考慮する。

2. 評価用地震波

第1号機制御建屋の地震応答解析に用いる評価用地震波は、添付書類「VI-2-11-2-5 第1号機制御建屋の耐震性についての計算書」に示すEW方向と同じ基準地震動 S_s を用いることとする。

3. 検討方法及び検討条件

第1号機制御建屋のNS方向の地震応答解析による検討は、添付書類「VI-2-11-2-5 第1号機制御建屋の耐震性についての計算書」の「3. 評価方法」に示す方法で行う。NS方向の地震応答解析モデルを図3-1に、耐震壁の初期剛性の設計値に対する補正係数を表3-1に、地盤ばね定数と減衰係数を表3-2に、せん断力のスケルトンカーブを表3-3に、曲げモーメントのスケルトンカーブを表3-4に示す。



(a) モデル図

図 3-1(1) 地震応答解析モデル (NS 方向) (1/2)

標高 O.P. (m)	建屋		
	cA		cF
29.15	1	9	15
	669	1172	780
23.45	2	10	16
	777	1163	680
19.50	3	11	17
	1064	2348	610
15.00	4	12	18
	1454	3128	796
10.50	5	13	19
	1693	3655	1073
5.00	6	14	20
	1454	2497	850
1.50	7		
	6825		
0.00	8		
	3908		

質点番号
質点重量(×10kN)

回転慣性重量 = $9.04 \times 10^7 \text{ kN} \cdot \text{m}^2 / \text{rad}$

(b) 重量・回転慣性重量

標高 O.P. (m)	建屋		
	cA		cF
29.15	1		12
	13.2		9.4
	24.8		24.5
23.45	2		13
	17.7		17.7
	40.7		40.7
19.50	3	8	14
	20.8	16.9	16.9
	89.7	14.4	44.2
15.00	4	9	15
	27.9	21.8	33.5
	167.0	36.7	168.8
10.50	5	10	16
	37.8	21.8	44.3
	186.6	39.8	198.4
5.00	6	11	17
	37.8	21.8	44.3
	186.6	39.8	198.4
1.50	7		
	2214.0		
	5380.0		

コンクリート部

ヤング係数 E 2.06×10^4 (N/mm²)

せん断弾性係数 G 0.88×10^4 (N/mm²)

ポアソン比 ν 0.167

減衰定数 h 5%

基礎形状 54.0m(NS方向) × 41.0m(EW方向)

要素番号
せん断断面積(m ²)
断面2次モーメント(×10 ² m ⁴)

(c) せん断断面積・断面モーメント

図 3-1(2) 地震応答解析モデル (NS 方向) (2/2)

表 3-1 耐震壁の初期剛性の設計値に対する補正係数

方向	建屋全体
NS	0.35

表 3-2 地盤ばね定数と減衰係数 (NS 方向)

地盤ばね 成分	ばね定数 K_c	減衰係数 C_c
底面・水平	8.449×10^8 (kN/m)	7.404×10^6 (kN·s/m)
底面・回転	6.307×10^{11} (kN·m/rad)	4.647×10^8 (kN·m·s/rad)

表 3-3 セン断力のスケルトンカーブ ($\tau - \gamma$ 関係)

NS 方向

cA

O. P. (m)	τ_1' (N/mm ²)	τ_2 (N/mm ²)	τ_3 (N/mm ²)	γ_1' ($\times 10^{-3}$)	γ_2 ($\times 10^{-3}$)	γ_3 ($\times 10^{-3}$)
29.15 ~ 23.45	2.27	—	4.88	0.735	—	4.00
23.45 ~ 19.50	2.45	—	5.32	0.794	—	4.00
19.50 ~ 15.00	2.45	—	5.26	0.793	—	4.00
15.00 ~ 10.50	2.50	—	5.19	0.808	—	4.00
10.50 ~ 5.00	2.56	—	5.16	0.828	—	4.00
5.00 ~ 1.50	2.65	—	5.12	0.859	—	4.00

cCX cDX

O. P. (m)	τ_1' (N/mm ²)	τ_2 (N/mm ²)	τ_3 (N/mm ²)	γ_1' ($\times 10^{-3}$)	γ_2 ($\times 10^{-3}$)	γ_3 ($\times 10^{-3}$)
19.50 ~ 15.00	2.38	—	4.75	0.771	—	4.00
15.00 ~ 10.50	2.51	—	5.04	0.813	—	4.00
10.50 ~ 5.00	2.63	—	5.01	0.852	—	4.00
5.00 ~ 1.50	2.70	—	4.96	0.874	—	4.00

cF

O. P. (m)	τ_1' (N/mm ²)	τ_2 (N/mm ²)	τ_3 (N/mm ²)	γ_1' ($\times 10^{-3}$)	γ_2 ($\times 10^{-3}$)	γ_3 ($\times 10^{-3}$)
29.15 ~ 23.45	2.35	—	4.90	0.760	—	4.00
23.45 ~ 19.50	2.45	—	5.32	0.794	—	4.00
19.50 ~ 15.00	2.60	—	5.77	0.841	—	4.00
15.00 ~ 10.50	2.49	—	5.42	0.808	—	4.00
10.50 ~ 5.00	2.53	—	5.28	0.820	—	4.00
5.00 ~ 1.50	2.63	—	5.40	0.852	—	4.00

表 3-4 曲げモーメントのスケルトンカーブ (M-φ 関係)

NS 方向

cA

O. P. (m)	M_1' ($\times 10^6 \text{kN}\cdot\text{m}$)	M_2 ($\times 10^6 \text{kN}\cdot\text{m}$)	M_3 ($\times 10^6 \text{kN}\cdot\text{m}$)	ϕ_1' ($\times 10^{-5}/\text{m}$)	ϕ_2 ($\times 10^{-5}/\text{m}$)	ϕ_3 ($\times 10^{-5}/\text{m}$)
29.15 ~ 23.45	0.410	0.624	0.845	2.29	6.07	122
23.45 ~ 19.50	0.975	1.32	1.97	3.32	5.21	103
19.50 ~ 15.00	1.09	1.70	2.73	1.69	3.68	73.6
15.00 ~ 10.50	2.19	3.18	4.49	1.82	3.82	76.4
10.50 ~ 5.00	2.79	4.05	5.73	2.07	4.05	80.9
5.00 ~ 1.50	3.07	4.27	5.96	2.28	4.10	82.1

cCX cDX

O. P. (m)	M_1' ($\times 10^6 \text{kN}\cdot\text{m}$)	M_2 ($\times 10^6 \text{kN}\cdot\text{m}$)	M_3 ($\times 10^6 \text{kN}\cdot\text{m}$)	ϕ_1' ($\times 10^{-5}/\text{m}$)	ϕ_2 ($\times 10^{-5}/\text{m}$)	ϕ_3 ($\times 10^{-5}/\text{m}$)
19.50 ~ 15.00	0.216	0.249	0.399	2.09	8.16	163
15.00 ~ 10.50	1.06	1.50	1.77	3.98	9.09	182
10.50 ~ 5.00	1.19	1.62	1.91	4.15	9.02	180
5.00 ~ 1.50	1.27	1.68	1.97	4.41	9.07	182

cF

O. P. (m)	M_1' ($\times 10^6 \text{kN}\cdot\text{m}$)	M_2 ($\times 10^6 \text{kN}\cdot\text{m}$)	M_3 ($\times 10^6 \text{kN}\cdot\text{m}$)	ϕ_1' ($\times 10^{-5}/\text{m}$)	ϕ_2 ($\times 10^{-5}/\text{m}$)	ϕ_3 ($\times 10^{-5}/\text{m}$)
29.15 ~ 23.45	0.408	0.580	0.709	2.31	5.98	120
23.45 ~ 19.50	0.975	1.32	1.97	3.32	5.21	103
19.50 ~ 15.00	0.862	1.29	1.92	2.71	5.19	42.2
15.00 ~ 10.50	2.57	3.68	5.51	2.11	3.91	78.1
10.50 ~ 5.00	3.28	4.67	6.80	2.30	4.08	77.2
5.00 ~ 1.50	3.58	4.86	7.10	2.51	4.12	68.3

4. 地震応答解析結果

第1号機制御建屋のNS方向について、基準地震動 S_s に基づく地震応答解析結果を表4-1及び表4-2に示す。

なお、ケース1（基本ケース）並びに材料物性の不確かさを考慮するケース2～6の条件等は添付書類「VI-2-11-2-5 第1号機制御建屋の耐震性についての計算書」に同じである。

表 4-1 最大応答せん断ひずみ一覧 (NS 方向, ケース 1 (基本ケース))

部 位	要素 番号	ケース 1							最大値 ($\times 10^{-3}$)
		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	
cA	(1)	0.99	1.32	0.73	0.72	1.26	0.93	0.64	1.32
	(2)	1.55	1.67	1.23	0.89	1.57	1.49	1.07	1.67
	(3)	1.40	1.29	0.96	0.74	1.25	1.13	1.15	1.40
	(4)	1.10	1.08	0.82	0.66	1.02	0.81	1.06	1.10
	(5)	0.80	0.79	0.77	0.61	0.81	0.75	0.89	0.89
	(6)	0.87	0.96	0.85	0.68	0.86	0.81	1.35	1.35
cCx/cDx	(8)	0.85	0.78	0.60	0.48	0.77	0.59	0.69	0.85
	(9)	0.82	0.81	0.76	0.61	0.76	0.70	0.76	0.82
	(10)	0.83	0.87	0.82	0.68	0.91	0.77	0.91	0.91
	(11)	1.00	1.09	0.99	0.81	1.02	0.93	1.53	1.53
cF	(12)	1.54	2.00	1.33	1.11	1.89	1.58	1.07	2.00
	(13)	1.40	1.60	1.17	0.78	1.42	1.30	1.07	1.60
	(14)	1.66	1.53	1.25	0.84	1.48	1.20	1.54	1.66
	(15)	0.76	0.76	0.68	0.56	0.72	0.62	0.77	0.77
	(16)	0.73	0.75	0.70	0.55	0.71	0.62	0.81	0.81
	(17)	0.77	0.81	0.77	0.60	0.75	0.67	1.02	1.02

注：網掛け部分は最大値

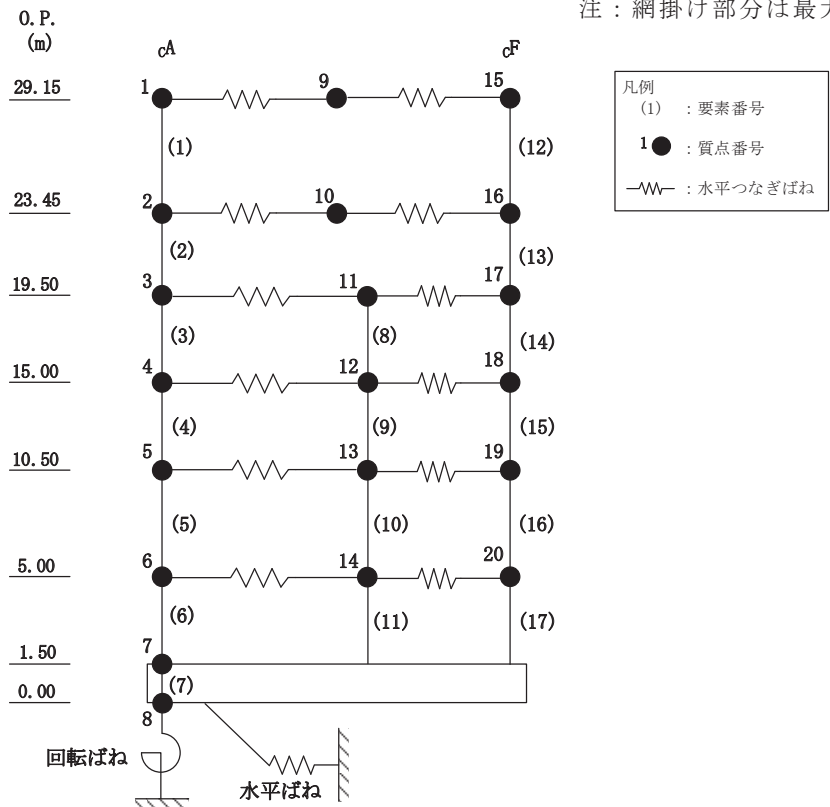
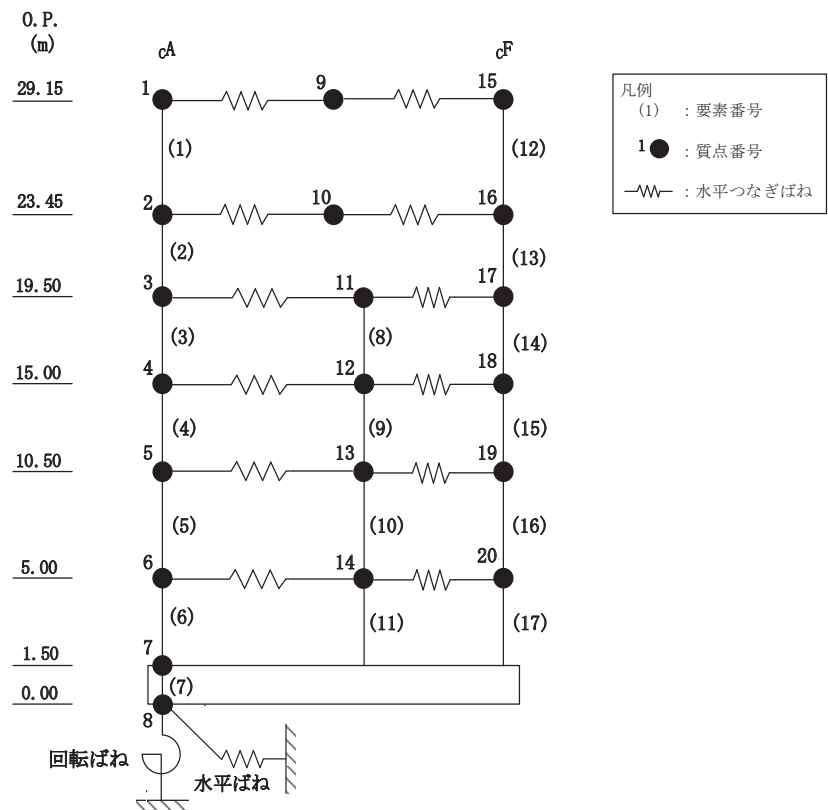


表 4-2 最大応答せん断ひずみ一覧 (NS 方向, ケース 2~6)

部 位	要素 番号	ケース2	ケース3	ケース4	ケース5	ケース6	最大値 ($\times 10^{-3}$)
cA	(1)	1.32	1.32	1.36	1.36	1.36	1.36
	(2)	1.68	1.67	1.75	1.74	1.77	1.77
	(3)	1.40	1.39	1.74	1.73	1.74	1.74
	(4)	1.10	1.10	1.47	1.47	1.46	1.47
	(5)	0.88	0.89	1.18	1.18	1.18	1.18
	(6)	1.34	1.35	1.28	1.28	1.28	1.35
cCx/cDx	(8)	0.85	0.84	1.18	1.18	1.18	1.18
	(9)	0.82	0.81	1.25	1.25	1.26	1.26
	(10)	0.92	0.91	1.27	1.27	1.27	1.27
	(11)	1.53	1.54	1.42	1.42	1.41	1.54
cF	(12)	2.00	2.00	1.94	1.94	1.93	2.00
	(13)	1.60	1.60	1.61	1.60	1.62	1.62
	(14)	1.66	1.66	2.06	2.06	2.07	2.07
	(15)	0.77	0.77	1.12	1.12	1.12	1.12
	(16)	0.81	0.81	1.07	1.07	1.07	1.07
	(17)	1.01	1.02	1.13	1.13	1.13	1.13

注：網掛け部分は最大値



別紙 7 第 1 号機制御建屋と制御建屋の振動特性について

目 次

1. 概要..... 別紙 7-1
2. 第 1 号機制御建屋と制御建屋の振動特性..... 別紙 7-1
3. 第 1 号機制御建屋と制御建屋における時刻歴応答変位..... 別紙 7-9

1. 概要

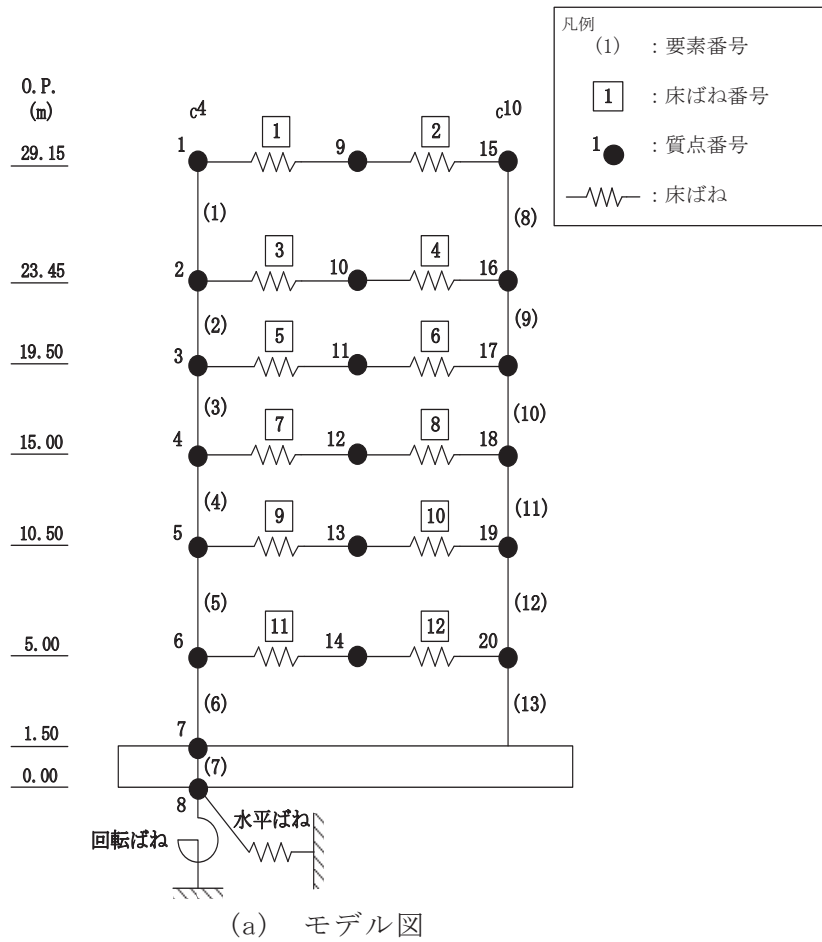
第1号機制御建屋と制御建屋との建屋間の相対変位については、添付書類「VI-2-11-2-5 第1号機制御建屋の耐震性についての計算書」に、絶対値和に基づく最大相対変位及び時刻歴上の相対変位を示しているが、絶対値和に基づく最大相対変位に比べ時刻歴上の最大相対変位が大幅に小さくなる結果となっており、第1号機制御建屋と制御建屋が概ね同位相で振動していることが考えられる。

本資料では、第1号機制御建屋と制御建屋の振動特性及び応答変位時刻歴波形から、第1号機制御建屋と制御建屋が概ね同位相で振動していることを確認する。

2. 第1号機制御建屋と制御建屋の振動特性

第1号機制御建屋と制御建屋の配置図を図2-1に示す。第1号機制御建屋及び制御建屋の波及的影響評価の対象となっているEW方向の地震応答解析モデルのモデル図を図2-2に、それぞれの固有値解析結果（固有周期、固有振動数及び刺激係数）を表2-1に、刺激関数図を図2-3に示す。なお、刺激係数は、各次の固有ベクトル{u}に対し、最大振幅が1.0となるように規準化した値を示す。

表2-1及び図2-3より、第1号機制御建屋と制御建屋の1次固有周期は概ね整合していることが確認できる。



質点番号
質点重量(×10kN)

標高 O.P. (m)	建屋		
	c4		c10
29.15	1	9	15
	1043	368	1210
23.45	2	10	16
	790	997	833
19.50	3	11	17
	2194	1093	735
15.00	4	12	18
	3281	1200	896
10.50	5	13	19
	3555	1649	1216
5.00	6	14	20
	2503	1253	1045
1.50	7		
	6825		
0.00	8		
	3908		

回転慣性重量* = $5.28 \times 10^7 \text{ kN} \cdot \text{m}^2 / \text{rad}$

注記* : 回転慣性重量は基礎下質点(質点番号8)に集約している。

(b) 質点重量・回転慣性重量

図 2-2(1) 第 1 号機制御建屋 地震応答解析モデル (EW 方向) (1/2)

要素番号
せん断断面積(m ²)
断面2次モーメント(×10 ² m ⁴)

標高 O.P. (m)	建屋	
	c4	c10
29.15	(1)	(8)
	12.3	11.2
	37.3	36.6
23.45	(2)	(9)
	20.5	14.9
	64.4	41.6
19.50	(3)	(10)
	28.7	20.3
	73.3	50.9
15.00	(4)	(11)
	53.1	41.0
	197.0	88.2
10.50	(5)	(12)
	59.5	41.0
	235.0	100.1
5.00	(6)	(13)
	59.5	41.0
	235.0	100.1
1.50	(7)	
	2214.0	
	3101.5	

コンクリート部

ヤング係数	E	9.27×10 ³ (N/mm ²)
せん断弾性係数	G	3.97×10 ³ (N/mm ²)
ポアソン比	ν	0.167
減衰定数	h	5%

(c) せん断断面積・断面2次モーメント

O.P. (m)	床ばね 番号	せん断ばね (×10 ⁵ kN/m)
29.15	①	66.2
	②	66.2
23.45	③	44.1
	④	44.1
19.50	⑤	44.1
	⑥	44.1
15.00	⑦	44.1
	⑧	44.1
10.50	⑨	66.2
	⑩	66.2
5.00	⑪	44.1
	⑫	44.1

(d) 床ばねのばね定数

図2-2(2) 第1号機制御建屋 地震応答解析モデル (EW方向) (2/2)

$E_c = 13240 \text{ N/mm}^2$
 $G_c = 5690 \text{ N/mm}^2$

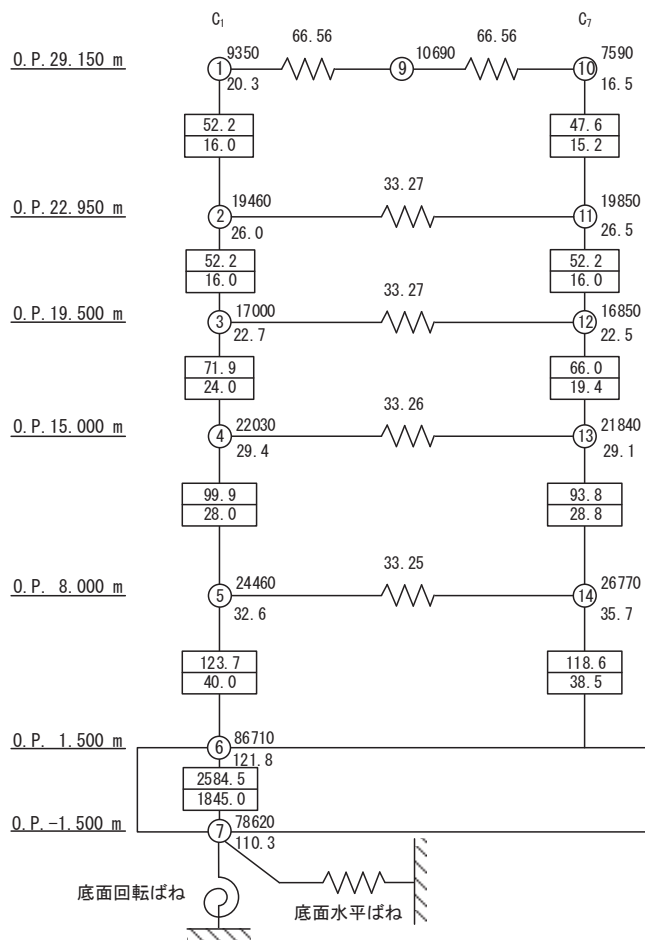
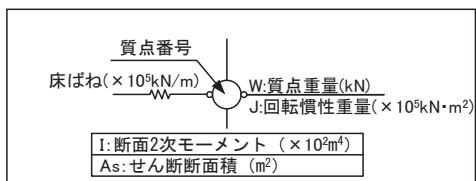


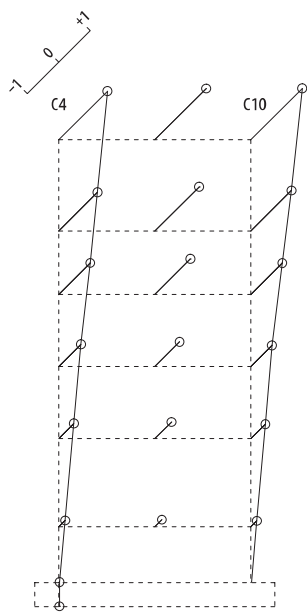
図 2-2(3) 制御建屋 地震応答解析モデル (EW 方向)

表 2-1 (1) 第 1 号機制御建屋 固有値解析結果 (EW 方向)

次数	固有周期 (s)	固有振動数 (Hz)	刺激係数	備考
1	0.209	4.79	1.628	建屋全体 1 次
2	0.104	9.64	0.881	建屋全体 2 次
3	0.083	12.01	0.199	
4	0.078	12.74	0.584	建屋全体 3 次
5	0.076	13.12	0.040	
6	0.075	13.42	0.068	
7	0.071	14.07	0.006	
8	0.064	15.67	0.248	
9	0.051	19.52	0.304	

表 2-1 (2) 制御建屋 固有値解析結果 (EW 方向)

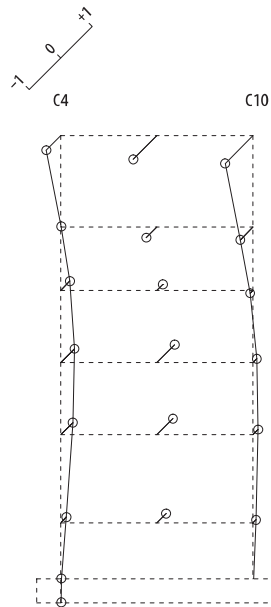
次数	固有周期 (s)	固有振動数 (Hz)	刺激係数	備考
1	0.202	4.96	1.481	建屋全体 1 次
2	0.087	11.45	0.073	
3	0.082	12.17	0.761	建屋全体 2 次
4	0.071	14.09	0.005	
5	0.065	15.38	0.104	
6	0.054	18.69	0.514	
7	0.051	19.66	0.184	
8	0.040	25.18	0.423	建屋全体 3 次



固有周期 0.209 s
固有振動数 4.79 Hz
刺激係数 1.628

OP+29.15M
OP+23.45M
OP+19.5 M
OP+15.0 M
OP+10.5 M
OP +5.0 M
OP 1.5 M
OP 0.0 M

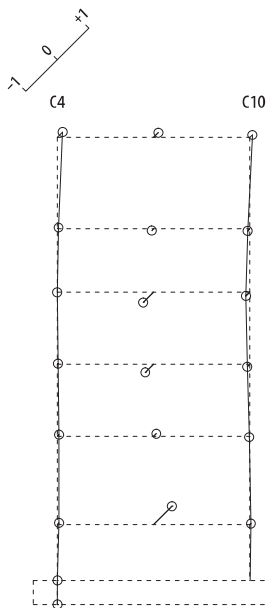
1 次モード



固有周期 0.104 s
固有振動数 9.64 Hz
刺激係数 0.881

OP+29.15M
OP+23.45M
OP+19.5 M
OP+15.0 M
OP+10.5 M
OP +5.0 M
OP 1.5 M
OP 0.0 M

2 次モード

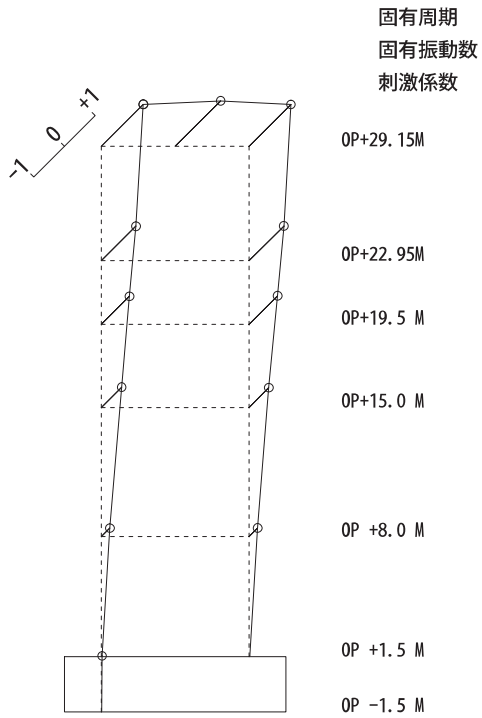


固有周期 0.078 s
固有振動数 12.74 Hz
刺激係数 0.584

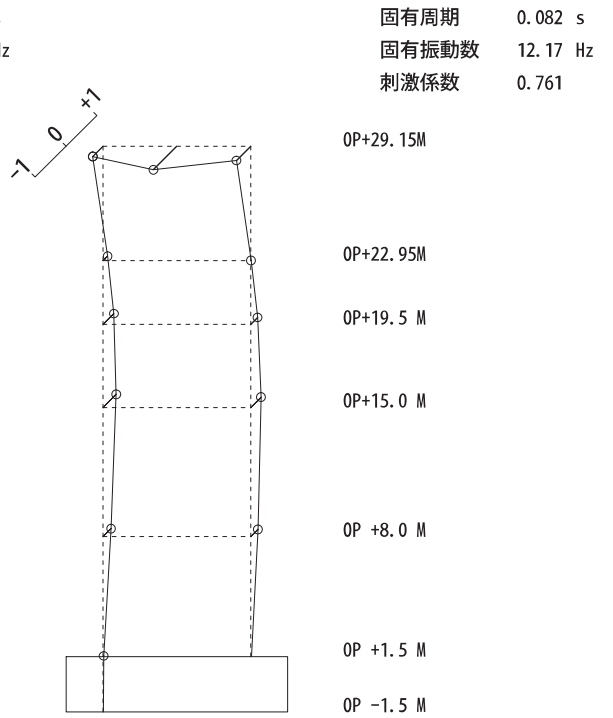
OP+29.15M
OP+23.45M
OP+19.5 M
OP+15.0 M
OP+10.5 M
OP +5.0 M
OP 1.5 M
OP 0.0 M

4 次モード

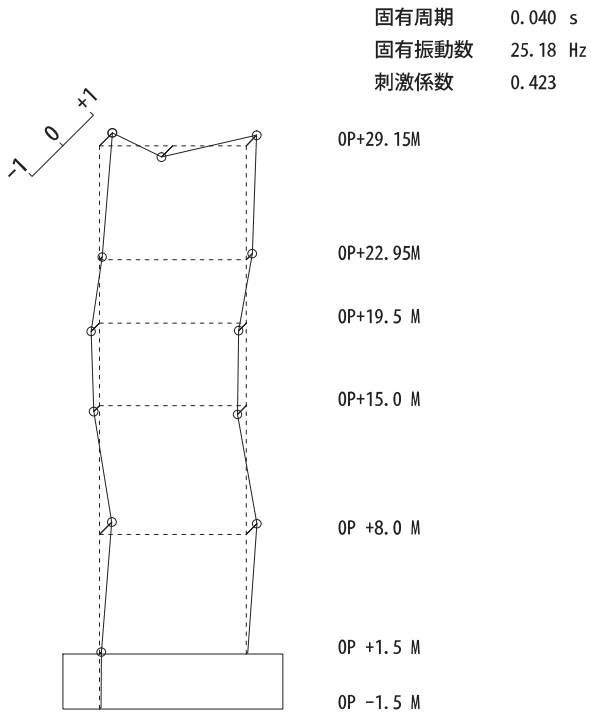
図 2-3 (1) 第 1 号機制御建屋 刺激関数図 (EW 方向)



1次モード



3次モード



8次モード

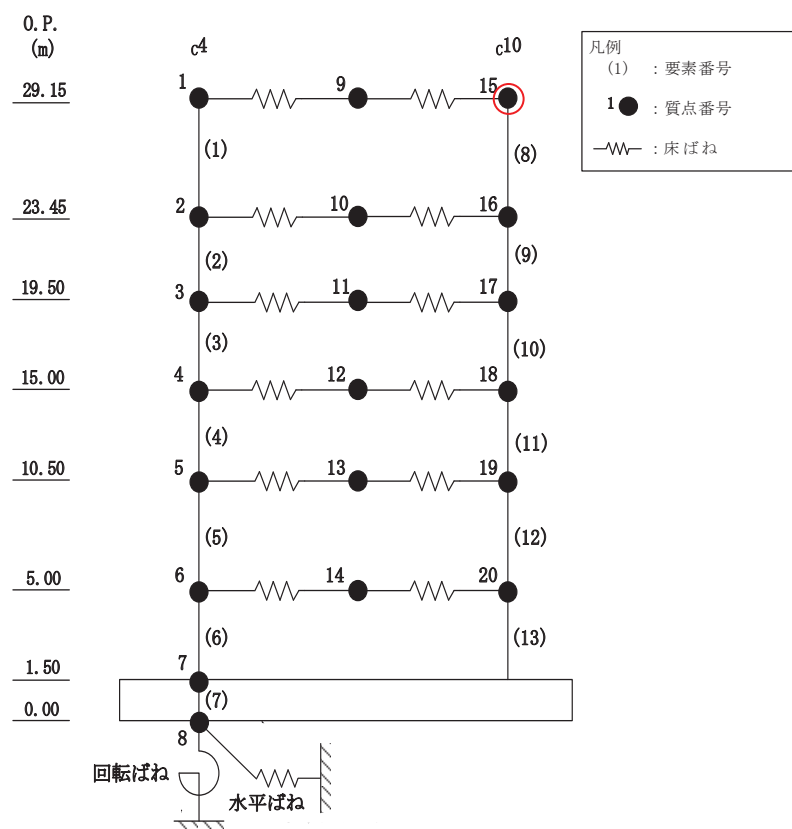
図 2-3 (2) 制御建屋 刺激関数図 (EW 方向)

3. 第1号機制御建屋と制御建屋における時刻歴応答変位

第1号機制御建屋及び制御建屋の波及的影響評価の対象となっているEW方向の地震応答解析モデルのモデル図を図3-1及び図3-2に示す。

時刻歴相対変位が最大となるケース(ケース3, S_s-F3)の第1号機制御建屋(質点番号15)と制御建屋(質点番号10)の応答変位時刻歴波形を図3-3に示す。

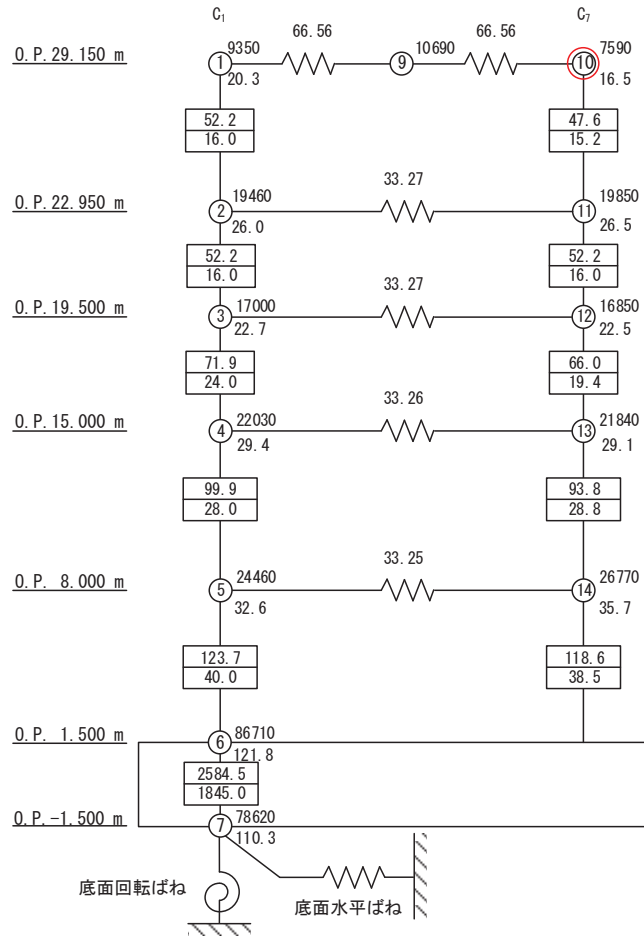
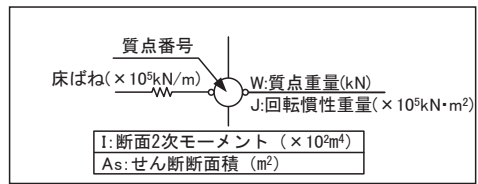
図3-3から, 第1号機制御建屋と制御建屋の質点は概ね同位相で振動していることを確認した。



注：時刻歴相対変位が最大となる質点を○で示す。

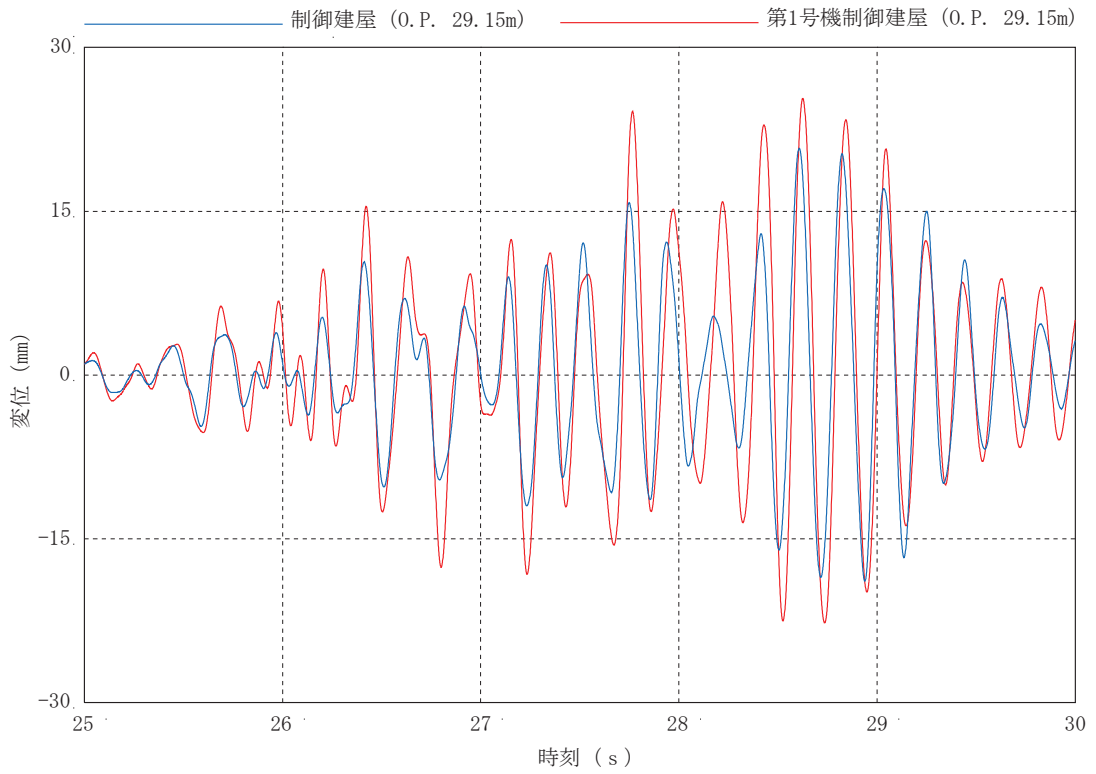
図3-1 第1号機制御建屋の地震応答解析モデル (EW方向)

$E_c = 13240 \text{ N/mm}^2$
 $G_c = 5690 \text{ N/mm}^2$

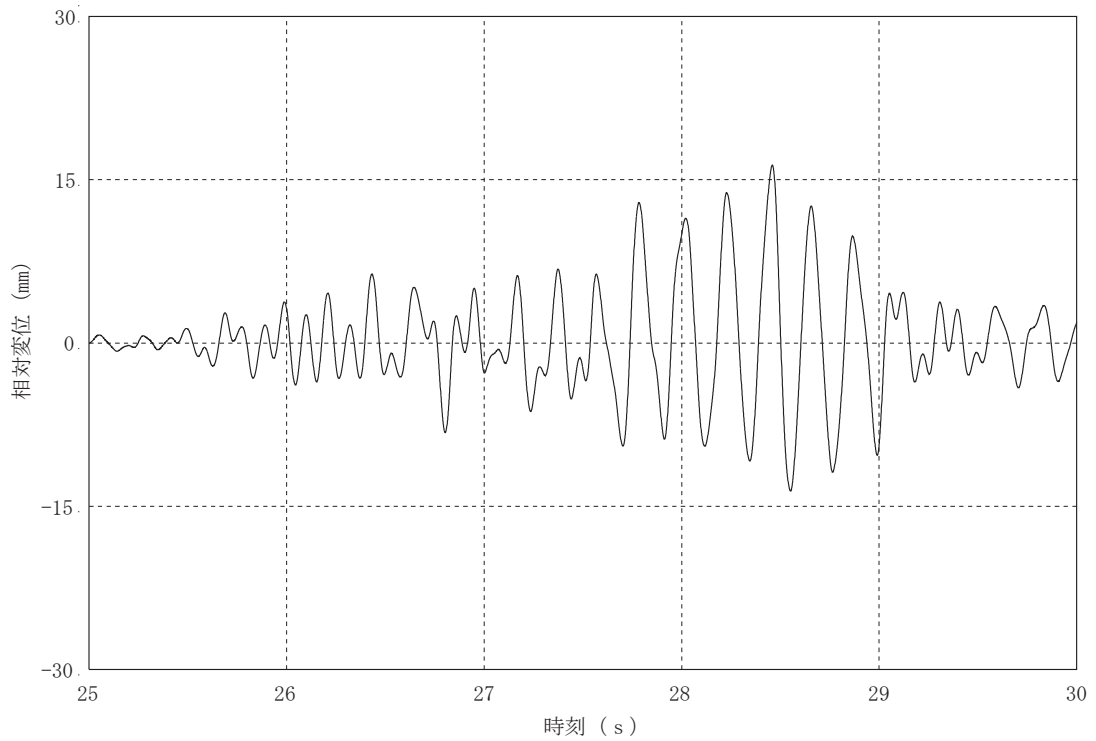


注：時刻歴相対変位が最大となる質点を○で示す。

図 3-2 制御建屋の地震応答解析モデル (EW 方向)



(a) 時刻歴応答変位



(b) 時刻歴相対変位

図3-3 第1号機制御建屋と制御建屋の応答変位時刻歴波形
(基準地震動 $S_s - F3$, ケース3)

別紙 8 建屋間に配置された押出し発泡ポリスチレン板の影響について

目 次

1. 概要..... 別紙 8-1
2. 建屋間の押出し発泡ポリスチレン板の設置状況..... 別紙 8-1
3. 建屋間の相対変位の計算結果..... 別紙 8-2
4. 押出し発泡ポリスチレン板の影響..... 別紙 8-3

1. 概要

本資料は、制御建屋と第1号機制御建屋間に設置された押出し発泡ポリスチレン板の影響の検討結果について示すものである。

2. 建屋間の押出し発泡ポリスチレン板の設置状況

制御建屋と第1号機制御建屋間に設置された押出し発泡ポリスチレン板（厚さ50mm）の設置概況を図2-1に示す。

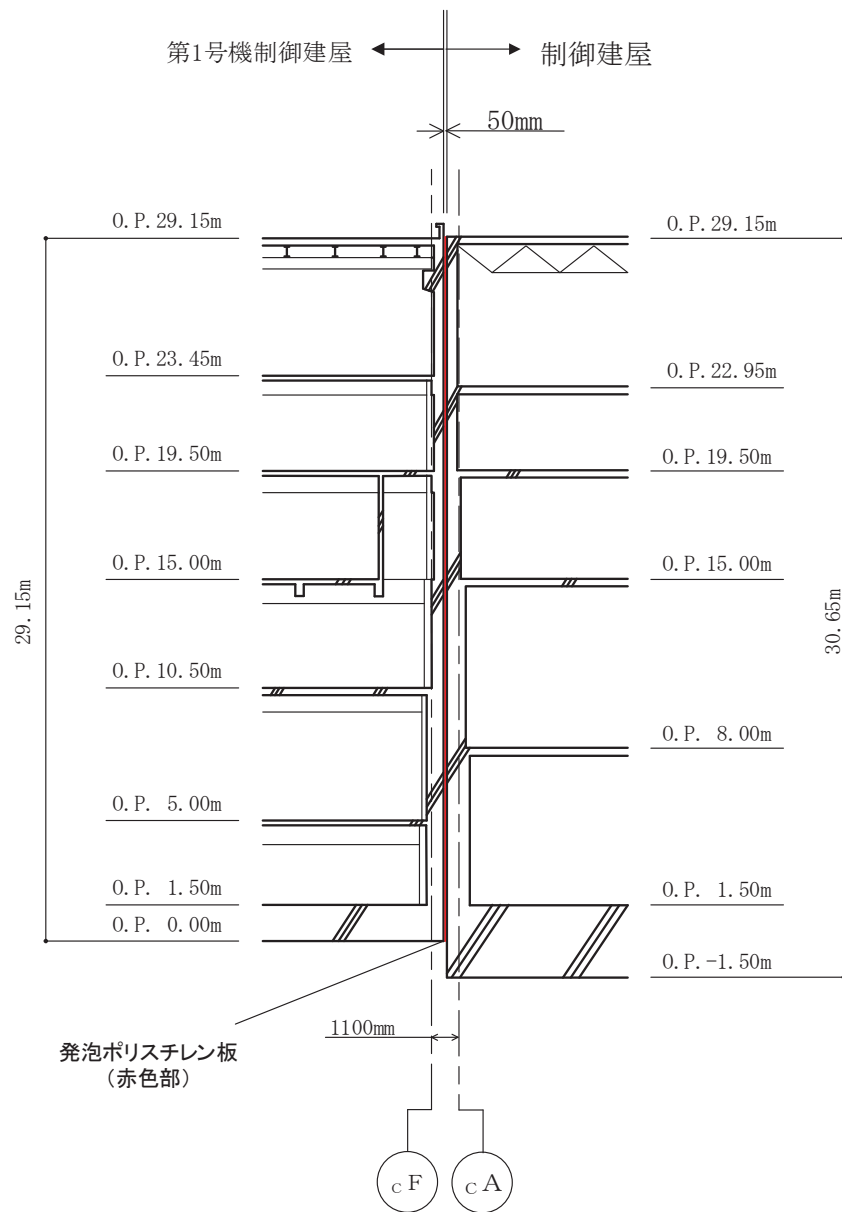


図2-1 制御建屋と第1号機制御建屋の間の押出し発泡ポリスチレン板の設置状況

3. 建屋間の相対変位の計算結果

建屋間の相対変位については、添付書類「VI-2-11-2-5 第1号機制御建屋の耐震性についての計算書」に、時刻歴上の相対変位を示している。時刻歴上の相対変位の最大値は16.3mm（S_s-F3，ケース3）である。

制御建屋と第1号機制御建屋の時刻歴上の最大相対変位の算定結果を表3-1に示す。

表3-1 第1号機制御建屋と制御建屋の最大相対変位(EW方向，時刻歴和)
(制御建屋 O.P. 29.15m－第1号機制御建屋 O.P. 29.15m)

(単位：mm)

地震動	ケース1	ケース2	ケース3	ケース4	ケース5	ケース6	許容 限界
S _s -D1	8.9	9.1	8.8	8.4	8.4	8.4	< 50
S _s -D2	11.0	11.0	10.9	9.2	9.2	9.1	
S _s -D3	9.5	9.7	9.3	9.5	9.5	9.5	
S _s -F1	7.8	8.0	7.6	5.8	5.8	5.8	
S _s -F2	9.5	9.0	10.2	8.8	8.8	8.7	
S _s -F3	16.1	15.9	16.3	7.9	7.9	7.8	
S _s -N1	6.6	6.6	6.7	5.6	5.6	5.6	

注1：制御建屋 O.P. 29.15m－第1号機制御建屋 O.P. 29.15m間の最大相対変位。

注2：網掛け部は最大値を示す。

4. 押出し発泡ポリスチレン板の影響

建屋間の時刻歴上の相対変位による確認では、相対変位が最も大きくなる建屋頂部（O. P. 29. 15m）において最大で16. 3mmである。

建屋頂部では、押出し発泡ポリスチレン板を最大16. 3mm程度、押し縮める瞬間があるが、コンクリートの圧縮強度（32. 4 N/mm²）に比べて、押出し発泡ポリスチレン板の圧縮強さは1/100～1/200程度と小さいことから、第1号機制御建屋が制御建屋の構造躯体の安全性に影響を与えることはないと判断される。

なお、制御建屋と第1号機制御建屋の間に配置した押出し発泡ポリスチレン板の日本産業規格に規定された規格及び代表的な製品の圧縮強さと圧縮弾性率を表4-1に示す。

表4-1 建築用断熱材の圧縮強さの規格及び代表的な製品の圧縮強さと圧縮弾性率

日本産業規格（JIS）	日本産業規格（JIS）	スタイロフォーム EK-II	
JISA9521 建築用断熱材 発泡プラスチック断熱材 (ポリエチレンフォーム断熱材)	JISA9511 発泡プラスチック保温材 押出法ポリスチレンフォーム保温材 (3種b)	JISA9511 発泡プラスチック保温材 押出法ポリスチレンフォーム保温材 (3種b)	
圧縮強さ [N/mm ²]	圧縮強さ [N/mm ²]	圧縮強さ [N/mm ²]	圧縮弾性率* [N/mm ²]
0.02 以上	0.20 以上	0.30	15

注記*：スタイロフォーム EK-II の「圧縮応力-ひずみ曲線」より概算した値

別紙 9 床ばねの諸元及び非線形性を考慮した解析

目 次

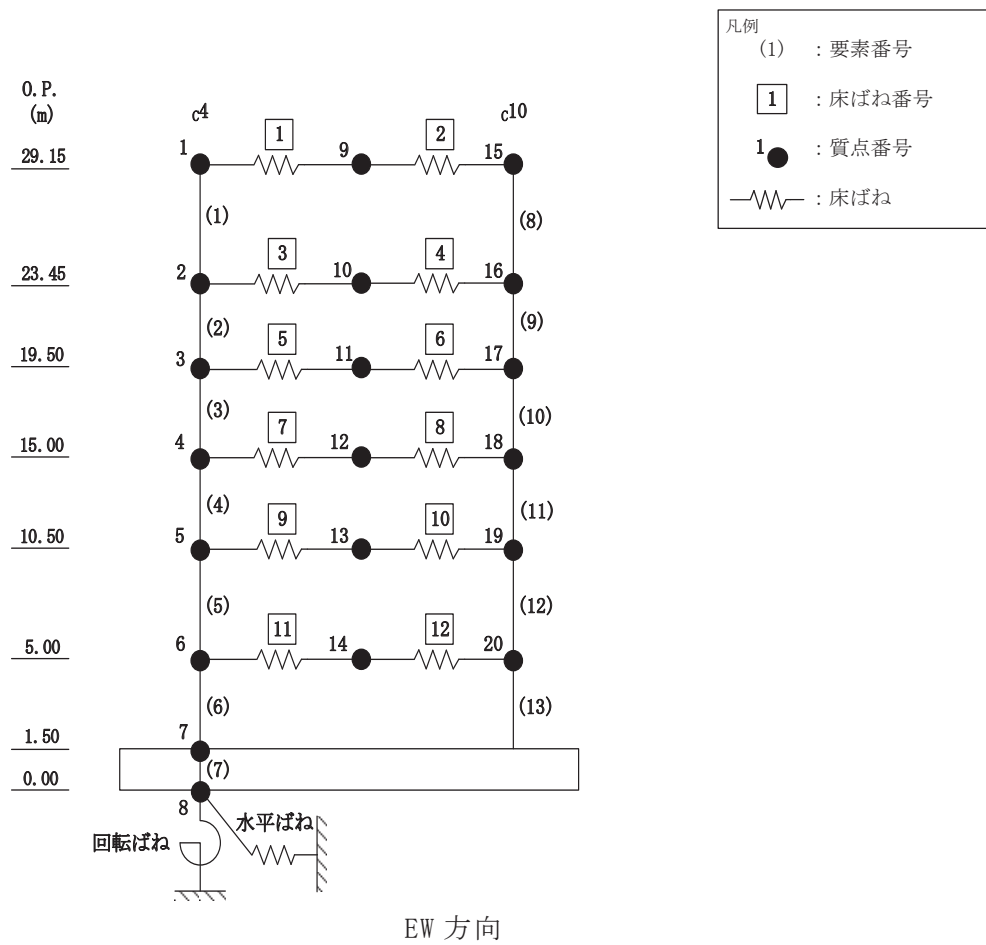
1. 概要.....	別紙 9-1
1.1 床ばねの諸元について.....	別紙 9-1
1.2 床ばねの応答結果.....	別紙 9-4
2. 床ばねを非線形ばねとした場合の検討.....	別紙 9-6
2.1 概要.....	別紙 9-6
2.2 検討に用いる地震波及び地震応答解析モデル.....	別紙 9-6
2.3 非線形特性の設定.....	別紙 9-6
2.4 床ばねを非線形ばねとした場合の解析結果.....	別紙 9-8

1. 概要

第1号機制御建屋の波及的影響評価における地震応答解析モデルでは、床ばねを線形でモデル化していることから、その適用性について確認する。

1.1 床ばねの諸元について

第1号機制御建屋の地震応答解析モデル（水平方向）を図1-1に示す。床ばねのせん断応力度－せん断ひずみ関係（ $\tau - \gamma$ 関係）は線形でモデル化しており、表1-1のとおり設定している。



注：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。

図 1-1 地震応答解析モデル (水平方向)

表 1-1 床ばねのばね定数

EW 方向

0. P. (m)	床ばね 番号	せん断ばね ($\times 10^5$ kN/m)
29.15	1	66.2
	2	66.2
23.45	3	44.1
	4	44.1
19.50	5	44.1
	6	44.1
15.00	7	44.1
	8	44.1
10.50	9	66.2
	10	66.2
5.00	11	44.1
	12	44.1

1.2 床ばねの応答結果

「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。）に基づきせん断スケルトンカーブの第1折点を算出し、基準地震動 $S_s - D 1 \sim S_s - N 1$ の基本ケースにおける最大応答せん断ひずみと比較を行った結果を表 1-2 に示す。

表 1-2 より、半数の床ばねにおいて、 γ_1 (0.167×10^{-3}) を上回るせん断ひずみが生じていることを確認した。

表 1-2 セン断スケルトンカーブ ($\tau - \gamma$ 関係, 第 1 折点) との比較

EW 方向

0. P. (m)	床ばね 番号	コンクリート 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)	τ_1 (N/mm^2)	γ_1 ($\times 10^{-3}$)	$S_s - D 1 \sim S_s - N 1$ 基本ケースの 最大応答せん断ひずみ ($\times 10^{-3}$)
29.15	1	22.1	0.88	12.0	1.47	0.167	0.136
	2			12.0			0.070
23.45	3			8.0			0.221
	4			8.0			0.131
19.50	5			8.0			0.137
	6			8.0			0.226
15.00	7			8.0			0.142
	8			8.0			0.255
10.50	9			12.0			0.100
	10			12.0			0.178
5.00	11			8.0			0.188
	12			8.0			0.186

注：網掛け部分は、 γ_1 を上回る値を示す。

2. 床ばねを非線形ばねとした場合の検討

2.1 概要

今回工認モデルにおける床ばねの設定の妥当性を確認する目的で、非線形性を考慮した床ばねを用いた地震応答解析を行い、その結果を確認する。

2.2 検討に用いる地震波及び地震応答解析モデル

表 1-2 より、一部の床ばねにおいて第 1 折点を超える最大応答せん断ひずみが生じていることを確認した。添付書類「VI-2-11-2-5 第 1 号機制御建屋の耐震性についての計算書」から、波及的影響評価においては、基準地震動 $S_s - D 1$ 、ケース 6 が最大相対変位による評価で最も厳しくなり、基準地震動 $S_s - F 3$ 、ケース 3 が時刻歴相対変位による評価で最も厳しくなることから、非線形ばねを用いた地震応答解析での検討ケースは基準地震動 $S_s - D 1$ 、ケース 6 及び基準地震動 $S_s - F 3$ 、ケース 3 とする。このとき、すべての床ばねを非線形ばねとする。

2.3 非線形特性の設定

鉄筋コンクリート造スラブの非線形特性は、「J E A G 4 6 0 1 -1991 追補版」の鉄筋コンクリート造耐震壁のせん断スケルトンの評価式を基に設定し、評価結果を表 2-1 に示す。

表 2-1 せん断スケルトンカーブ ($\tau - \gamma$ 関係, EW 方向)

0. P. (m)	床ばね 番号	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 ($\times 10^{-3}$)
29.15	1	1.47	0.167	1.99	0.500	2.83	4.00
	2						
23.45	3						
	4						
19.50	5						
	6						
15.00	7						
	8						
10.50	9						
	10						
5.00	11						
	12						

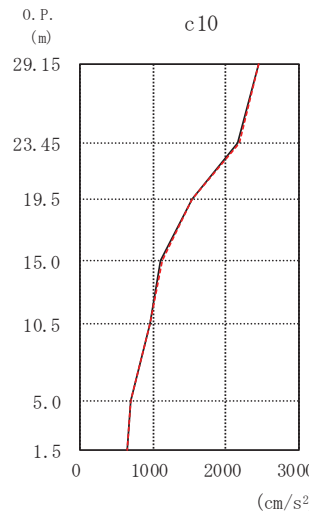
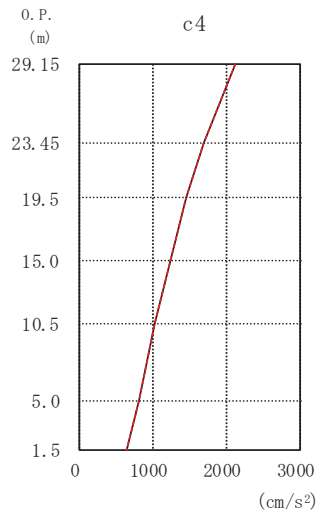
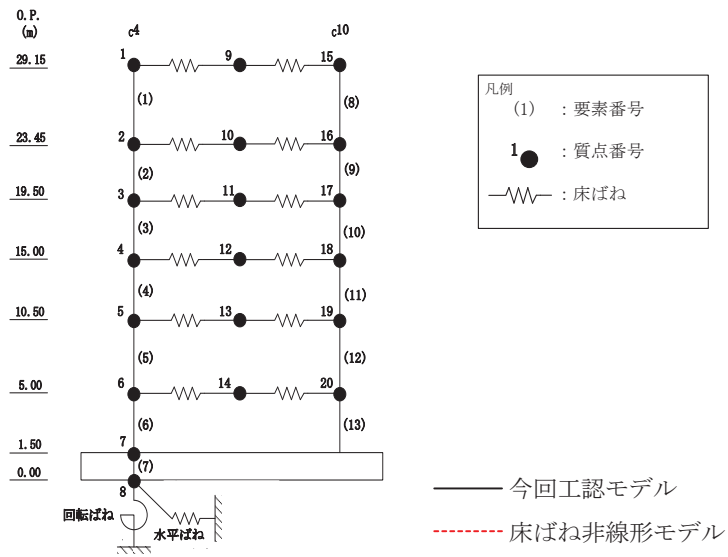
2.4 床ばねを非線形ばねとした場合の解析結果

今回工認モデル及び床ばね非線形モデルの応答値の比較結果を示す。最大応答加速度，最大応答変位，最大応答せん断力，最大応答曲げモーメント及び床ばねの最大応答せん断ひずみを図 2-1～図 2-4 及び表 2-2 に示す。最大応答せん断ひずみが最大となる床ばね(床ばね番号 3)のスケルトンプロットを図 2-5 に示し，最大応答せん断ひずみが最大となる耐震壁のスケルトンプロットを図 2-6 に示す。第 1 号機制御建屋と隣接する制御建屋との最大応答変位の絶対値和(最大相対変位)を表 2-3 に，時刻歴相対変位の最大値を表 2-4 に，時刻歴相対変位が最大となる第 1 号機制御建屋(質点番号 15)と制御建屋(質点番号 10)の応答変位時刻歴波形を図 2-7 に示す。

各応答成分の比較から，床ばね非線形モデルは今回工認モデルと概ね同等の応答であり，第 1 号機制御建屋の耐震性に与える影響は小さいことを確認した。

第 1 号機制御建屋の波及的影響評価の観点では，図 2-6 より耐震壁の最大応答せん断ひずみは， 1.65×10^{-3} (要素番号(10))であり，許容限界(せん断ひずみ 4.0×10^{-3})を下回ることを確認した。また，制御建屋との絶対値和での最大相対変位は表 2-3 より制御建屋質点レベル O.P. 29.15m で 68.0mm となり，許容限界(建屋間の離隔距離 50mm)を超える。

制御建屋と時刻歴での最大応答変位は表 2-4 より制御建屋質点レベル O.P. 29.15m で 16.4mm となり，許容限界(建屋間の離隔距離 50mm)を超えないことを確認した。

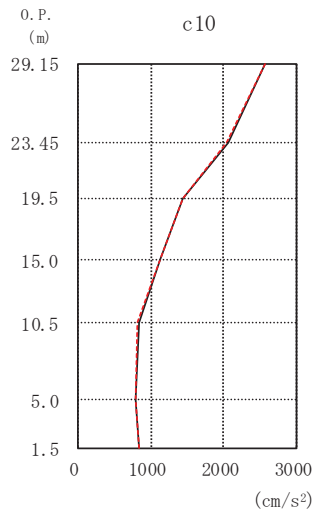
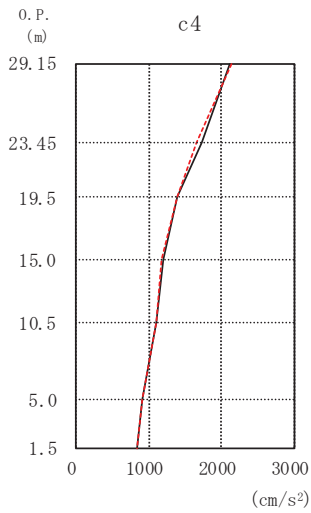
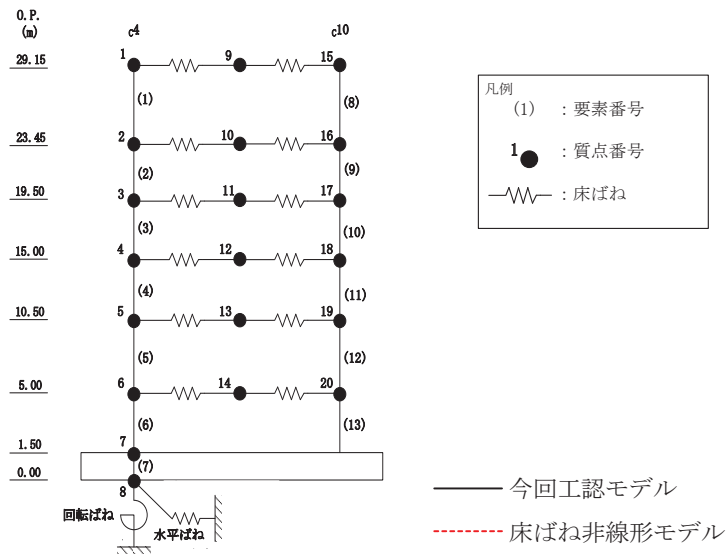


O. P. (m)	(cm/s ²)	
	今回工認 モデル	床ばね非線 形モデル
29.15	2131	2130
23.45	1691	1683
19.5	1447	1446
15.0	1238	1241
10.5	1024	1022
5.0	809	807
1.5	644	644

O. P. (m)	(cm/s ²)	
	今回工認 モデル	床ばね非線 形モデル
29.15	2459	2456
23.45	2165	2174
19.5	1540	1542
15.0	1115	1121
10.5	967	969
5.0	707	705
1.5	644	644

(a) EW 方向, S s - D 1 (ケース 6)

図 2-1(1) 最大応答加速度

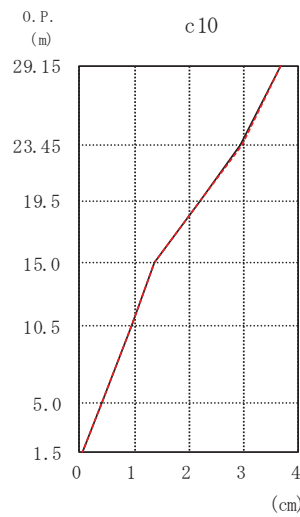
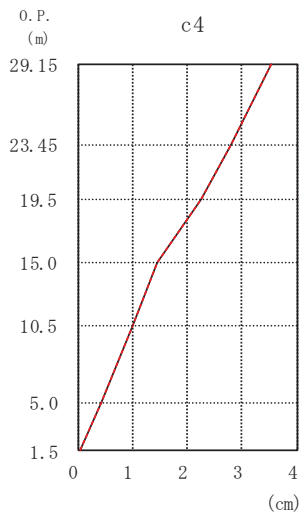
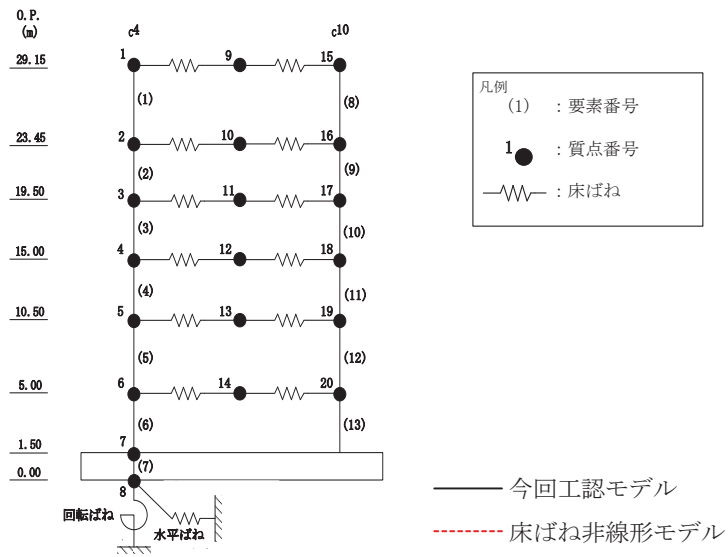


O. P. (m)	(cm/s ²)	
	今回工認 モデル	床ばね非線 形モデル
29.15	2125	2126
23.45	1717	1654
19.5	1391	1388
15.0	1186	1184
10.5	1093	1094
5.0	911	911
1.5	833	833

O. P. (m)	(cm/s ²)	
	今回工認 モデル	床ばね非線 形モデル
29.15	2565	2561
23.45	2062	2051
19.5	1449	1437
15.0	1125	1118
10.5	831	829
5.0	803	803
1.5	833	833

(b) EW 方向, S s - F 3 (ケース 3)

図 2-1(2) 最大応答加速度

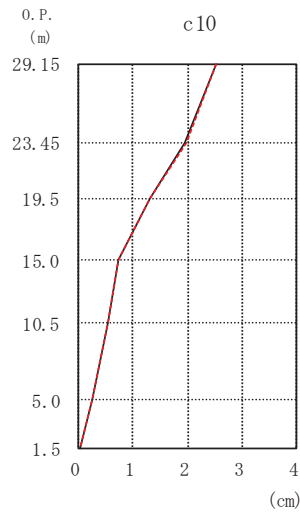
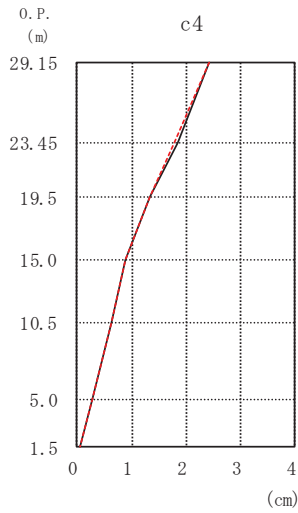
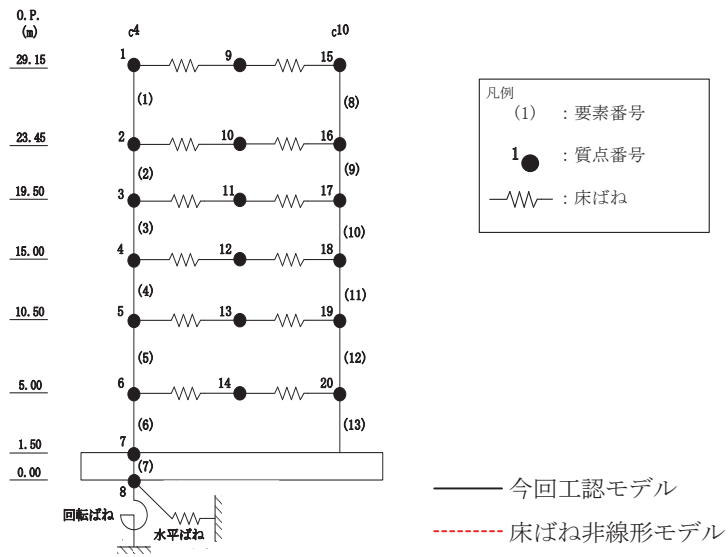


O.P. (m)	今回工認モデル (cm)	床ばね非線形モデル (cm)
29.15	3.54	3.54
23.45	2.80	2.79
19.50	2.24	2.24
15.00	1.44	1.44
10.50	1.00	1.00
5.00	0.44	0.44
1.50	0.05	0.05

O.P. (m)	今回工認モデル (cm)	床ばね非線形モデル (cm)
29.15	3.67	3.67
23.45	2.94	2.94
19.50	2.20	2.20
15.00	1.35	1.35
10.50	0.93	0.93
5.00	0.39	0.39
1.50	0.05	0.05

(a) EW 方向, S s - D 1 (ケース 6)

図 2-2(1) 最大応答変位

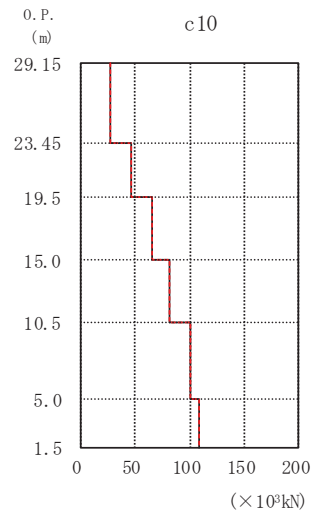
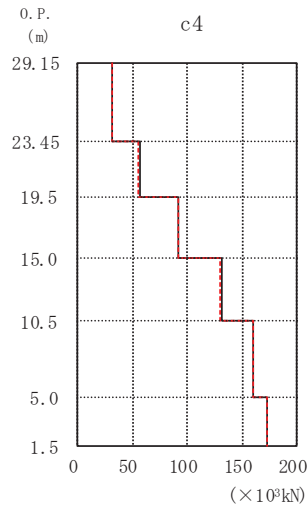
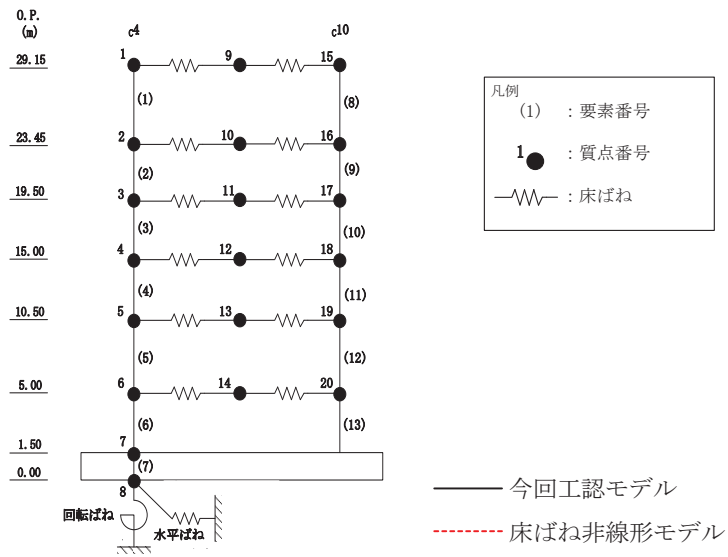


O. P. (m)	(cm)	
	今回工認 モデル	床ばね非線 形モデル
29.15	2.43	2.42
23.45	1.83	1.78
19.5	1.34	1.32
15.0	0.87	0.87
10.5	0.62	0.62
5.0	0.27	0.27
1.5	0.04	0.04

O. P. (m)	(cm)	
	今回工認 モデル	床ばね非線 形モデル
29.15	2.53	2.54
23.45	1.95	1.96
19.5	1.31	1.31
15.0	0.74	0.74
10.5	0.53	0.53
5.0	0.24	0.24
1.5	0.04	0.04

(b) EW 方向, S_s-F3 (ケース 3))

図 2-2(2) 最大応答変位

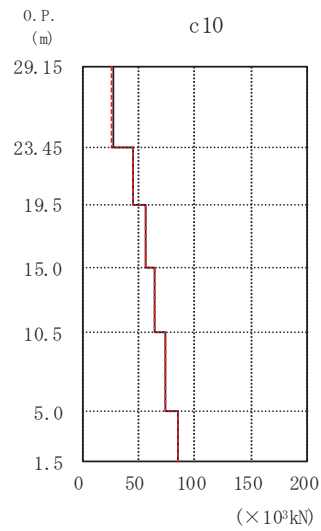
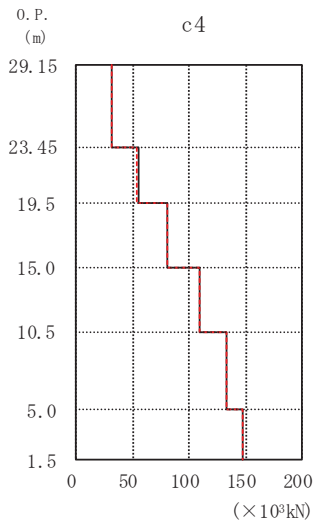
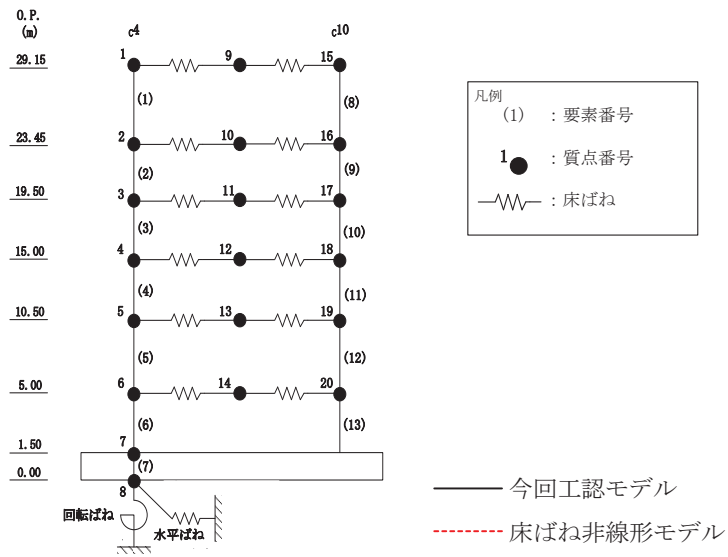


0. P. (m)	($\times 10^3 \text{kN}$)	
	今回工認モデル	床ばね非線形モデル
29.15	31.8	32.0
23.45	56.0	55.4
19.5	91.3	91.1
15.0	131	131
10.5	161	161
5.0	173	173

0. P. (m)	($\times 10^3 \text{kN}$)	
	今回工認モデル	床ばね非線形モデル
29.15	28.0	27.9
23.45	46.2	46.3
19.5	65.1	65.2
15.0	81.9	82.0
10.5	101	101
5.0	108	108

(a) EW 方向, S s - D 1 (ケース 6)

図 2-3(1) 最大応答せん断力

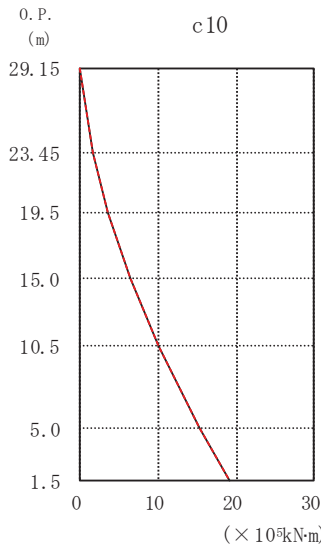
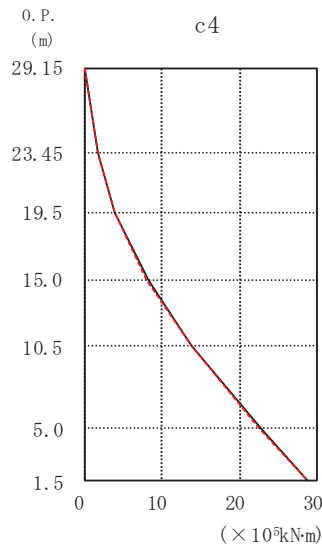
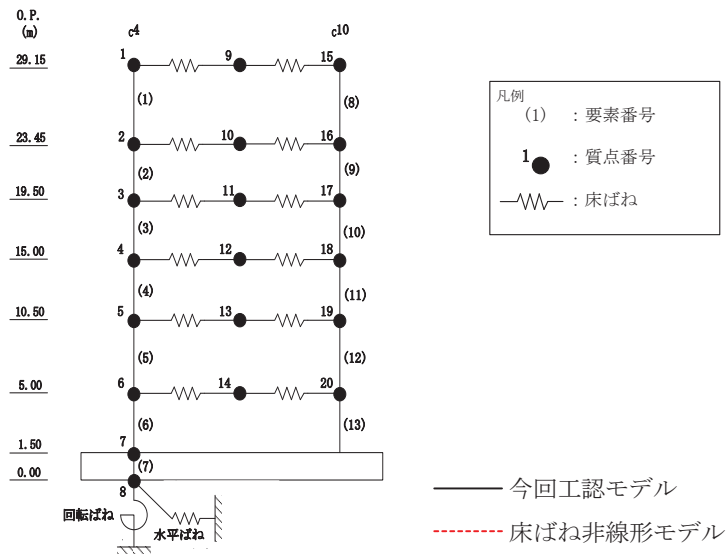


0. P. (m)	($\times 10^3 \text{kN}$)	
	今回工認 モデル	床ばね非線形 モデル
29.15	31.3	31.6
23.45	55.0	53.2
19.5	80.5	79.9
15.0	110	110
10.5	134	134
5.0	148	148

0. P. (m)	($\times 10^3 \text{kN}$)	
	今回工認 モデル	床ばね非線形 モデル
29.15	27.0	26.5
23.45	44.9	45.4
19.5	55.9	55.9
15.0	64.2	64.2
10.5	74.4	74.4
5.0	85.5	85.4

(b) EW 方向, S s - F 3 (ケース 3)

図 2-3(2) 最大応答せん断力

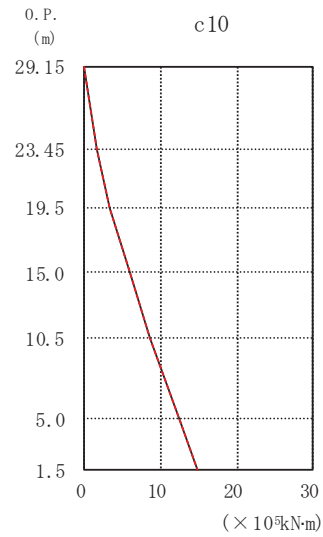
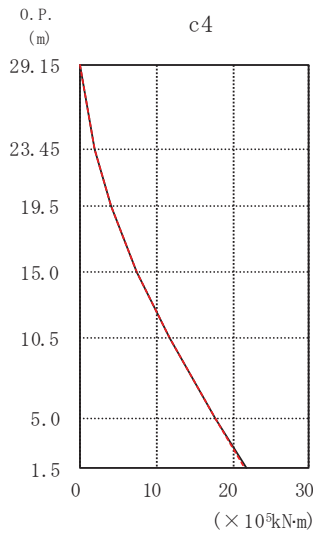
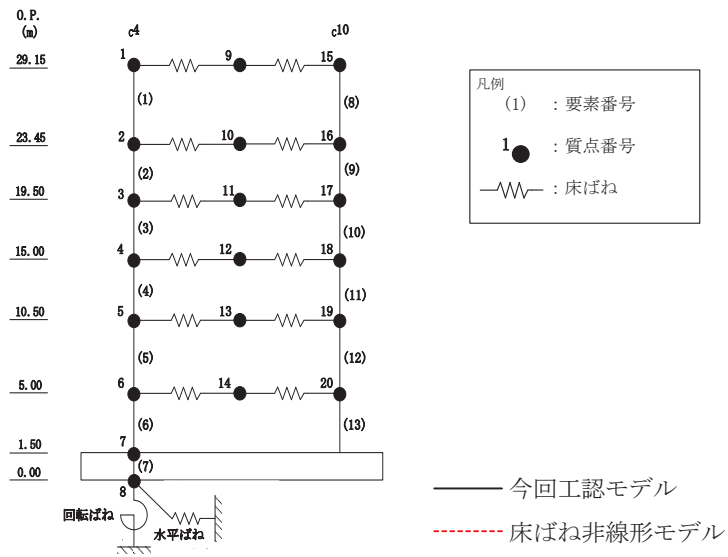


0. P. (m)	($\times 10^5 \text{kN}\cdot\text{m}$)	
	今回工認モデル	床ばね非線形モデル
29.15	0.000	0.000
23.45	1.84	1.85
19.5	4.07	4.07
15.0	8.16	8.14
10.5	13.8	13.8
5.0	22.6	22.5
1.5	28.6	28.6

0. P. (m)	($\times 10^5 \text{kN}\cdot\text{m}$)	
	今回工認モデル	床ばね非線形モデル
29.15	0.000	0.000
23.45	1.63	1.63
19.5	3.44	3.45
15.0	6.34	6.35
10.5	9.97	9.98
5.0	15.4	15.4
1.5	19.2	19.2

(a) EW 方向, S s - D 1 (ケース 6)

図 2-4(1) 最大応答曲げモーメント



0. P. (m)	($\times 10^5 \text{kN}\cdot\text{m}$)	
	今回工認 モデル	床ばね非線形 モデル
29.15	0.000	0.000
23.45	1.81	1.82
19.50	3.92	3.91
15.00	7.39	7.34
10.50	11.6	11.6
5.00	17.8	17.7
1.50	21.7	21.6

0. P. (m)	($\times 10^5 \text{kN}\cdot\text{m}$)	
	今回工認 モデル	床ばね非線形 モデル
29.15	0.000	0.000
23.45	1.56	1.54
19.50	3.35	3.33
15.00	5.87	5.86
10.50	8.58	8.60
5.00	12.4	12.4
1.50	14.9	14.9

(b) EW 方向, S s - F 3 (ケース 3)

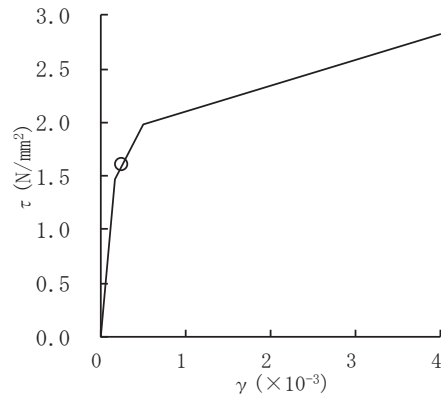
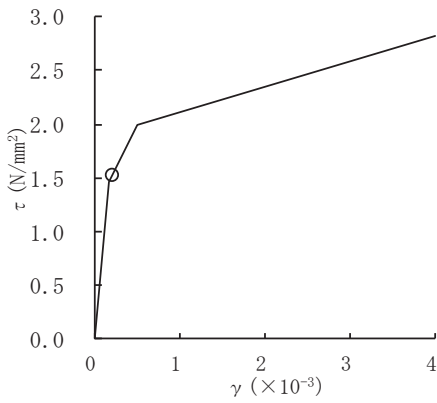
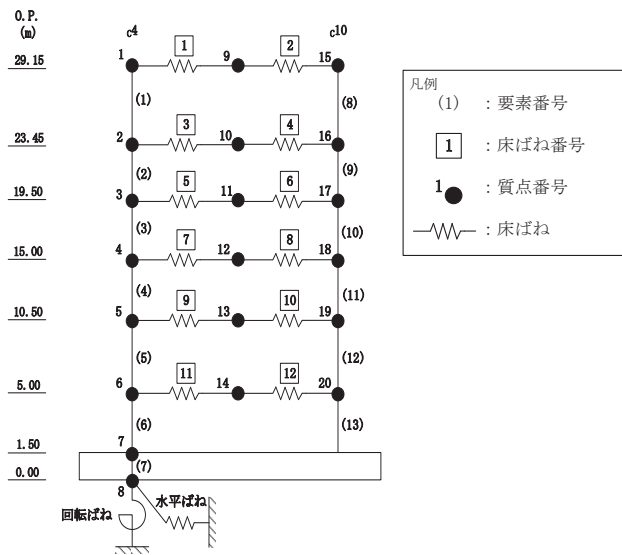
図 2-4(2) 最大応答曲げモーメント

表 2-1 床ばねの最大応答せん断ひずみ (EW 方向)

O.P. (m)	床ばね 番号	最大応答せん断ひずみ ($\times 10^{-3}$)	
		S s - D 1 (ケース 6)	S s - F 3 (ケース 3)
29.15	<u>1</u>	0.109	0.124
	<u>2</u>	0.042	0.049
23.45	<u>3</u>	<u>0.198</u>	<u>0.250</u>
	<u>4</u>	0.109	0.101
19.50	<u>5</u>	0.101	0.111
	<u>6</u>	0.157	0.145
15.00	<u>7</u>	0.088	0.088
	<u>8</u>	0.177	0.154
10.50	<u>9</u>	0.088	0.083
	<u>10</u>	0.129	0.132
5.00	<u>11</u>	0.167	0.137
	<u>12</u>	0.179	0.145

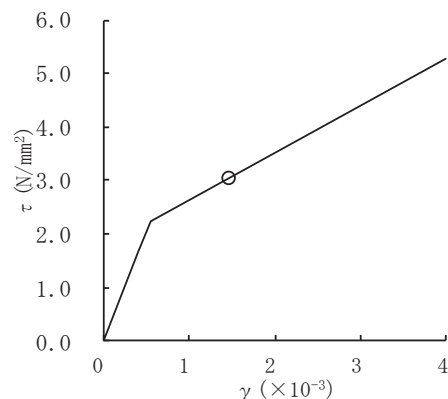
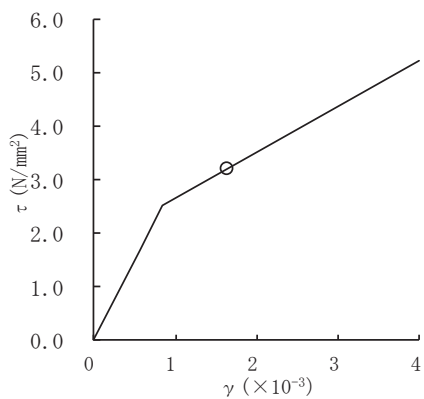
注 1 : 網掛け部分は, γ_1 を上回る値を示す。

注 2 : 下線部は, 最大値を示す。



(a) S s - D 1 (ケース 6) 床ばね 3 (b) S s - F 3 (ケース 3) 床ばね 3

図 2-5 床ばねの最大応答せん断ひずみプロット (EW 方向)



(a) S s - D 1 (ケース 6) 要素番号 (10) (b) S s - F 3 (ケース 3) 要素番号 (9)

図 2-6 耐震壁のせん断スケルトンプロット (EW 方向)

表 2-3 最大相対変位（絶対値和）

（単位：mm）

第 1 号機 制御建屋		制御建屋		S s - D 1 (ケース 6)	S s - F 3 (ケース 3)	許容 限界
質点 番号	O. P. (m)	質点 番号	O. P. (m)			
1, 9, 15	29.15	1, 9, 10	29.15	68.0 (68.0)	47.8 (47.8)	50
2, 10, 16	23.45	2, 11	22.95	56.3 (56.1)	39.2 (38.8)	
3, 11, 17	19.50	3, 12	19.50	44.9 (44.9)	29.1 (29.1)	
4, 12, 18	15.00	4, 13	15.00	30.0 (30.0)	19.1 (19.1)	

注 1：網掛け部分は、許容限界を上回る値を示す。

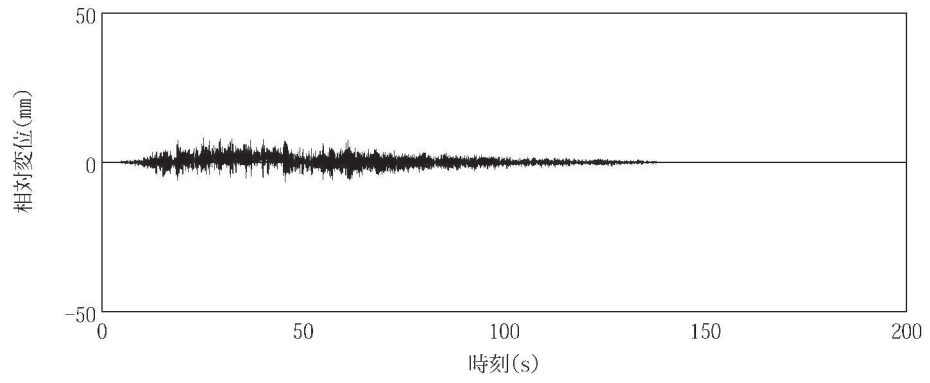
注 2：（ ）内は今回工認モデル（床ばね線形）での結果を示す。

表 2-4 時刻歴相対変位の最大値

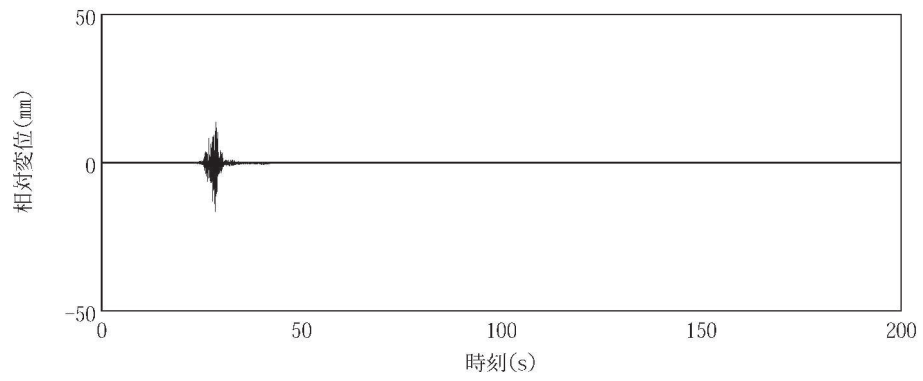
（単位：mm）

第 1 号機 制御建屋	制御建屋	S s - D 1 (ケース 6)	S s - F 3 (ケース 3)	許容 限界
O. P. (m)	O. P. (m)			
29.15	29.15	8.4 (8.4)	16.4 (16.3)	50

注：（ ）内は今回工認モデル（床ばね線形）での結果を示す。

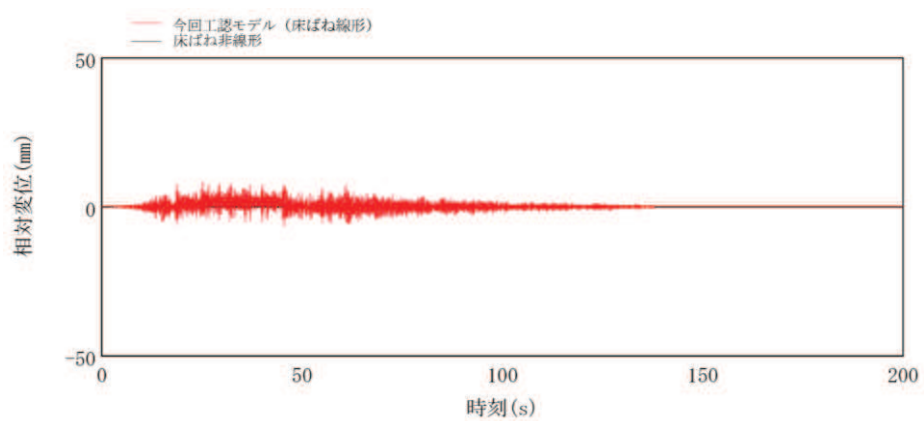


(a) EW 方向, $S_s - D1$ (ケース 6)

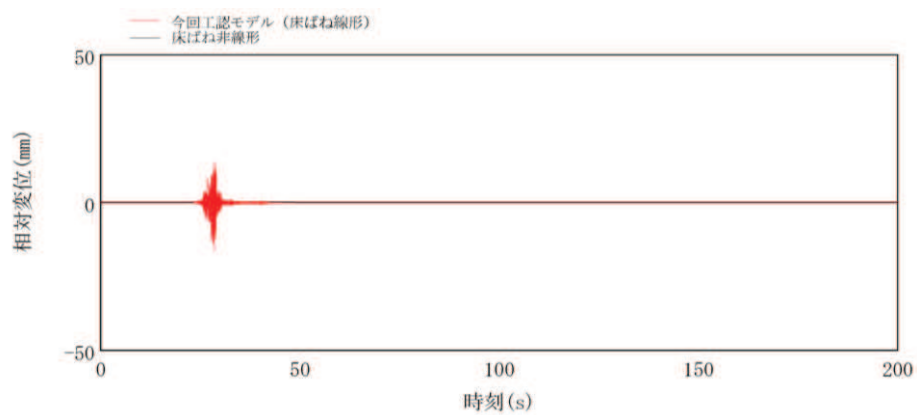


(b) EW 方向, $S_s - F3$ (ケース 3)

図 2-7(1) 第 1 号機制御建屋と制御建屋の応答変位時刻歴波形



(a) EW 方向, $S_s - D1$ (ケース 6)



(b) EW 方向, $S_s - F3$ (ケース 3)

図 2-7(2) 第 1 号機制御建屋と制御建屋の応答変位時刻歴波形
(今回工認モデルとの比較)

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-19-0610-16_改6

補足-610-16 排気筒基礎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-2-2-25 排気筒基礎の地震応答計算書」、添付書類「VI-2-2-26 排気筒基礎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。また、排気筒基礎及び排気筒の解析フローに対する、補足説明箇所を図-1 及び図-2 に示す。

別紙 1 既工認と今回工認の解析モデル及び手法の比較

別紙 2 排気筒基礎の地震応答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 排気筒基礎の地震応答解析における地盤物性及び材料物性の不確かさ
に関する検討

別紙 4 排気筒基礎の地盤の液状化を考慮した地震応答解析結果

別紙 5 排気筒基礎の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 6 排気筒基礎の応力解析における地震荷重の入力方法

別紙 7 排気筒基礎の応力解析における組合せ係数法の適用

別紙 8 排気筒基礎の最大接地圧について

別紙 9 排気筒基礎の地下水位の設定による影響

別紙 10 排気筒基礎内部の充填コンクリートにおける健全性評価

別紙 11 排気筒基礎における入力地震動算出の妥当性評価

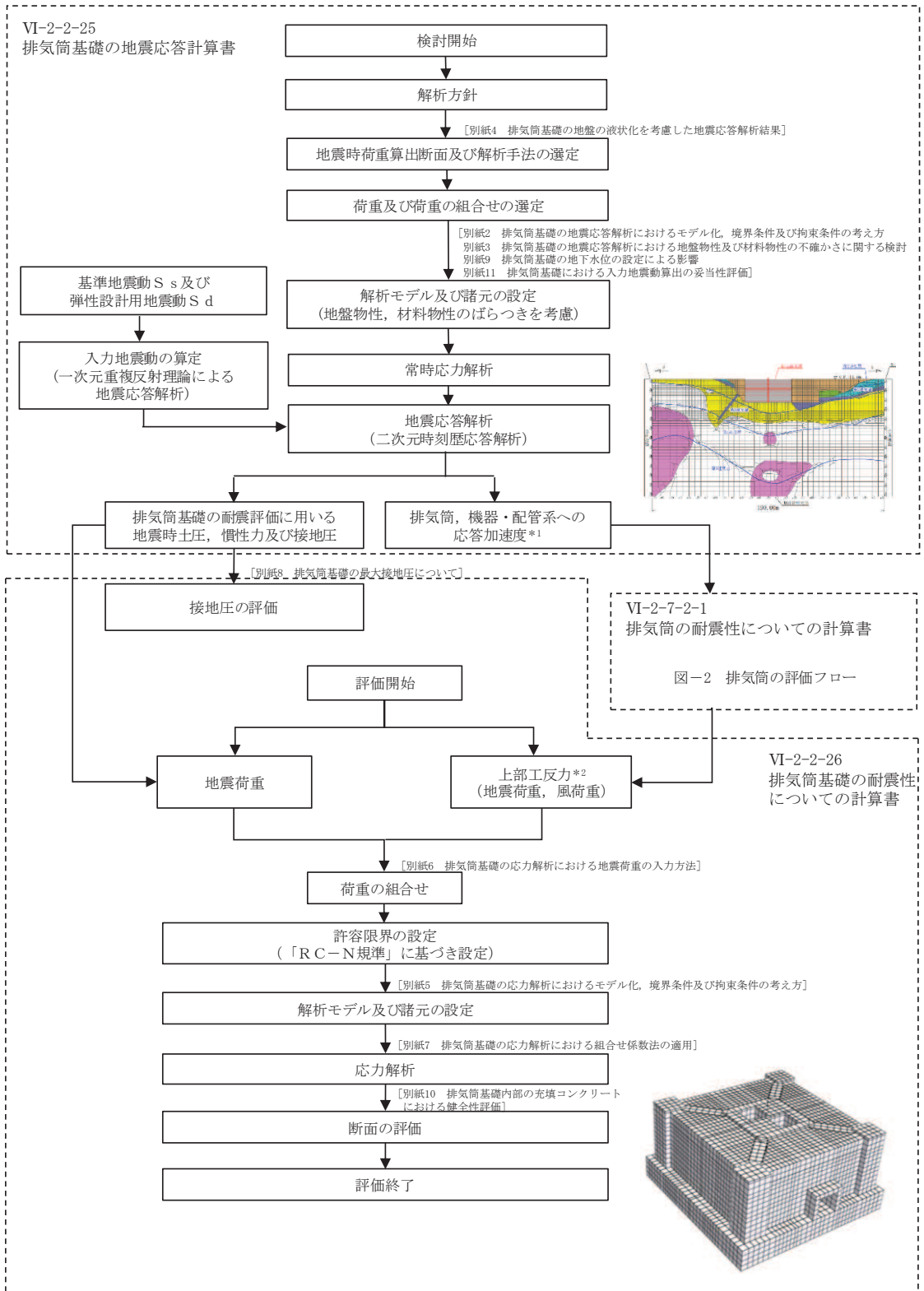
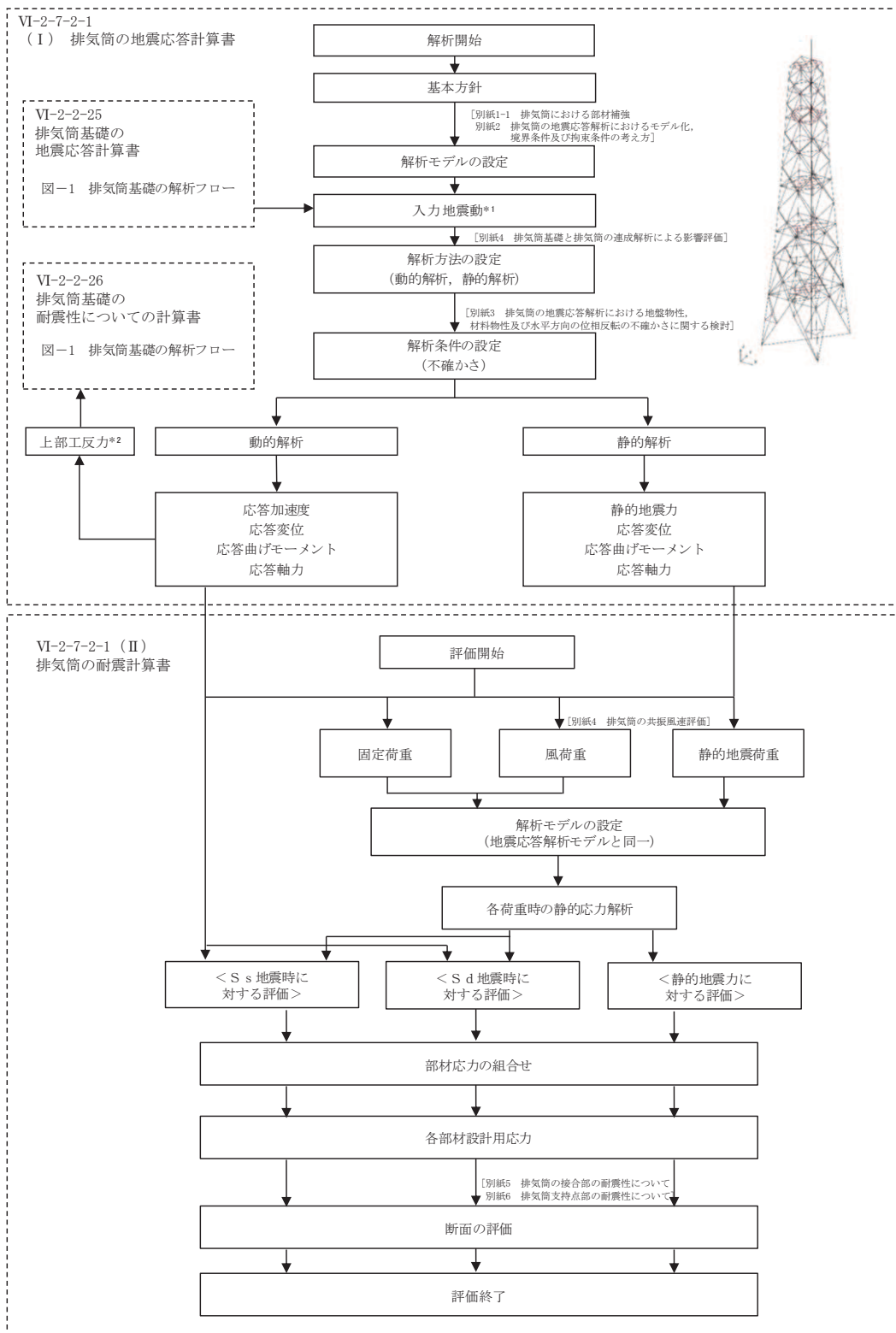


図-1 排気筒基礎の解析フロー

(補足-610-16 排気筒基礎の耐震性についての計算書に関する補足説明資料)



注記*1: 排気筒基礎からの応答加速度を示す。
*2: 排気筒基礎への上部工反力を示す。

図-2 排気筒の評価フロー

(補足-610-17 排気筒の耐震性についての計算書に関する補足説明資料)

別紙 1 既工認と今回工認の解析モデル及び手法の比較

目次

1. 概要..... 別紙 1-1
2. 解析モデル及び手法の比較..... 別紙 1-1

1. 概要

本資料は、排気筒及び排気筒基礎の既工認時及び今回工認時の解析モデル及び手法の比較を示すものである。

2. 解析モデル及び手法の比較

排気筒及び排気筒基礎の地震応答解析モデル及び手法の比較を表 2-1 に、応力解析モデル及び手法の比較を表 2-2 に示す。

比較に用いる既工認時の地震応答解析モデル及び手法は、女川原子力発電所第 2 号機「女川原子力発電所第 2 号機の工事計画の認可について」(3 資庁第 10518 号 平成 4 年 1 月 13 日) (以下「建設時工認 (認可)」という。) と女川原子力発電所第 2 号機「工事計画届出書」(東北電土火第 1 号 平成 21 年 7 月 31 日) (以下「耐震設計審査指針の改定に伴う補強時 (届出)」という。) のものである。

建設時工認 (認可) 及び耐震設計審査指針の改定に伴う補強時 (届出) 時と今回工認での大きな変更点は、建設時工認 (認可) 及び耐震設計審査指針の改定に伴う補強時 (届出) 時に用いた排気筒及び排気筒基礎を一体化した SR モデルを用いているのに対し、今回工認では、排気筒基礎を二次元 FEM モデル、排気筒を三次元立体フレームモデル (質点系) に変更している。

図 2-1 に建設時工認 (認可) の地震応答解析モデルを、図 2-2 に耐震設計審査指針の改定に伴う補強時 (届出) 時の地震応答解析モデルを、図 2-3 に今回工認モデルを示す。

建設時工認 (認可)、耐震設計審査指針の改定に伴う補強時 (届出) 時及び今回工認で共通となるのは、解放基盤表面 (O.P. -14.1m) で定義された基準地震動を用いて引戻しを行い、O.P. -200m の位置における地震動 (上昇波) となる。

建設時工認 (認可) は、地震動 (上昇波) を排気筒位置における地盤モデルに入力し、解析モデル底面位置 (O.P. -4.0m) における地震動を出力し、構造物-地震連成モデルへの入力地震動とする。

耐震設計審査指針の改定に伴う補強時 (届出) 時は、地震動 (上昇波) を排気筒位置における地盤モデルの入力は同じとなるが、排気筒基礎の埋込み部各位置の地盤応答 (E + F 波) 及び基礎底面位置の補正水平力 (切欠き力) を抽出して、これを構造物-地盤連成モデルへの入力地震動と変更している。

今回工認は、地震動 (上昇波) を排気筒位置における地盤モデルに入力し、二次元 FEM 解析モデル底面位置 (O.P. -80.0m) における地震動を出力し、排気筒基礎の二次元 FEM 解析モデルへの入力地震動と変更している。さらに、二次元 FEM 解析モデルにおける地震応答解析から得られる基礎天端レベル (O.P. 15.3m) の応答値を出力し、排気筒の三次元立体フレームモデル (質点系) への入力地震動と変更している。今回工認において二次元 FEM モデルによる入力地震動の作成に変更した理由として、硬質岩盤では「J E A

G 4 6 0 1 -1991 追補版」による側面地盤ばね（Novak ばね）の評価に課題があることを踏まえ、周辺地盤の応答を詳細に評価するため「J E A G 4601-1991 追補版」に示される評価方法の一つである二次元 FEM モデルにより、地盤のモデル化を行っている。

今回工認における地震応答解析では、地盤物性及び材料物性の不確かさを考慮した評価を行っている。排気筒基礎、排気筒及び機器・配管系において考慮する不確かさを図 2-4 に示す。

今回工認において、排気筒の耐震重要度分類の整理を行ったことから、表 2-3 に耐震重要度分類と評価結果の記載箇所を示す。

今回工認の地震応答解析モデルを図 2-5～図 2-7 に、排気筒の地震応答解析モデルを図 2-8 に、排気筒基礎の応力解析モデルを図 2-9 及び図 2-10 に示す。

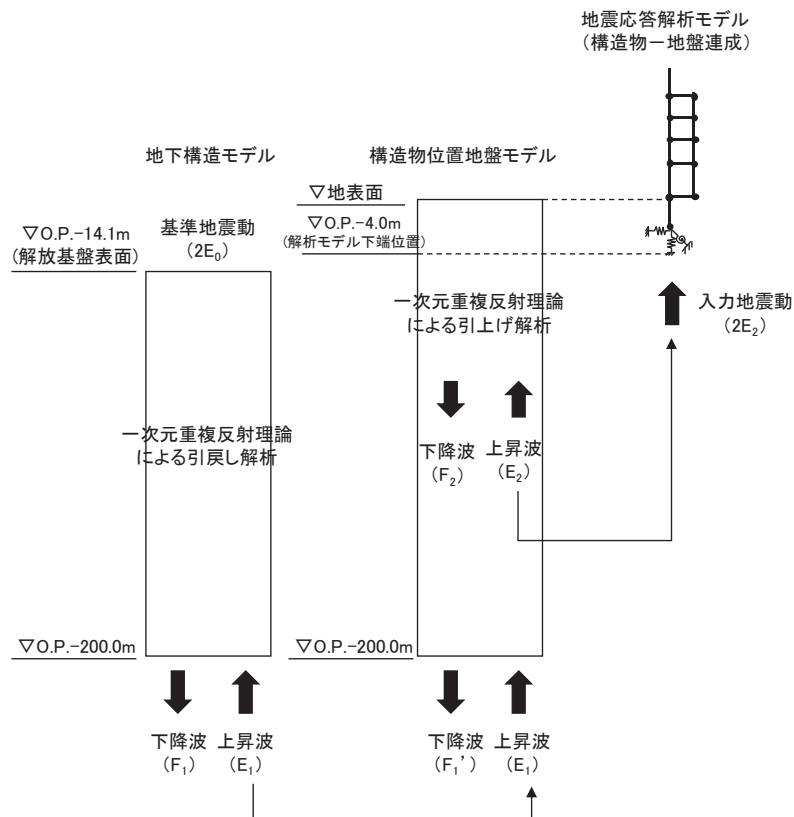


図 2-1 建設時工認（許可）の地震応答解析モデル

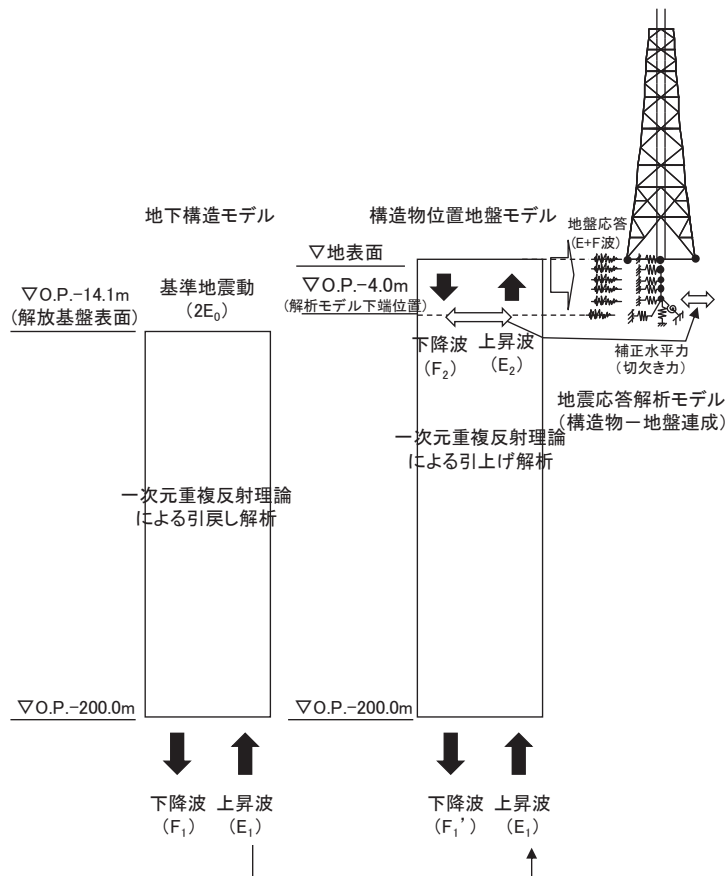


図 2-2 耐震設計審査指針の改定に伴う補強時（届出）時の地震応答解析モデル

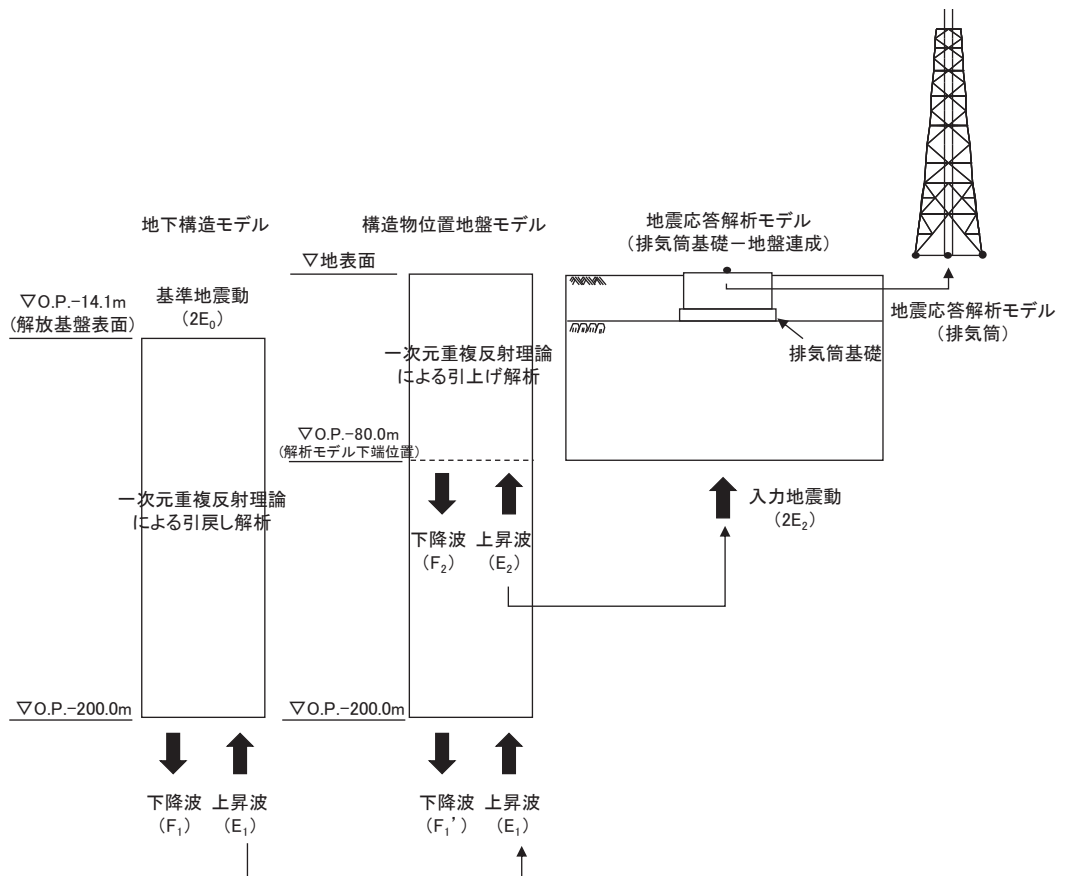


図 2-3 今回工認の地震応答解析モデル

表2-1 (1) 地震応答解析モデル及び手法の比較

項目	内容	建設時工認（認可）*1	耐震設計審査指針の改定に伴う補強時（届出）	今回工認		備考
				排気筒	基礎	
入力地震動の算定法	水平	基準地震動を用いて、一次元重複反射理論により、基礎下端（O.P.-4.0m）の応答値を抽出し、入力地震動を算定	基準地震動を用いて、一次元重複反射理論により、基礎下端及び基礎の埋込み部各位置（質点）での地盤応答、及び基礎底面位置での補正水平力（切欠き力）を抽出し、入力地震動を算定	基礎部の地震応答解析から得られる基礎天端レベル（O.P.15.3m）の応答値を抽出し、入力地震動を算定	基準地震動を用いて、一次元重複反射理論により、解析モデル下端（O.P.-80.0m）の応答値を抽出し、入力地震動を算定	(1)
	鉛直	—	基準地震動の最大加速度振幅の1/2より定まる震度			(1)
解析手法	質点系モデル（2軸）を用いた時刻歴応答解析（SRモデル）	質点系モデル（2軸）を用いた時刻歴応答解析（SRモデル）	三次元立体フレームモデル（質点系）を用いた時刻歴応答解析（SRモデル）	三次元立体フレームモデル（質点系）を用いた時刻歴応答解析	二次元FEMモデルを用いた時刻歴応答解析	(1)
解析コード		NUPP-II	SLAP	DYNA2E	TDAP	—

表 2-1 (2) 地震応答解析モデル及び手法の比較

項目	内容	建設時工認（認可）	耐震設計審査指針の改定に伴う補強時（届出）	今回工認		備考
				排気筒	基礎	
排気筒及び基礎のモデル化	モデル	鉄塔部と筒身部分けた質点系モデル（排気筒部と基礎部を一体化したSRモデル）	三次元立体フレームモデル（3号機筒身部を含む）（排気筒部と基礎部を一体化したSRモデル）	三次元立体フレームモデル（3号機筒身部を含む）	排気筒基礎は質点系モデル（構造物中心位置に構造梁でモデル化し、側方地盤との離隔を模擬するため、剛梁を水平方向に配置）とし、排気筒は質点でモデル化	—
	材料物性	<ul style="list-style-type: none"> 鋼材のヤング係数，ポアソン比 $E = 2100 \text{ t/cm}^2$ $\nu = 0.3$ コンクリートのヤング係数，ポアソン比*² $E = 2.35 \times 10^6 \text{ tf/m}^2$ $\nu = 0.2$ 	<ul style="list-style-type: none"> 鋼材のヤング係数，ポアソン比 $E = 2.05 \times 10^5 \text{ N/mm}^2$ $\nu = 0.3$ コンクリートのヤング係数，ポアソン比*² $E = 2.15 \times 10^4 \text{ N/mm}^2$ $E = 2.06 \times 10^4 \text{ N/mm}^2$ （基礎内側の充填コンクリート） $\nu = 0.2$ 	<ul style="list-style-type: none"> 鋼材のヤング係数，ポアソン比 $E = 2.05 \times 10^5 \text{ N/mm}^2$ $\nu = 0.3$ 	<ul style="list-style-type: none"> コンクリートのヤング係数，ポアソン比*² $E = 2.15 \times 10^4 \text{ N/mm}^2$ $E = 2.06 \times 10^4 \text{ N/mm}^2$ （基礎内側の充填コンクリート） $\nu = 0.2$ 	—
	要素分割	<ul style="list-style-type: none"> はり要素 鉄塔部（支柱材，水平材，斜材），筒身部及び基礎 	<ul style="list-style-type: none"> はり要素 鉄塔部（支柱材，水平材，斜材），筒身部及び基礎，弾塑性ダンパ 	<ul style="list-style-type: none"> はり要素 鉄塔部（支柱材，水平材，斜材），筒身部，制震オイルダンパ 	<ul style="list-style-type: none"> はり要素 	—
	減衰定数	鋼材1%，コンクリート5%	筒身1%，鉄塔2%，コンクリート5%	筒身1%，鉄塔2%，	コンクリート5%	(2)
	減衰	ひずみエネルギー比例型減衰	同左	同左	Rayleigh減衰	—
	筒身支持点	0. P. 161. 8m, 0. P. 134. 8m, 0. P. 98. 8m, 0. P. 74. 8m, 0. P. 41. 8m	同左	0. P. 161. 8m, 0. P. 134. 8m, 0. P. 74. 8m, 0. P. 41. 8m (0. P. 98. 8mは解除)	—	—
	制震装置	—	弾塑性ダンパ (高さ方向5段の支持点位置に対し，各高さに8台設置)	制震オイルダンパ (0. P. 134. 8mに8台設置)	—	(3)

表2-1 (3) 地震応答解析モデル及び手法の比較

項目	内容	建設時工認（認可）	耐震設計審査指針の改定に伴う補強時（届出）	今回工認		備考
				排気筒	基礎	
地盤のモデル化	底面ばね	水平ばね，回転ばねを考慮	水平ばね，回転ばね，鉛直ばねを考慮	—	平面ひずみ要素	(4)
	側面ばね	考慮せず	水平ばねを考慮（NOVAKの方法による）	—		
非線形特性	弾塑性ダンパ	—	・水平方向 弾塑性ダンパの荷重-変位の履歴特性を考慮	—	—	(3)

注記*1：建設時工認（認可）は，水平方向のみ地震応答解析を実施した。耐震設計審査指針の改定に伴う補強時（届出）は，水平方向の地震応答解析を実施し，鉛直方向は静的地震力を考慮した。

*2：建設時工認（認可）は，「土木学会 1986年 コンクリート標準示方書[設計編]」に基づく。耐震設計審査指針の改訂時は，「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 -許容応力度設計法-」に基づく。

【具体的な反映事項】（表の備考欄に対応）

- (1) 建設時工認（認可）及び耐震設計審査指針の改定に伴う補強時（届出）は、基礎部と排気筒部を一体化したSRモデルとしており、解放基盤表面で定義される基準地震動を用いて、一次元波動論により算定し、基礎下端での応答波を入力した。今回工認では、基礎部と排気筒部を分けて入力地震動を算定しており、基礎部については、解放基盤表面で定義される基準地震動を用いて一次元波動論により算定し、地震応答解析モデル（二次元FEMモデル）の底面（O.P. -80.0m）位置での応答波を水平・鉛直同時入力した。また、排気筒部については、基礎部の地震応答解析により得られる基礎部天端での応答波を抽出し、地震応答解析モデル（三次元立体フレームモデル）の下端に入力した。
- (2) 今回工認では、「原子力発電所耐震設計技術指針（J E A G 4 6 0 1 -1987）」に基づき、溶接構造（筒身）は減衰1%、ボルト及びリベット構造物（鉄塔）は減衰2%とした。
- (3) 耐震設計審査指針の改定に伴う補強時（届出）は、耐震上の余裕を向上させることを目的として、支持鉄塔の補強（補強材の配置）及び基礎の内側の埋戻土を無筋コンクリートによる置換えを行うとともに、制震装置（弾塑性ダンパ）を各筒身支持点に設置した。今回工認では、O.P. 134.8mの支持点において、弾塑性ダンパを制震オイルダンパに変更し、O.P. 98.8mの支持点を解放し、その他の支持点を固定した。このことから、今回工認では、O.P. 134.8mの支持点の制震オイルダンパのばね－ダッシュポットの直列モデルを応答解析モデルに考慮した。
- (4) 今回工認では、基礎部の地震応答解析モデル（二次元有限要素法）において、D級を除く岩盤は線形の平面ひずみ要素でモデル化し、盛土・旧表土、D級岩盤は、地盤の非線形性をマルチスプリング要素で考慮した平面ひずみ要素でモデル化する。マルチスプリング要素を用いた地盤の非線形性を考慮した地震応答解析手法は、先行サイトの建物・構築物における有効応力解析において実績がある手法である。マルチスプリング要素は、変形方向に依存せず、多方向のせん断方向に対して等価な非線形性を考慮するものであることから、全応力解析及び有効応力解析の解析手法による適用性の違いはない。そのため、全応力解析に対してもマルチスプリングモデルは適用性を有すると考えられる。

表2-2 応力解析モデル及び手法の比較

項目	内容	建設時工認（認可）	耐震設計審査指針の改定に伴う補強時（届出）	今回工認	備考
排気筒 （上部構造物）	解析手法	鉄塔部と筒身部に分けた質点系モデルを用いた応力解析（但し，地震荷重は地震応答解析から直接算出）	三次元フレームモデルを用いた応力解析（但し，地震荷重は地震応答解析から直接算出）	同左	—
	解析コード	NASTRAN	SCOND	DYNA2E	—
	要素種別	はり要素	同左	同左	—
	地震荷重との組み合わせ	荷重状態①：G + K 荷重状態②：G + W G：固定荷重 K：地震荷重 W：風荷重	荷重状態①：G + K 荷重状態②：G + W G：固定荷重 K：地震荷重 W：風荷重	荷重状態：G + S _s + P _k G：固定荷重 S _s ：地震荷重 P _k ：風荷重	(1)
	評価方法	発生応力が短期許容応力度を超えないことを確認	発生応力が短期許容応力度を超えないことを確認（ただし，弾塑性ダンバは応答値が許容値以内であることを確認）	発生応力が弾性限強度を超えないことを確認（ただし，制震オイルダンバは応答値が許容値以内であることを確認）	—
排気筒 （基礎）	解析手法	三次元フレームモデル（質点系）を用いた応力解析	二次元FEMモデルを用いた応力解析	三次元FEMモデルを用いた応力解析	(2)
	解析コード	NASTRAN	SLAP	SLAP	—
	要素種別	・柱，はり：はり要素 ・基礎版：板要素 〔一部（基礎版上の排気筒連絡ダクト）はビーム要素〕	・柱，はり，基礎版：はり要素 ・充填コンクリート* ¹ ：ソリッド要素	柱，梁，基礎版，充填コンクリート：ソリッド要素	—
	地震荷重との組み合わせ	荷重状態①：G + K 荷重状態②：G + W G：固定荷重 K：地震荷重 W：風荷重	荷重状態①：G + K 荷重状態②：G + W G：固定荷重 K：地震荷重 W：風荷重	荷重状態：G + S _s + P _k + P _s G：固定荷重 S _s ：地震荷重* ² P _k ：風荷重* ³ P _s ：積雪荷重	(1)
	評価方法	発生応力が短期許容応力度を超えないことを確認	同左	同左	(3)

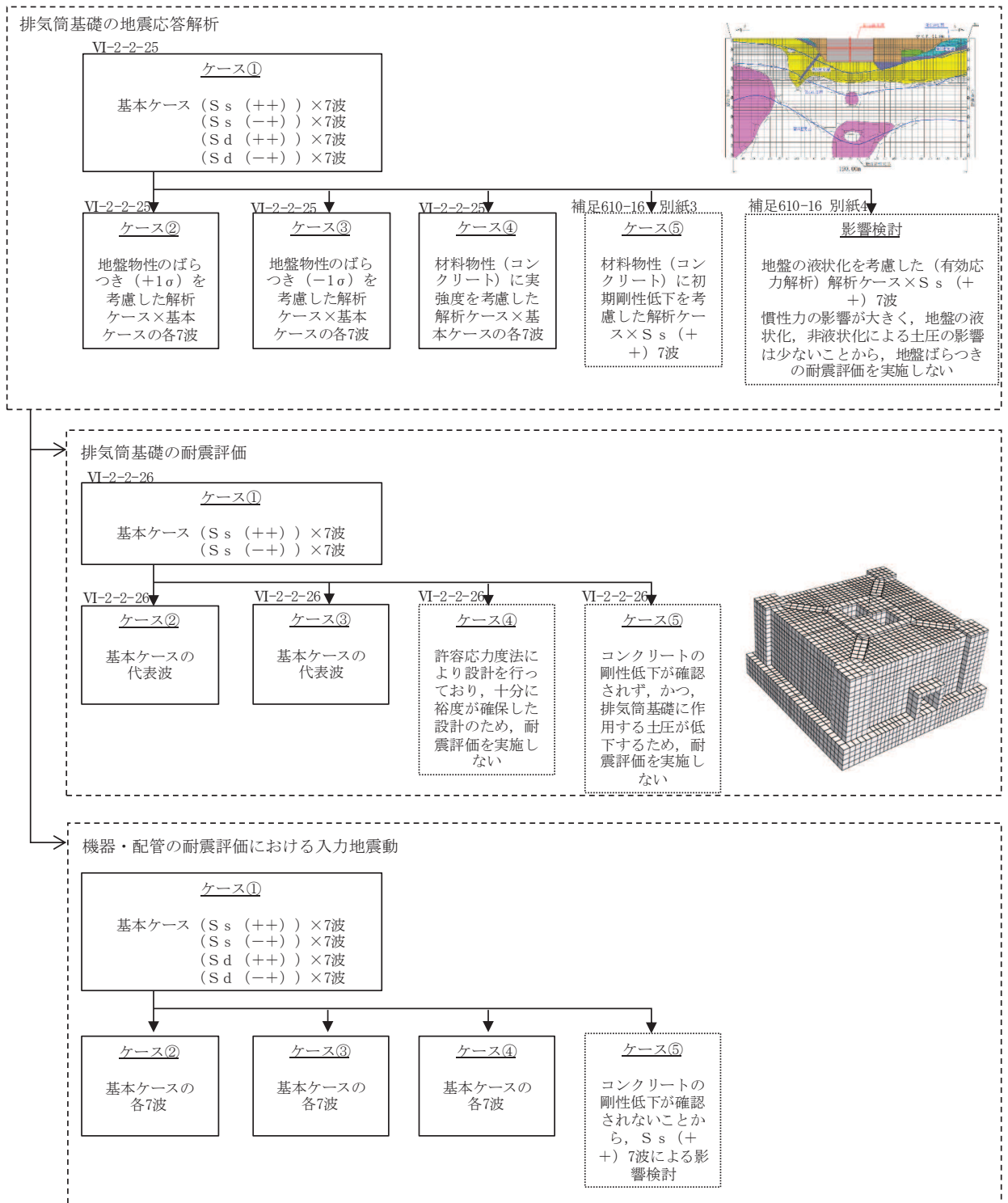
注記*1：耐震設計審査指針の改定に伴う補強時（届出）は，耐震上の余裕を向上させる対策として，鉄塔柱，梁，基礎版で囲まれる内側の埋戻土を無筋コンクリートによる置換えを実施した。

*2：地震荷重については，排気筒（上部構造物）の地震応答解析により，筒身，鉄塔それぞれについて上部工反力を算出している。

*3：風荷重については，排気筒（上部構造物）の静的応力解析により，筒身，鉄塔それぞれについて上部工反力を算出している。

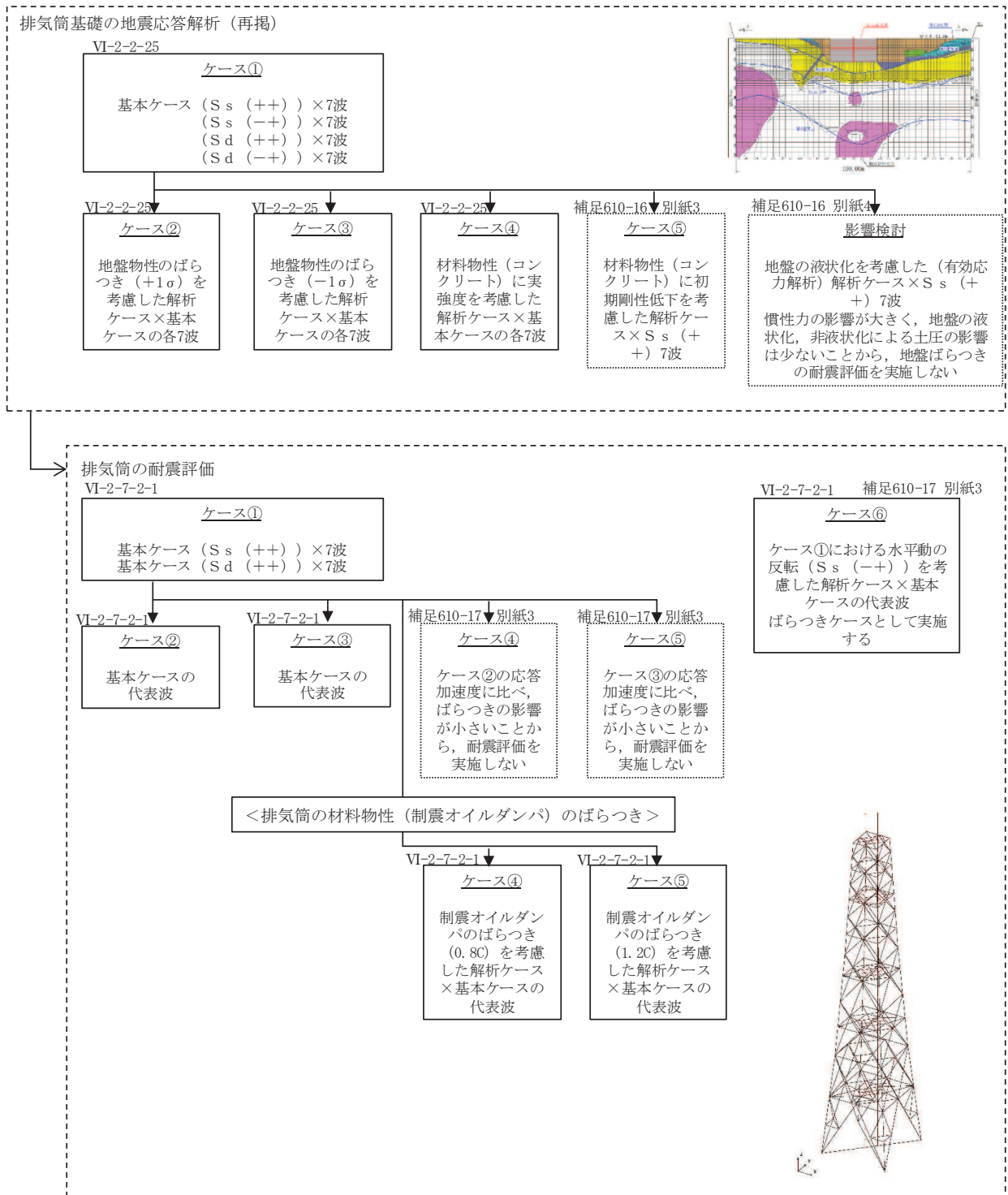
【具体的な反映事項】（表の備考欄に対応）

- （1）今回工認においては，地震荷重と風荷重の組み合わせを考慮した。地震と重畳させる風荷重の算出の際には，ガスト影響係数を1.0に設定。
- （2）今回工認においては，二次元FEMモデルから，より精緻な応力評価が可能となる三次元ソリッド要素に解析モデルを変更。
- （3）今回工認においては，非常用ガス処理系配管および排気筒の間接支持構造物として，短期許容応力度設計を行うこととおおむね弾性範囲内となることを確認。



注1: S_sは基準地震動 S_s, S_dは弾性設計用地震動 S_dを示す。
 注2: 各ケースの黒枠は設計ケースを示し、破線は影響検討ケース又は評価対象外のケースを示す。

図 2-4(1) 排気筒基礎、排気筒及び機器・配管系において考慮する地盤物性及び材料物性の不確かさ



注1: S_s は基準地震動 S_s, S_d は弾性設計用地震動 S_d を示す。
 2: 各ケースの黒枠は設計ケースを示し、破線は影響検討ケース又は評価対象外のケースを示す。

図 2-4(2) 排気筒基礎、排気筒及び機器・配管系において考慮する地盤物性及び材料物性の不確かさ

表 2-3(1) 排気筒の耐震重要度分類の比較と評価結果の記載箇所

設備区分	耐震重要度 分類	評価内容	設備名称	備考	評価結果の 記載箇所
主要設備	Sクラス	S s 地震力* ¹ S d 地震力* ²	第 2 号機筒身		VI-2-7-2-1 排気筒の耐震性 についての計算書
直接支持 構造物	Sクラス	S s 地震力* ¹ S d 地震力* ²	第 3 号機筒身	第 3 号機の工認申請において主要 設備に分類される	
			補強リング* ^{3,4}	第 2 号機及び第 3 号機筒身の地震 時荷重及び風荷重を直接的に受け る	VI-2-7-2-1 排気筒の耐震性 についての計算書* ^{3,5} 補足-610-17 排気筒の耐震 性についての計算書に關す る補足説明資料 別紙 6* ^{4,5}
			支持点アーム* ³	補強リングと溶接により接合して いることから, 補強リングを介して 第 2 号機及び第 3 号機筒身の荷重 を直接的に受ける	VI-2-7-2-1 排気筒の耐震性 についての計算書* ⁵
			筒身連結材* ³		
			鉄塔連結材 (筒身側 支持金物)* ⁴		補足-610-17 排気筒の耐震 性についての計算書に關す る補足説明資料 別紙 6* ⁵
			筒身脚部	第 2 号機及び第 3 号機筒身の筒身 の常時荷重, 地震時荷重及び風荷重 を直接的に受ける	VI-2-7-2-1 排気筒の耐震性 についての計算書

表 2-3(2) 排気筒の耐震重要度分類の比較と評価結果の記載箇所

設備区分	耐震重要度 分類	評価内容	設備名称	備考	評価結果の 記載箇所
間接支持 構造物	—	S s 地震力*1	鉄塔 (支柱材, 斜材, 水平材)	直接支持構造物からの地震時荷重 及び風荷重を鉄塔連結材(鉄塔側支 持金物)及び制震オイルダンパを介 して伝達される	VI-2-7-2-1 排気筒の耐震性 についての計算書
			鉄塔連結材 (鉄塔側 支持金物)*4	直接支持構造物からの地震時荷重 及び風荷重を伝達される	補足-610-17 排気筒の耐震性 についての計算書に関する 補足説明資料 別紙 6*5
			制震 オイルダンパ*3	直接支持構造物からの地震時荷重 及び風荷重を伝達される	VI-2-7-2-1 排気筒の耐震性 についての計算書*5
			鉄塔脚部	間接支持構造物からの常時荷重, 地 震時荷重及び風荷重を伝達される	VI-2-7-2-1 排気筒の耐震性 についての計算書
			排気筒基礎	直接支持構造物及び間接支持構造 物からの常時荷重, 地震時荷重及び 風荷重を伝達される	VI-2-2-26 排気筒基礎の耐 震性についての計算書

注記*1: S s 地震力は基準地震動 S s による評価

2: S d 地震力は弾性設計用地震動 S d 及び静的地震力による評価

3: 第 3 支持点における支持部材

4: 第 1, 第 2 及び第 4 支持点における支持部材

5: 筒身と鉄塔の相互作用が生じる第 1~第 4 支持点については, 排気筒全体の動的挙動に大きな影響を及ぼす制震オイルダンパと, 制震オイルダンパと荷重の伝達を行う支持点アーム及び補強リング(第 3 支持点)を代表に添付書類で耐震評価を行う。その他の支持点部材については, 補足説明資料で耐震評価を行う。

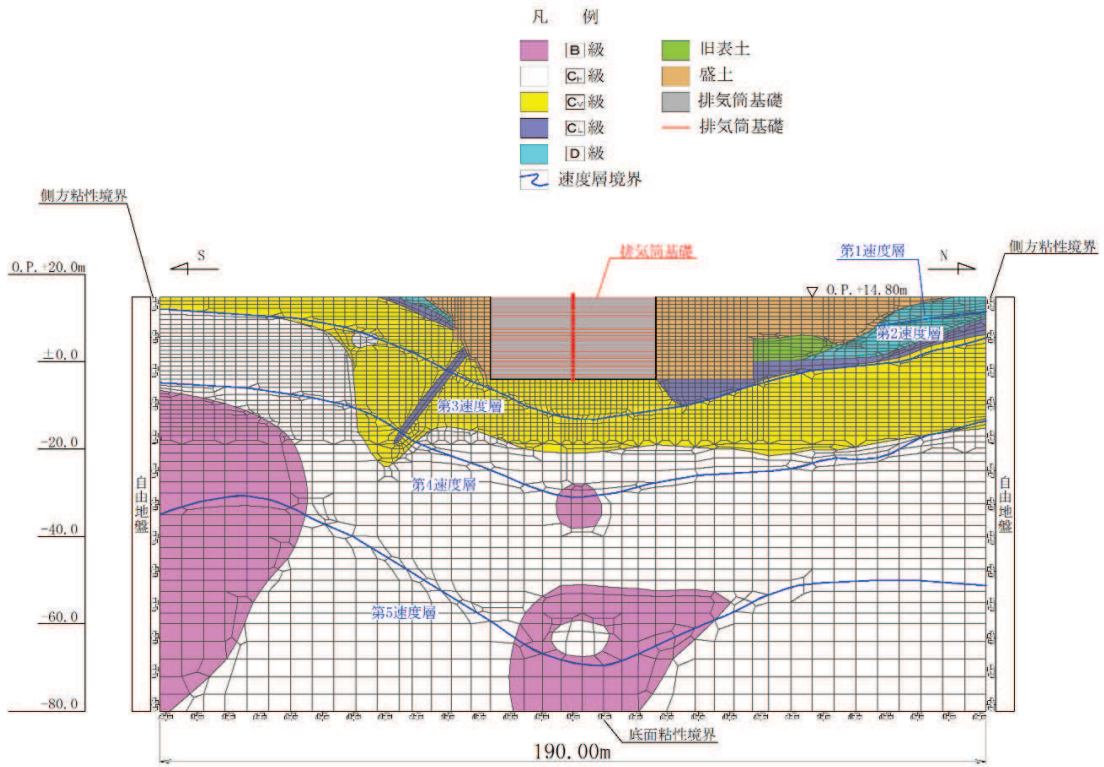


図2-5 排気筒基礎の地震応答解析モデル (NS断面)

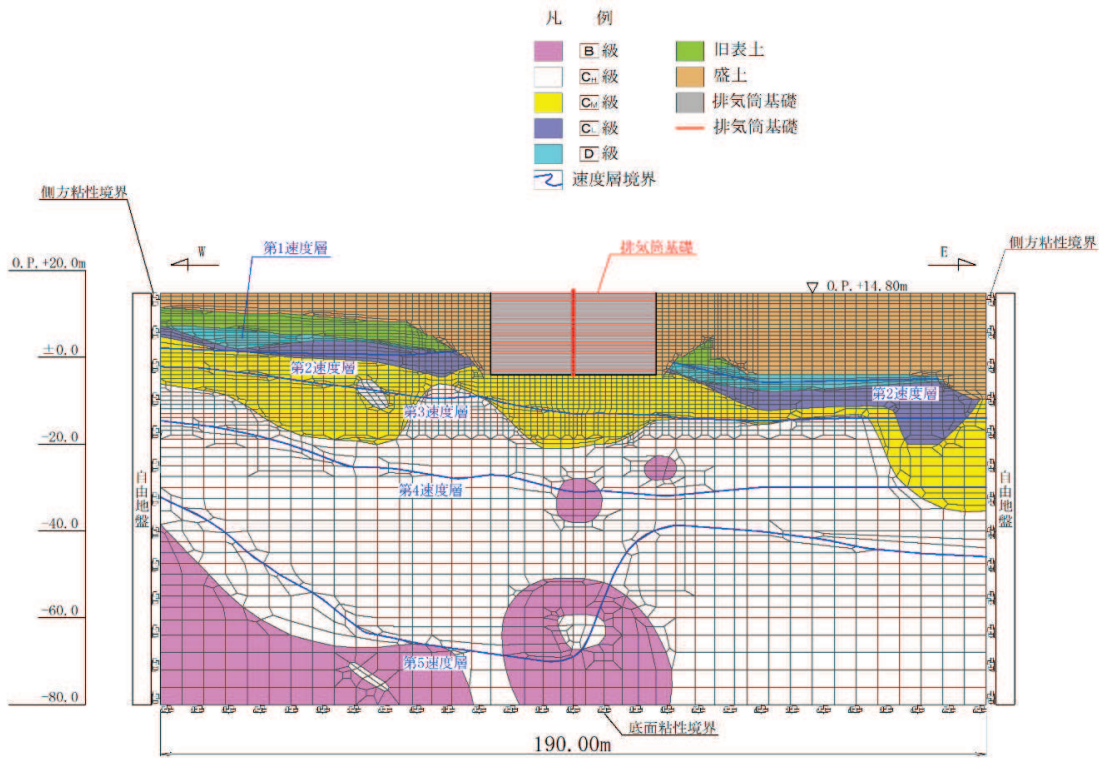


図2-6 排気筒基礎の地震応答解析モデル (EW断面)

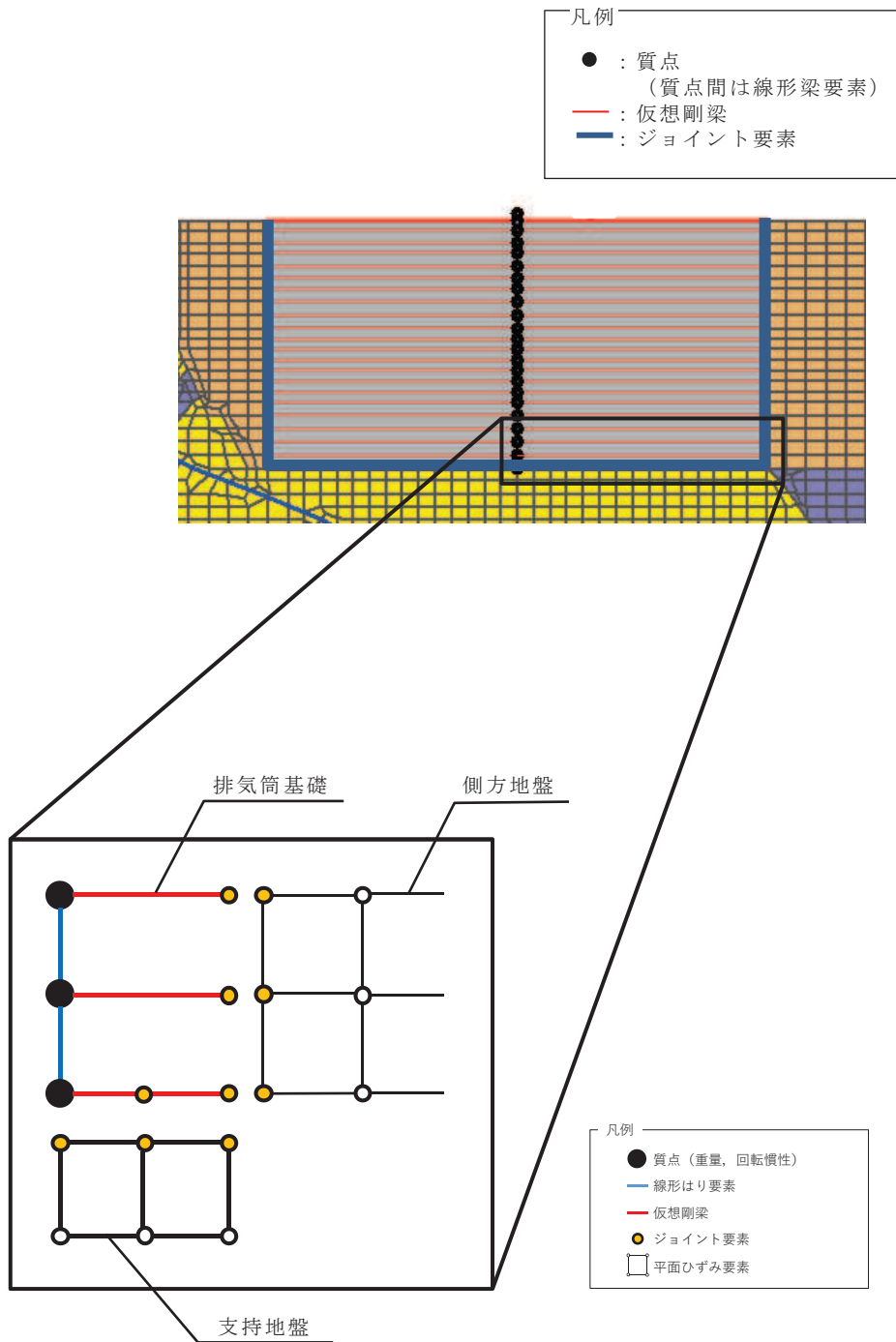
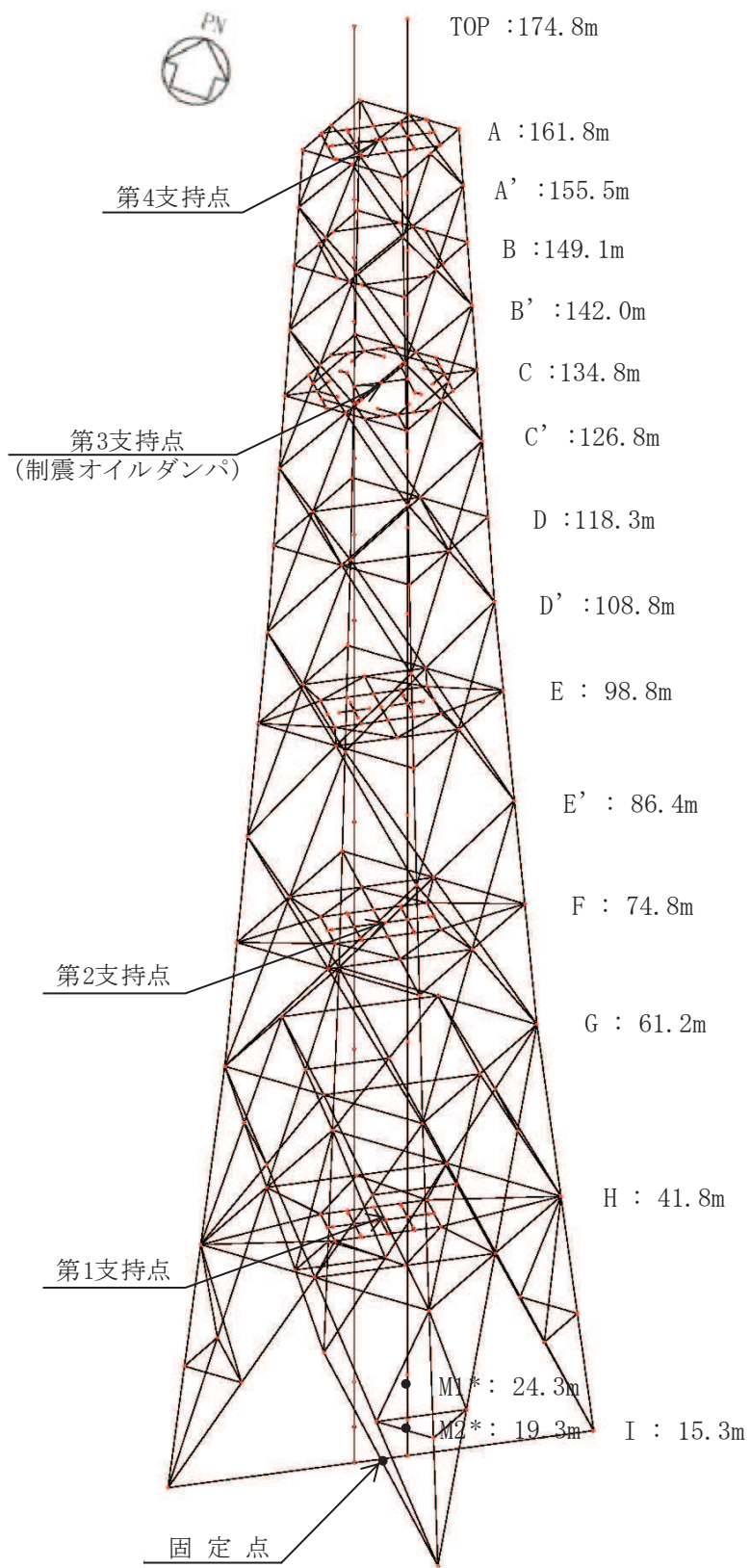


図 2-7 排気筒基礎の地震応答解析モデル (拡大図, 模式図)



注記* : M1 は筒身の内径 3.0m, M2 は筒身の内径 3.7m の位置を示す。

図2-8 排気筒の地震応答解析モデル

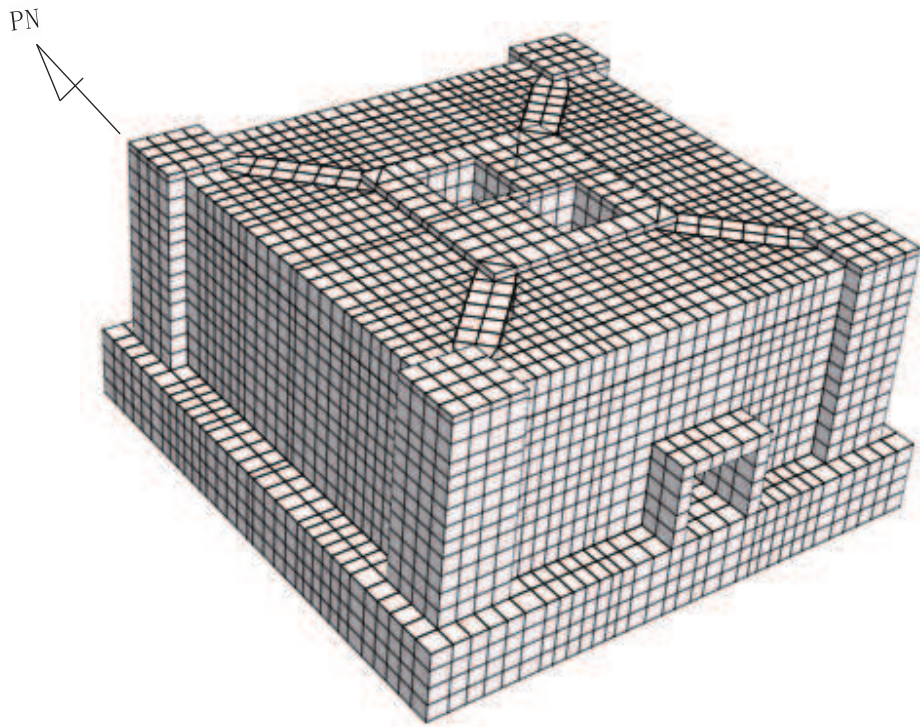


図 2-9 排気筒基礎の応力解析モデル（鳥瞰図）

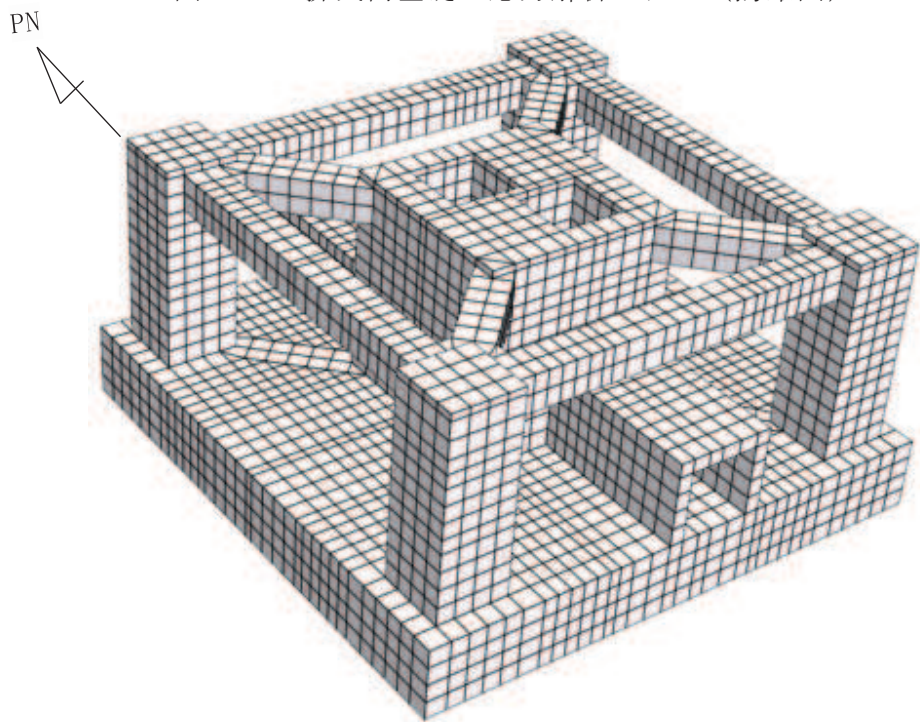


図 2-10 排気筒基礎の応力解析モデル（鳥瞰図（充填コンクリート非表示））

別紙 2 排気筒基礎の地震応答解析におけるモデル化，境界条件
及び拘束条件の考え方

目次

1. 概要…………… 別紙 2-1
2. 排気筒基礎の地震応答解析におけるモデル化，境界条件及び拘束条件…………… 別紙 2-1
 - 2.1 要素分割の考え方…………… 別紙 2-1
 - 2.2 減衰定数…………… 別紙 2-10

1. 概要

本資料は、排気筒基礎の地震応答解析におけるモデル化、排気筒のモデル化、境界条件及び拘束条件についての概要を示すものである。

2. 排気筒基礎の地震応答解析におけるモデル化、境界条件及び拘束条件

2.1 要素分割の考え方

排気筒基礎の地質断面図を図 2-1 に、地震応答解析モデルを図 2-2 に、基礎のモデルを図 2-3 に示す。なお、排気筒基礎の周辺地質状況について、排気筒基礎を構築する際は掘削法面を形成して施工を行っており、第 3 号機の建設時は東面から北面にかけて親杭横矢板における土留により掘削したことから、図 2-1 における解析モデルの東側及び北側に位置する旧表土は垂直に切り取られた形状となっている。また、O. P. 3. 8m 及び O. P. 8. 505m の平面図を図 2-4 及び図 2-5 に示す。

排気筒の質点は、排気筒基礎の上端となる節点 No. 101 (O. P. 15. 3m) に設けており、表 2-1 に示す単位奥行辺りの質量を考慮している。回転慣性質量については、排気筒基礎に比べ、排気筒の質量が非常に小さいことから、影響がほとんど無いと考えられることから、考慮していない。

排気筒基礎の質点は、筒身柱、鉄塔柱、つなぎはり及び基礎版の質量を考慮しており、耐震設計審査指針の改定に伴う補強時（届出）における質点位置となる節点 No. 1 (O. P. 14. 8m), No. 6 (O. P. 10. 41m), No. 10 (O. P. 6. 6m), No. 17 (O. P. 1. 0m), No. 22 (O. P. -4. 0m) に質点を置くことを基本に、構造物脇における地盤のメッシュサイズ(高さ 1. 0m 程度) に合わせて質点を設けている。質点の質量及び回転慣性質量を表 2-2 に示す。

排気筒基礎の剛性は、筒身柱、鉄塔柱、つなぎはり及び基礎版の剛性を、構造物中心位置において各構造部材と等価な剛性を有する線形はり要素でモデル化しており、要素 No. 201~272 は基礎の構造部材と地盤の相互作用を考慮するための仮想剛梁要素であり、節点 23~66 は仮想剛梁要素及び地盤とのジョイント要素の接点となり、線形はり要素のモデル諸元を表 2-3 に示す。解析モデルの各節点には質点重量及び回転慣性、各要素にはせん断有効断面積及び断面 2 次モーメントをモデル諸元として設定しており、表 2-4 及び表 2-5 に考慮する部材範囲を示す。

充填コンクリートは、構造物中心位置での線形はり要素に質量と剛性を考慮する。また、基礎の構造部材と地盤の相互作用を考慮するため、構造部材に対して十分に剛な断面性能を有する仮想剛梁を水平方向に配置する。

なお、SGTS 配管の支持点は O. P. 14. 8m 以上には延びておらず、節点 No. 1 (O. P. 14. 8m), No. 6 (O. P. 10. 41m), No. 10 (O. P. 6. 6m), No. 17 (O. P. 1. 0m) の 4 点で支持されている。

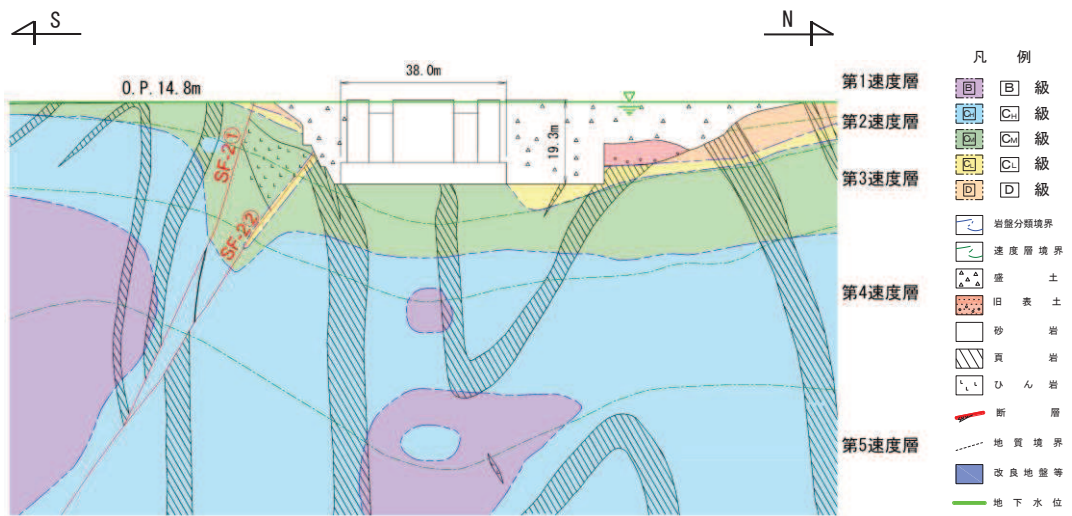


图 2-1(1) 排気筒基礎 地震時荷重算出用地質断面図 (NS 断面)

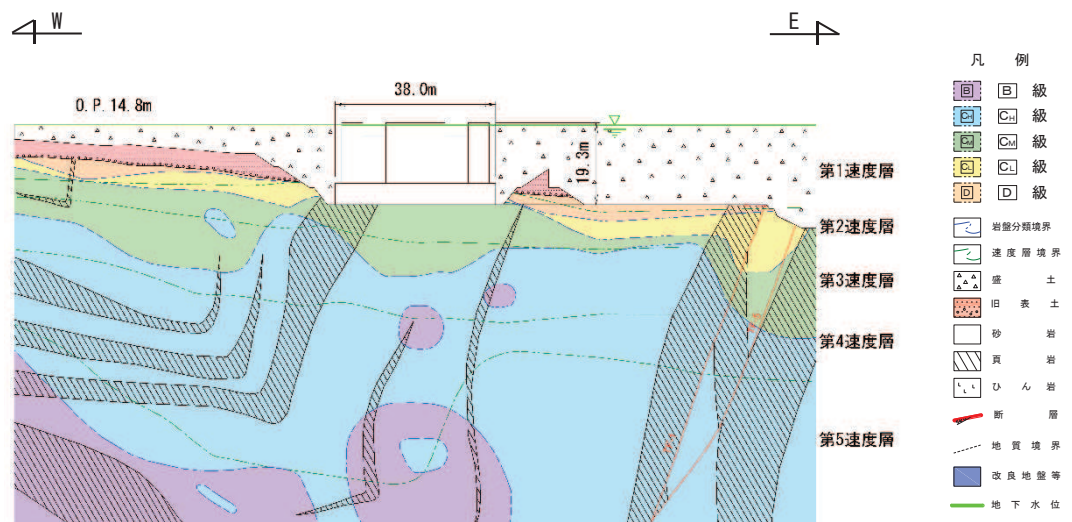


图 2-1(2) 排気筒基礎 地震時荷重算出用地質断面図 (EW 断面)

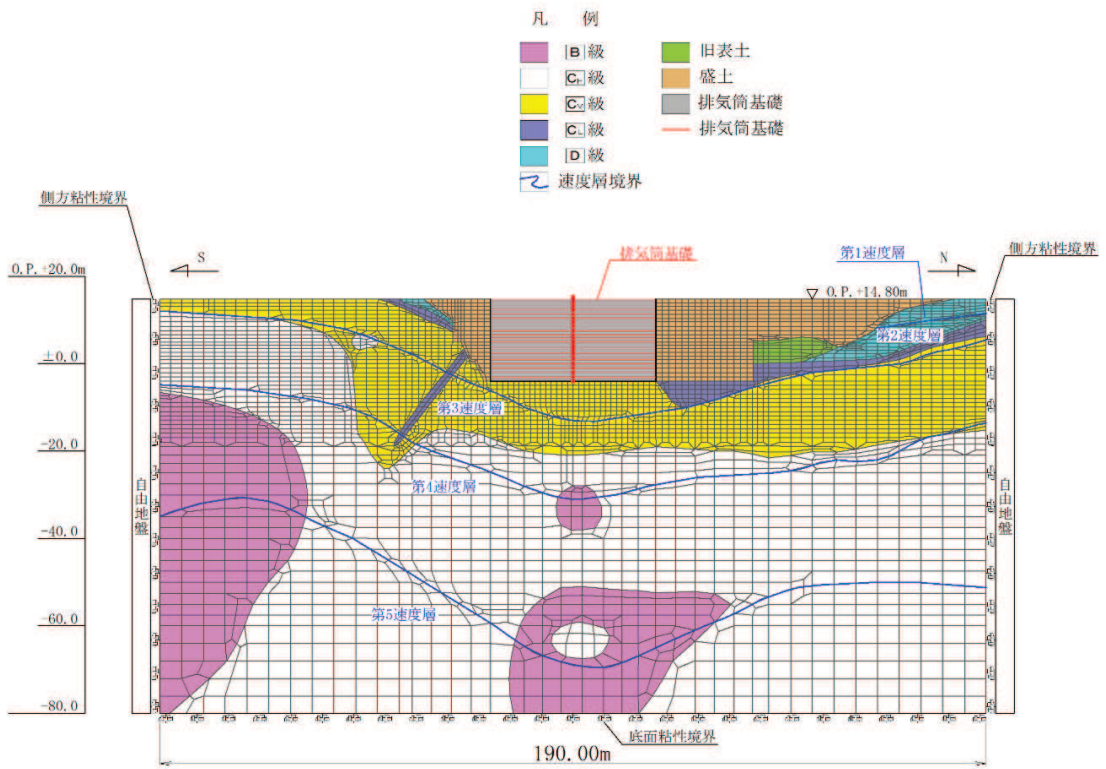


図 2-2(1) 排気筒基礎の地震応答解析モデル図 (NS 断面)

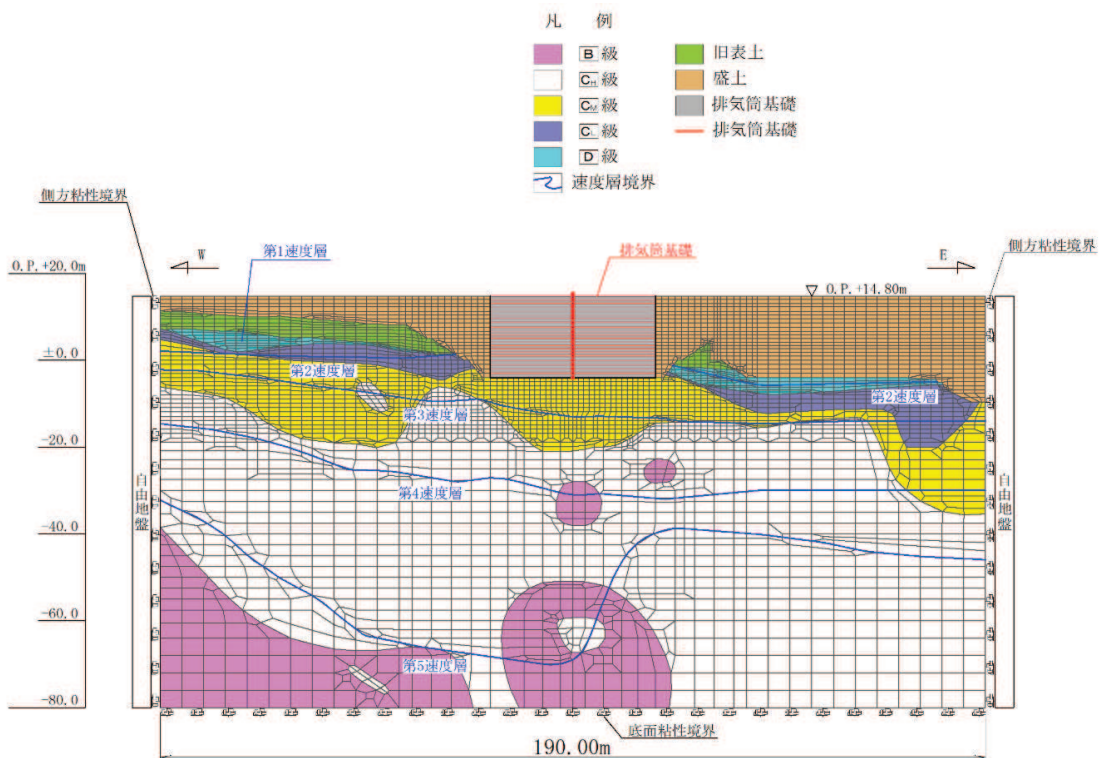


図 2-2(2) 排気筒基礎の地震応答解析モデル図 (EW 断面)

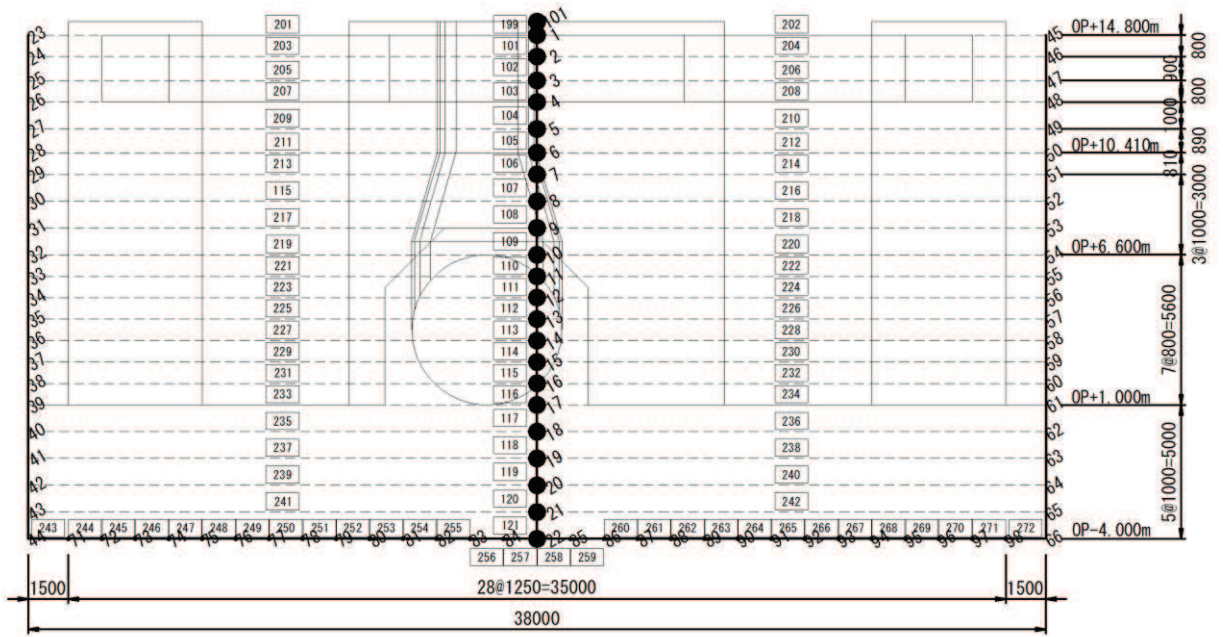


図 2-3 排気筒基礎のモデル図

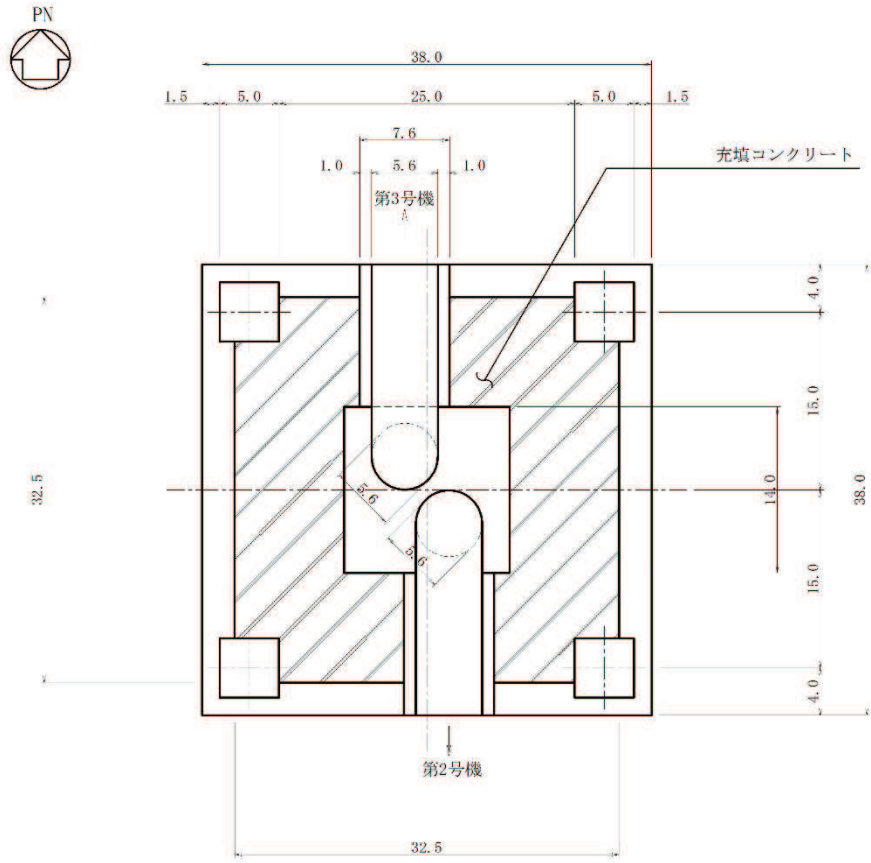


図 2-4 排気筒基礎平面図 (O.P. 3.8m)

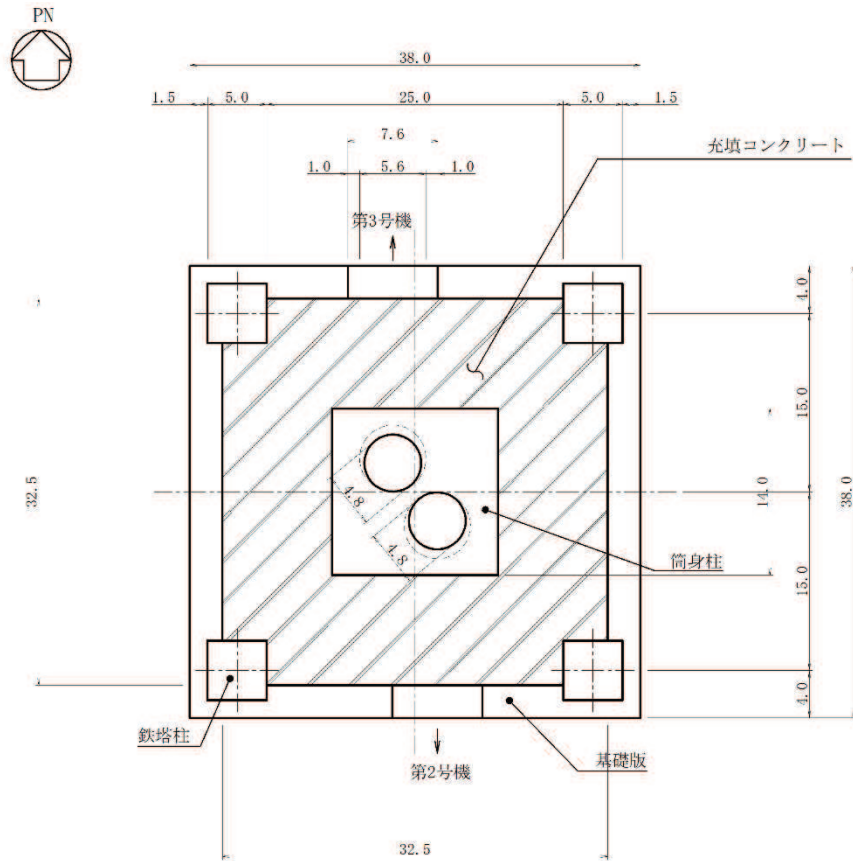


図 2-5 排気筒基礎平面図 (O.P. 8.505m)

表 2-1 排気筒基礎のモデル諸元（上部工質点）

節点 No.	質点位置 O. P. (m)	単位奥行き
		質量 (t/m)
101	15.300	33.54

注：上部工重量を奥行 38m と $g = 9.80665\text{m/s}^2$ で除した。

表 2-2 排気筒基礎のモデル諸元（基礎質点）

節点 No.	質点位置 O. P. (m)	質量 (t/m)	単位奥行き	
			回転慣性質量 ($\text{t} \cdot \text{m}^2/\text{m}$)	
			X軸回り (EW断面)	Y軸回り (NS断面)
1	14.800	43.87	5.021E+03	5.021E+03
2	14.000	74.31	8.900E+03	8.900E+03
3	13.100	74.31	8.900E+03	8.900E+03
4	12.300	78.23	9.366E+03	9.366E+03
5	11.300	81.77	9.786E+03	9.786E+03
6	10.410	73.51	8.801E+03	8.801E+03
7	9.600	77.94	9.370E+03	9.368E+03
8	8.600	85.63	1.035E+04	1.035E+04
9	7.600	85.22	1.035E+04	1.038E+04
10	6.600	75.34	9.307E+03	9.173E+03
11	5.800	62.89	8.252E+03	7.492E+03
12	5.000	61.21	8.239E+03	7.231E+03
13	4.200	60.44	8.230E+03	7.115E+03
14	3.400	60.45	8.229E+03	7.115E+03
15	2.600	61.31	8.237E+03	7.232E+03
16	1.800	63.47	8.256E+03	7.512E+03
17	1.000	81.72	9.750E+03	9.802E+03
18	0.000	93.10	1.121E+04	1.121E+04
19	-1.000	93.10	1.121E+04	1.121E+04
20	-2.000	93.10	1.121E+04	1.121E+04
21	-3.000	93.10	1.121E+04	1.121E+04
22	-4.000	46.55	5.605E+03	5.605E+03
計		1621		

表 2-3 排気筒基礎のモデル諸元（線形はり要素）

部材	部材 No.	節点 No.		単位奥行き				ヤング係数 (N/mm ²)	せん断弾性係数 (N/mm ²)	備考
		I端	J端	断面積 (m ² /m)	有効せん断面積率*	断面二次モーメント (m ⁴ /m)				
						X軸回り (EW断面)	Y軸回り (NS断面)			
OP+14.800m ~10.410m	101	1	2	28.38	0.8333	2734	2734	2.084E+04	8.682E+03	
	102	2	3	28.38	0.8333	2734	2734	2.084E+04	8.682E+03	
	103	3	4	28.38	0.8333	2734	2734	2.084E+04	8.682E+03	
	104	4	5	28.38	0.8333	2734	2734	2.084E+04	8.682E+03	
	105	5	6	28.38	0.8333	2734	2734	2.084E+04	8.682E+03	
OP+8.505m 断面	106	6	7	27.99	0.8333	2732	2730	2.083E+04	8.678E+03	
	107	7	8	27.99	0.8333	2732	2730	2.083E+04	8.678E+03	
	108	8	9	27.99	0.8333	2732	2730	2.083E+04	8.678E+03	
	109	9	10	27.99	0.8333	2732	2730	2.083E+04	8.678E+03	
OP+3.800m 断面	110	10	11	24.34	0.8333	2709	2316	2.086E+04	8.693E+03	
	111	11	12	24.34	0.8333	2709	2316	2.086E+04	8.693E+03	
	112	12	13	24.34	0.8333	2709	2316	2.086E+04	8.693E+03	
	113	13	14	24.34	0.8333	2709	2316	2.086E+04	8.693E+03	
	114	14	15	24.34	0.8333	2709	2316	2.086E+04	8.693E+03	
	115	15	16	24.34	0.8333	2709	2316	2.086E+04	8.693E+03	
	116	16	17	24.34	0.8333	2709	2316	2.086E+04	8.693E+03	
基礎版	117	17	18	38.00	0.8333	4573	4573	2.155E+04	8.977E+03	
	118	18	19	38.00	0.8333	4573	4573	2.155E+04	8.977E+03	
	119	19	20	38.00	0.8333	4573	4573	2.155E+04	8.977E+03	
	120	20	21	38.00	0.8333	4573	4573	2.155E+04	8.977E+03	
	121	21	22	38.00	0.8333	4573	4573	2.155E+04	8.977E+03	

注記*：有効せん断面積率はRC規準におけるせん断変形の形状係数 k_s の逆数となり、有効せん断面積 A_s は断面積と有効せん断面積率を乗じて求める。なお、排気筒基礎の有効せん断面積率は、RC規準に記載の矩形断面の $k_s = 1.2$ を用いている。

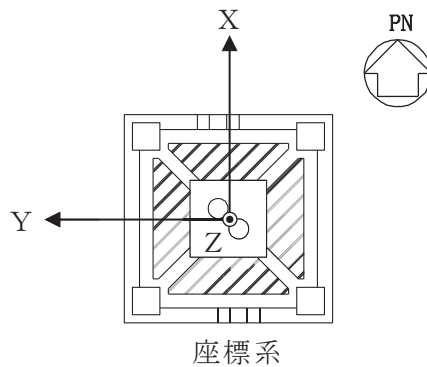


表 2-4 排気筒基礎の節点重量・回転慣性の集計範囲

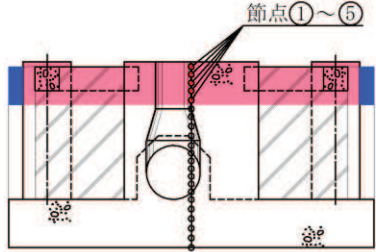
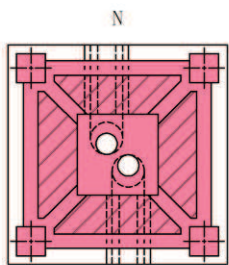
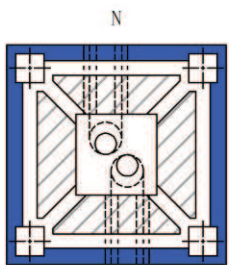
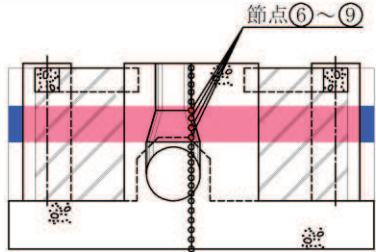
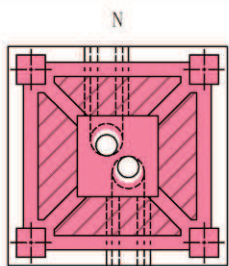
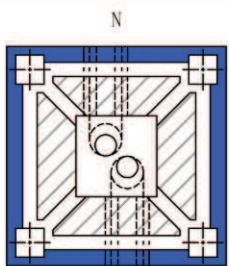
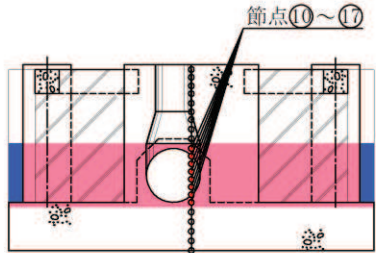
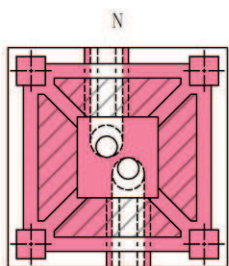
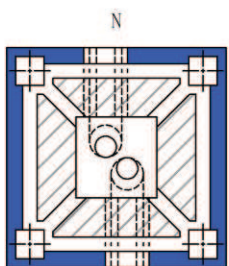
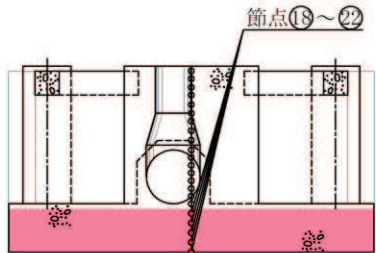
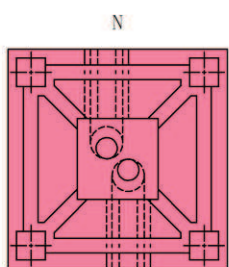
	節点番号・位置	躯体	盛土
1~5	 <p>節点①~⑤</p>		
6~9	 <p>節点⑥~⑨</p>		
10~17	 <p>節点⑩~⑰</p>		
18~22	 <p>節点⑱~㉒</p>		<p>—</p>

表 2-5 排気筒基礎のせん断有効断面積・断面 2 次モーメントの有効断面

	要素番号・位置	せん断有効断面積	断面 2 次モーメント
101 ~ 105	<p>要素101~105</p>	<p>N W E S</p>	<p>N W E S</p>
106 ~ 109	<p>要素106~109</p>	<p>N W E S</p>	<p>N W E S</p>
110 ~ 116	<p>要素110~116</p>	<p>N W E S</p>	<p>N W E S</p>
117 ~ 121	<p>要素117~121</p>	<p>N W E S</p>	<p>N W E S</p>

2.2 減衰定数

時刻歴応答解析における構造物及び地盤の減衰定数は、履歴減衰及び粘性減衰で考慮している。

履歴減衰は、応力－ひずみ関係の非線形性に起因する減衰であり、履歴曲線が面積を持つとき、その分だけ力学的なエネルギーが失われ、振動が小さくなる現象として現れる。構造物の履歴減衰は構造部材の非線形性（曲げモーメント－曲率関係又はコンクリート、鉄筋の応力－ひずみ関係）の程度に応じた値、地盤の履歴減衰は地盤の非線形性（せん断剛性－せん断ひずみ関係）の程度に応じた値となる。

粘性減衰は、時刻歴数値解析において急変時等に対して計算を安定させるために用いられる数値粘性の一種で、解析モデルに減衰を付加するものであり、実現象に影響を与えない程度に小さな減衰として与えることが推奨される。今回採用する Rayleigh 減衰は、実務的によく用いられる粘性減衰であり、質量マトリックス及び剛性マトリックスの線形結合で式 (2.1) のとおり表される。

排気筒の耐震計算では、Rayleigh 減衰を解析モデル全体に与えており、固有値解析にて求められる解析モデル全体の固有周期と各材料の減衰比に基づき設定している。

なお、構造物及び地盤のモデル化方法（線形又は非線形）によらず、係数 α 、 β の設定方法は同一としており、構造物及び地盤を線形でモデル化する場合は、Rayleigh 減衰のみを設定する。

$$[c] = \alpha [m] + \beta [k] \quad \dots \dots \dots \text{式 (2.1)}$$

$[c]$: 減衰係数マトリックス, $[m]$: 質量マトリックス,

$[k]$: 剛性マトリックス

α , β : 係数

全応力による時刻歴応答解析では、「土木学会 2005 年 原子力発電所屋外重要土木構造物の耐震性能照査指針・マニュアル」に準拠し、質量比例型減衰と剛性比例型減衰の組み合わせ (α , $\beta > 0$) による Rayleigh 減衰を設定する。

また、「別紙 4 排気筒基礎の地盤の液状化を考慮した地震応答解析結果」における有効応力解析では、Rayleigh 減衰を考慮することとし、剛性比例型減衰 ($\alpha = 0$, $\beta = 0.002$) とする。

Rayleigh 減衰の設定フローを図 2-6 に示す。

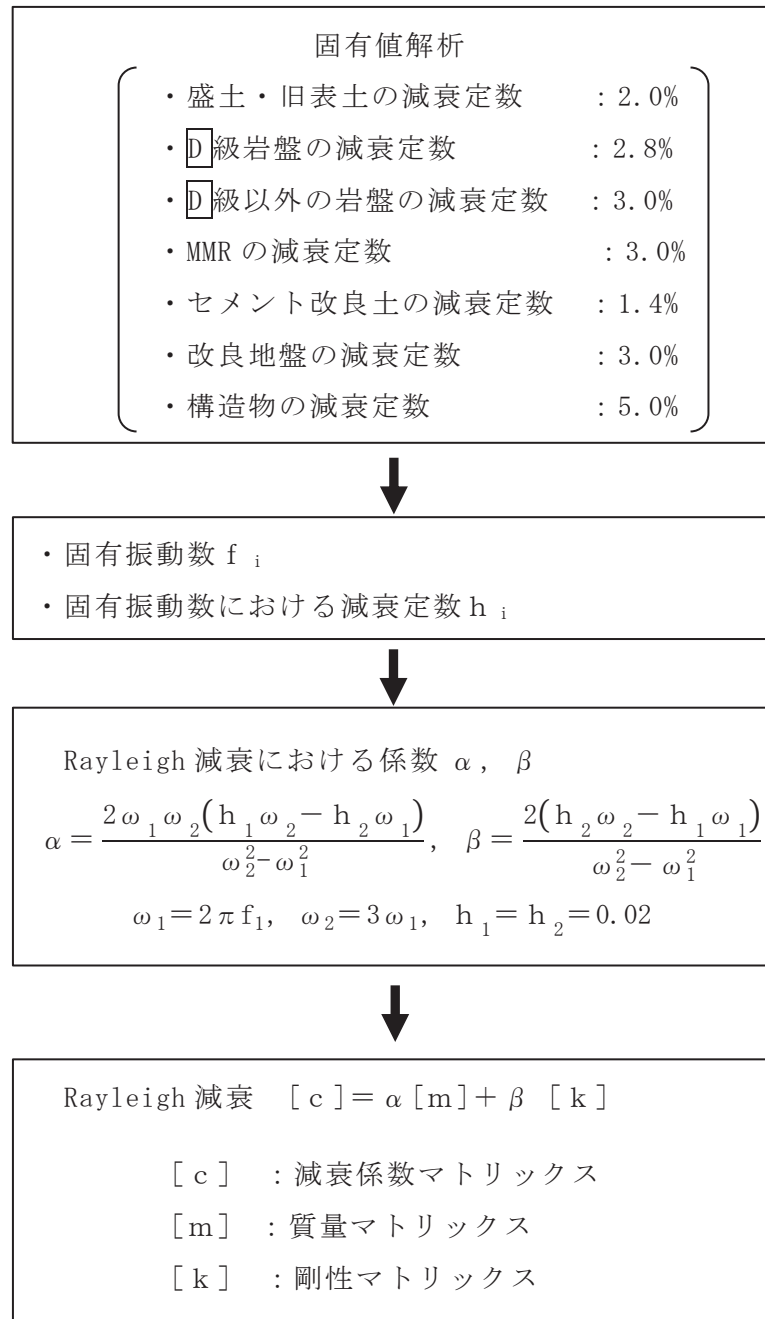


図 2-6 Rayleigh 減衰の設定フロー

減衰定数 (h_1 , h_2) については、地震応答解析の解析モデルに占める割合の大きい盛土及び旧表土の挙動が支配的となることから、「補足-600-1 地盤の支持性能について」に示す盛土及び旧表土の繰返し三軸試験結果に基づき 0.02 を採用している。なお、減衰定数 0.02 は、盛土及び旧表土の微小ひずみ領域における減衰定数であるため、地震時の履歴減衰と比較して十分に小さい値である。

Rayleigh 減衰における係数 α , β の設定にあたっては、低次のモードの変形が支配的となる地中埋設構造物に対して、その特定の振動モードの影響が大きいことを考慮して、1 次及び 2 次モードの固有振動数において、過大な減衰とならないよう定めている。

1 次固有振動数 (f_1) は、地震応答解析の解析モデルの固有値解析結果から算定する。2 次固有振動数 (f_2) は、図 2-7 に示すとおり、水平成層地盤の 2 次固有振動数が 1 次固有振動数の 3 倍であることから、固有値解析から算定した 1 次固有振動数の 3 倍とする。

2 次固有振動数を 1 次固有振動数の 3 倍として設定することの保守性を確認するために、2 次固有振動数を 1 次固有振動数と同様に地震応答解析モデルの固有値解析結果から算定し設定した Rayleigh 減衰との比較を行う。地震応答解析モデル図と設定した Rayleigh 減衰を図 2-8 に示す。

図 2-7 及び図 2-8 に示すように、構造物周囲の地質状況に係わらず 2 次固有振動数を 1 次固有振動数の 3 倍とした方が、各振動数における減衰が小さくなり保守的な設定であることが確認できる。

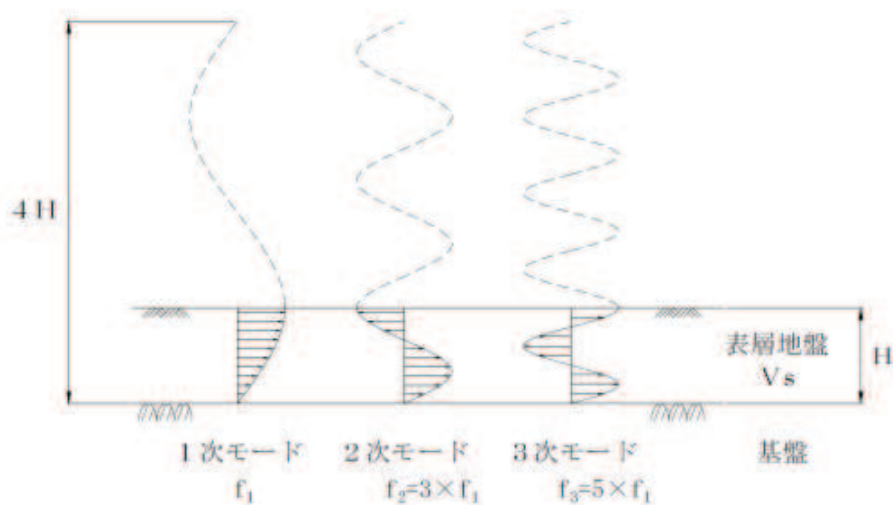
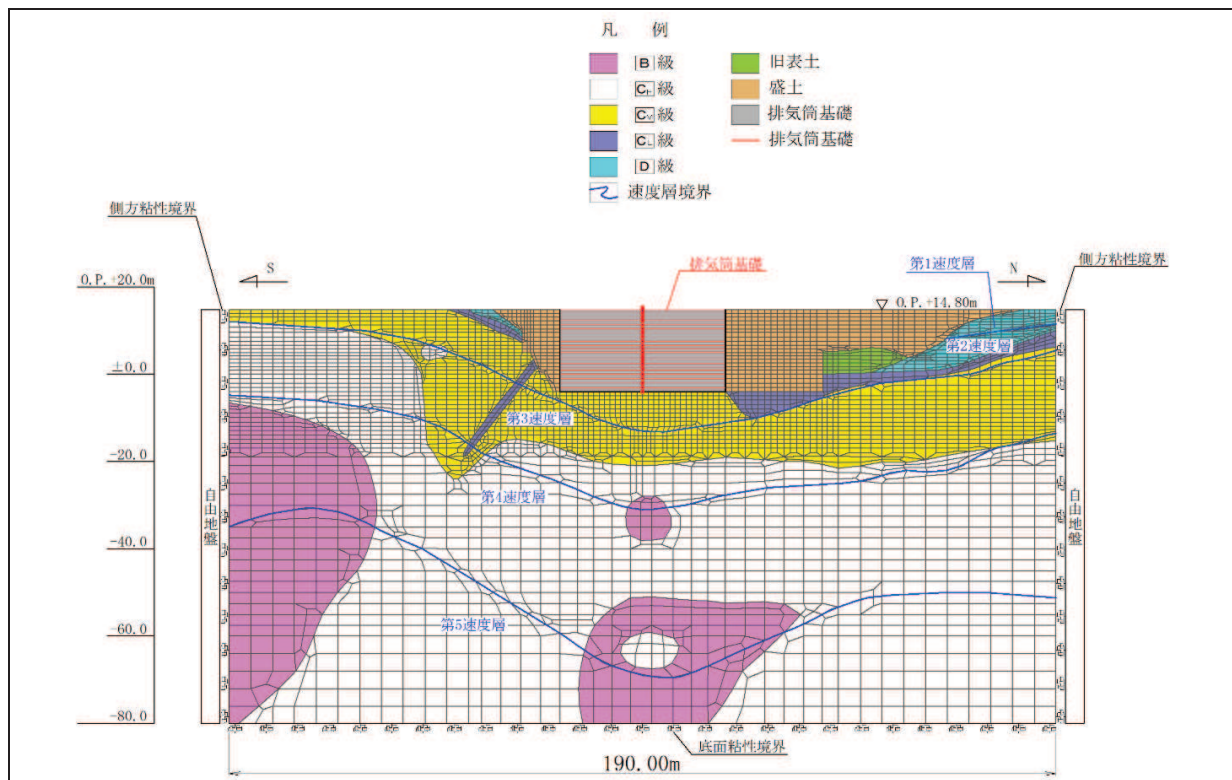
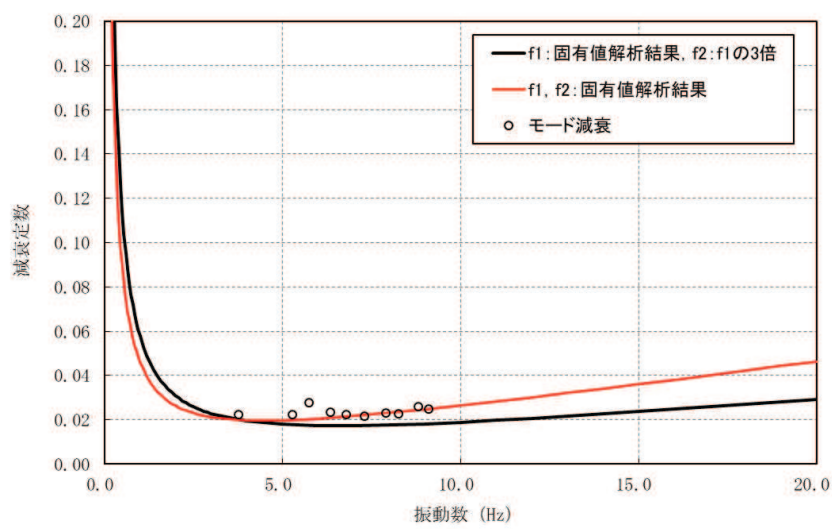


図 2-7 せん断振動の固有振動モード
(実務に役立つ耐震設計入門 (土木学会, 2011))



地震応答解析モデル



Rayleigh 減衰

図 2-8 Rayleigh 減衰の比較 (NS 断面)

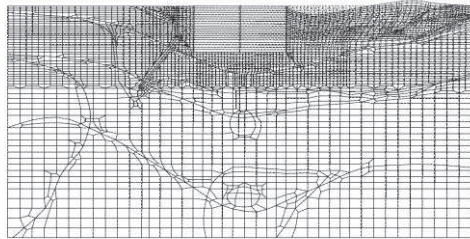
固有値解析結果の一覧を表 2-6 に、固有値解析におけるモード図を図 2-9 及び図 2-10 に、係数 α 、 β を表 2-7 に、固有値解析結果に基づき設定した Rayleigh 減衰を図 2-11 に示す。

表 2-6(1) 固有値解析結果 (NS 断面)

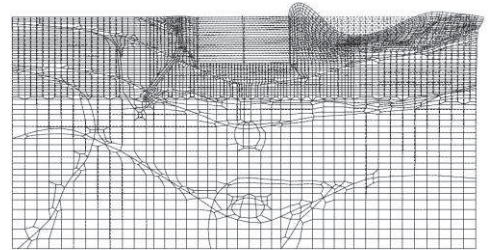
	固有振動数 (Hz)	有効質量比 (%)		刺激係数		備考
		Tx	Ty	β_x	β_y	
1	3.773	9	0	65.69	0.16	1次として採用
2	5.288	9	0	-2.81	-0.53	—
3	5.749	56	0	145.30	-0.39	—
4	6.345	66	0	67.12	-0.72	—
5	6.802	68	0	-32.44	6.61	—
6	7.306	69	0	-19.67	4.08	—
7	7.914	69	0	13.55	6.10	—
8	8.268	70	2	-21.37	25.07	—
9	8.822	72	2	-29.40	-9.75	—
10	9.099	73	6	-24.63	41.41	—

表 2-6(2) 固有値解析結果 (EW 断面)

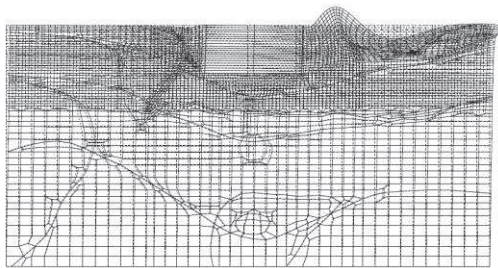
	固有振動数 (Hz)	有効質量比 (%)		刺激係数		備考
		Tx	Ty	β_x	β_y	
1	2.410	7	0	56.55	-6.68	1次として採用
2	3.612	12	0	45.41	7.98	—
3	3.766	18	0	53.82	-1.62	—
4	4.530	19	0	20.30	-7.61	—
5	4.740	20	0	16.10	0.08	—
6	5.141	21	1	-20.95	-8.20	—
7	5.547	26	1	48.08	-12.80	—
8	5.718	40	1	79.93	0.93	—
9	5.792	40	2	2.73	15.90	—
10	6.040	40	2	10.54	-2.70	—



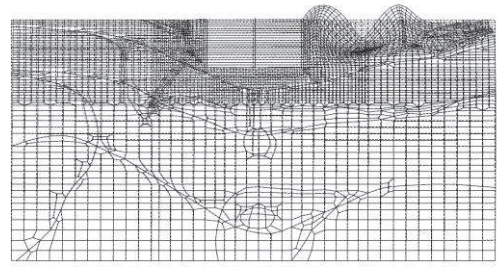
1 次モード $f_1 = 3.773$ Hz
(刺激係数 : 65.69)



2 次モード $f_2 = 5.288$ Hz
(刺激係数 : -2.81)

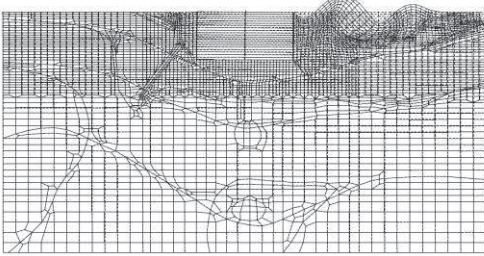


3 次モード $f_3 = 5.749$ Hz
(刺激係数 : 145.30)

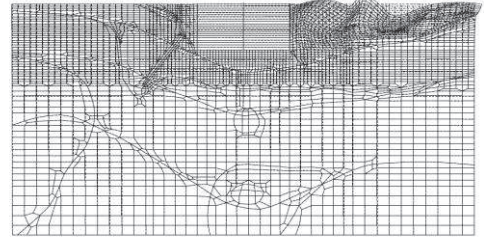


4 次モード $f_4 = 6.345$ Hz
(刺激係数 : 67.12)

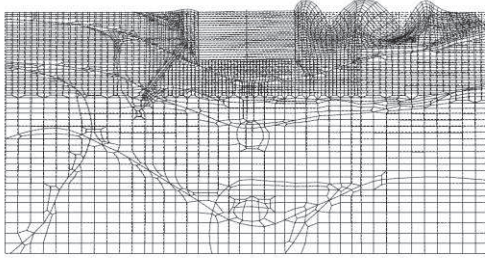
図 2-9(1) 固有値解析結果 (モード図) (NS 断面) (1/3)



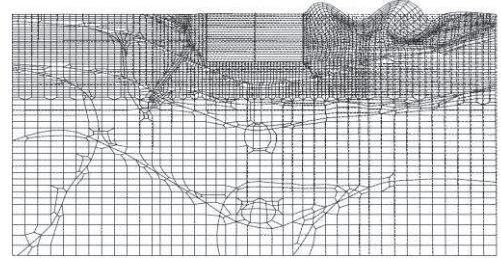
5 次モード $f_5 = 6.802 \text{ Hz}$
 (刺激係数 : -32.44)



6 次モード $f_6 = 7.306 \text{ Hz}$
 (刺激係数 : -19.67)



7 次モード $f_7 = 7.914 \text{ Hz}$
 (刺激係数 : 13.55)



8 次モード $f_8 = 8.268 \text{ Hz}$
 (刺激係数 : -21.37)

図 2-9(2) 固有値解析結果 (モード図) (NS 断面) (2/3)

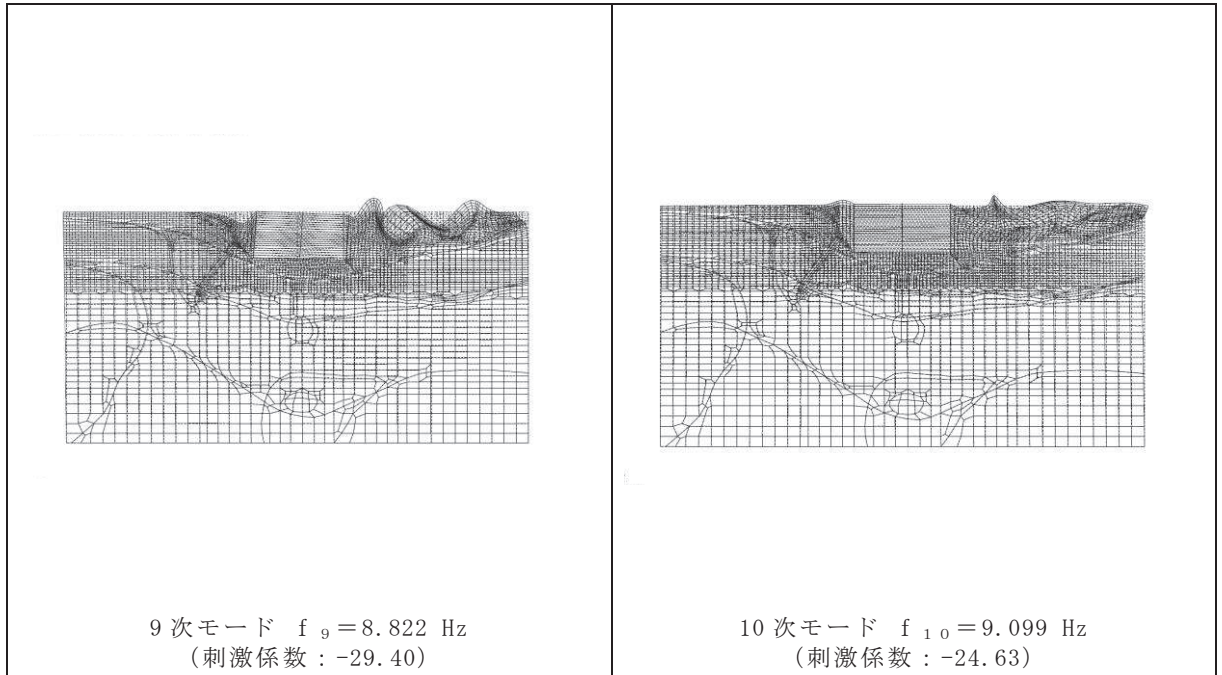


図 2-9(3) 固有値解析結果 (モード図) (NS 断面) (3/3)

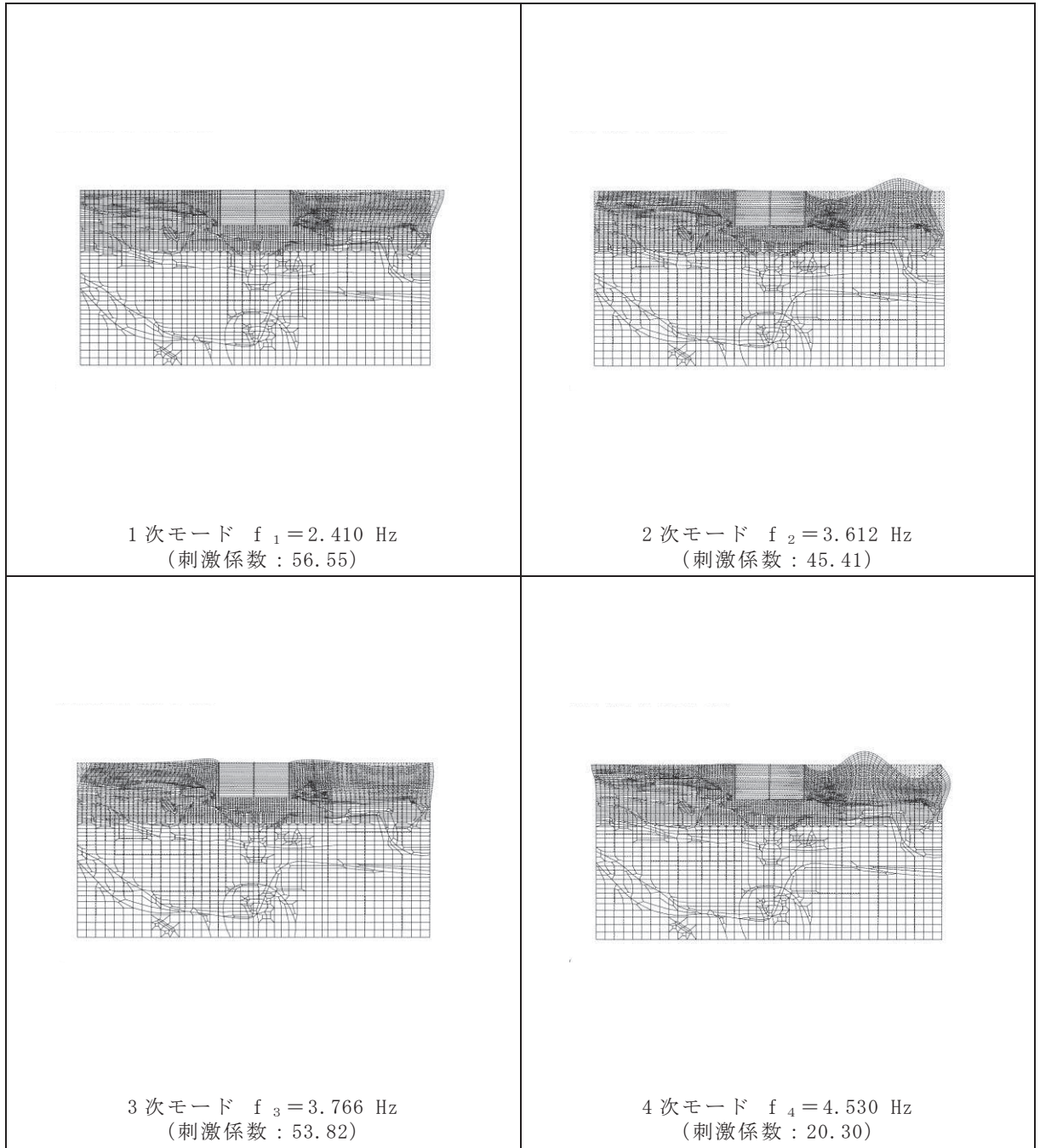


図 2-10(1) 固有値解析結果 (モード図) (EW 断面) (1/3)

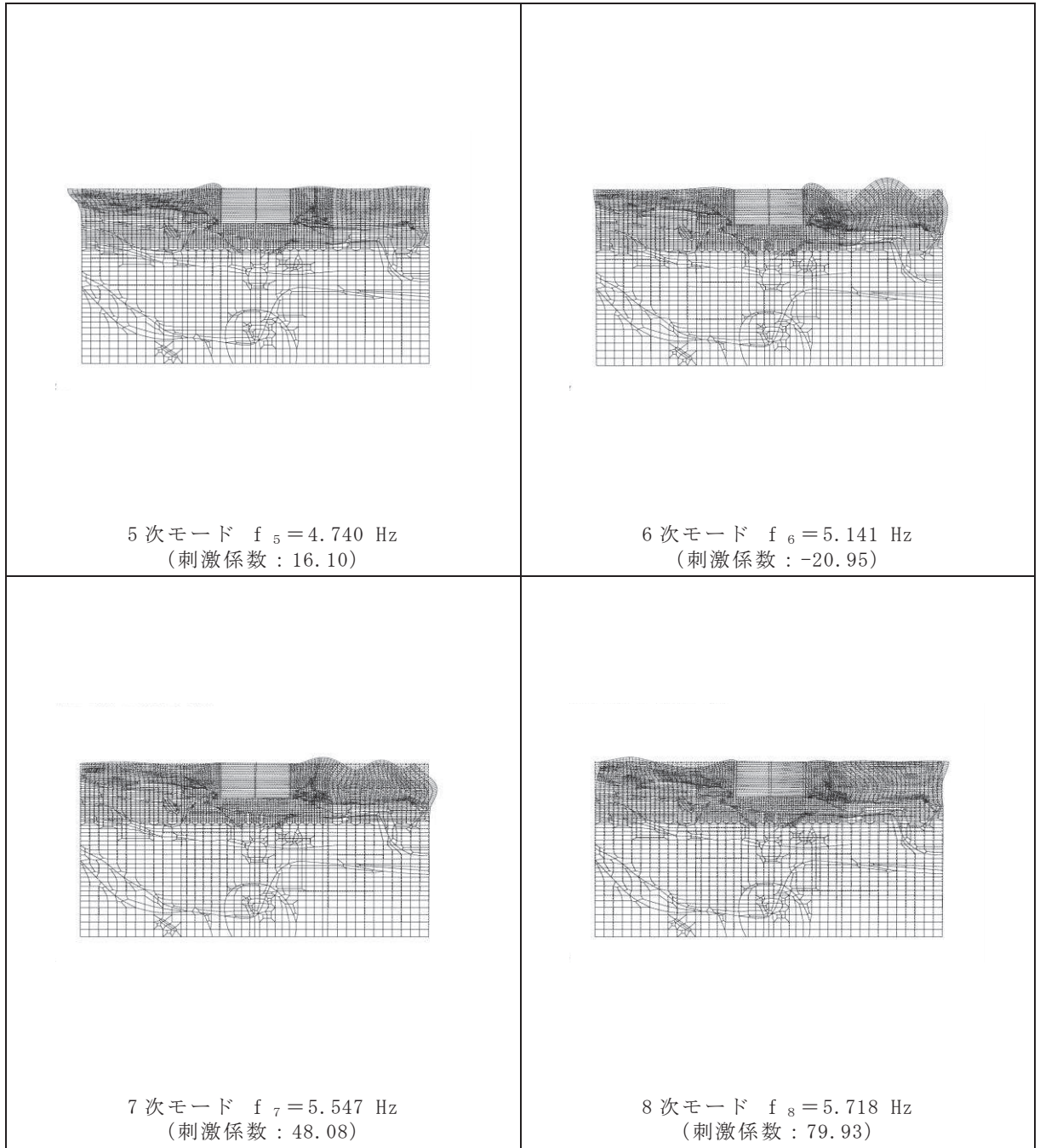


図 2-10(2) 固有値解析結果 (モード図) (EW 断面) (2/3)

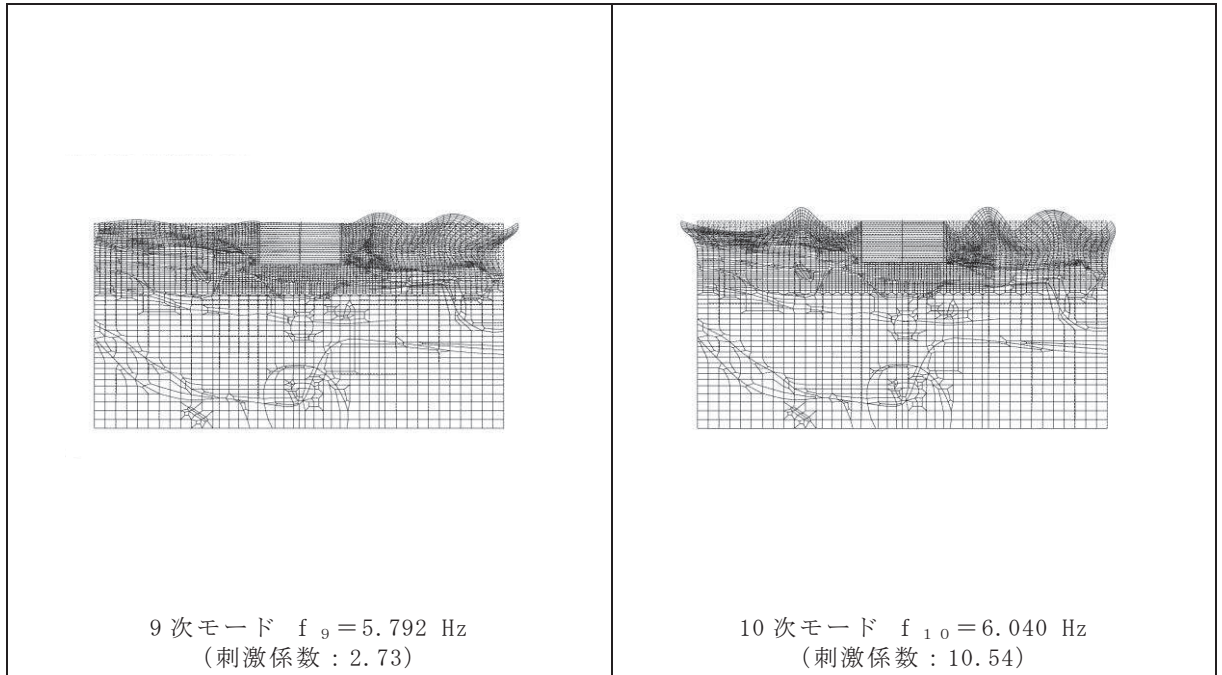
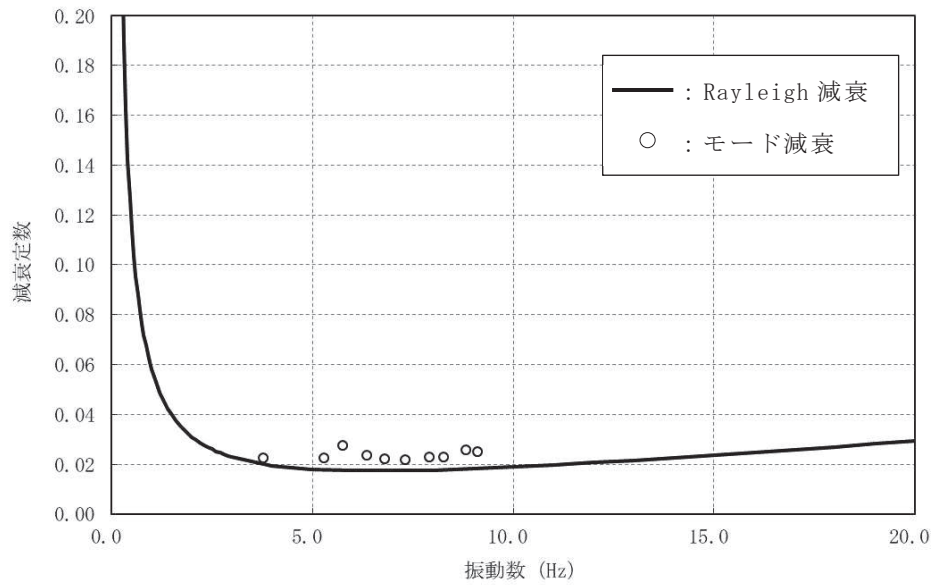


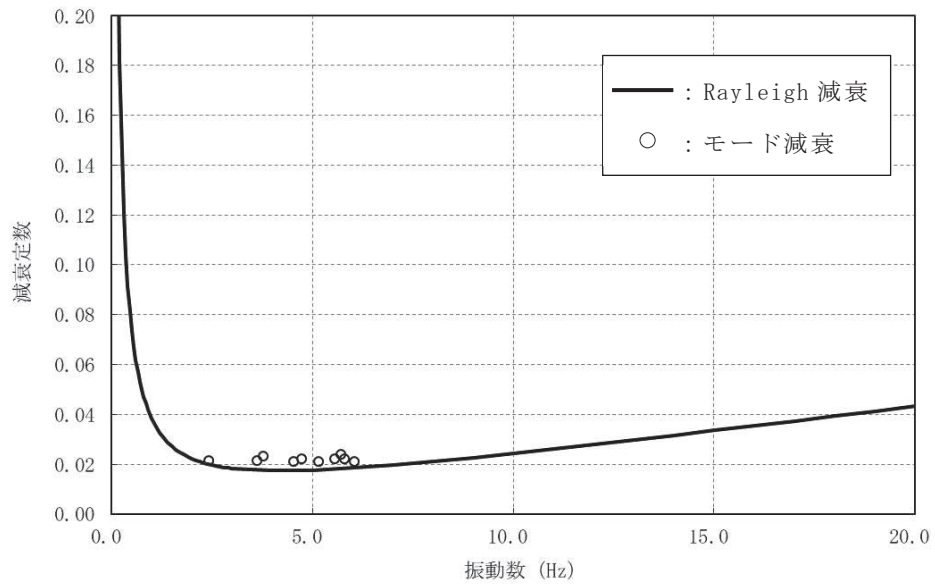
図 2-10(3) 固有値解析結果 (モード図) (EW 断面) (3/3)

表 2-7 Rayleigh 減衰における係数 α , β の設定結果

地震時荷重算出断面	α	β
NS 断面	7.113×10^{-1}	4.218×10^{-4}
EW 断面	4.543×10^{-1}	6.604×10^{-4}



(a) NS 断面



(b) EW 断面

図 2-11 設定した Rayleigh 減衰

別紙 3 排気筒基礎の地震応答解析における地盤物性及び
材料物性の不確かさに関する検討

目次

1. 概要	別紙 3-1
1.1 検討概要	別紙 3-1
1.2 検討方針	別紙 3-1
2. 排気筒基礎の耐震評価に及ぼす地盤物性の不確かさの影響検討	別紙 3-3
2.1 不確かさの影響検討を行う地震動の設定方法	別紙 3-3
2.2 地震動の選定	別紙 3-5
2.3 地盤物性の不確かさを考慮した地震応答解析結果	別紙 3-11
3. 機器・配管系の耐震評価に適用する影響検討ケース	別紙 3-13

1. 概要

1.1 検討概要

本資料では、地盤物性及び材料物性の不確かさを考慮した地震応答解析を行い、地盤物性及び材料物性の不確かさが排気筒基礎の評価に及ぼす影響について確認する。また、機器・配管系の耐震評価に適用する影響検討ケースの最大応答加速度についても示す。

1.2 検討方針

女川原子力発電所第2号機排気筒は、排気筒基礎（基礎部）と排気筒（排気筒部）を分けて地震応答解析を実施している。このことから、排気筒基礎及び排気筒に及ぼす地盤物性及び材料物性の不確かさの影響は、基礎部と排気筒部に分け、基準地震動 S_s （全7波）を用いた地震応答解析により確認を行う。

排気筒基礎の不確かさ検討ケースを表 1-1 に示す。排気筒基礎の耐震評価については、許容応力度法により設計を行っており、十分に裕度を確保した設計としていることから、材料物性（コンクリート物性）のばらつきを考慮した耐震評価は実施せず、地盤物性のばらつきを考慮する。

地盤物性のばらつきについて、排気筒基礎の地震時の応答は、構造物と周辺地盤の相互作用によることから、地盤物性のばらつきの影響を評価するに当たっては、解析モデルに分布する地盤のうち、主に構造物の応答に支配的となる地盤を選定する。排気筒基礎は、岩盤上に直接構築され、基礎の質量が大きく、作用する慣性力が主たる荷重となる他、盛土等の土圧も主たる荷重となることから、すべての地盤のせん断弾性係数のばらつきを考慮する（ケース②，ケース③）。

本検討においては、排気筒基礎の耐震評価に着目し、地盤物性のばらつき（ケース①～ケース③）の影響について確認を行う。

一方、機器・配管系に対する応答加速度抽出においては、地盤物性に加え材料物性のばらつき（コンクリートの実強度を考慮したばらつき（ケース④））を設計ケースとしており、添付書類「VI-2-2-25 排気筒基礎の地震応答計算書」に最大加速度分布図を示している。本資料では、機器・配管系における影響検討ケースである材料物性のばらつき（初期剛性低下（ケース⑤））の最大加速度分布図を示す。

表 1-1 排気筒基礎の解析ケース

解析ケース	材料物性 (コンクリート) (E_0 : ヤング係数)	地盤物性
		旧表土, 盛土, D級岩盤 C _L 級岩盤, C _M 級岩盤, C _H 級岩盤, B級岩盤 (G: せん断弾性係数)
ケース① (基本ケース)	設計基準強度	平均値
ケース②	設計基準強度	平均値 + 1 σ
ケース③	設計基準強度	平均値 - 1 σ
ケース④	実強度に基づく 圧縮強度* ¹	平均値
ケース⑤	設計基準強度 × 0.75* ²	平均値

注記*1: 既設構造物のコア採取による圧縮強度試験の結果を使用する。

*2: 原子炉建屋の剛性低下率のうち特異的なオペフロの値を除いた中で最大となる NS 方向の剛性低下率を設定する。

2. 排気筒基礎の耐震評価に及ぼす地盤物性の不確かさの影響検討

2.1 不確かさの影響検討を行う地震動の設定方法

不確かさを考慮したケースにおける排気筒基礎の評価にあたっては、基準地震動 S_s (7波) 及びこれらに水平動の位相反転を考慮した地震動 (7波) を加えた全 14 波を用いてケース① (基本ケース) における評価結果を確認したうえで、排気筒基礎の応答への影響の大きい基準地震動に対して実施する。

ケース①において、曲げ・軸力系の破壊、せん断破壊及び基礎地盤の支持力照査の照査項目ごとに照査値が 0.5 を超える照査項目に対して、最も厳しい (許容限界に対する裕度が最も小さい) 地震動を用いて、ケース②及びケース③を実施する。

すべての照査項目の照査値がいずれも 0.5 以下の場合は、照査値が最も厳しい地震動を用いて、ケース②及びケース③を実施する。

また、上記解析ケースの結果を踏まえ、更に照査値が大きくなる可能性がある場合は、追加解析ケースを実施する。

図 2-1 に地盤物性の不確かさを考慮した検討に用いる地震動の選定フローを示す。

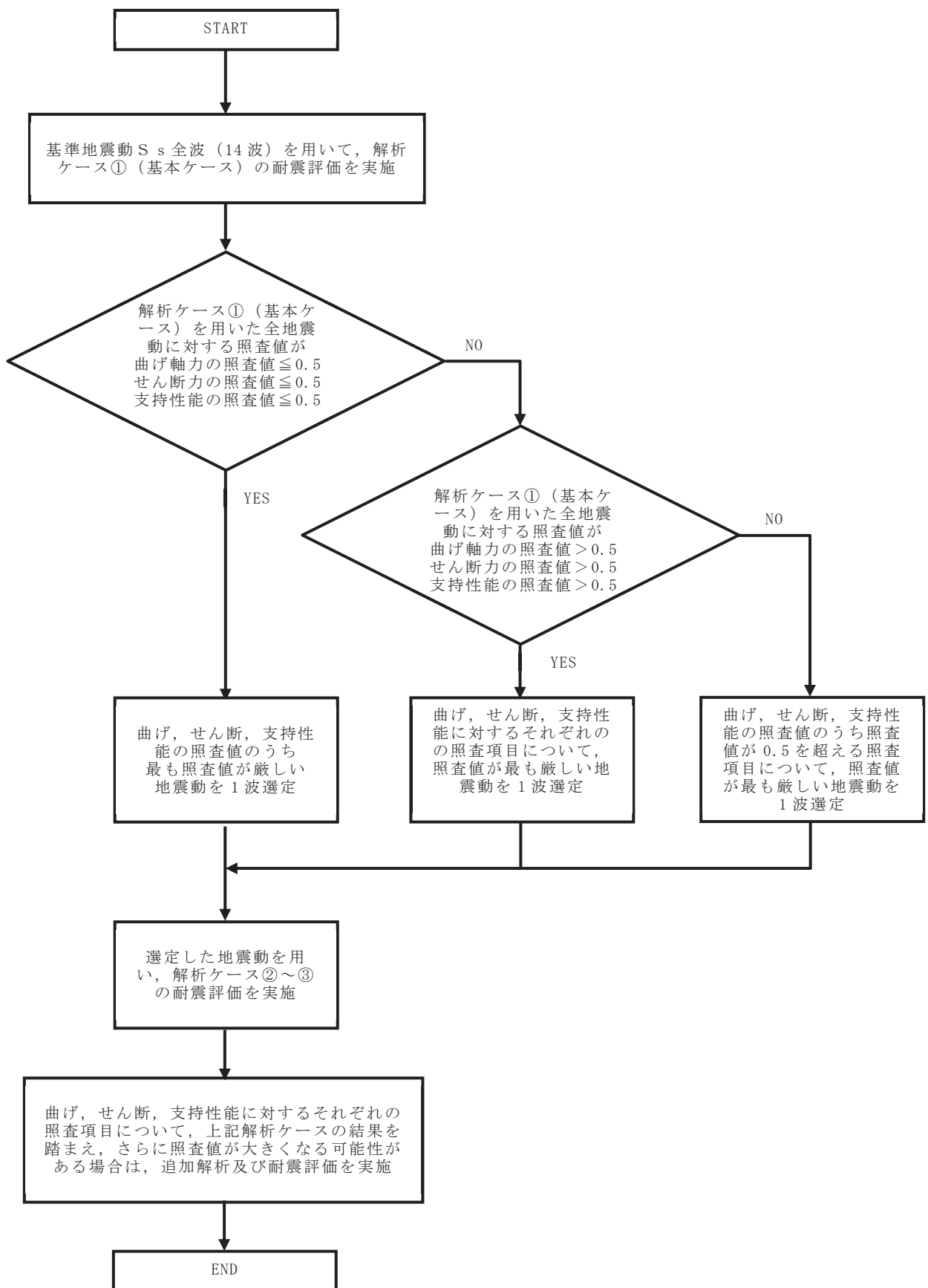


図2-1 地盤物性の不確かさを考慮した検討に用いる地震動の選定法のフロー

2.2 地震動の選定

排気筒基礎の基準地震動 S_s に対する地震動の選定過程を以下に示す。排気筒基礎の基準地震動 S_s に対する照査値を表 2-1～表 2-3 に示す。

「2.1 不確かさの影響検討を行う地震動の設定方法」に基づき確認した結果、 $S_s - D 2 (-+)$ が、照査値が最も厳しくなるせん断破壊に対する評価結果が最大となることから、 $S_s - D 2 (-+)$ を地盤物性の不確かさの影響検討に用いる地震動とする。

表 2-1(1) S_s 地震時における曲げ・軸力系の破壊に対する照査結果
(コンクリート, NS 断面)

		曲げ・軸力系の破壊に対する 照査結果		
		ケース①	ケース②	ケース③
$S_s - D 1$	++	0.13		
	-+	0.13		
$S_s - D 2$	++	0.23		
	-+	0.14		
$S_s - D 3$	++	0.14		
	-+	0.11		
$S_s - F 1$	++	0.11		
	-+	0.10		
$S_s - F 2$	++	0.13		
	-+	0.12		
$S_s - F 3$	++	0.16		
	-+	0.12		
$S_s - N 1$	++	0.10		
	-+	0.09		

表 2-1(2) S s 地震時における曲げ・軸力系の破壊に対する照査結果
(コンクリート, EW 断面)

		曲げ・軸力系の破壊に対する 照査結果		
		ケース①	ケース②	ケース③
S s - D 1	++	0.21		
	-+	0.20		
S s - D 2	++	0.30		
	-+	0.23	0.27	0.21
S s - D 3	++	0.17		
	-+	0.17		
S s - F 1	++	0.14		
	-+	0.13		
S s - F 2	++	0.23		
	-+	0.24		
S s - F 3	++	0.20		
	-+	0.21		
S s - N 1	++	0.14		
	-+	0.15		

表 2-2(1) S s 地震時における曲げ・軸力系の破壊に対する照査結果
(鉄筋, NS 断面)

		曲げ・軸力系の破壊に対する 照査結果		
		ケース①	ケース②	ケース③
S s - D 1	++	0.36		
	-+	0.37		
S s - D 2	++	0.36		
	-+	0.38		
S s - D 3	++	0.37		
	-+	0.37		
S s - F 1	++	0.37		
	-+	0.37		
S s - F 2	++	0.37		
	-+	0.36		
S s - F 3	++	0.36		
	-+	0.35		
S s - N 1	++	0.36		
	-+	0.37		

表 2-2(2) S s 地震時における曲げ・軸力系の破壊に対する照査結果
(鉄筋, EW 断面)

		曲げ・軸力系の破壊に対する 照査結果		
		ケース①	ケース②	ケース③
S s - D 1	++	0.35		
	-+	0.35		
S s - D 2	++	0.35		
	-+	0.35	0.35	0.35
S s - D 3	++	0.35		
	-+	0.35		
S s - F 1	++	0.35		
	-+	0.35		
S s - F 2	++	0.35		
	-+	0.35		
S s - F 3	++	0.34		
	-+	0.35		
S s - N 1	++	0.35		
	-+	0.35		

表 2-3(1) S s 地震時におけるせん断破壊に対する照査結果 (NS 断面)

		せん断破壊に対する照査結果		
		ケース①	ケース②	ケース③
S s - D 1	++	0.55		
	-+	0.53		
S s - D 2	++	0.58		
	-+	0.55		
S s - D 3	++	0.49		
	-+	0.47		
S s - F 1	++	0.48		
	-+	0.46		
S s - F 2	++	0.48		
	-+	0.49		
S s - F 3	++	0.53		
	-+	0.46		
S s - N 1	++	0.48		
	-+	0.44		

表 2-3(2) S s 地震時におけるせん断破壊に対する照査結果 (EW 断面)

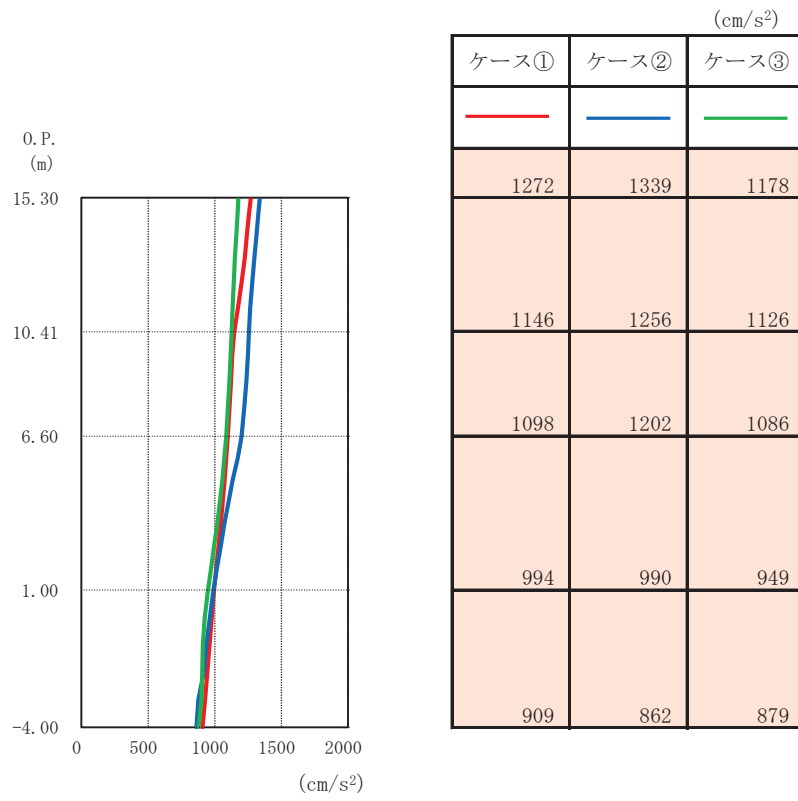
		せん断破壊に対する照査結果		
		ケース①	ケース②	ケース③
S s - D 1	++	0.65		
	-+	0.64		
S s - D 2	++	0.68		
	-+	0.69	0.68	0.68
S s - D 3	++	0.57		
	-+	0.58		
S s - F 1	++	0.50		
	-+	0.51		
S s - F 2	++	0.56		
	-+	0.58		
S s - F 3	++	0.64		
	-+	0.61		
S s - N 1	++	0.52		
	-+	0.51		

2.3 地盤物性の不確かさを考慮した地震応答解析結果

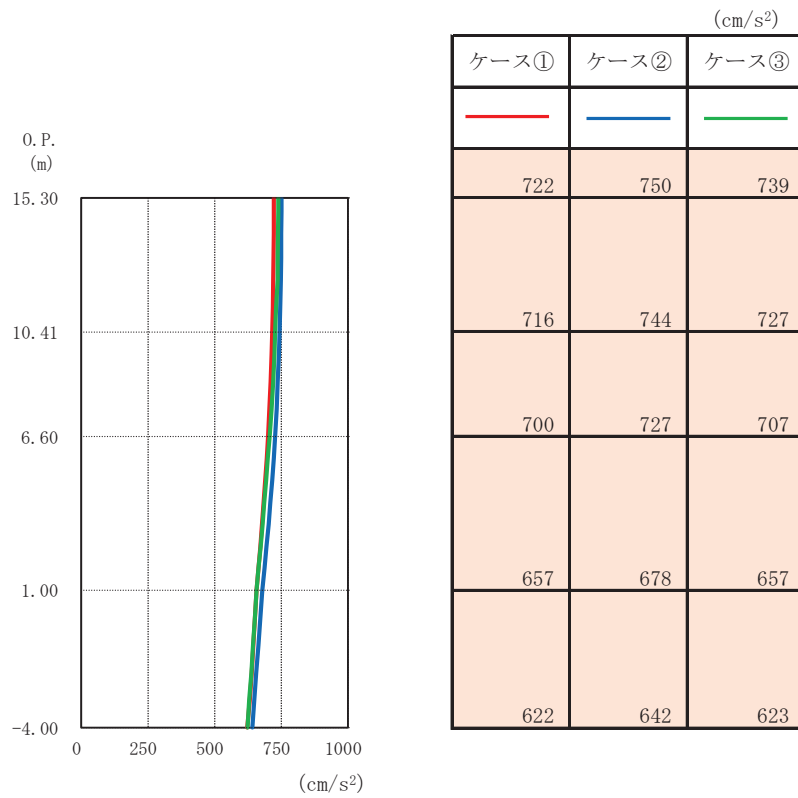
基本ケースの地震応答解析結果は、添付書類「VI-2-2-25 排気筒基礎の地震応答計算書」に示していることから、ここでは地盤物性の不確かさを考慮した基準地震動 S_s に対する地震応答解析結果を図 2-2 に示す。

地盤物性の不確かさを考慮した地震応答解析結果より、以下の傾向を確認した。

- ・ 曲げ・軸力系の破壊，せん断破壊及び基礎地盤の支持力照査の各項目で 0.5 を超えるせん断破壊に対する評価結果から， $S_s - D2 (-+)$ が排気筒基礎の耐震評価に最も厳しい基準地震動となった。
- ・ $S_s - D2 (-+)$ による地盤物性の不確かさの評価結果から，排気筒基礎における地盤物性の不確かさについての影響は小さい結果となった。



(a) 水平方向



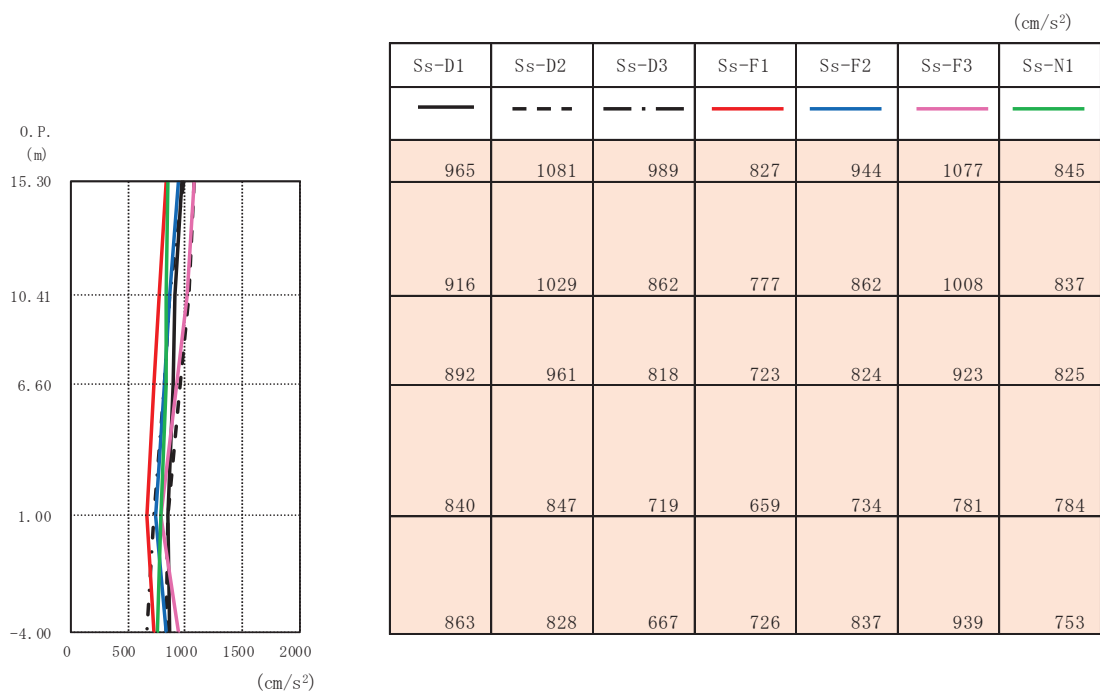
(b) 鉛直方向

図 2-2 最大応答加速度 (基準地震動 S_s, S_s-D2 (-+), EW 断面)

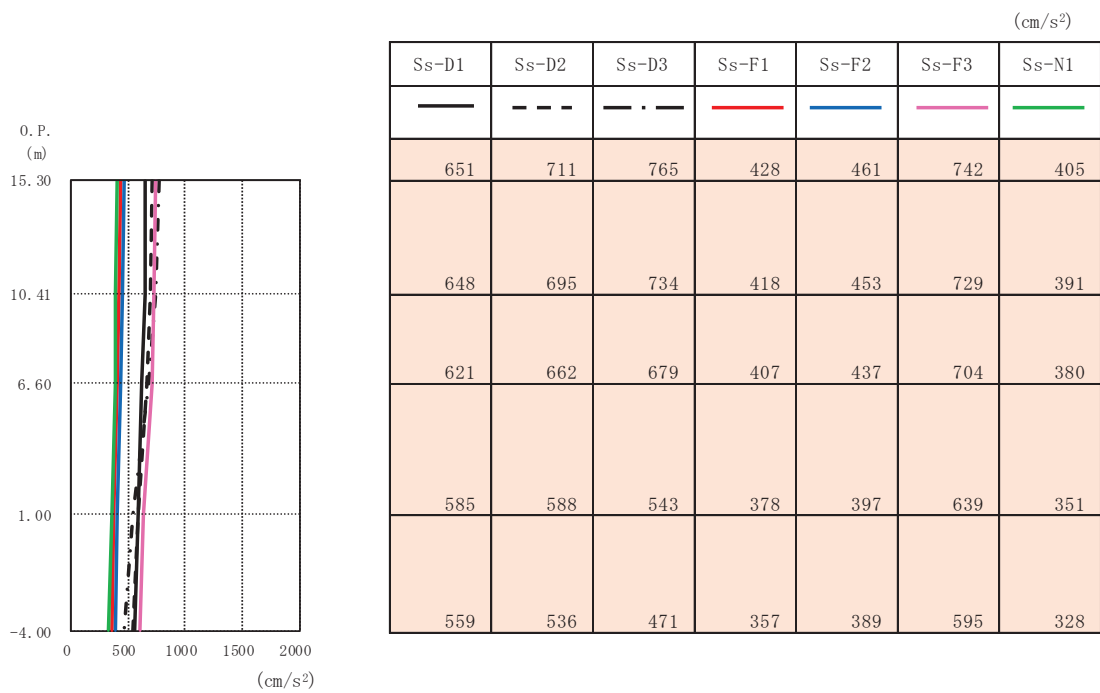
3. 機器・配管系の耐震評価に適用する影響検討ケース

排気筒基礎に支持される機器・配管系の耐震評価に適用する床応答への保守的な配慮として、基準地震動 S_s (7波) 及び弾性設計用地震動 S_d を用いて、ケース①に加え、添付書類「VI-2-2-25 排気筒基礎の地震応答計算書」に基づきケース②～④の解析を実施している。

鉄筋コンクリート部材の初期剛性低下の影響として、鉄筋コンクリート部材の剛性を0.75倍したケースに係る地震応答解析結果として、基準地震動 S_s に対する最大加速度分布図を図3-1～図3-2に示す。

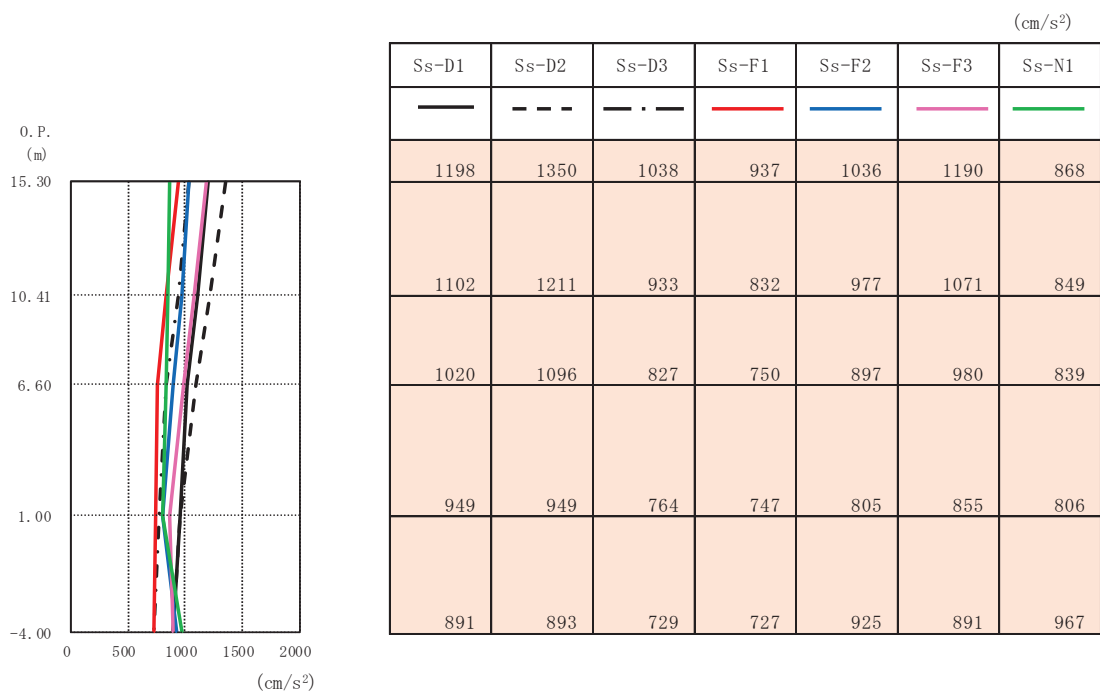


(a) 水平方向

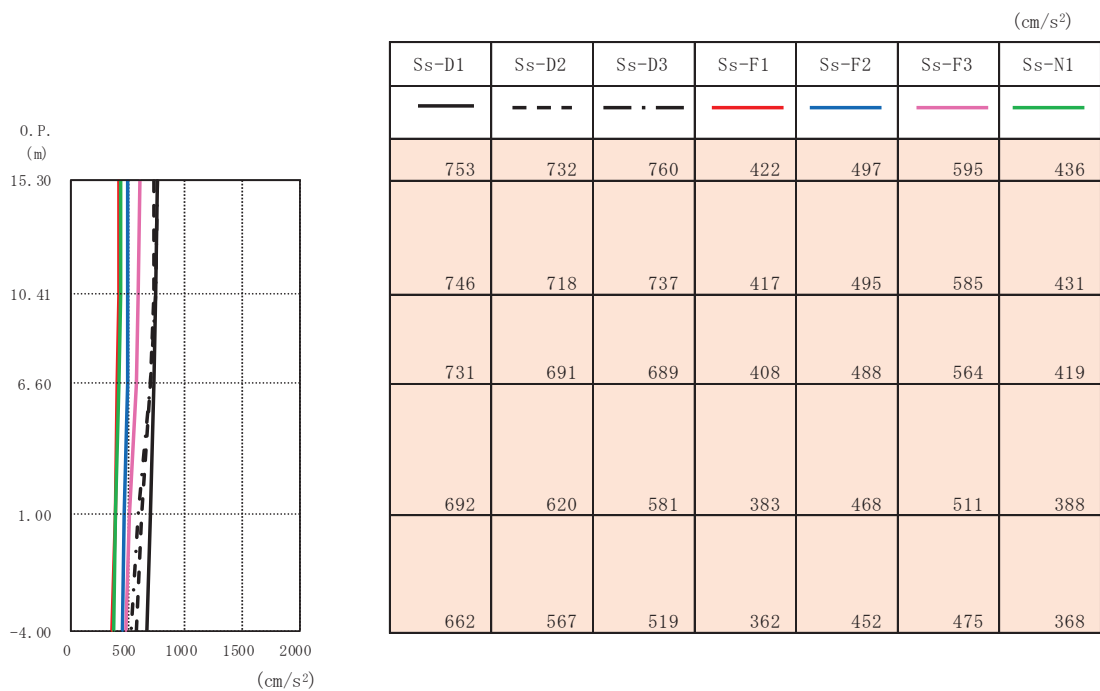


(b) 鉛直方向

図 3-1 最大応答加速度 (基準地震動 S_s (++) , ケース⑤, NS 断面)



(a) 水平方向



(b) 鉛直方向

図 3-2 最大応答加速度 (基準地震動 S_s (++) , ケース⑤, EW 断面)

別紙 4 排気筒基礎の地盤の液状化を考慮した地震応答解析結果

目次

1. 概要	別紙 4-1
2. 検討方針	別紙 4-2
3. 解析方法	別紙 4-3
3.1 入力地震動	別紙 4-3
3.2 解析モデル及び諸元	別紙 4-3
3.2.1 解析モデル及び諸元	別紙 4-3
3.2.2 使用材料及び材料の物性値	別紙 4-6
3.2.3 地盤の物性値	別紙 4-6
3.2.4 地下水位	別紙 4-7
4. 地震応答解析結果	別紙 4-8
5. 耐震評価に与える影響	別紙 4-19
5.1 排気筒基礎の評価に与える影響	別紙 4-19
5.2 排気筒の評価に与える影響	別紙 4-22
5.3 配管の評価に与える影響	別紙 4-30

1. 概要

排気筒基礎の設計用地下水位は地表面（O.P. 14.8m）に設定しており、また、周辺の地盤は液状化検討対象層（盛土、旧表土）が分布している。建物・構築物である排気筒基礎は、土圧による影響が支配的な屋外重要土木構造物と異なり、入力地震動との共振振動により発生する構造物の慣性力による影響が大きいことから、地盤の液状化、非液状化による土圧の影響は少ないと考え、全応力解析を基本としている。

本資料では、周辺地盤の液状化による影響を確認するため、地盤の有効応力の変化を考慮した地震応答解析（以下「有効応力解析」という。）を行い、排気筒基礎、排気筒及び配管に与える影響を確認するものである。具体的には、排気筒基礎に発生する慣性力及び排気筒、配管の共振への影響を確認するため、排気筒基礎の地震応答解析から求めた応答加速度を確認する。また、排気筒基礎は、地盤からの土圧も作用することから、モデルに発生する断面力についても確認する。

2. 検討方針

排気筒基礎の有効応力解析は、添付書類「VI-2-1-6 地震応答解析の基本方針」に基づいて行う。

有効応力解析フローを図 2-1 に示す。

有効応力解析は、「3.1 入力地震動」において設定した入力地震動を用いて実施することとし、「3.2 解析モデル及び諸元」において設定した有効応力解析モデル及び条件に基づき、「4. 地震応答解析結果」及び「5. 耐震評価に与える影響」において排気筒基礎の各種応答値を算出し、有効応力解析による影響を確認する。

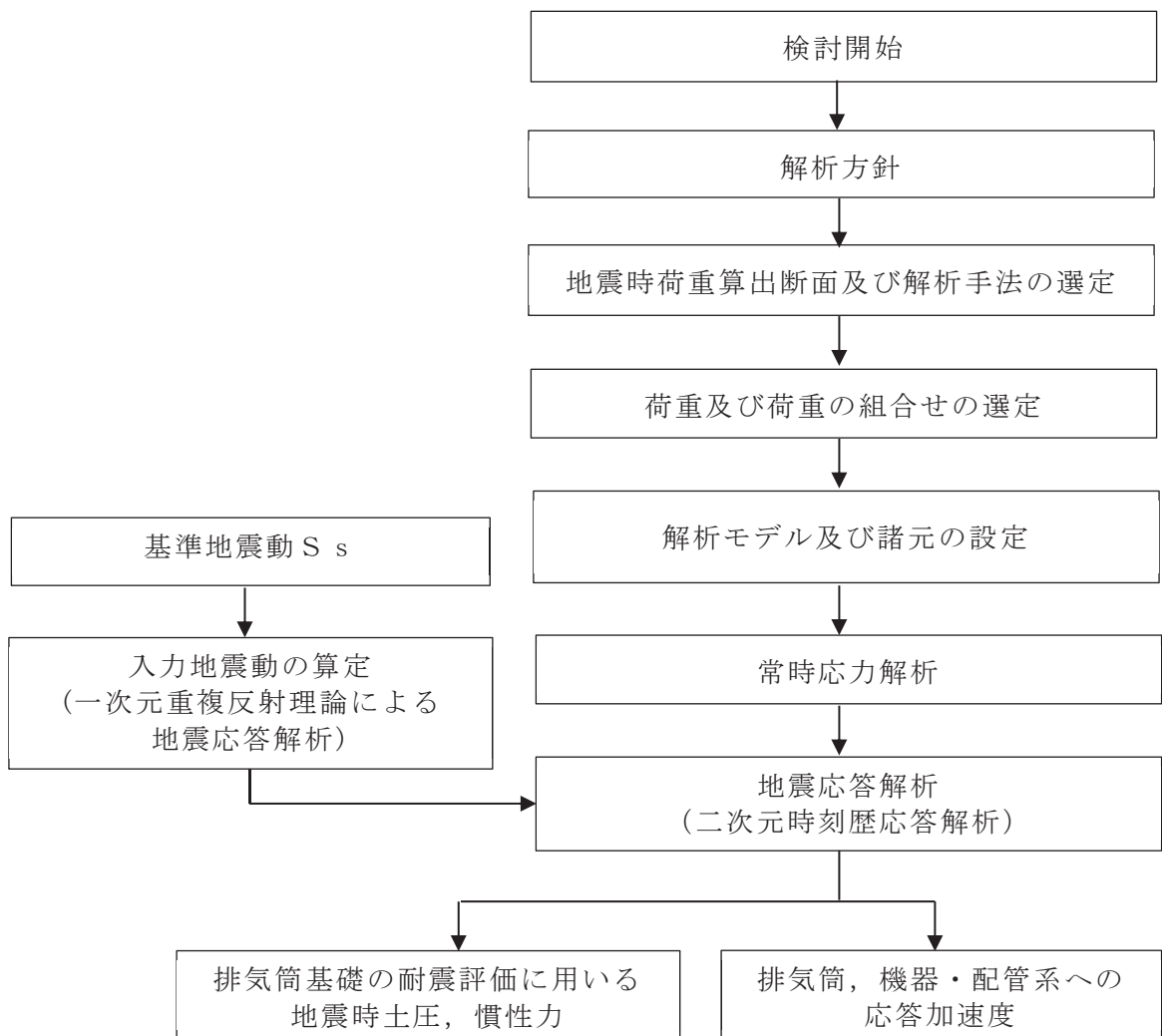


図 2-1 排気筒基礎の有効応力解析フロー

3. 解析方法

3.1 入力地震動

有効応力解析に用いる入力地震動は、添付書類「VI-2-2-25 排気筒基礎の地震応答計算書」と同一とし、解放基盤表面で定義される基準地震動 S_s を一次元重複反射理論により地震応答解析モデル下端位置で評価したものをを用いる。

3.2 解析モデル及び諸元

有効応力解析に用いる解析モデル及び諸元は、添付書類「VI-2-2-25 排気筒基礎の地震応答計算書」と同一とし、以下に示すものをを用いる。地震応答解析については、解析コード「FLIP Ver7.3.0_2」を使用する。なお、解析コードの検証及び妥当性確認等の概要については、添付書類「VI-5 計算機プログラム（解析コード）の概要」に示す。

3.2.1 解析モデル及び諸元

排気筒基礎の地震応答解析モデルを図 3-1～図 3-3 に示す。

(1) 解析領域

二次元有限要素法による時刻歴応答解析の解析モデルの解析領域は、境界条件の影響が地盤及び構造物の応力状態に影響を及ぼさないよう、十分に広い領域とする。

(2) 境界条件

二次元有限要素法による時刻歴応答解析の解析モデルの境界条件については、有限要素解析における半無限地盤を模擬するため、粘性境界を設ける。

(3) 構造物のモデル化

筒身柱、鉄塔柱、つなぎはり及び基礎版の剛性を、構造物中心位置において各構造部材と等価な剛性を有する線形はり要素と等価な質量を有する質点でモデル化する。排気筒は基礎の上端に質点として考慮する。また、基礎の構造部材と地盤の相互作用を考慮するため、構造部材に対して十分に剛な断面性能を有する仮想剛梁を水平方向に配置する。

(4) 地盤のモデル化

D₁級を除く岩盤は、線形の平面ひずみ要素でモデル化する。また、盛土・旧表土及び D₂級岩盤は、地盤の非線形性をマルチスプリング要素で考慮した平面ひずみ要素でモデル化する。充填コンクリートは、構造物中心位置での線形はり要素に質量と剛性を考慮する。

(5) 隣接構造物のモデル化

NS 方向において隣接構造物となる排気筒連絡ダクト、第 3 号機排気筒連絡ダクトは、排気筒基礎の耐震評価において保守的な評価となるよう盛土としてモデル化する。

(6) ジョイント要素の設定

地震時の「地盤と構造物」との接合面における剥離及びすべりを考慮するため、これらの接合面にジョイント要素を設定する。

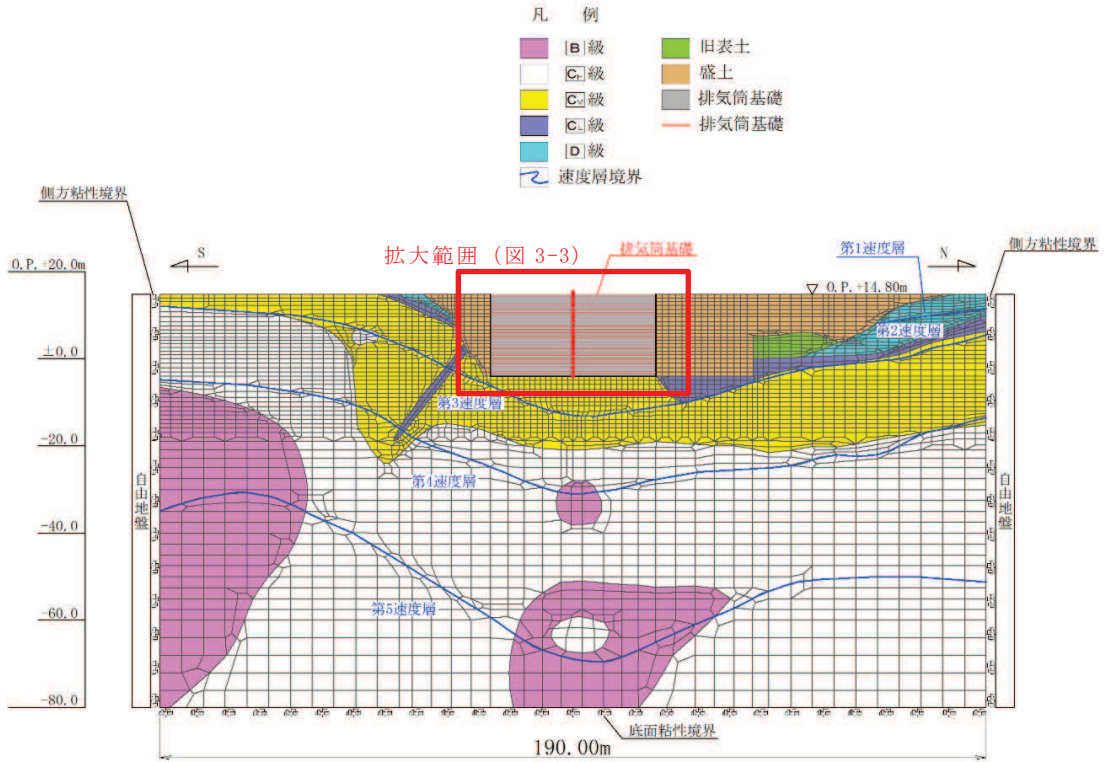


図 3-1 排気筒基礎の地震応答解析モデル図 (NS 断面)

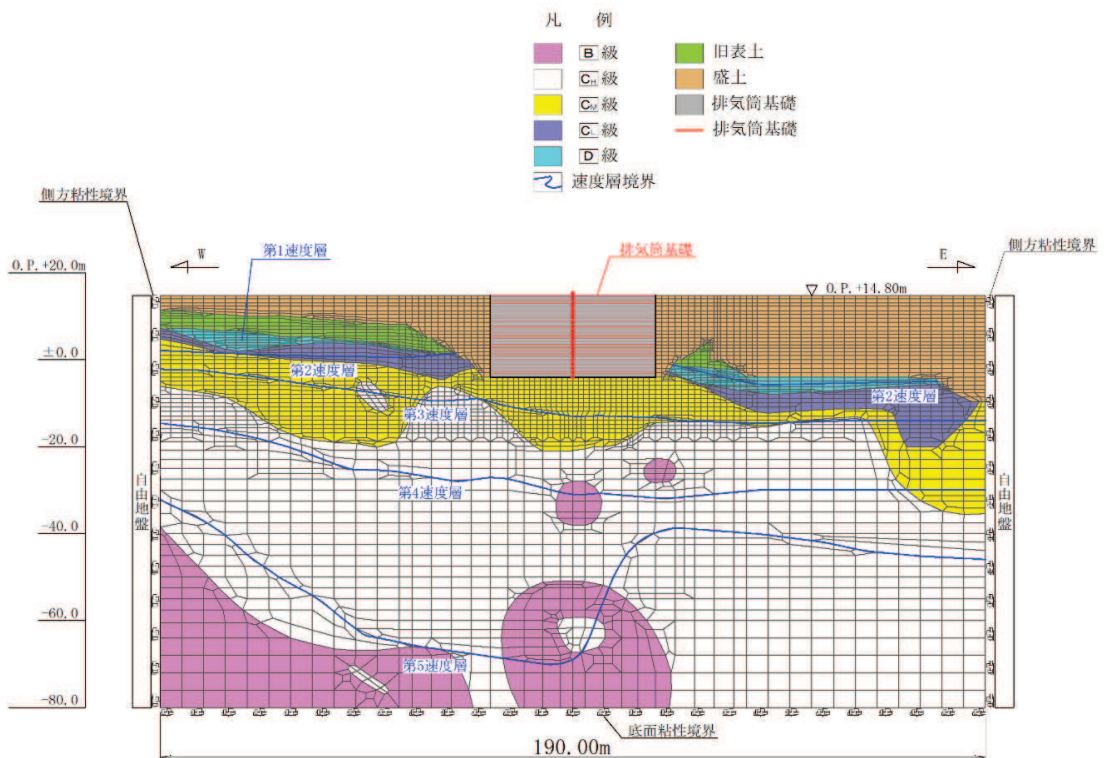


図 3-2 排気筒基礎の地震応答解析モデル図 (EW 断面)

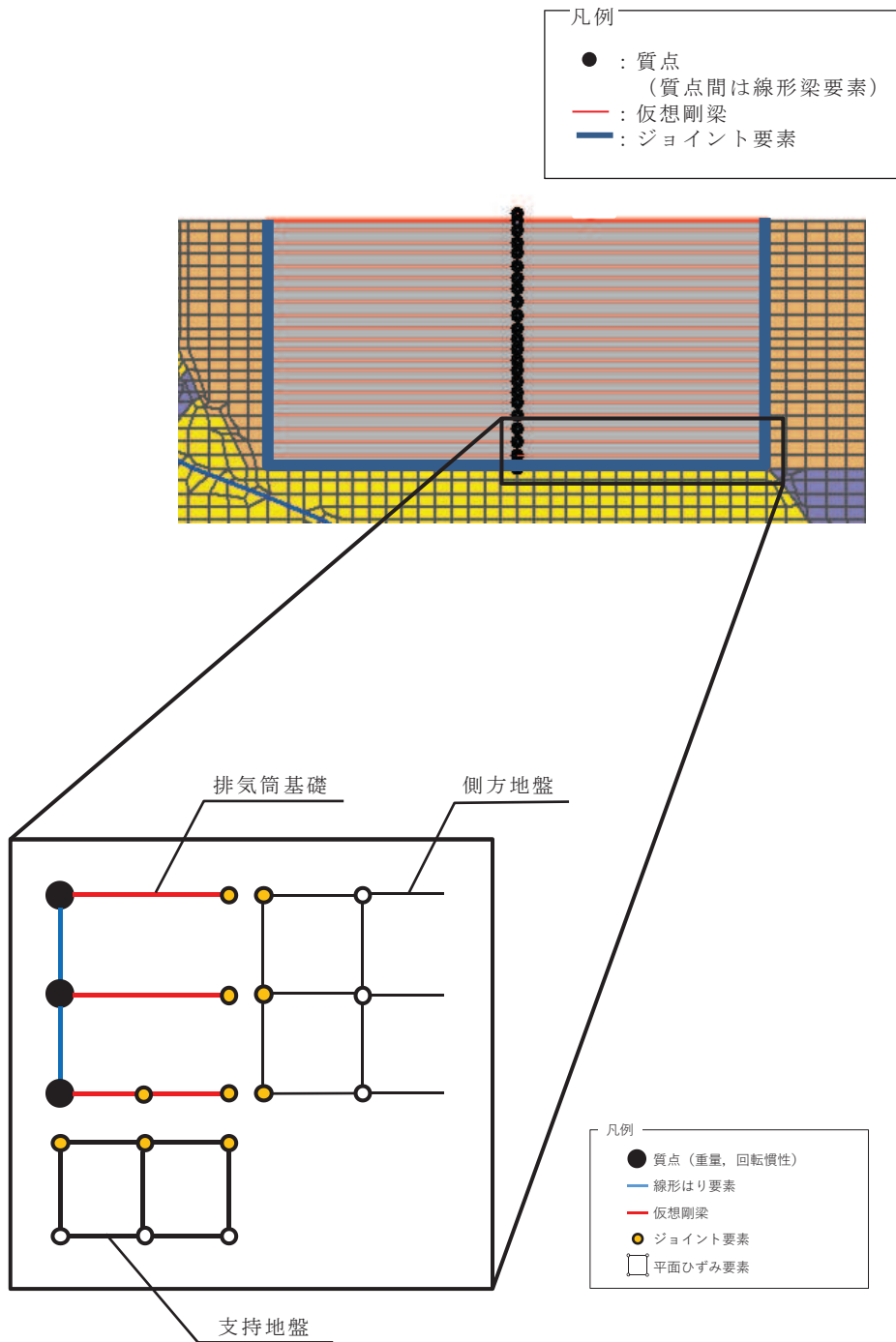


図 3-3 排気筒基礎の地震応答解析モデル (拡大図, 模式図)

3.2.2 使用材料及び材料の物性値

構造物の使用材料を表3-1に示す。

表 3-1 使用材料の材料定数

使用材料	ヤング係数 E (N/mm ²)	ポアソン比	備考
鉄筋コンクリート コンクリート： F _c = 20.5 (N/mm ²) 鉄筋：SD345	2.15 × 10 ⁴	0.2	鉄筋コンクリート部 (筒身柱，鉄塔柱，つ なぎはり，基礎版)
コンクリート： F _c = 18.0 (N/mm ²)	2.06 × 10 ⁴	0.2	充填コンクリート部

3.2.3 地盤の物性値

地盤については，添付書類「VI-2-1-3 地盤の支持性能に係る基本方針」にて設定している物性値を用いる。

3.2.4 地下水位

設計用地下水位は、添付書類「VI-2-1-3 地盤の支持性能に係る基本方針」に従い、地表面に設定する。設計用地下水位の一覧を表3-2に、設計用地下水位を図3-4及び図3-5に示す。

表 3-2 設計用地下水位の一覧

施設名称	地震時荷重算出断面	設計用地下水位
排気筒基礎	NS 断面	O. P. 14.8m
	EW 断面	O. P. 14.8m

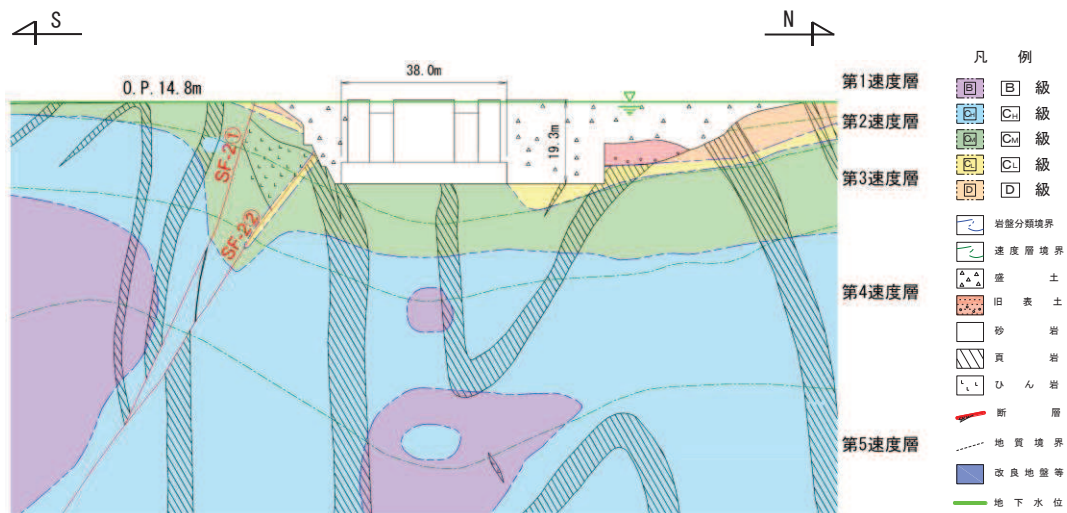


図 3-4 設計用地下水位 (NS 断面)

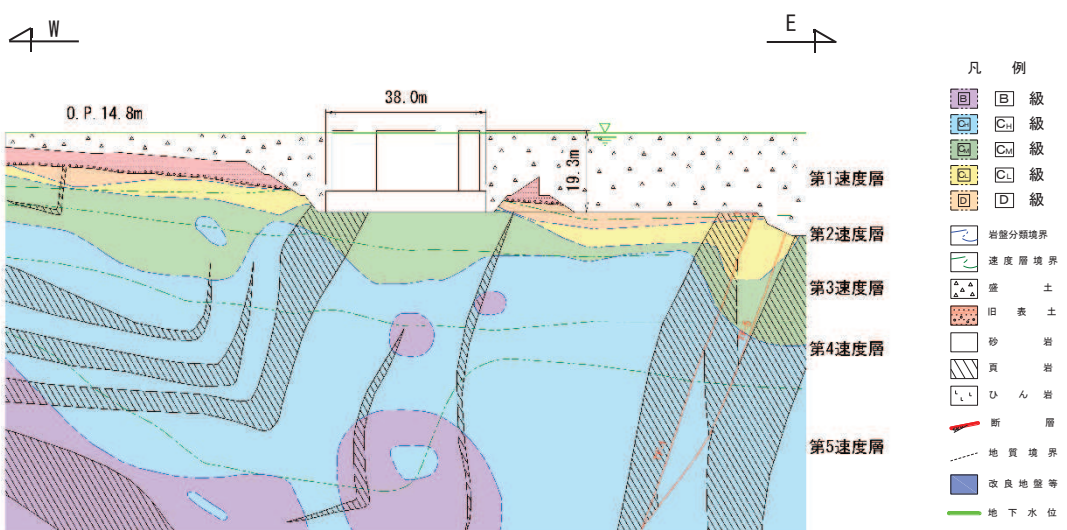


図 3-5 設計用地下水位 (EW 断面)

4. 地震応答解析結果

有効応力解析に基づく基準地震動 S_s ごとの最大過剰間隙水圧比を図 4-1 及び図 4-2 に示す。排気筒基礎は構造物の構築のため原地盤を掘削し、盛土に置き換えていることから、排気筒基礎の近傍は盛土に囲まれており、周辺に旧表土が残っている。排気筒基礎周辺の盛土における最大過剰間隙水圧比は、地表面付近(1~2m 以浅)で一部 95% を超える場合があるものの、ほとんどの範囲で最大過剰間隙水圧比が 95% を下回ることを確認した。

基準地震動 S_s の全応力解析及び有効応力解析による応答スペクトルを図 4-3 及び図 4-4 に示す。また、基準地震動 S_s の全応力解析及び有効応力解析による最大応答加速度分布図を図 4-5 及び図 4-6 に示す。

EW 断面の応答スペクトル及び応答加速度は、全応力解析と有効応力解析結果が同等となっている。一方、NS 断面の応答スペクトル及び応答加速度は、EW 断面に比べ小さな応答となっており、かつ、有効応力解析に比べ全応力解析の応答値が大きくなっていることがわかる。

NS 断面においては、排気筒南側に岩盤が分布しており、振動を拘束する効果があるため、EW 断面に比べ応答が小さくなっていると考えられる。また、有効応力解析の応答が全体的に小さくなっているのは、排気筒北側の盛土の剛性低下の影響によるものと考えられる。

EW 断面においては、有効応力解析における過剰間隙水圧の上昇による地盤の剛性の低下に伴い、主動働土圧、受働働土圧とも小さくなったことにより、応答加速度の最大値が変わらないと考える。また、0.1s 付近において、有効応力解析の応答加速度が小さくなったのは、全応力解析に比べて地盤の剛性低下により短周期側の応答が小さくなったためだと考えられる。

解析結果は有効応力解析と全応力解析で同等と考えられるが、非液状化対象層が局所的に分布する場合には、全応力解析が保守的な結果になると考えられる。

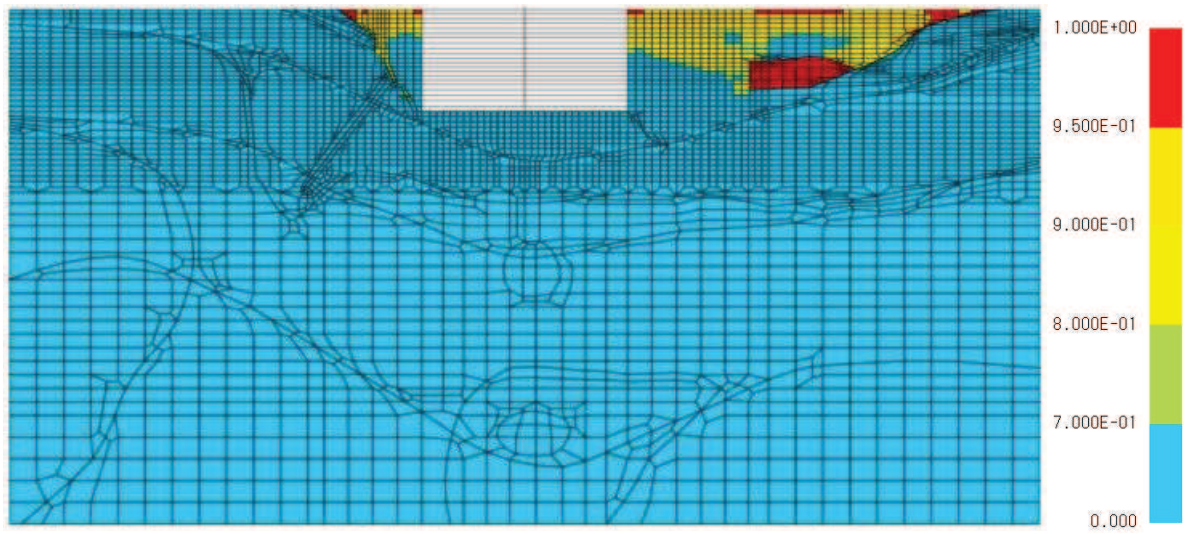


図 4-1(1) 地盤の最大過剰間隙水圧比 (NS 断面, $S_s - D 1$ (++))

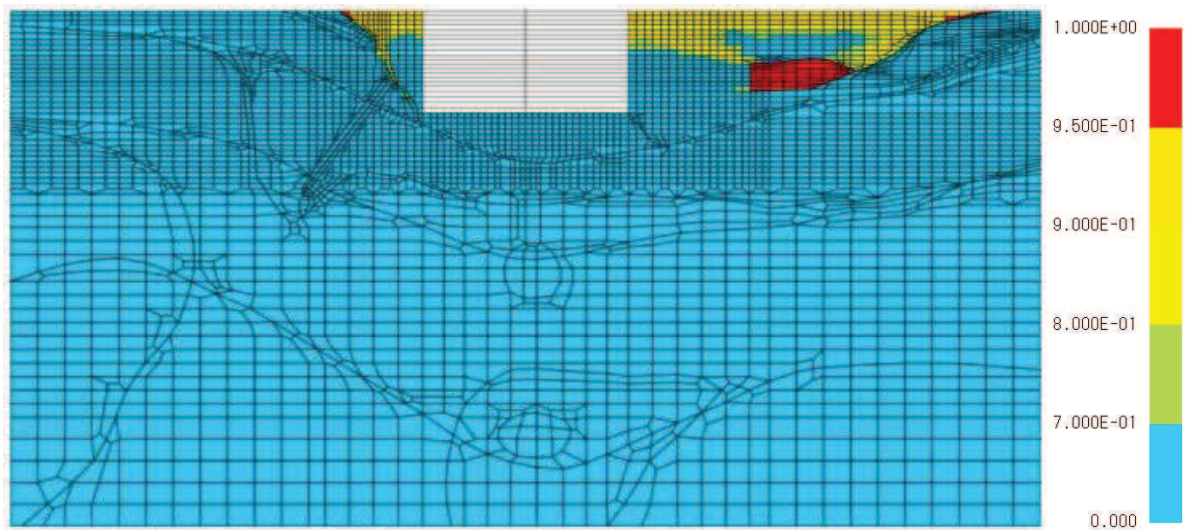


図 4-1(2) 地盤の最大過剰間隙水圧比 (NS 断面, $S_s - D 2$ (++))

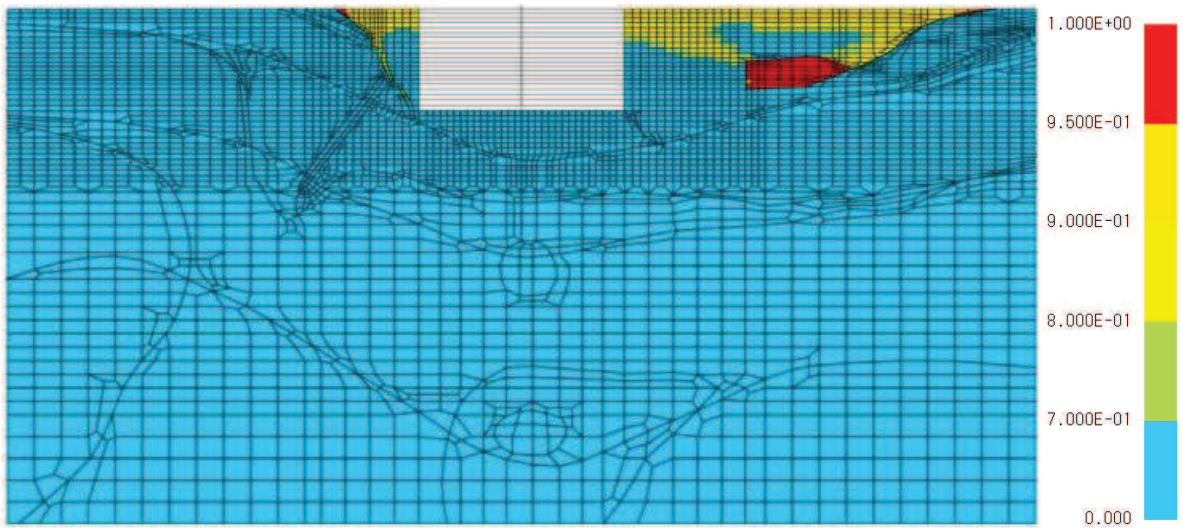


図 4-1(3) 地盤の最大過剰間隙水圧比 (NS 断面, S_s-D 3 (++))

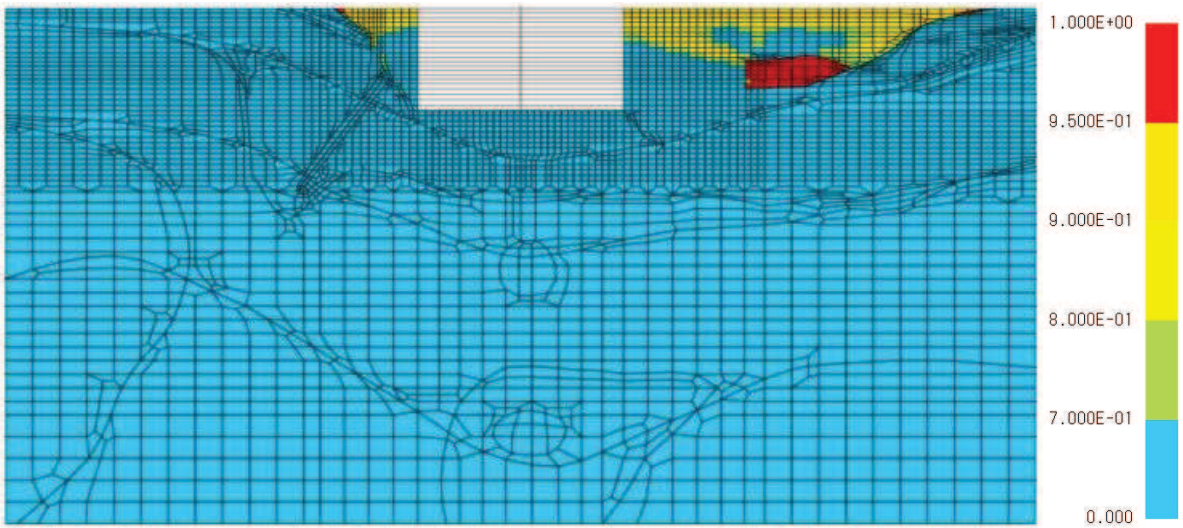


図 4-1(4) 地盤の最大過剰間隙水圧比 (NS 断面, S_s-F 1 (++))

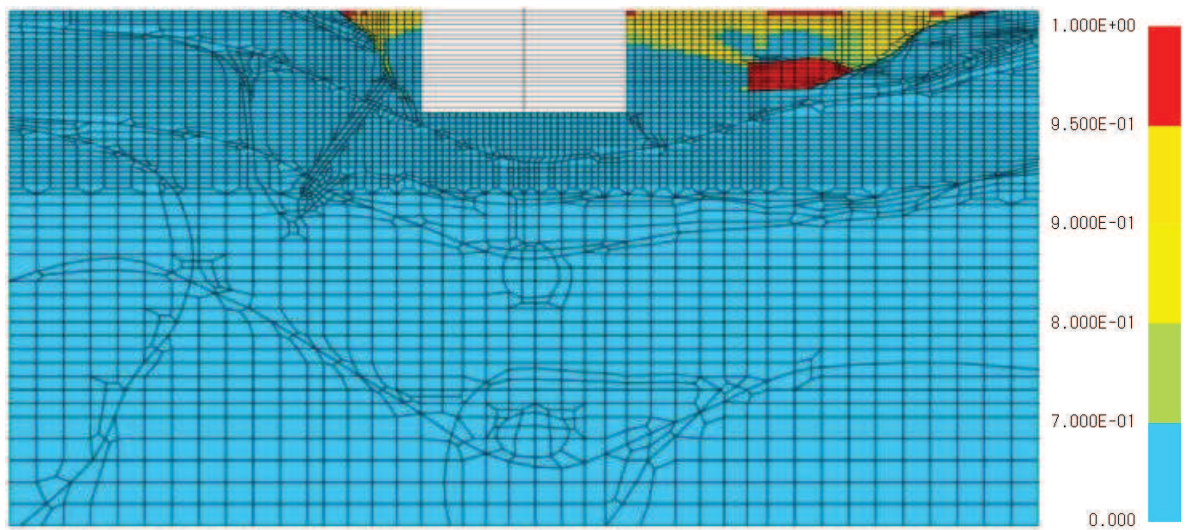


図 4-1(5) 地盤の最大過剰間隙水圧比 (NS 断面, $S_s - F 2$ (++))

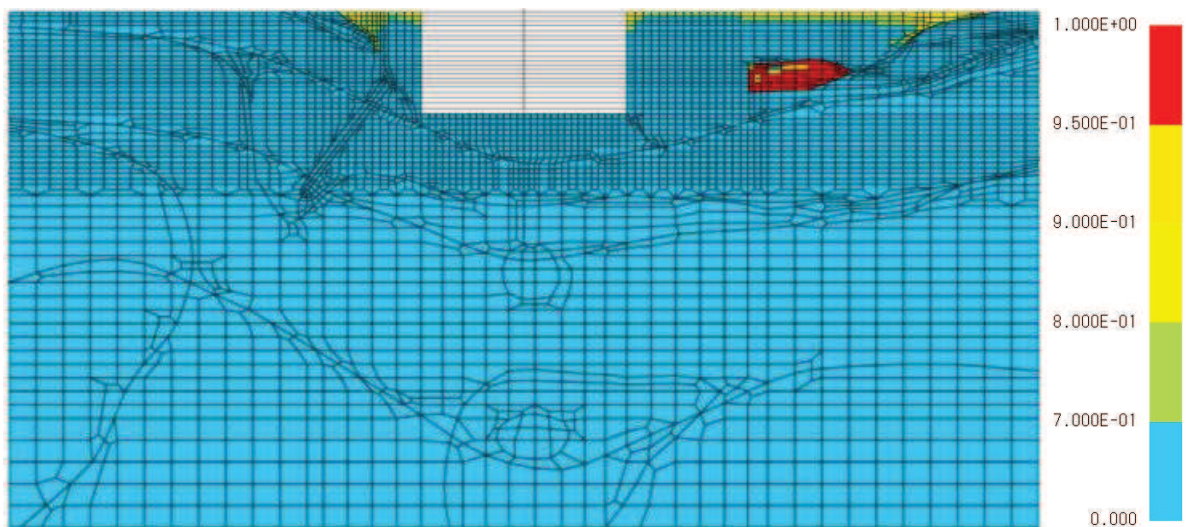


図 4-1(6) 地盤の最大過剰間隙水圧比 (NS 断面, $S_s - F 3$ (++))

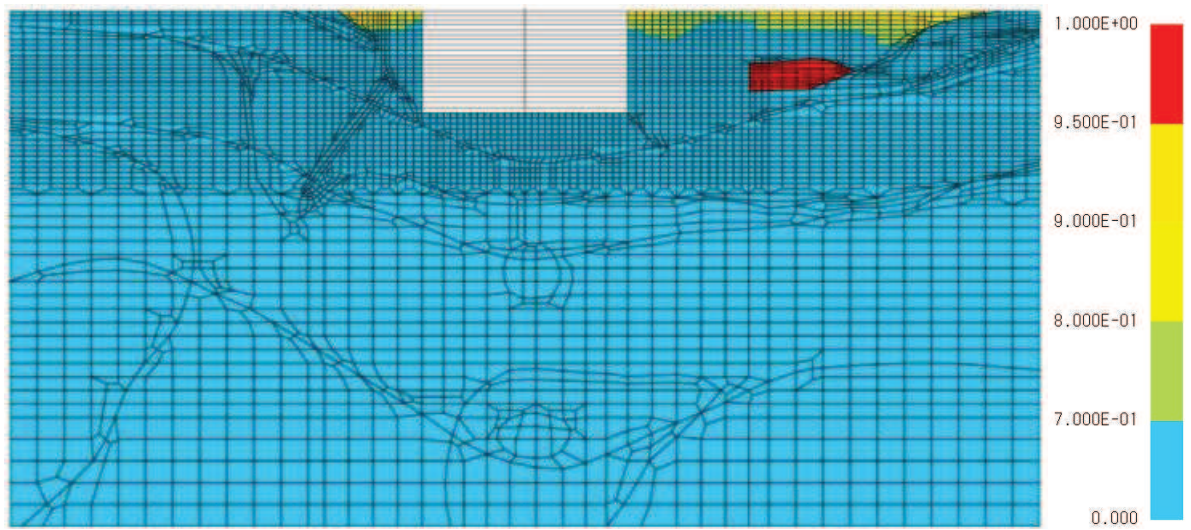


図 4-1(7) 地盤の最大過剰間隙水圧比 (NS 断面, S s - N 1 (++))

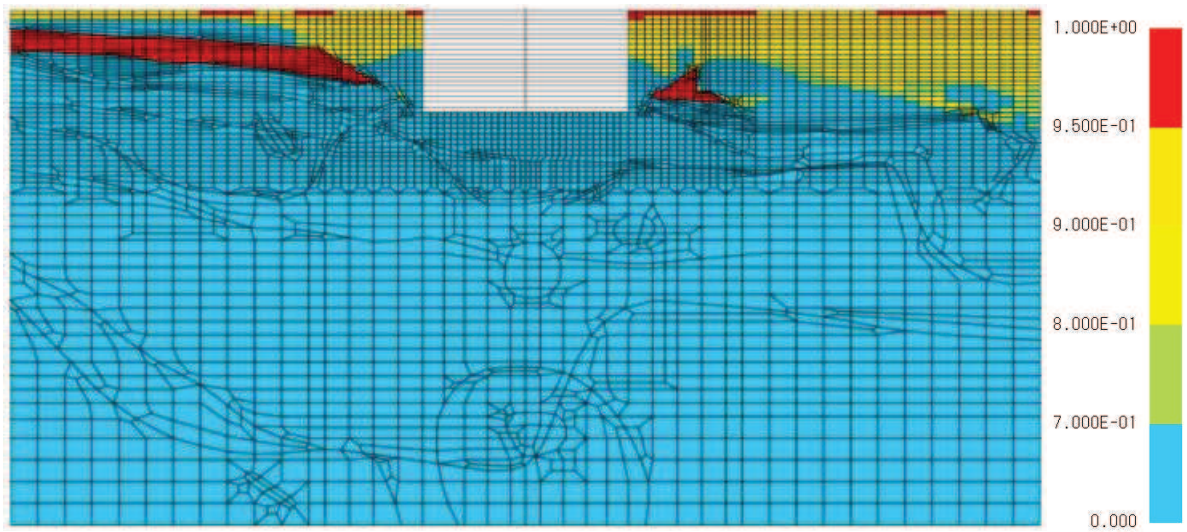


図 4-2(1) 地盤の最大過剰間隙水圧比 (EW 断面, S_s-D 1 (++))

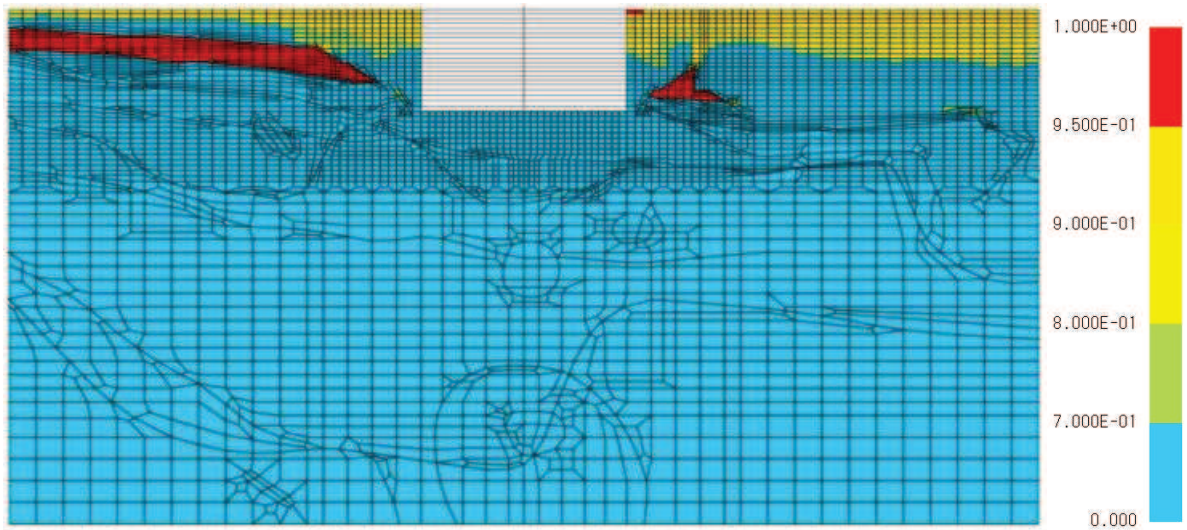


図 4-2(2) 地盤の最大過剰間隙水圧比 (EW 断面, S_s-D 2 (++))

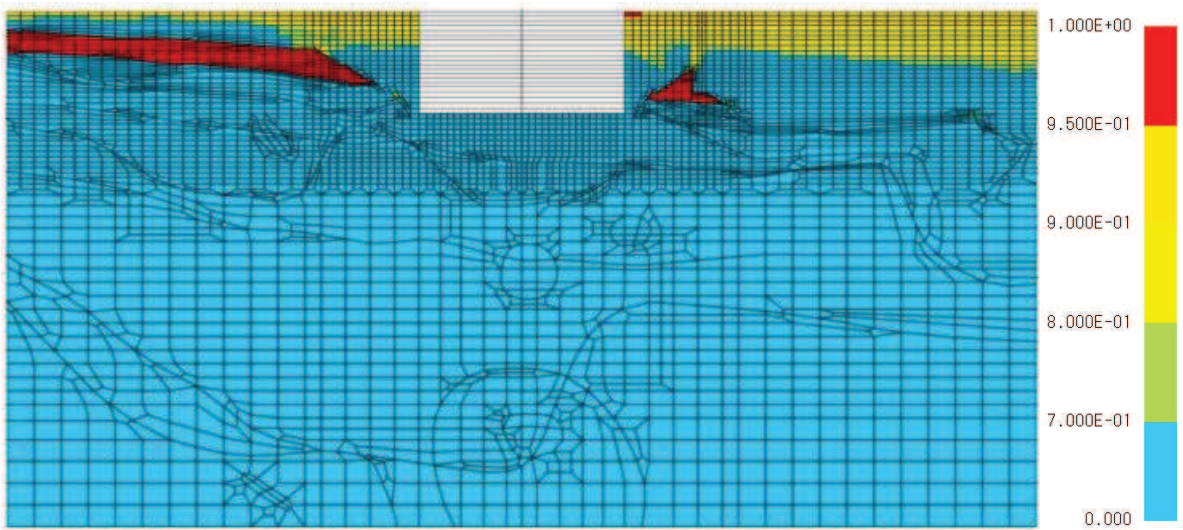


図 4-2(3) 地盤の最大過剰間隙水圧比 (EW 断面, $S_s - D3$ (++))

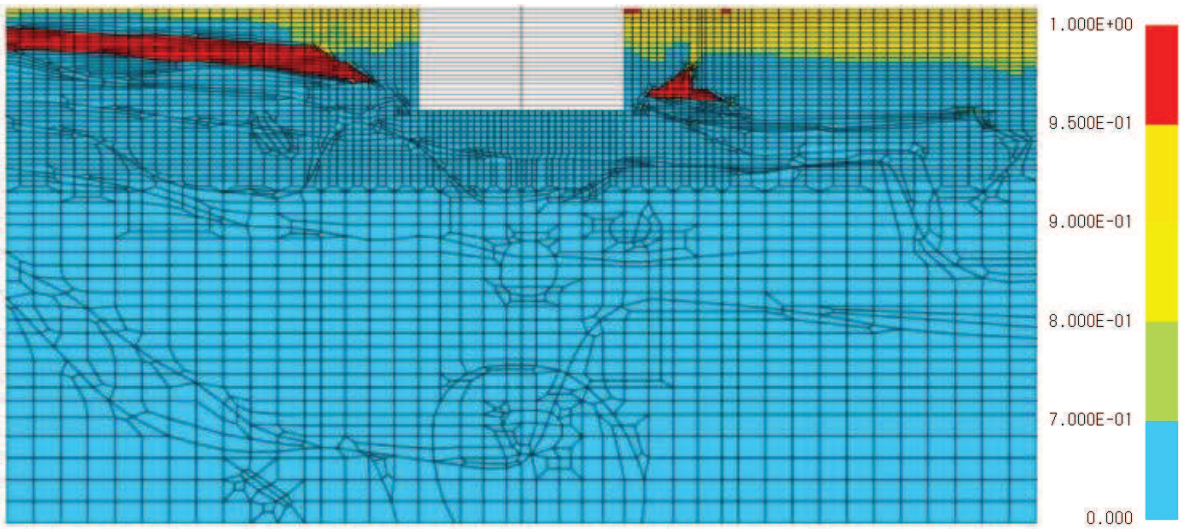


図 4-2(4) 地盤の最大過剰間隙水圧比 (EW 断面, $S_s - F1$ (++))

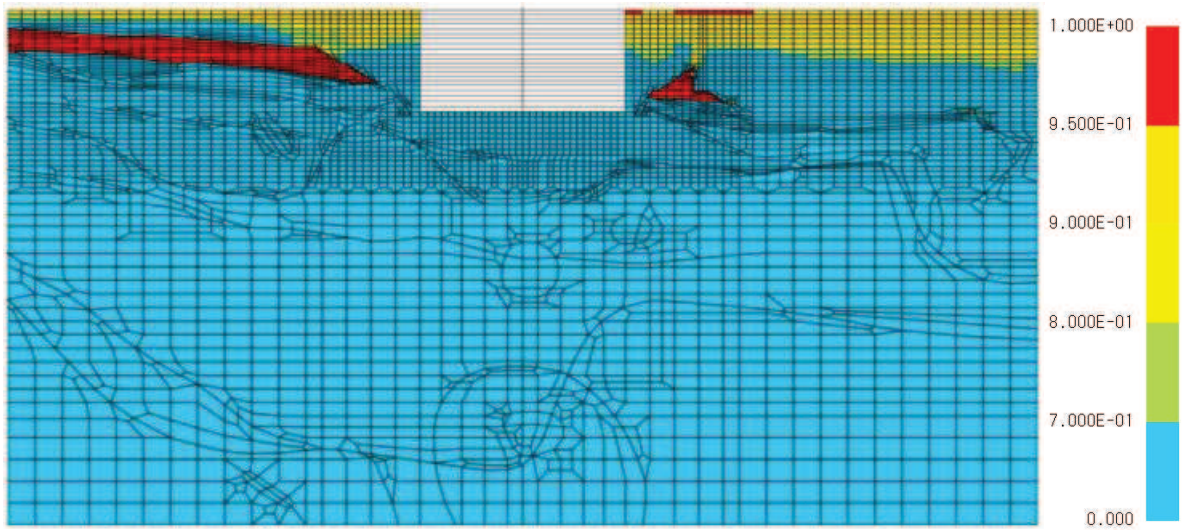


図 4-2(5) 地盤の最大過剰間隙水圧比 (EW 断面, $S_s - F_2$ (++))

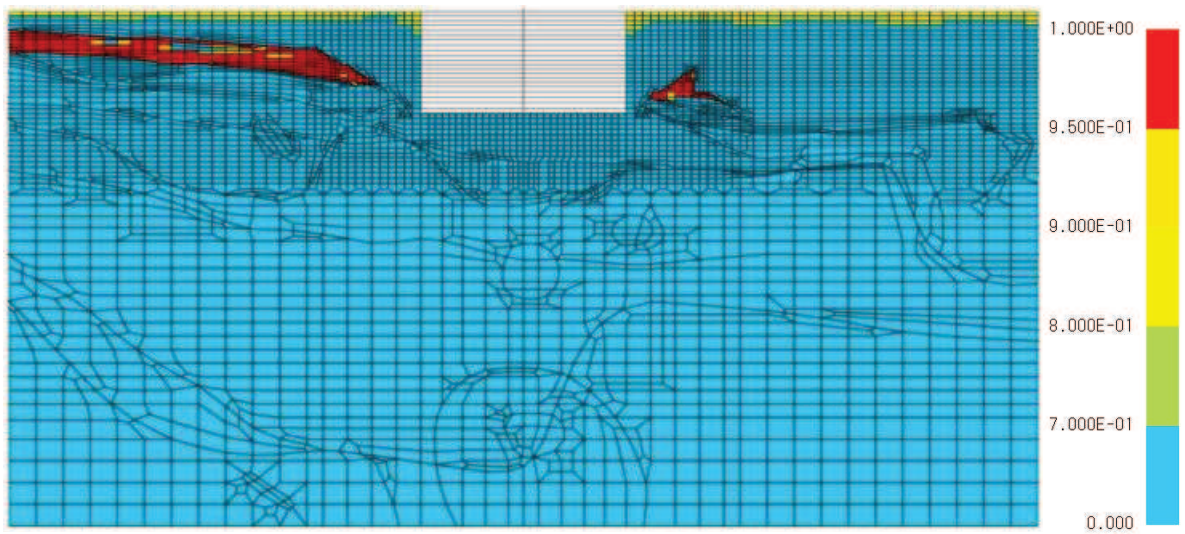


図 4-2(6) 地盤の最大過剰間隙水圧比 (EW 断面, $S_s - F_3$ (++))

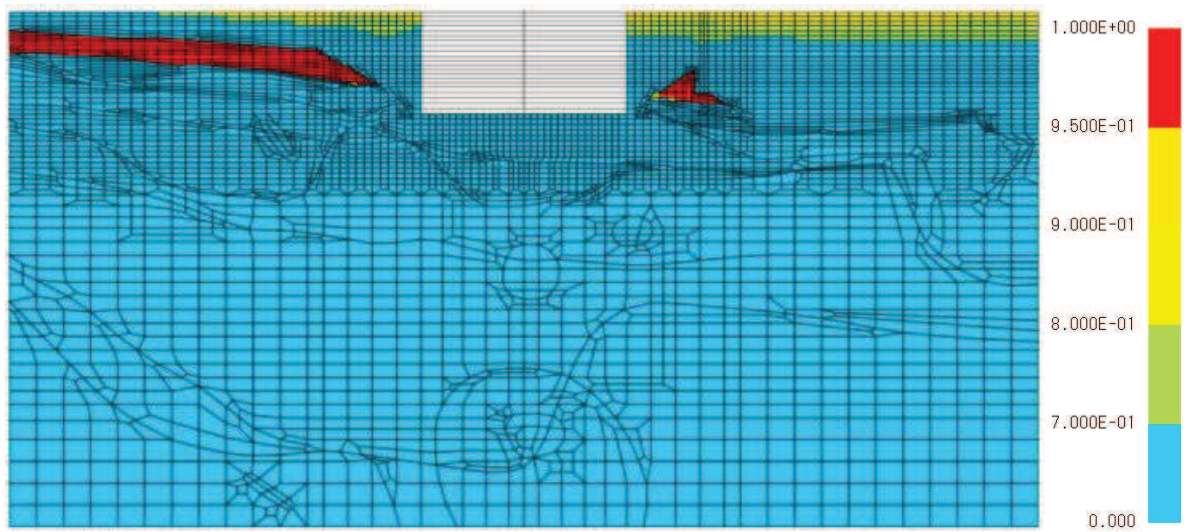


図 4-2(7) 地盤の最大過剰間隙水圧比 (EW 断面, S_s-N1 (++))

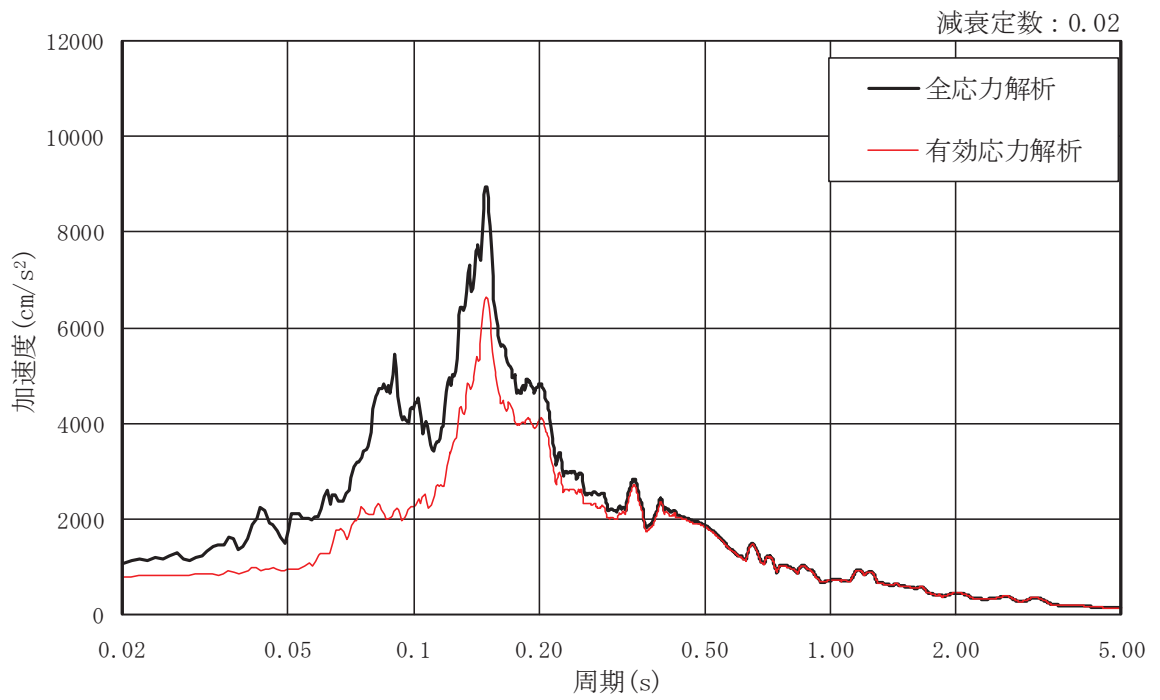


図 4-3 応答スペクトルの比較 (NS 断面, 包絡値)

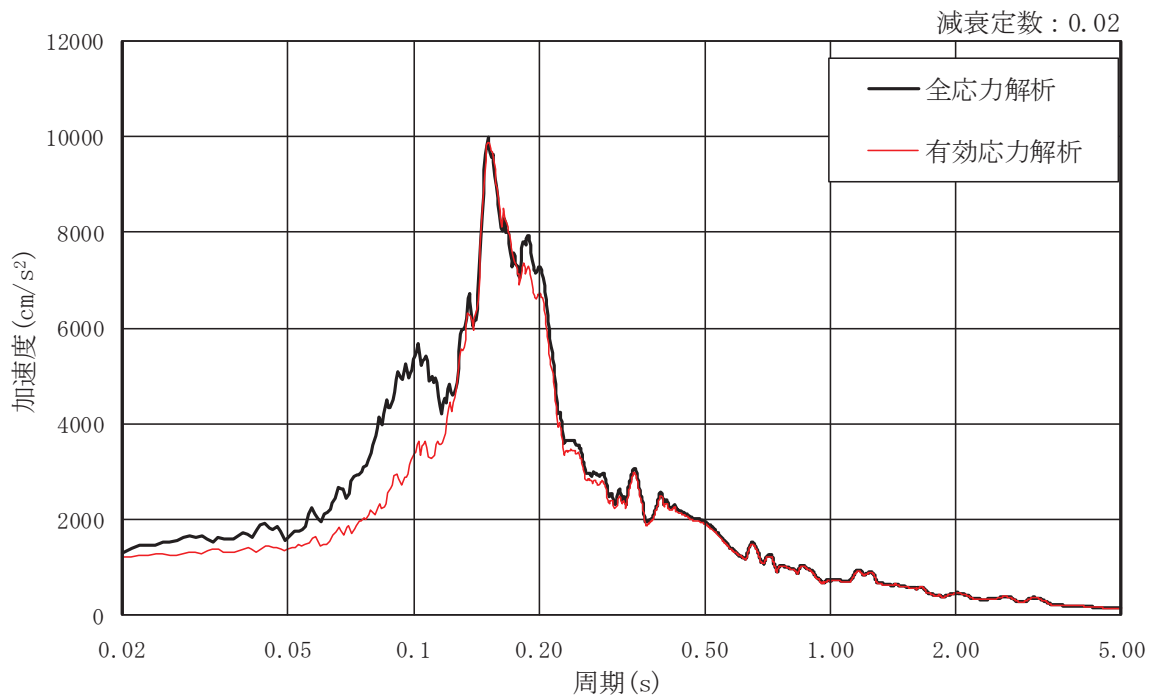
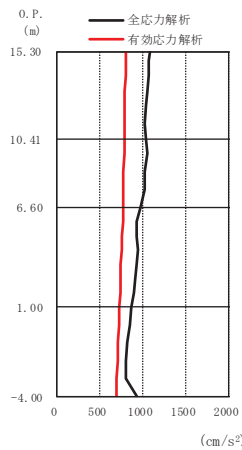
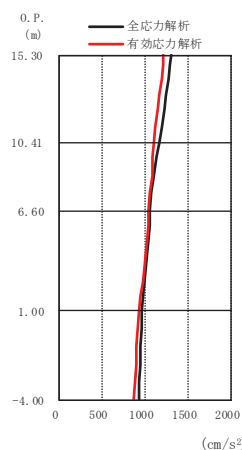


図 4-4 応答スペクトルの比較 (EW 断面, 包絡値)



有効応力解析								全応力解析
Ss-D1	Ss-D2	Ss-D3	Ss-F1	Ss-F2	Ss-F3	Ss-N1	包絡値	包絡値
783	798	683	641	727	743	715	798	1075
777	771	642	621	706	706	705	777	1024
763	742	615	599	684	665	695	763	964
721	682	581	551	650	606	678	721	863
687	639	556	515	616	573	666	687	920

図 4-5 最大応答加速度 (NS 断面, 基準地震動 S s (++))



有効応力解析								全応力解析
Ss-D1	Ss-D2	Ss-D3	Ss-F1	Ss-F2	Ss-F3	Ss-N1	包絡値	包絡値
1098	1224	1051	801	945	1062	845	1224	1307
1065	1110	973	752	892	1014	829	1110	1170
1025	1051	899	719	841	965	812	1051	1067
937	940	769	682	754	877	779	940	968
867	846	705	651	705	807	758	867	932

図 4-6 最大応答加速度 (EW 断面, 基準地震動 S s (++))

5. 耐震評価に与える影響

前章により，全応力解析と有効応力解析はほぼ同等の解析結果になると考えるが，排気筒基礎に作用する断面力及び排気筒，配管の固有周期に着目して，影響を確認する。

5.1 排気筒基礎の評価に与える影響

排気筒基礎の評価は，図 5-1 及び図 5-2 に示す最大応答せん断力，図 5-3 及び図 5-4 に示す最大応答曲げモーメント，図 5-5 及び図 5-6 に示す最大応答軸力の比較を行う。

断面力を比較した結果，全応力解析と有効応力解析はほぼ同等の解析結果となったことから，全応力解析が妥当な解析手法と考える。

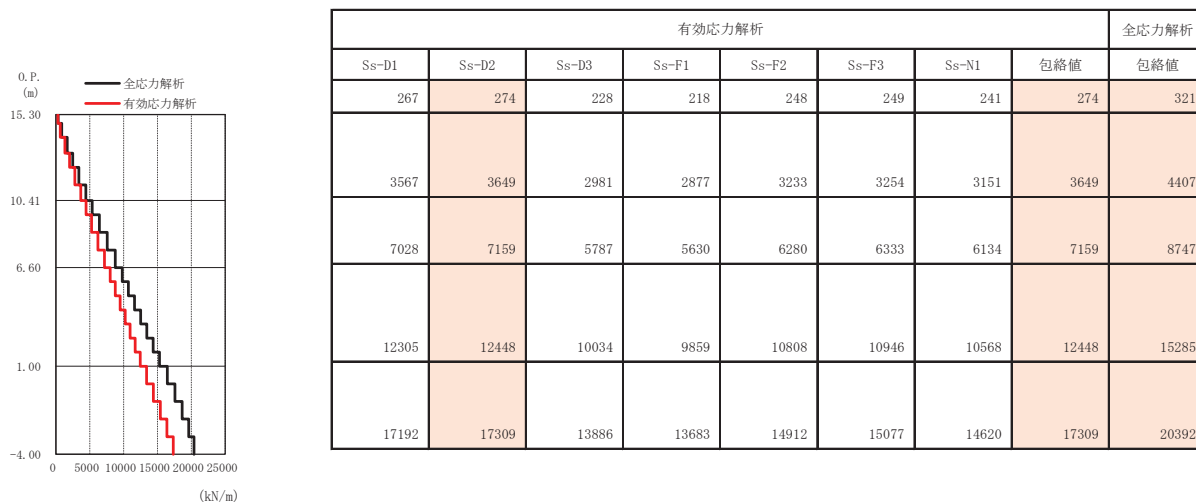


図 5-1 最大応答せん断力 (NS 断面，基準地震動 S_s (++))

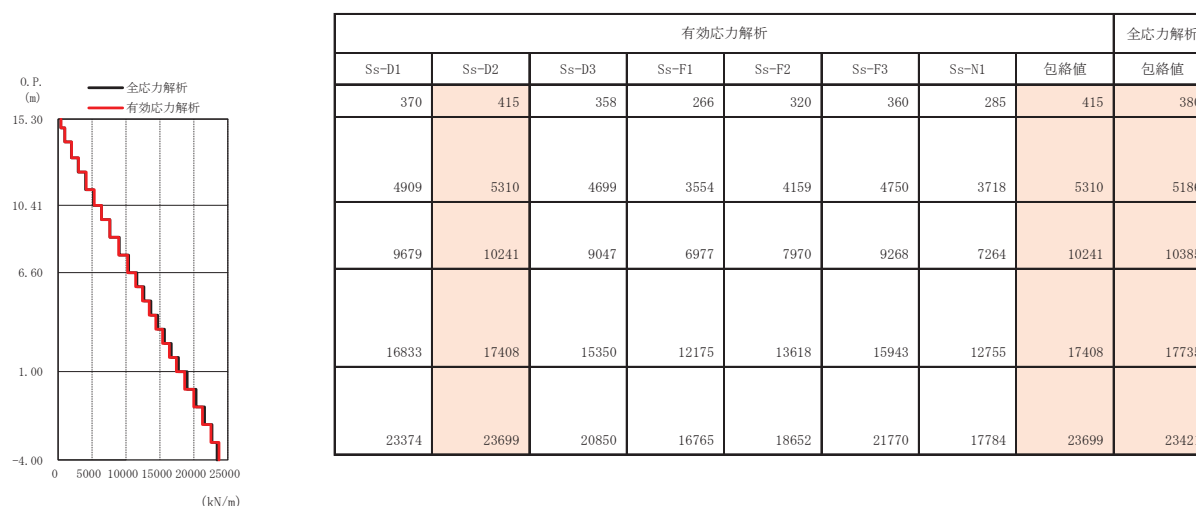
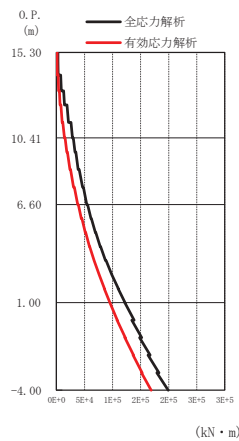
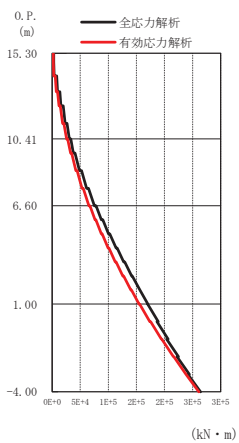


図 5-2 最大応答せん断力 (EW 断面，基準地震動 S_s (++))



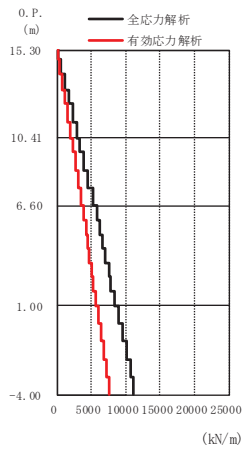
有効応力解析								全応力解析	
Ss-D1	Ss-D2	Ss-D3	Ss-F1	Ss-F2	Ss-F3	Ss-N1	包絡値	包絡値	
997	971	932	746	761	1023	519	1023	2561	
14246	13469	11950	11370	11432	13723	10859	14246	28466	
37904	37171	32196	31809	32599	36422	30946	37904	54209	
95000	95305	80490	78970	83078	86431	78686	95305	122269	
167567	168802	140295	136747	146265	148390	140362	168802	199240	

図 5-3 最大応答曲げモーメント (NS 断面, 基準地震動 S s (++))



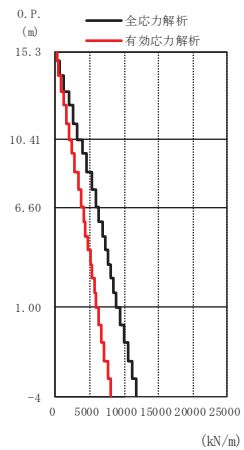
有効応力解析								全応力解析	
Ss-D1	Ss-D2	Ss-D3	Ss-F1	Ss-F2	Ss-F3	Ss-N1	包絡値	包絡値	
1429	1901	1400	1218	1092	1569	636	1901	2819	
20582	25559	21181	17169	17253	20503	13015	25559	30426	
55117	65303	55425	43648	46100	51274	38103	65303	75214	
136823	154620	133351	100592	113572	127199	97378	154620	170391	
237052	261316	227666	168404	195588	222232	172279	261316	264153	

図 5-4 最大応答曲げモーメント (EW 断面, 基準地震動 S s (++))



有効応力解析								全応力解析
Ss-D1	Ss-D2	Ss-D3	Ss-F1	Ss-F2	Ss-F3	Ss-N1	包絡値	包絡値
150	169	169	120	131	155	101	169	254
1738	1948	1918	1383	1495	1779	1175	1948	2942
3209	3531	3479	2513	2774	3281	2107	3531	5192
5215	5587	5518	4061	4605	5320	3333	5587	8293
7141	7555	7350	5584	6312	7268	4583	7555	11173

図 5-5 最大応答軸力 (NS 断面, 基準地震動 S_s (++))

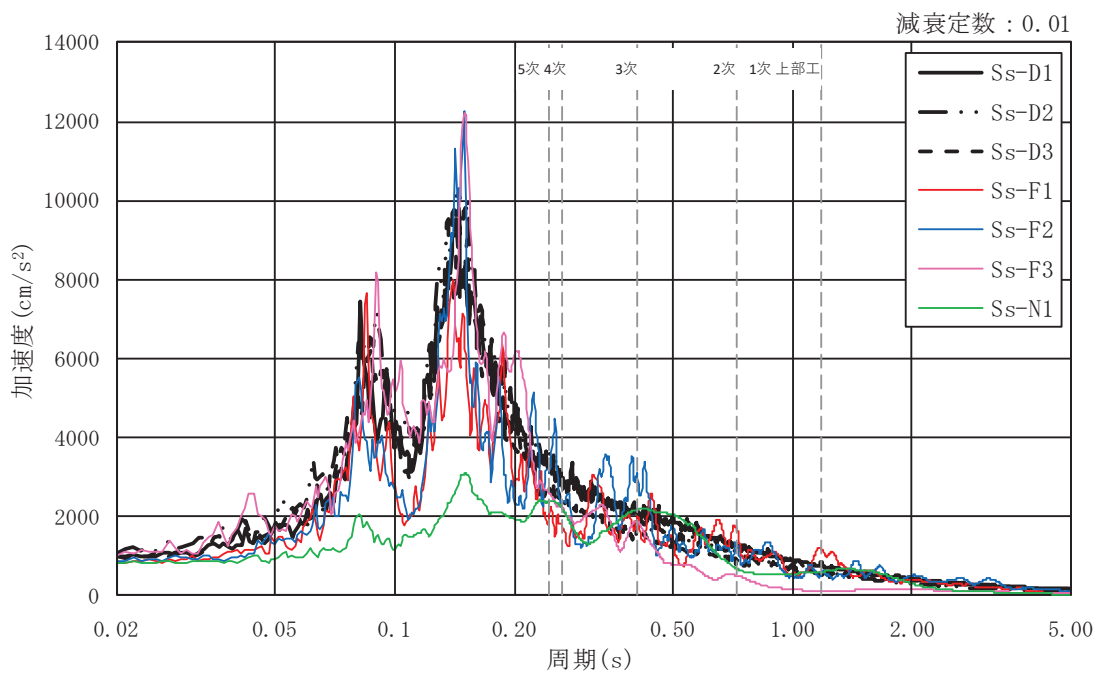


有効応力解析								全応力解析
Ss-D1	Ss-D2	Ss-D3	Ss-F1	Ss-F2	Ss-F3	Ss-N1	包絡値	包絡値
170	177	179	125	139	165	103	179	260
1953	2026	2048	1438	1602	1900	1177	2048	3204
3586	3676	3706	2595	2962	3452	2158	3706	5825
5849	5839	5876	4142	4904	5489	3481	5876	8811
8020	7915	7900	5716	6671	7531	4721	8020	11759

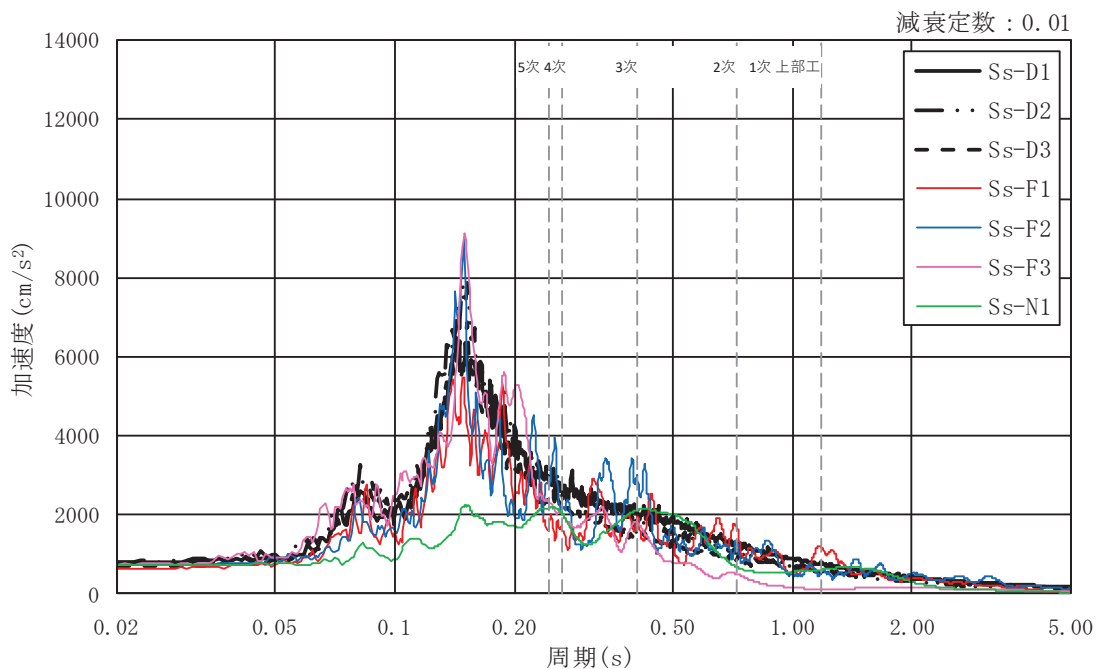
図 5-6 最大応答軸力 (EW 断面, 基準地震動 S_s (++))

5.2 排気筒の評価に与える影響

排気筒における入力地震動ごとの応答スペクトルについて、全応力解析及び有効応力解析の結果を図 5-7, 図 5-8, 図 5-10 及び図 5-11 に示す。また、基準地震動 S_s 7 波を包絡した応答スペクトルを図 5-9, 図 5-12 に、全応力解析と有効応力解析の応答スペクトルの比較結果を表 5-1～表 5-4 に示す。応答スペクトルに記載の 1 次モード～5 次モードの破線は、排気筒の主要モードにおける固有周期を示す。なお、排気筒の減衰定数は筒身で 0.01, 鉄塔で 0.02 と値が異なるため、それぞれの値を用いた解析結果を示す。排気筒における主要モードである 1 次モード～5 次モードを比べると、全ての応答スペクトルにおいて、全応力解析と有効応力解析はほぼ同等の解析結果となったことから、全応力解析が妥当な解析手法と考える。

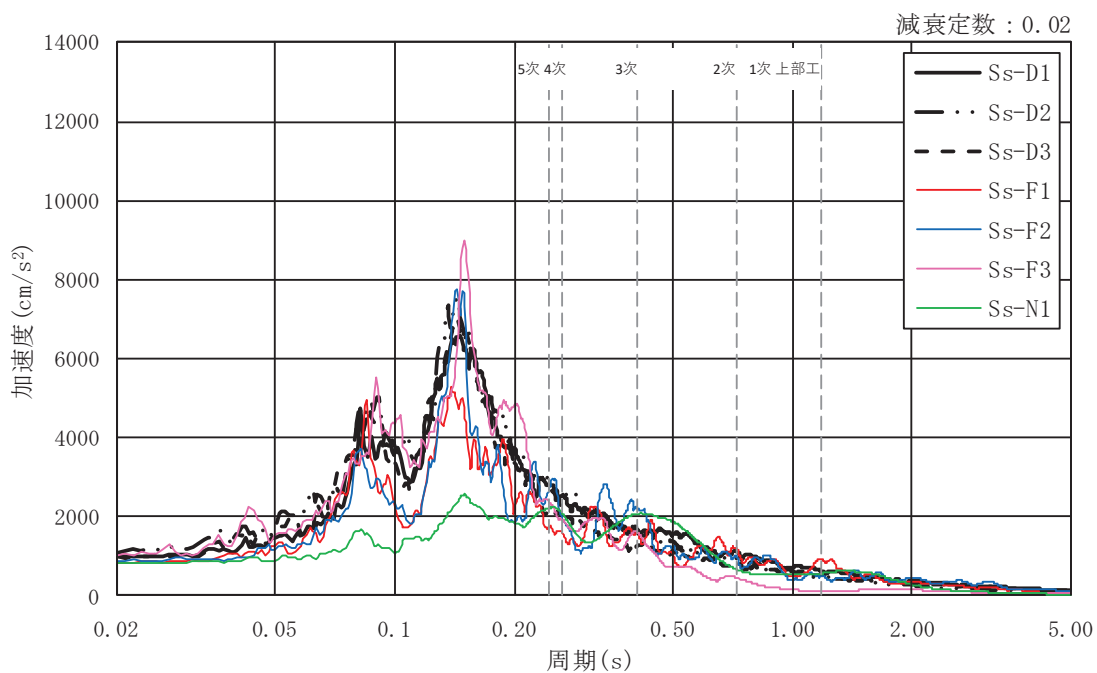


(a) 全応力解析

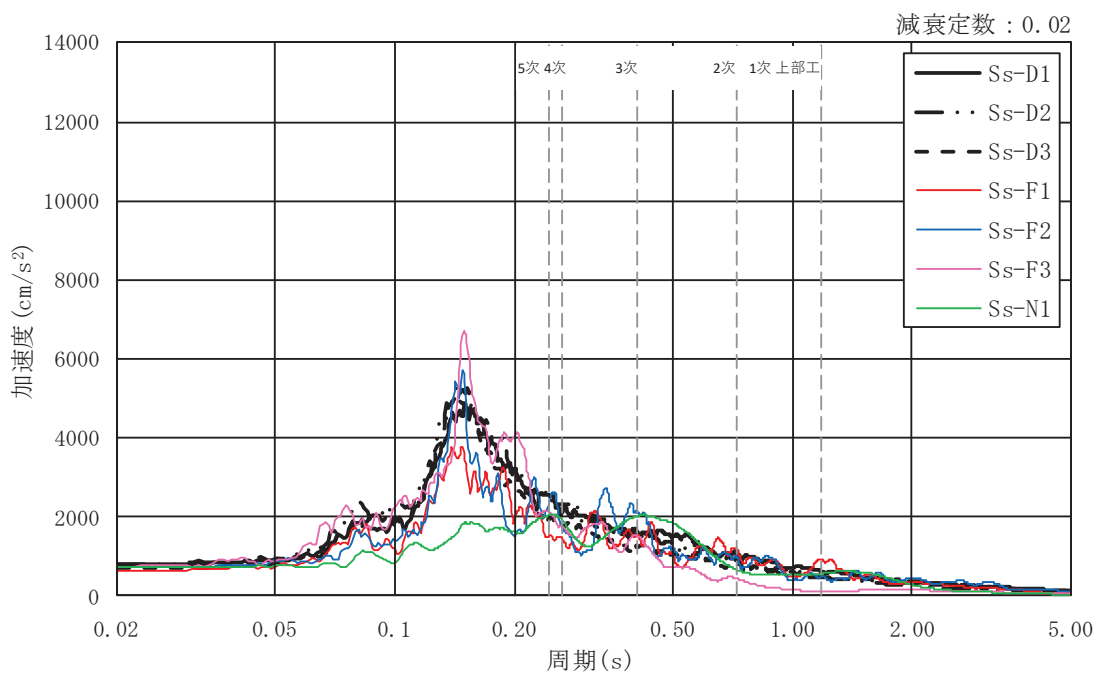


(b) 有効応力解析

図 5-7 基準地震動 S s 7 波による応答スペクトル (NS 断面, $h = 0.01$)

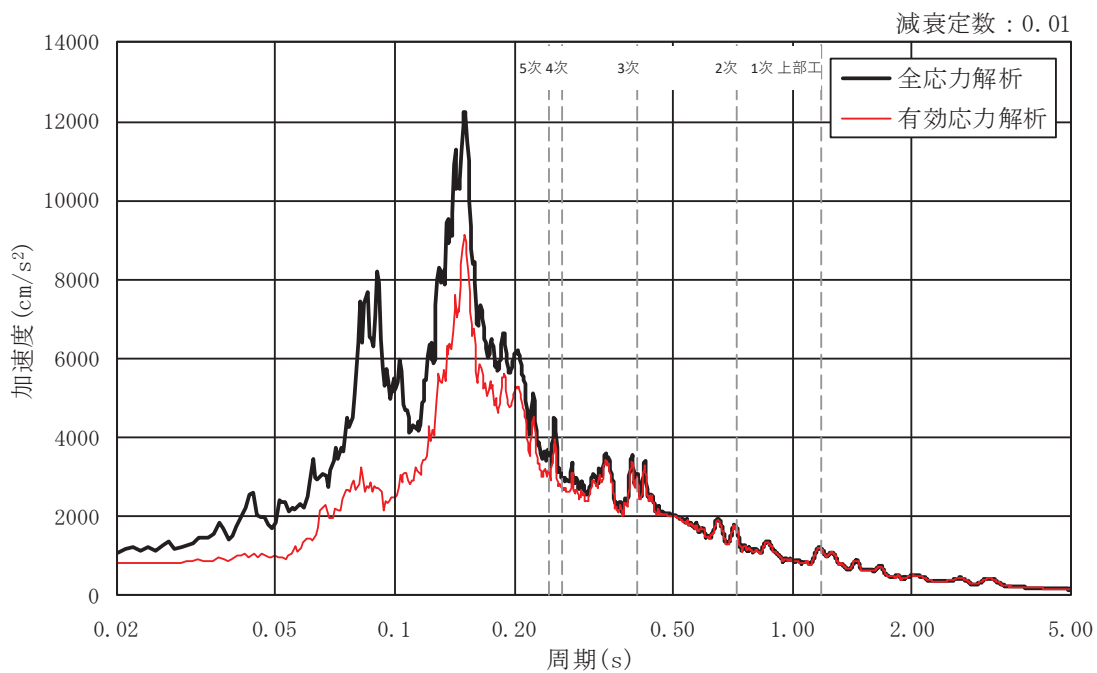


(a) 全応力解析

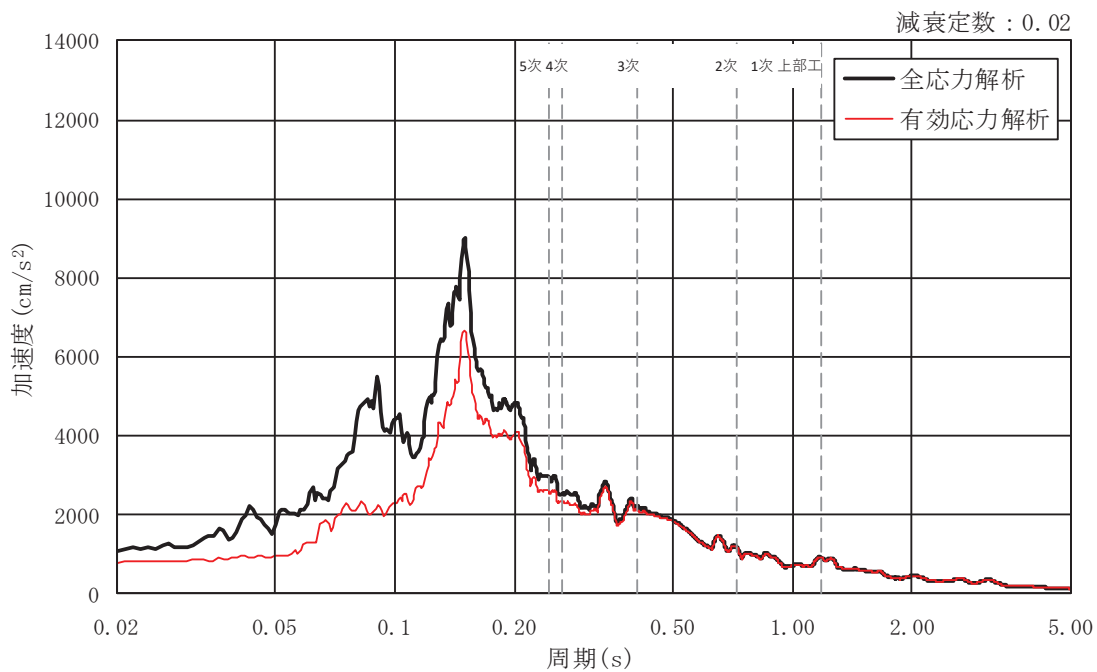


(b) 有効応力解析

図 5-8 基準地震動 S s 7 波による応答スペクトル (NS 断面, h = 0.02)



(a) $h = 0.01$



(b) $h = 0.02$

図 5-9 応答スペクトルの比較 (NS 断面, 包絡値)

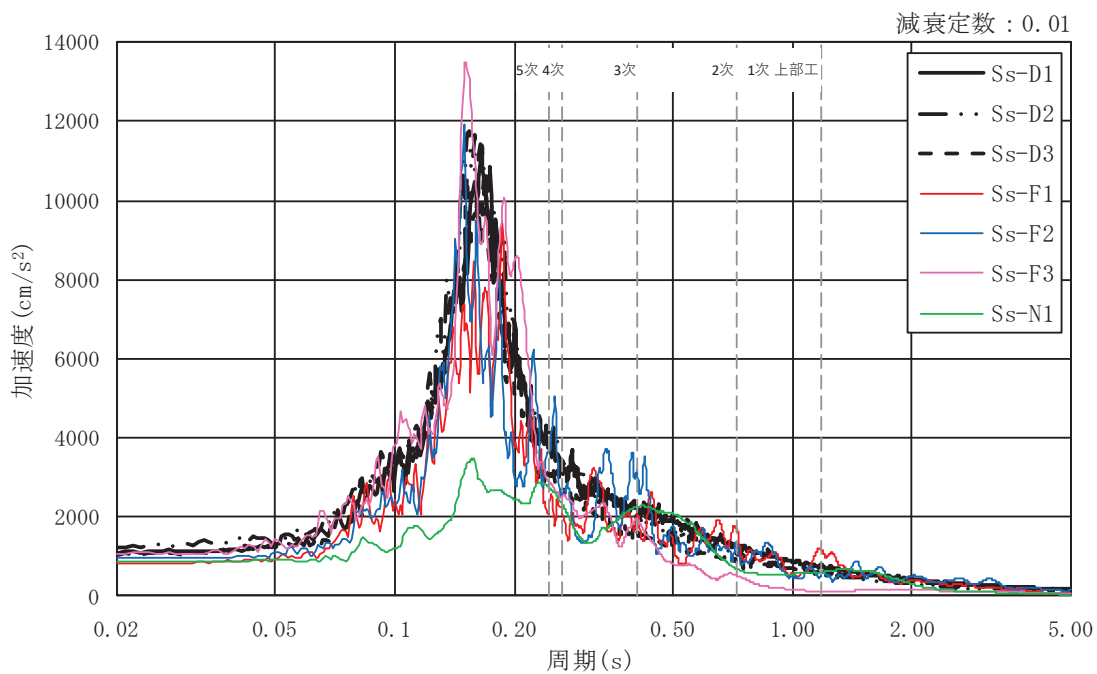
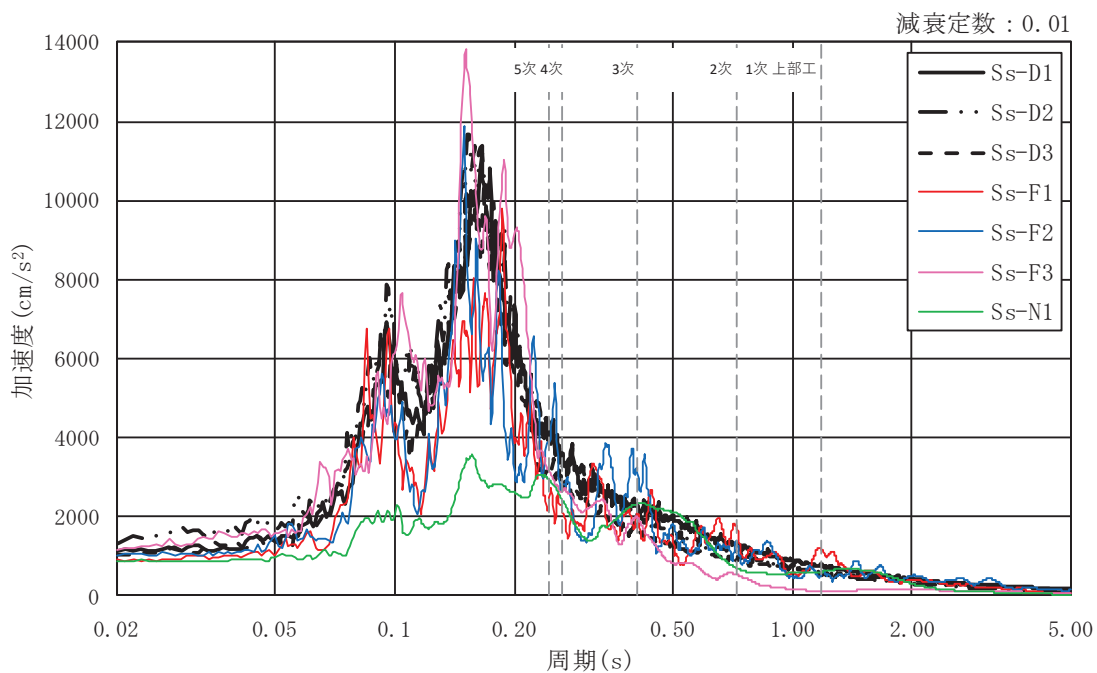
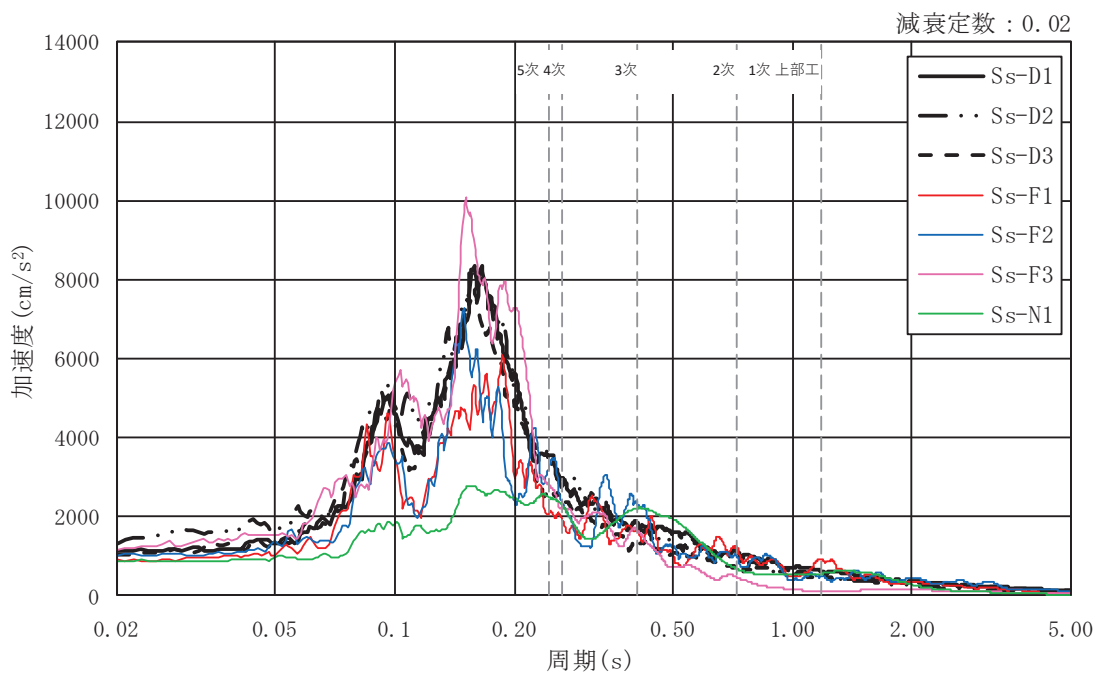
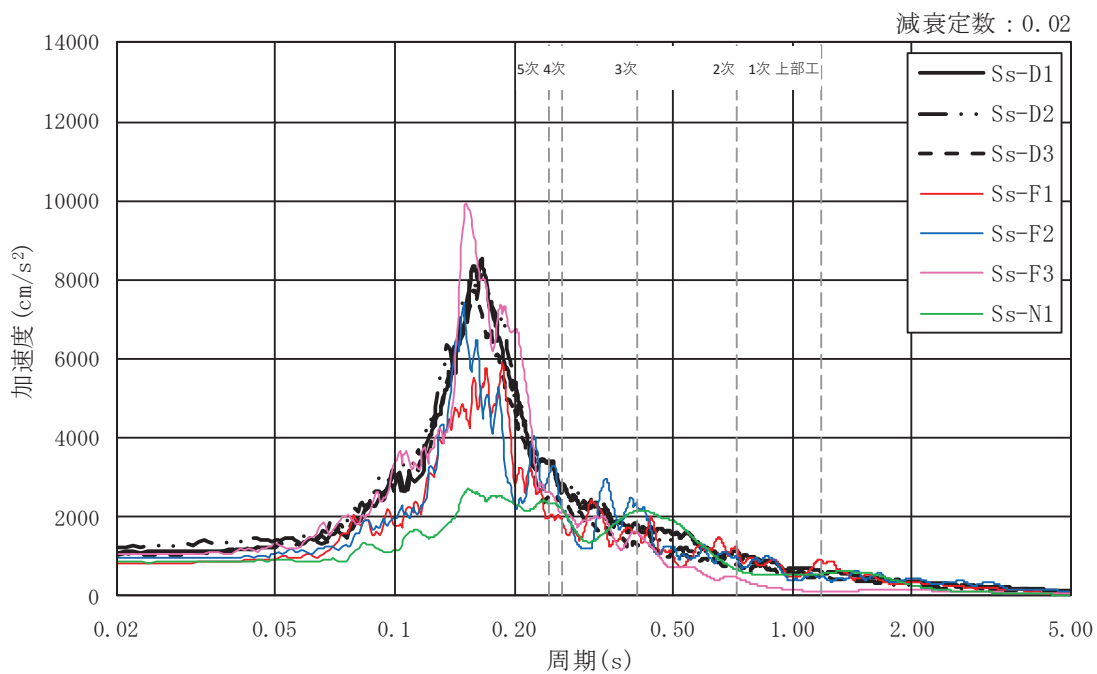


図 5-10 基準地震動 S s 7 波による応答スペクトル (EW 断面, $h = 0.01$)

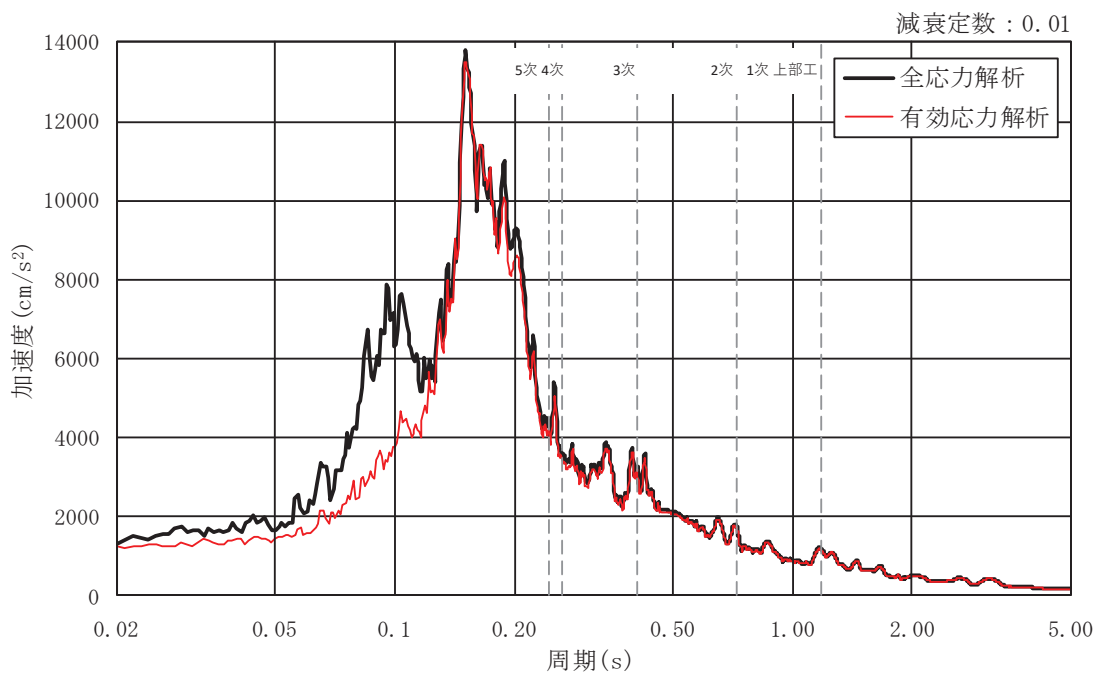


(a) 全応力解析

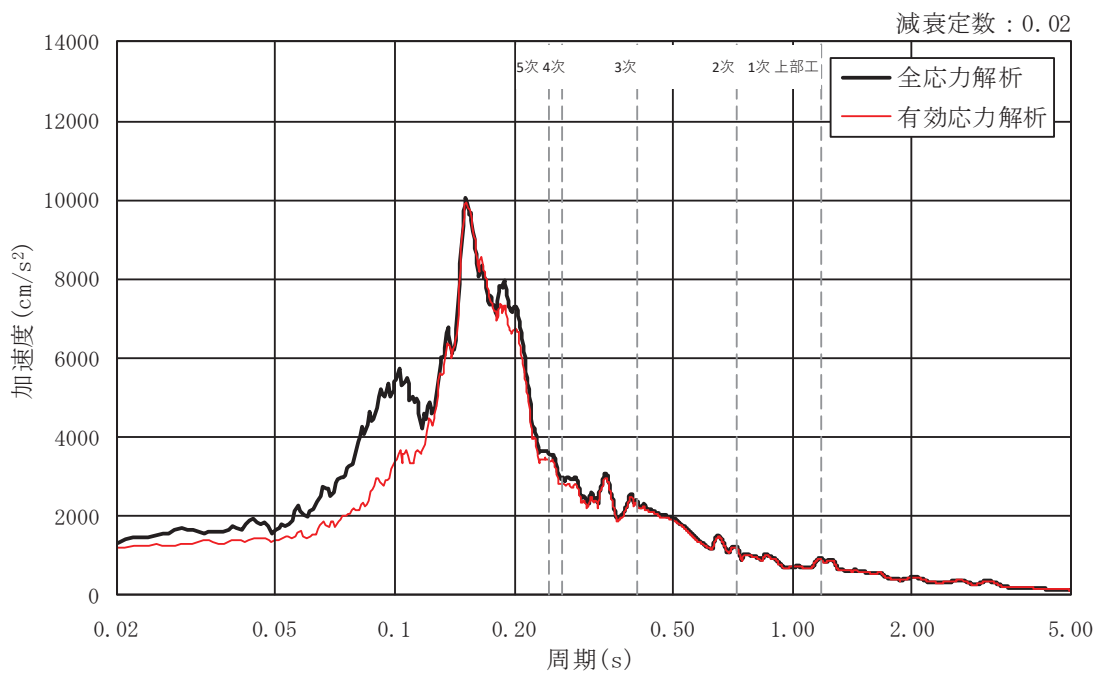


(b) 有効応力解析

図 5-11 基準地震動 S s 7 波による応答スペクトル (EW 断面, $h = 0.02$)



(a) $h = 0.01$



(b) $h = 0.02$

図 5-12 応答スペクトルの比較 (EW 断面, 包絡値)

表 5-1 応答スペクトルの比較結果 (NS 断面, h = 0.01)

モード No.	固有周期 (s)	応答加速度 (m/s ²)		(b)/(a)
		全応力解析 (a)	有効応力解析 (b)	
1	1.175	11.89	11.84	1.00
2	0.721	17.23	17.09	0.99
3	0.408	30.33	29.48	0.97
4	0.262	30.54	27.16	0.89
5	0.245	35.65	31.18	0.87

表 5-2 応答スペクトルの比較結果 (NS 断面, h = 0.02)

モード No.	固有周期 (s)	応答加速度 (m/s ²)		(b)/(a)
		全応力解析 (a)	有効応力解析 (b)	
1	1.175	9.24	9.21	1.00
2	0.721	12.10	11.98	0.99
3	0.408	22.03	21.26	0.97
4	0.262	25.20	23.28	0.92
5	0.245	29.23	25.38	0.87

表 5-3 応答スペクトルの比較結果 (EW 断面, h = 0.01)

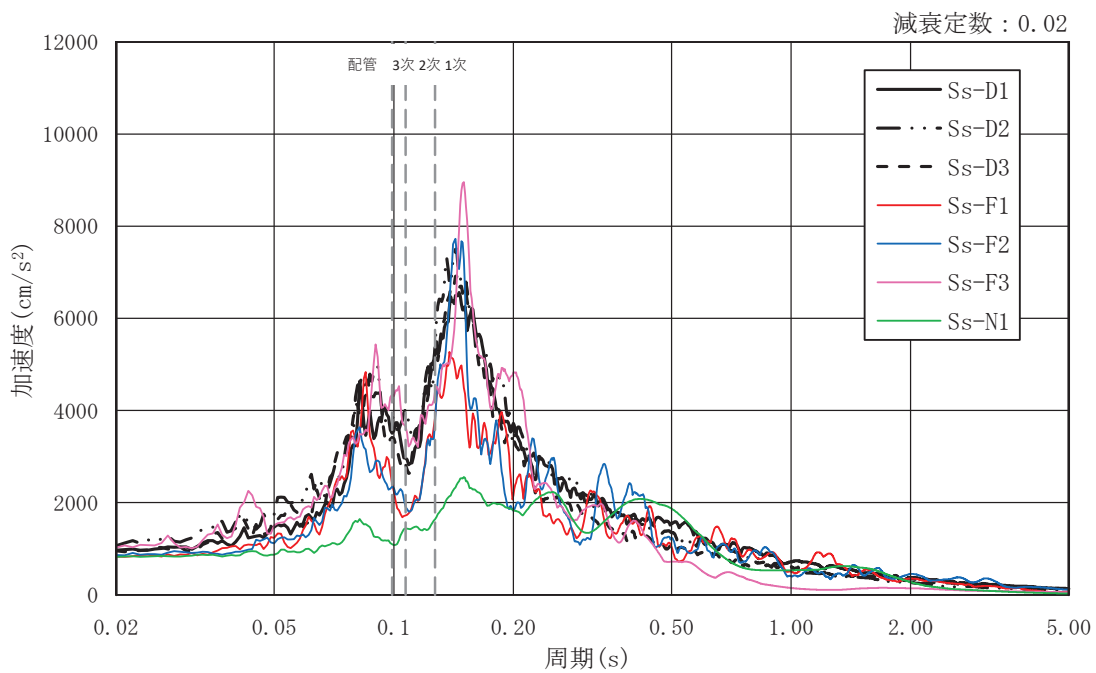
モード No.	固有周期 (s)	応答加速度 (m/s ²)		(b)/(a)
		全応力解析 (a)	有効応力解析 (b)	
1	1.175	11.92	11.70	0.98
2	0.721	17.72	17.40	0.98
3	0.408	31.92	31.08	0.97
4	0.262	36.19	34.72	0.96
5	0.245	43.36	40.86	0.94

表 5-4 応答スペクトルの比較結果 (EW 断面, h = 0.02)

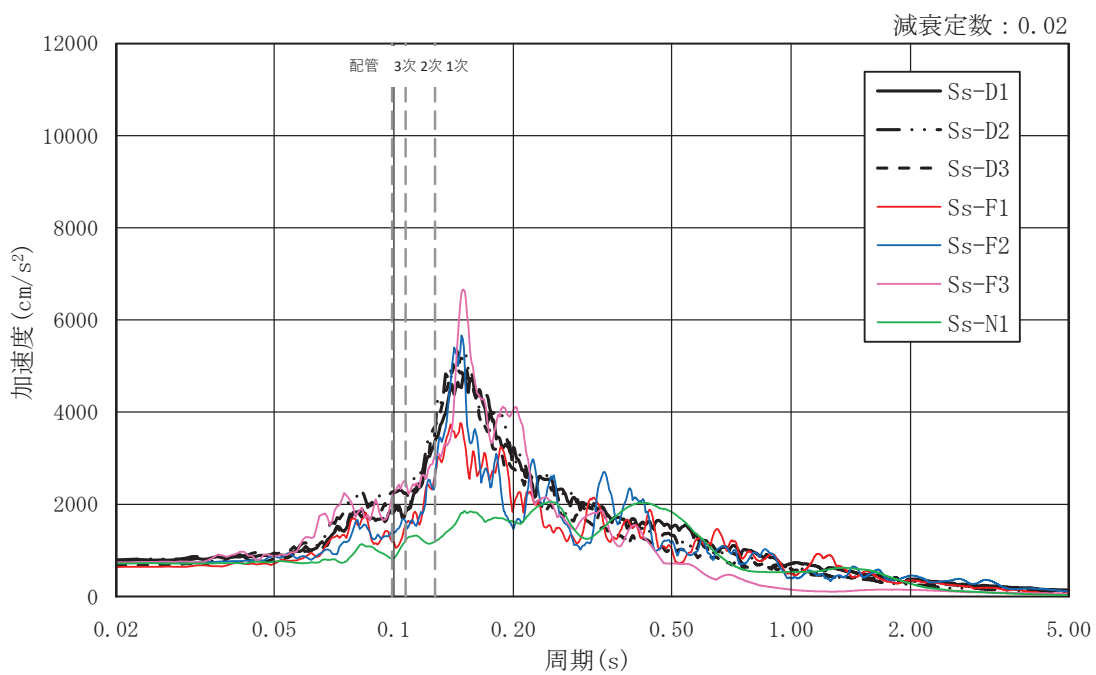
モード No.	固有周期 (s)	応答加速度 (m/s ²)		(b)/(a)
		全応力解析 (a)	有効応力解析 (b)	
1	1.175	9.29	9.15	0.99
2	0.721	12.48	12.25	0.98
3	0.408	23.29	22.66	0.97
4	0.262	29.60	28.25	0.95
5	0.245	35.70	33.86	0.95

5.3 配管の評価に与える影響

配管における入力地震動ごとの応答スペクトルについて、全応力解析及び有効応力解析の結果を図 5-13 及び図 5-14 に示す。また、基準地震動 S s 7 波を包絡した応答スペクトルをを図 5-15 及び図 5-16 に、全応力解析と有効応力解析の応答スペクトルの比較結果を表 5-5 及び表 5-6 に示す。配管の固有周期及び減衰については、添付書類「VI-2-9-4-4-1-2 管の耐震性についての計算書（非常用ガス処理系）」に記載の値を用いており、応答スペクトルに記載の 1 次モード～3 次モードの破線は、配管の主要モードにおける固有周期を示す。なお、配管の床応答は基礎の最大応答加速度により標高が高いほど加速度が大きくなることから、O.P. 14.8m の支持点における応答スペクトルを比較する。排気筒における主要モードである 1 次モード～3 次モードを比べると、全応力解析と有効応力解析はほぼ同等の解析結果となったことから、全応力解析が妥当な解析手法と考える。また、全応力解析による設計用床応答曲線を見ると、有効応力解析の結果も包絡していることから、全応力解析による評価は安全側の評価になると考える。

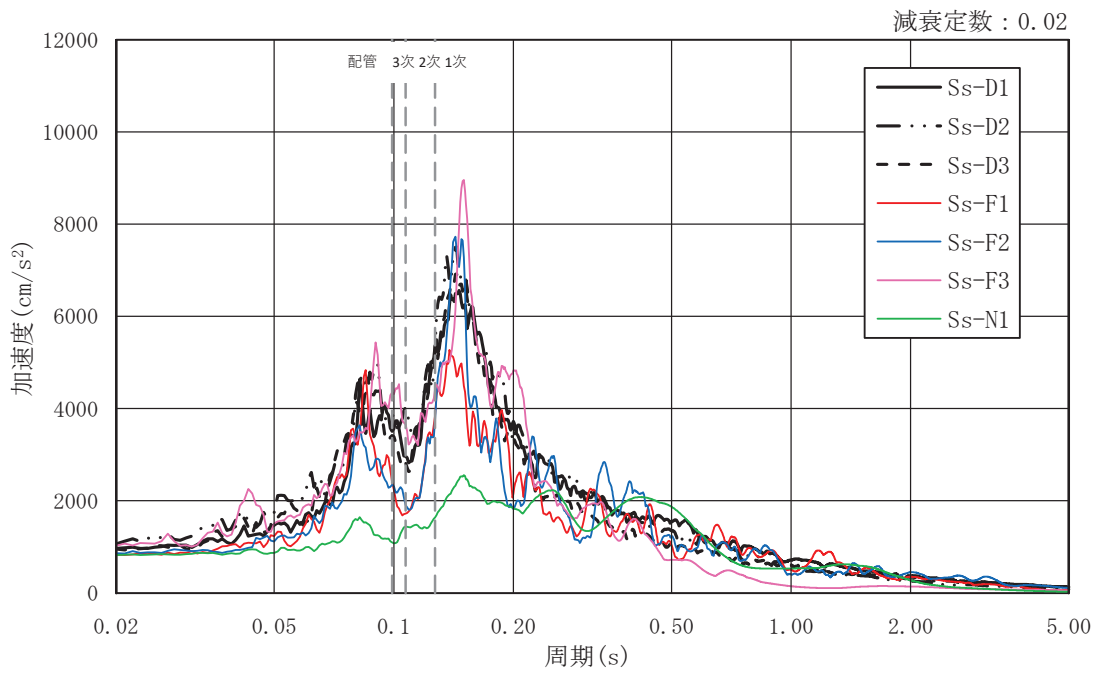


(a) 全応力解析

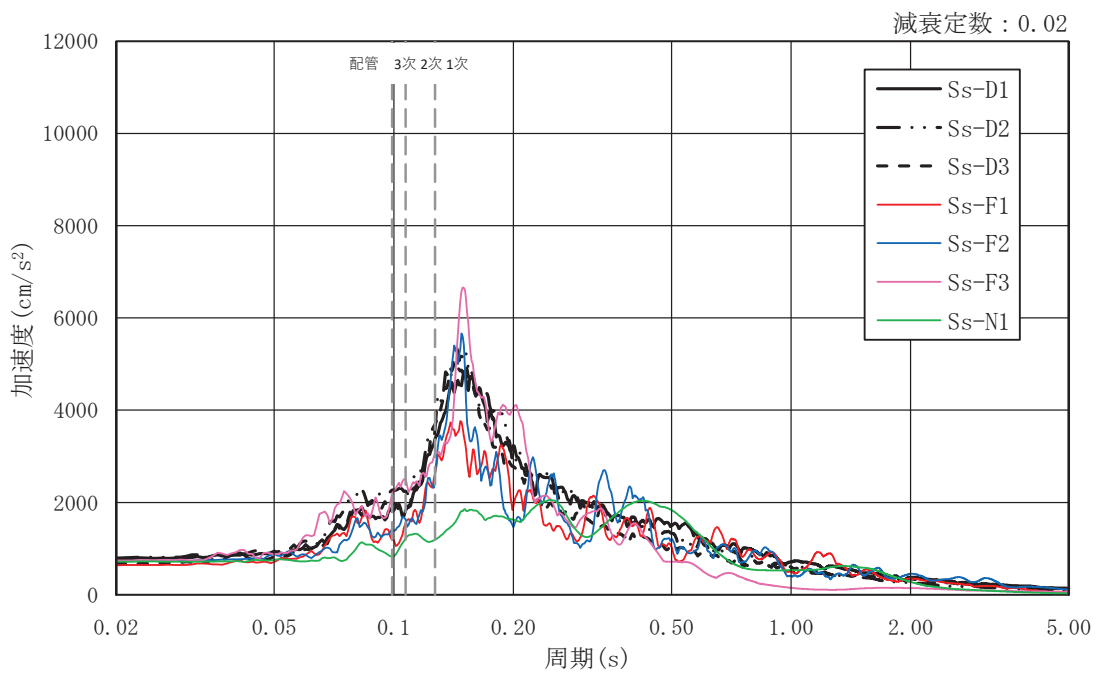


(b) 有効応力解析

図 5-13 基準地震動 S_s 7 波による応答スペクトル (NS 断面, h = 0.02)



(a) 全応力解析



(b) 有効応力解析

図 5-14 基準地震動 S s 7 波による応答スペクトル (EW 断面, h = 0.02)

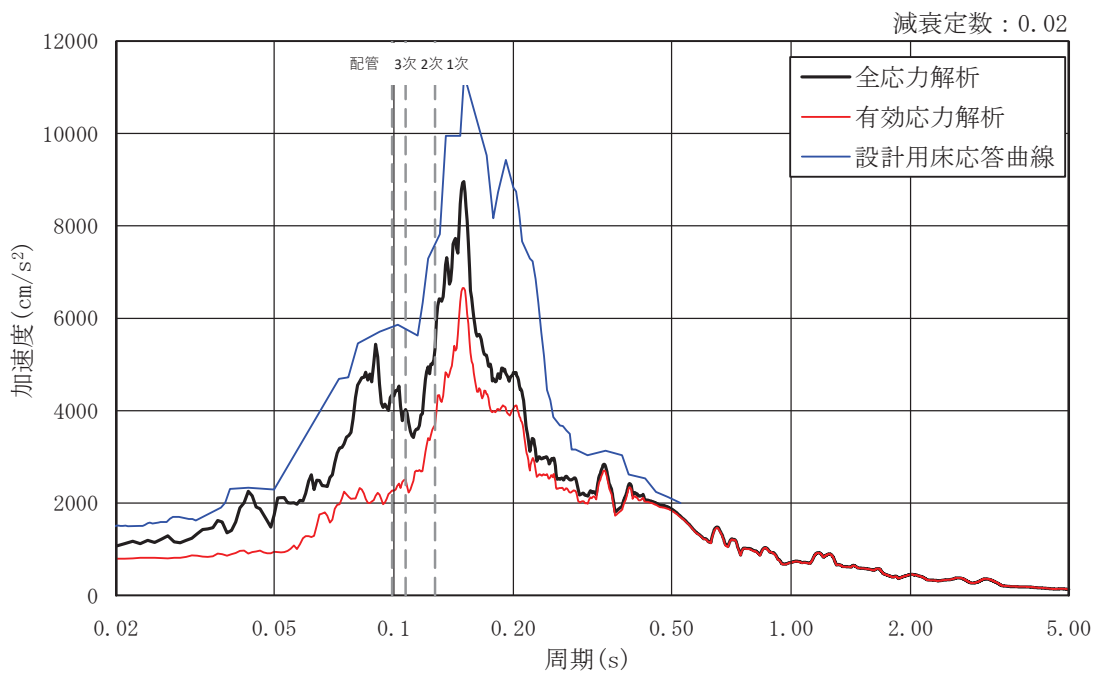


図 5-15 応答スペクトルの比較 (NS 断面, 包絡値)

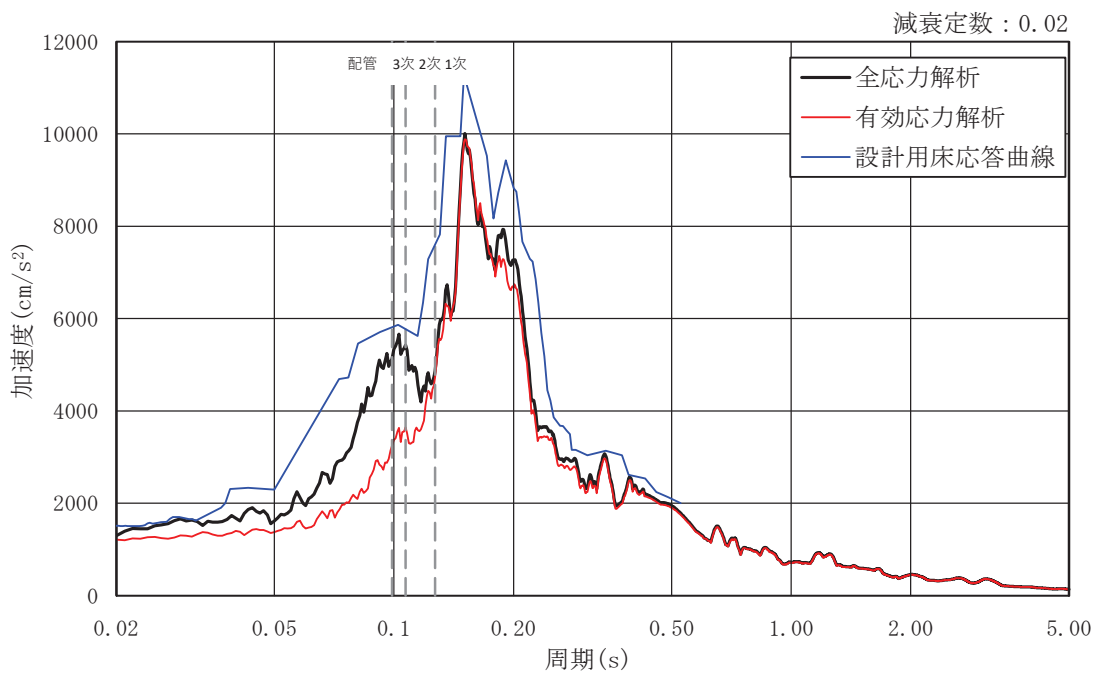


図 5-16 応答スペクトルの比較 (EW 断面, 包絡値)

表 5-5 応答スペクトルの比較結果 (NS 断面, O.P. 14.8m)

モード No.	固有周期 (s)	応答加速度 (m/s ²)			(b)/(a)
		全応力 解析(a)	有効応力 解析(b)	設計用床応 答曲線(c)	
1	0.127	53.43	36.87	<u>72.91</u>	0.69
2	0.107	40.27	25.12	<u>57.09</u>	0.62
3	0.099	43.46	22.73	<u>58.63</u>	0.52

注記* : 下線応答スペクトルの最大値を示す

表 5-6 応答スペクトルの比較結果 (EW 断面, O.P. 14.8m)

モード No.	固有周期 (s)	応答加速度 (m/s ²)			(b)/(a)
		全応力 解析(a)	有効応力 解析(b)	設計用床応 答曲線(c)	
1	0.127	48.68	47.38	<u>72.91</u>	0.97
2	0.107	54.25	36.43	<u>57.09</u>	0.67
3	0.099	51.27	32.46	<u>58.63</u>	0.63

注記* : 下線応答スペクトルの最大値を示す

別紙 5 排気筒基礎の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

目次

1. 概要・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・ 別紙 5-1
2. 排気筒基礎の応力解析におけるモデル化，境界条件及び拘束条件・・・・・・・・ 別紙 5-2
 - 2.1 底面地盤ばね及び要素分割の考え方・・・・・・・・ 別紙 5-2
 - 2.2 モデルの概要・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・ 別紙 5-4

1. 概要

本資料は、排気筒基礎の応力解析におけるモデル化、境界条件及び拘束条件についての概要を示すものである。

2. 排気筒基礎の応力解析におけるモデル化，境界条件及び拘束条件

2.1 底面地盤ばね及び要素分割の考え方

排気筒基礎の応力解析モデルを図 2-1 及び図 2-2 に示す。

応力解析にあたって，排気筒基礎の各部位（筒身柱，鉄塔柱，つなぎはり及び基礎版）を線形ソリッド要素にてモデル化し，これらの構造部材を耐震評価する。なお，応力の伝達を考慮するため，充填コンクリートについても線形ソリッド要素にてモデル化する。

三次元 FEM モデルの基礎版底面に設ける水平方向及び鉛直方向の地盤ばねについては，「J E A G 4 6 0 1 - 1991 追補版」に記載の振動アドミッタンス理論に基づいて評価する。

基礎版の底面地盤ばねの設定における基本的な考え方は，以下のとおり。

- ・ 水平ばね剛性

振動アドミッタンス理論に基づく水平ばねにより算出する。

- ・ 鉛直ばね剛性

基礎浮上りを考慮し，回転ばね反力として生じる転倒モーメントを適切に評価するため，振動アドミッタンス理論に基づく回転ばねにより算出する。

有限要素法を用いた解析モデルにおける要素分割の考え方*については，以下のとおり。

- ・ ソリッド要素

ソリッド要素の要素高さは，地震応答解析モデルの側方地盤の要素高さと同様に 1.0m を目安として設定する。また，ソリッド要素の要素幅は，要素形状の縦横比（アスペクト比）が 1：2 程度以下となるように設定する。

注記*：非線形 CAE 協会 2008 年 構造解析のための有限要素法実践ハンドブック

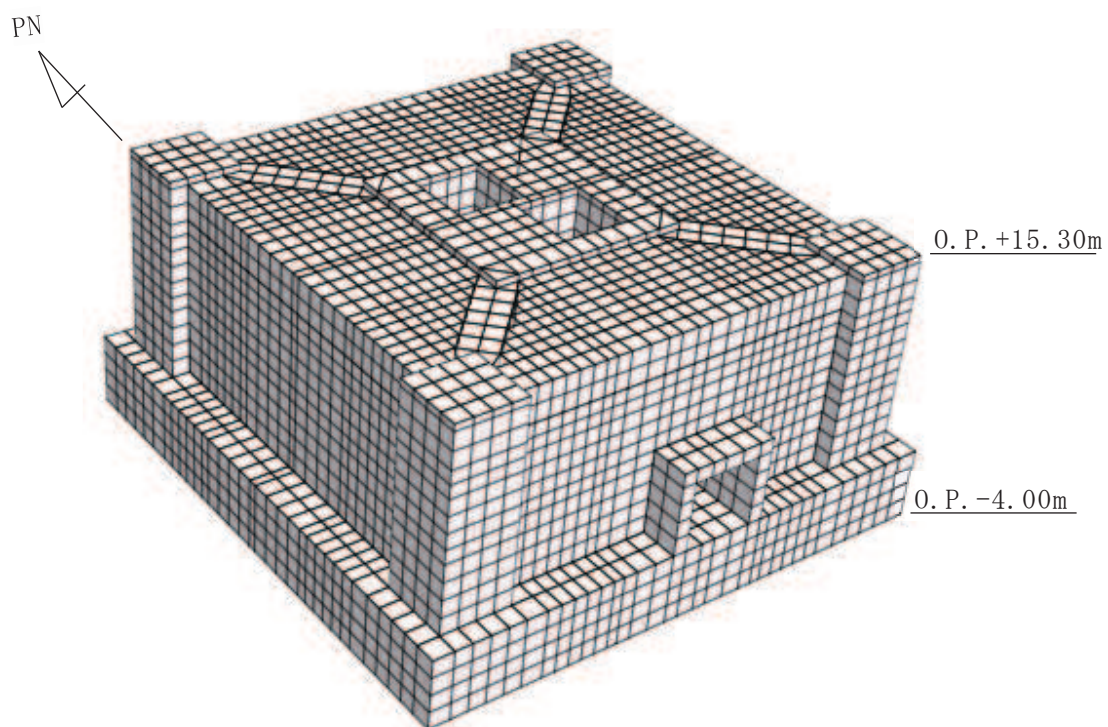


図 2-1 排気筒基礎の応力解析モデル（鳥瞰図）

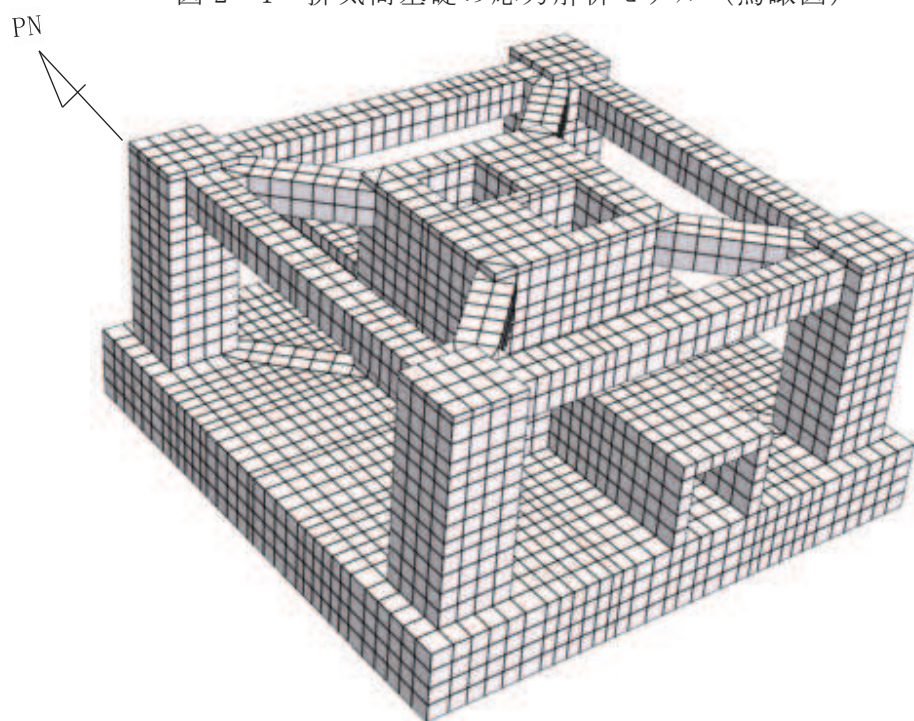


図 2-2 排気筒基礎の応力解析モデル（鳥瞰図（充填コンクリート非表示））

2.2 モデルの概要

- ①モデル化範囲：筒身柱，鉄塔柱，つなぎはり，基礎版及び充填コンクリートをモデル化する。
- ②使用要素：ソリッド要素
- ③要素分割：要素の一辺の長さを 0.6m～1.5m 程度とし，排気筒の開口を考慮して分割する。
- ④排気筒基礎と地盤の境界

底面地盤ばねのモデル概要を図 3-1 に示す。

- ・側面地盤は考慮しない。
- ・基礎版の節点には，底面地盤を表現するばね要素を設ける。解析では鉛直方向の底面地盤ばねに引張力が作用した場合，鉛直方向及び水平方向の合計 2 つのばね剛性をゼロとすることにより，基礎の浮上りを表現する。
- ・底面地盤ばねの水平ばね剛性及び鉛直ばね剛性は以下のとおり設定する。
- ・水平ばね剛性：振動アドミッタンス理論による水平ばね K_H を節点支配面積 A_i で離散化。

$$K_{H i} = (K_H / A) \times A_i$$

ここで，

A：排気筒基礎の底面積

- ・鉛直ばね剛性：転倒モーメントが支配的となるため振動アドミッタンス理論による回転ばね K_R を節点支配面積 A_i で離散化。

$$K_{V i} = (K_R / I) \times A_i$$

ここで，

I：排気筒基礎版の断面二次モーメント

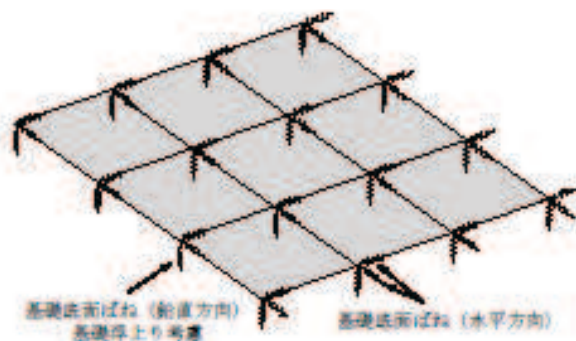


図 2-3 モデル概要

別紙 6 排気筒基礎の応力解析における地震荷重の入力方法

目次

1. 概要..... 別紙 6-1
2. 三次元 FEM モデルに入力する荷重の入力方法..... 別紙 6-1

1. 概要

本資料は、排気筒基礎に作用する地震荷重の入力方法について示すものである。

2. 三次元 FEM モデルに入力する荷重の入力方法

排気筒基礎の応力解析にあたっては、表 2-1 の荷重を組合せる。

表 2-1 荷重の組合せ

外力の状態	荷重の組合せ
S _s 地震時	G + P _s + P _k + S _s

G : 固定荷重

P_s : 積雪荷重

P_k : 風荷重

S_s : 基準地震動 S_s による地震力 ($S_s = K_s + E_s + U_s$)

K_s : 基準地震動 S_s による慣性力

E_s : 基準地震動 S_s による地震時土圧荷重

U_s : 基準地震動 S_s による地震時の上部工反力

三次元 FEM モデルに入力する基準地震動 S_s による水平地震力及び鉛直地震力の入力
は、基準地震動 S_s に対する排気筒基礎の地震応答解析における全時刻の最大応答せん
断力、最大応答曲げモーメント及び最大応答軸力を考慮し、三次元 FEM モデルにおける
各層の最大応答せん断力、最大応答曲げモーメント及び最大応答軸力が地震応答解析結
果と等価になるように設定する。

三次元 FEM モデルに入力する地震荷重の概念図を図 2-1 及び図 2-2 に示す。

三次元 FEM モデルに入力する水平地震力のうち慣性力は、二次元 FEM モデルにおける
層せん断力 ($Q_i - Q_{i-1}$) を各節点の支配面積に応じて分配し、地震時最大土圧 (P_i)
を差し引き、水平慣性力 (F_i) から求めた水平震度 (α_{hi}) を用いる。

曲げモーメントについては、地震応答解析により求まる最大転倒モーメント (M_{max})
と三次元 FEM モデルに作用した水平荷重により発生する曲げモーメント (M_c) の差分
(以下「付加曲げモーメント」という。) を考慮する。排気筒基礎に作用する付加曲げモ
ーメント (M') は、基礎の節点に支配面積と中心位置からの距離 (L_i) に応じて鉛直
方向の偶力 (V_i) に置換して分配し、節点荷重として入力する。また、二次元 FEM モ
デルにおける接地圧係数に比べ、組合せ係数法による応力解析の接地圧係数が上回る場
合は、排気筒基礎底版に別紙 7 に示す鉛直力を付加する。鉛直力の付加は基礎底版位置
に作用させていることから、接地圧に対して保守的になるだけでなく、曲げ・軸力系の
破壊及びせん断破壊の評価についても影響が無い設定となっている。

三次元 FEM モデルに入力する水平地震力のうち地震時土圧荷重は、構造物の左右に発

生じた地震時土圧を全時刻包絡することで、加力側の土圧荷重を安全側に設定する。支持側の土圧荷重については、保守的に考慮しない。

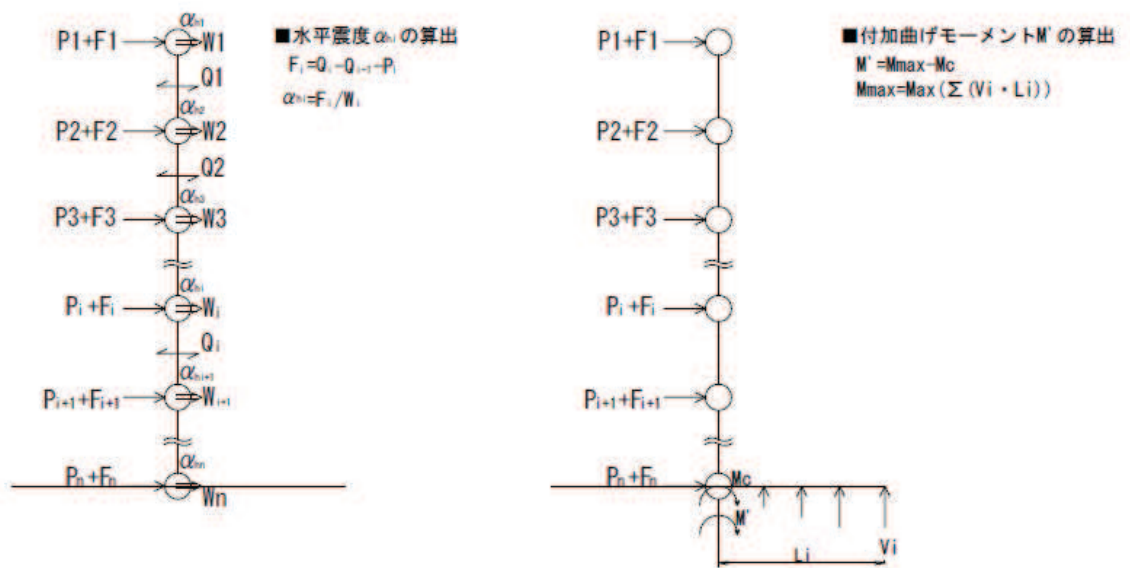
三次元 FEM モデルに入力する鉛直地震力は、二次元 FEM モデルにおける最大応答軸力の差分 ($N_i - N_{i-1}$) を各節点の支配面積に応じて分配した鉛直慣性力 (F_i) から求めた鉛直震度 (α_{vi}) を用いる。

排気筒からの地震時の上部工反力の入力は、排気筒の地震応答解析により設定する。

具体的には、排気筒に地震荷重が作用した際の水平反力(せん断力, 曲げモーメント)・鉛直反力(軸力)について、排気筒を支持する筒身柱, 鉄塔柱の上端に節点荷重として入力する。

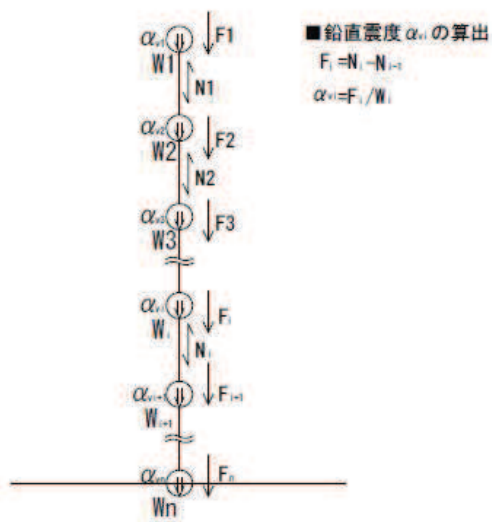
また、風荷重の入力は、排気筒の静的応力解析により設定した上部工反力を、地震時の上部工反力と同様に入力する。

三次元 FEM モデルに入力する水平地震力, 付加曲げモーメント, 付加鉛直力, 鉛直地震力, 地震時増分土圧及び上部工反力の概要を図 2-3~図 2-10 に示す。



- W_i : 地震応答解析モデルの質点重量
- Q_i : 地震応答解析による最大応答せん断力
- P_i : 地震応答解析による地震時最大土圧（三次元 FEM に入力する地震時土圧）
- V_i : 地震応答解析による地盤反力
- M_{max} : 地震応答解析による基礎の最大転倒モーメント
- F_i : 水平慣性力
- α_{hi} : 三次元 FEM に入力する水平震度
- M_c : 三次元 FEM に入力した水平荷重により発生する転倒モーメント
- M' : 三次元 FEM に入力する付加曲げモーメント
(最大転倒モーメントと水平荷重により発生する転倒モーメントの差分)

図2-1 三次元FEMモデルに入力する地震荷重の概念図(水平地震力)



- W_i : 地震応答解析モデルの質点重量
- N_i : 地震応答解析による最大応答軸力
- F_i : 鉛直慣性力
- $\alpha_{v i}$: FEM に入力する鉛直震度

図2-2 三次元FEMモデルに入力する地震荷重の概念図(鉛直地震力)

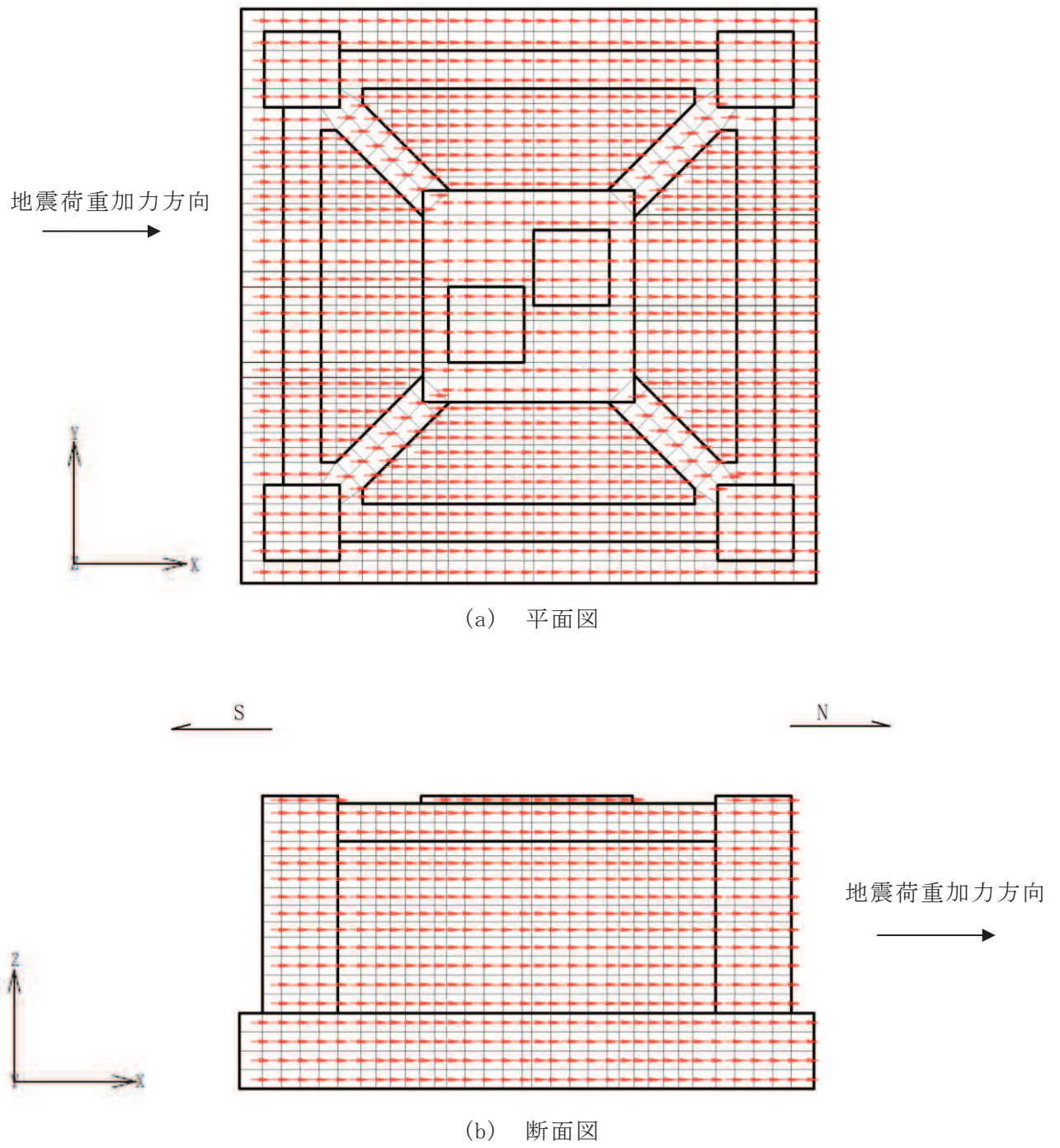
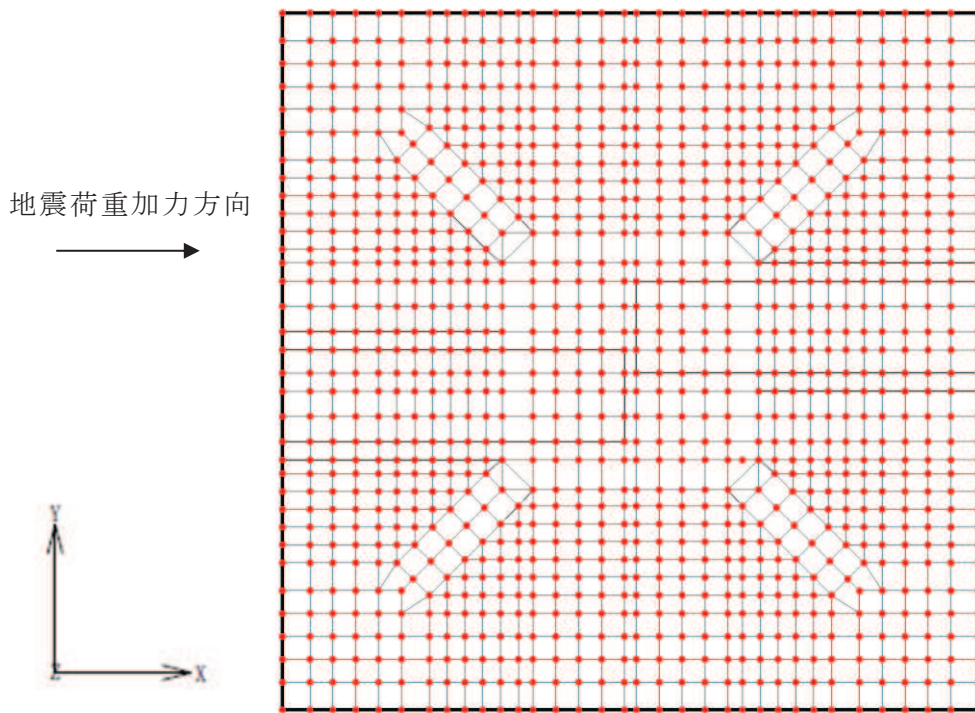
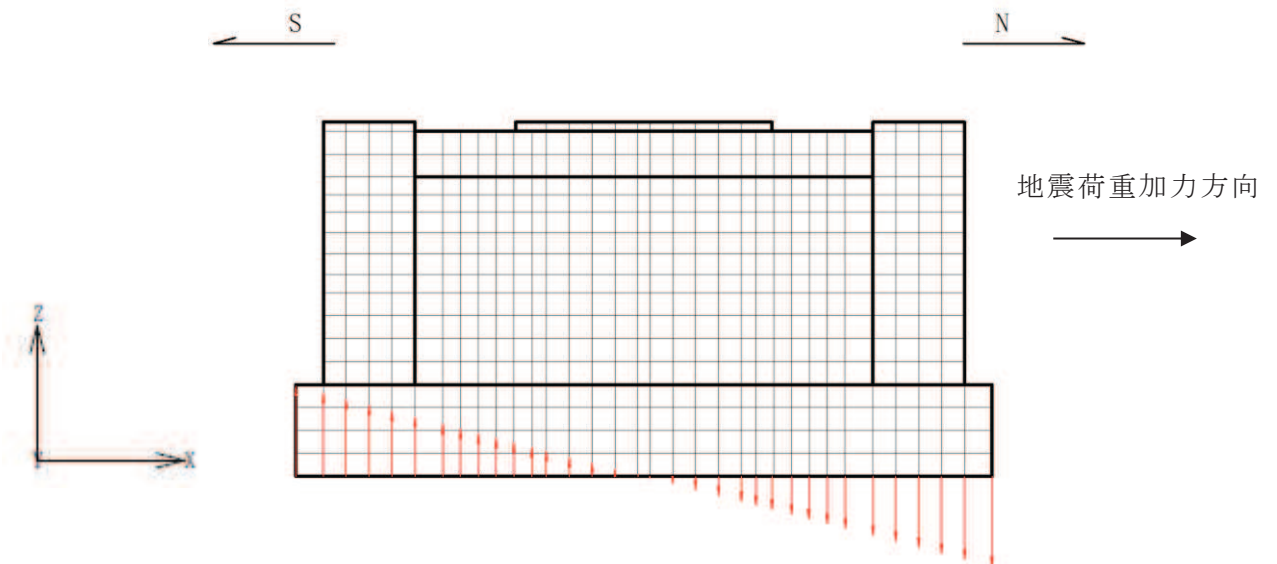


図2-3 三次元FEMモデルに入力する水平地震力(NS断面)

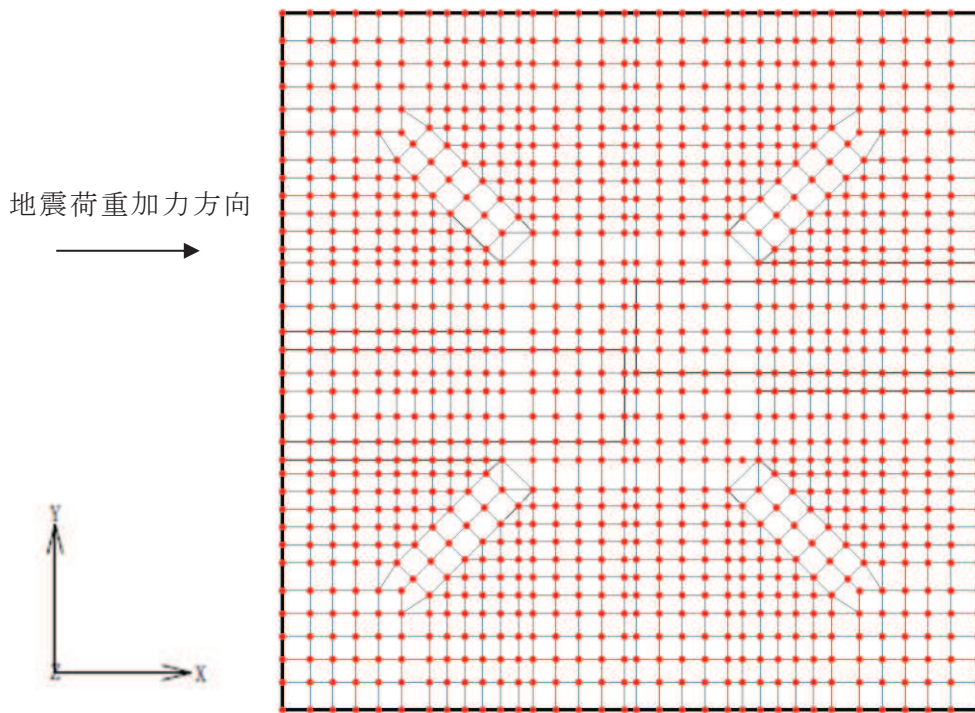


(a) 平面図

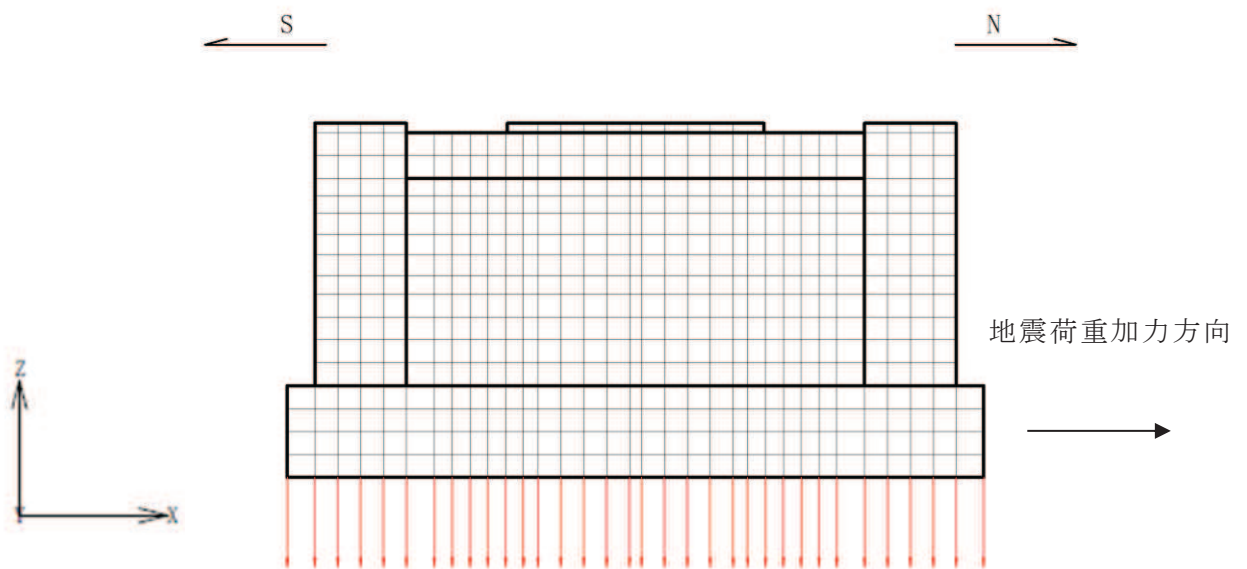


(b) 断面図

図2-4 三次元FEMモデルに入力する付加曲げモーメント(NS断面)



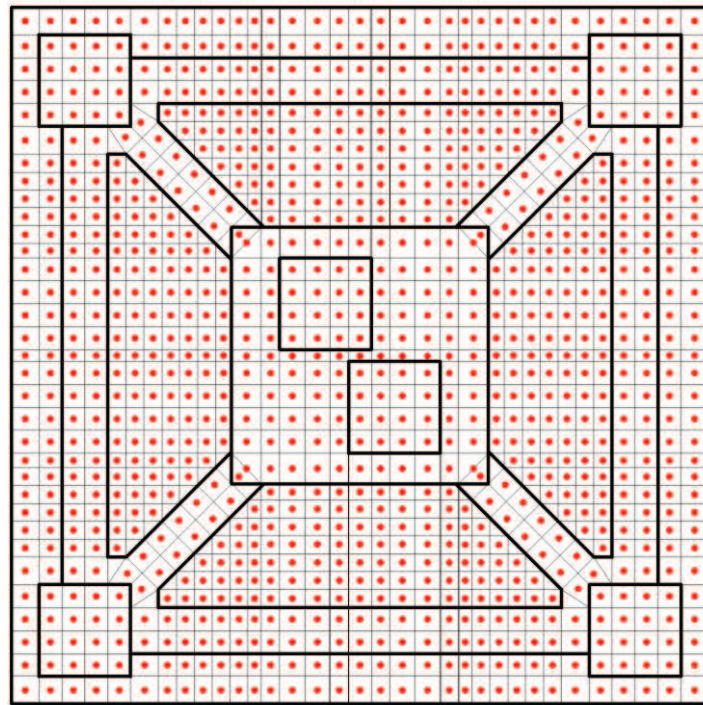
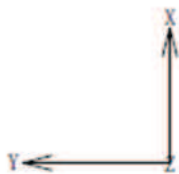
(a) 平面図



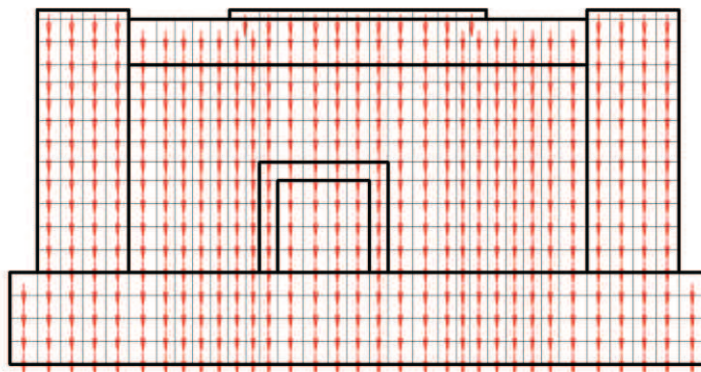
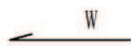
(b) 断面図

図2-5 三次元FEMモデルに入力する付加鉛直力(NS断面)

地震荷重加力方向



(a) 平面図

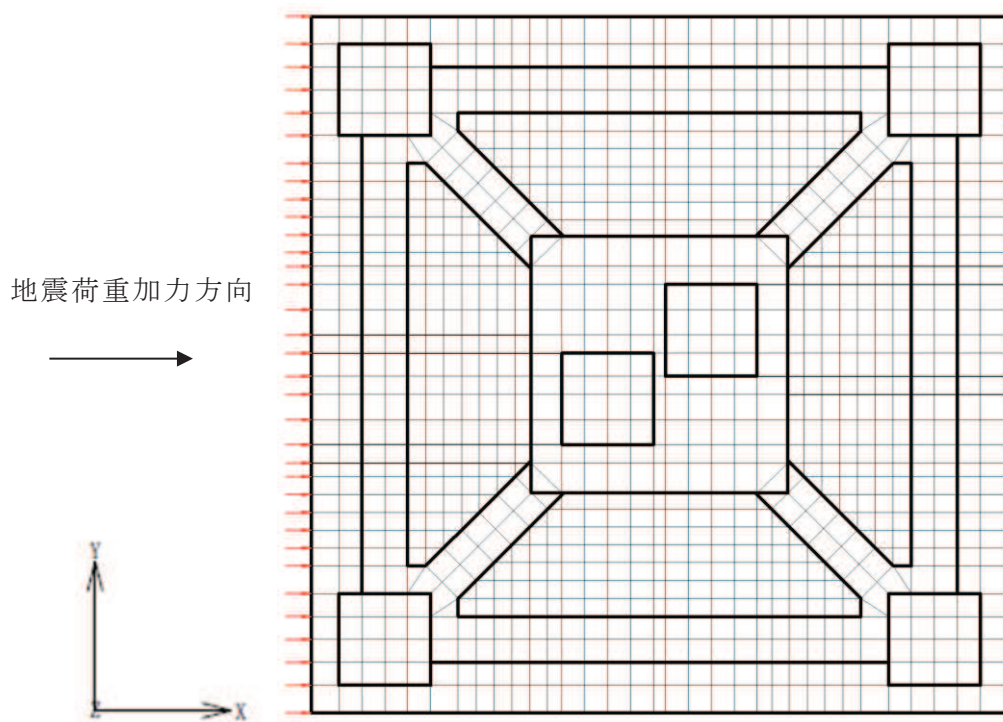


地震荷重加力方向

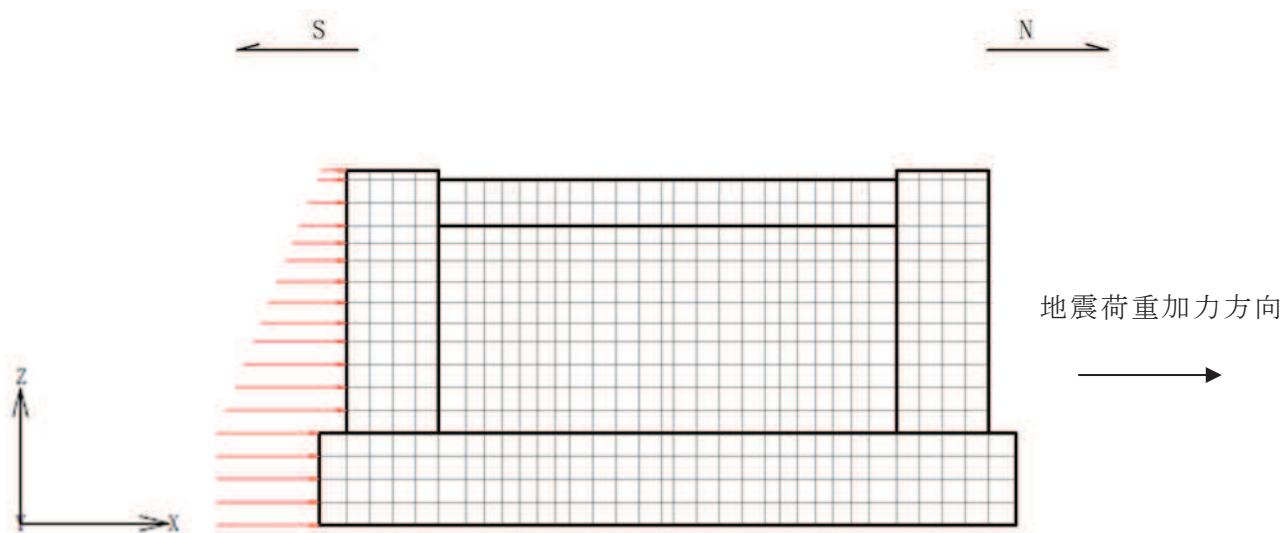


(b) 断面図

図2-6 三次元FEMモデルに入力する鉛直地震力

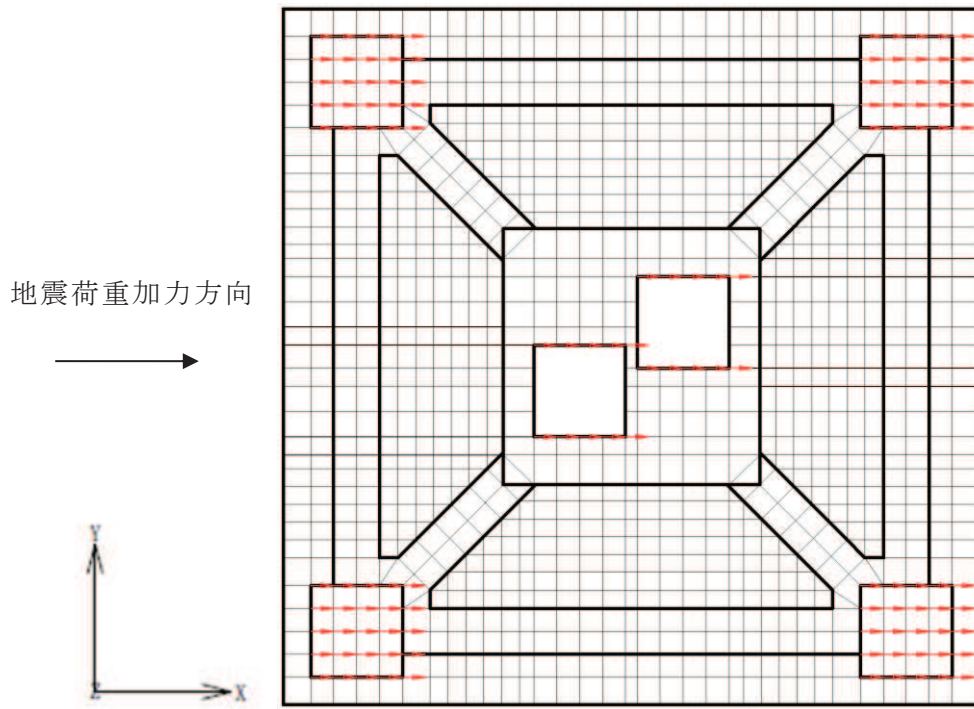


(a) 平面図

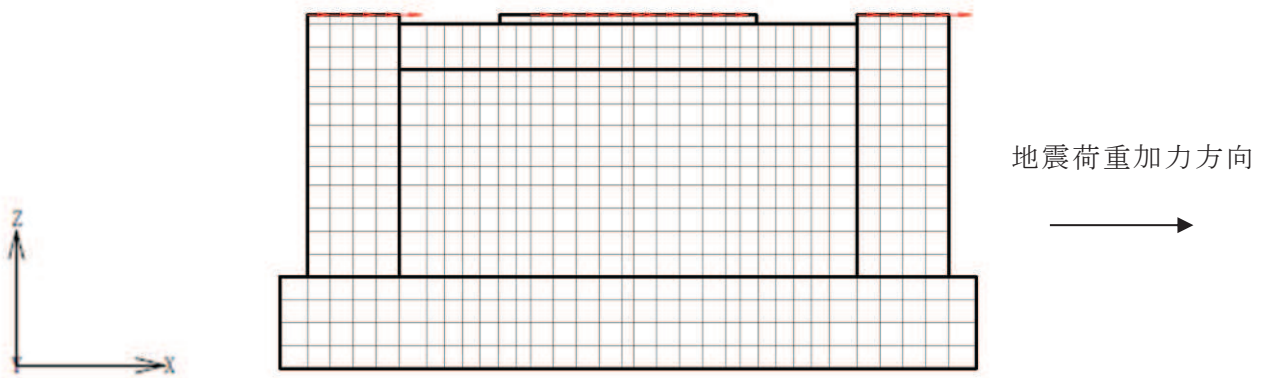


(b) 断面図

図2-7 三次元FEMモデルに入力する地震時増分土圧荷重(NS断面)



(a) 平面図



(b) 断面図

図2-8 三次元FEMモデルに入力する上部工の水平荷重(NS断面)

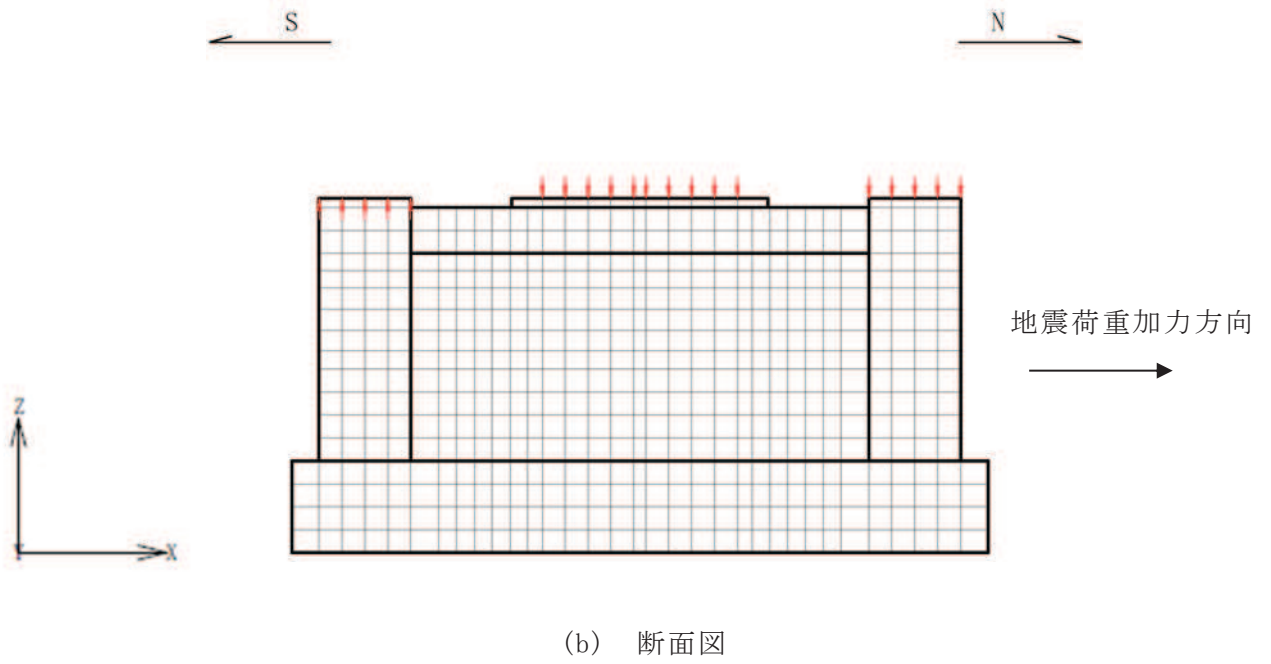
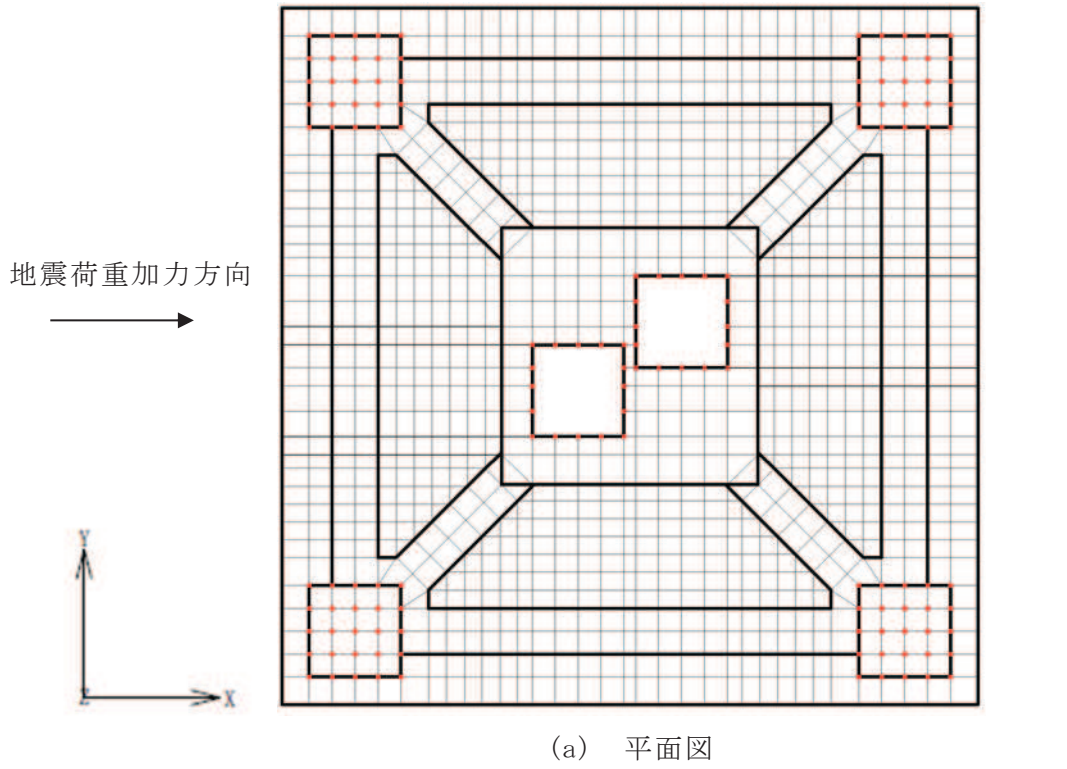


図2-9 三次元FEMモデルに入力する上部工の鉛直荷重(NS断面)

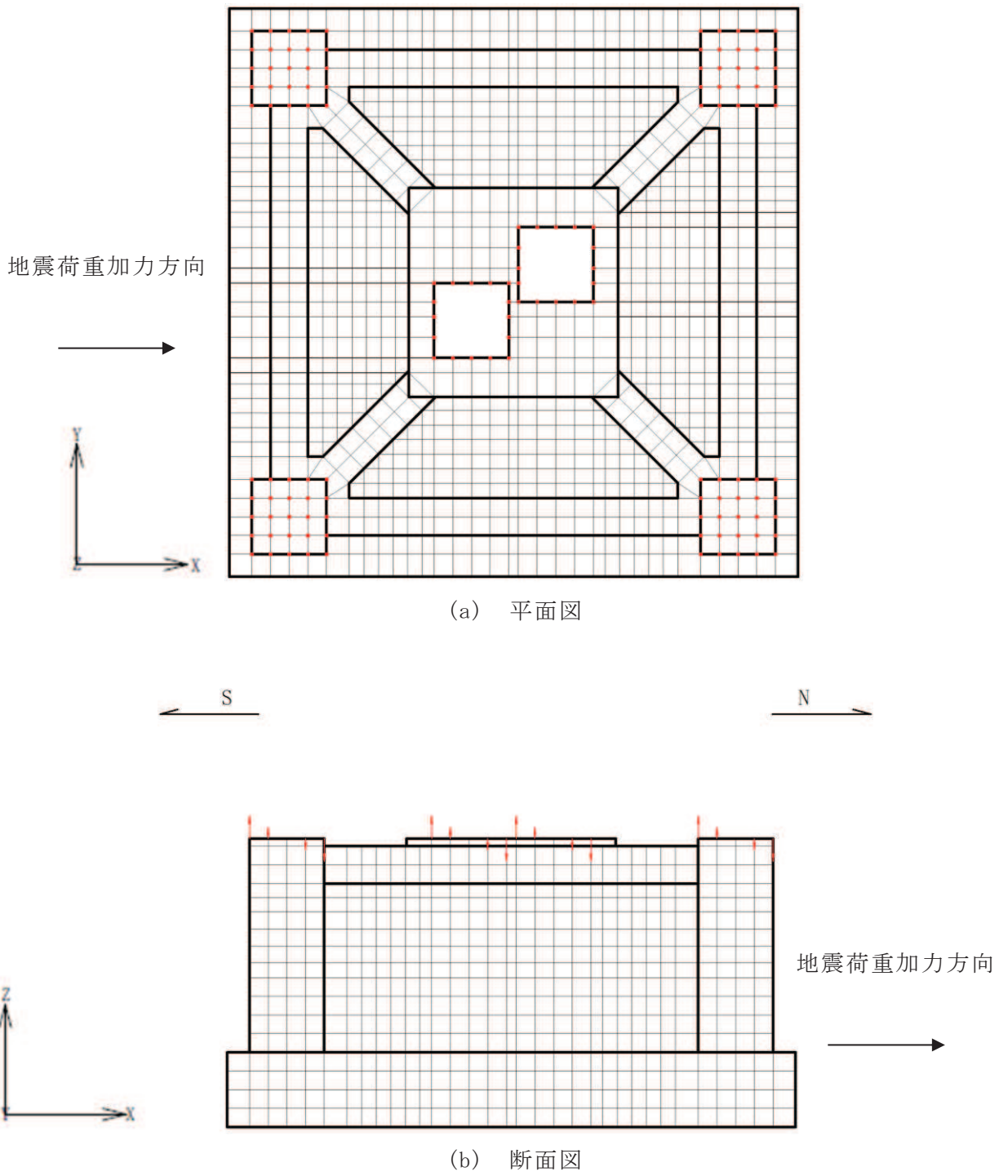


図2-10 三次元FEMモデルに入力する上部工の曲げモーメント(NS断面)

別紙 7 排気筒基礎の応力解析における組合せ係数法の適用

目次

1. 概要	別紙 7-1
1.1 検討概要	別紙 7-1
1.2 検討方針	別紙 7-1
2. 検討結果	別紙 7-4
2.1 検討内容	別紙 7-4
2.2 検討結果	別紙 7-10
2.3 考察	別紙 7-12

1. 概要

1.1 検討概要

本資料は、排気筒基礎の耐震評価における組合せ係数法の適用性について説明するものである。

建物・構築物の耐震評価として行う水平及び鉛直方向の荷重の組合せを考慮した評価において、地震応答の最大値を用いた組合せ係数法による評価値と地震応答の時刻歴和による評価値の比較を行うことで、組合せ係数法の適用性を確認する。なお、排気筒基礎は、地震応答解析により求めた応答を三次元 FEM モデルに入力することにより耐震評価を行うため、時刻選定の妥当性検証を必要とせず、保守的な評価を行うことが可能な組合せ係数法を適用している。

1.2 検討方針

建物・構築物の耐震評価に考慮する荷重の組合せにおいては、以下に示す組合せ係数法を適用し、水平及び鉛直方向の地震力が同時に不利な方向に作用するものとして評価を実施している。

- ① $1.0 \times$ 水平地震力による荷重 $\pm 0.4 \times$ 鉛直地震力による荷重
- ② $0.4 \times$ 水平地震力による荷重 $\pm 1.0 \times$ 鉛直地震力による荷重

建物・構築物の耐震評価における組合せ係数法の適用性を検討するにあたっては、水平及び鉛直方向の荷重の組合せに、地震応答の最大値を用いた組合せ係数法を適用した場合の評価結果が、水平及び鉛直方向の地震応答を時々刻々組合せた場合の評価結果と同等又は保守的であることを確認する。

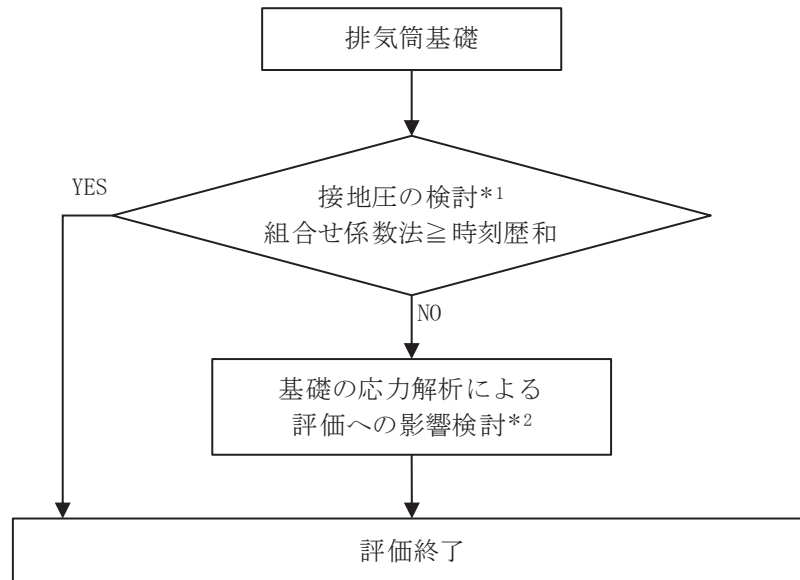
排気筒基礎の評価対象部位は、「基礎地盤」及び「基礎」に分類される。

基礎地盤（接地圧）の検討としては、地震応答解析による評価において、水平・鉛直同時入力による地震応答解析の最大地盤反力度が、地盤の極限支持力度を超えないことを確認している（添付書類「VI-2-2-26 排気筒基礎の耐震性についての計算書」）。

基礎の検討としては、応力解析による評価において、組合せ係数法を採用している。評価対象部位は、基礎版・柱部材・はり部材に分類されるが、各々の部材は充填コンクリートを介した一体挙動を示し、各部材に発生する断面力は基礎版下の接地圧と相関する。そこで、地震応答の最大値を用いた組合せ係数法を適用した場合の接地圧が、地震応答を時々刻々組合せた場合の最大接地圧と同等又は保守的であることを確認することで、組合せ係数法の適用性を確認する。

組合せ係数法を適用した場合の評価結果と、地震応答を時々刻々組合せた場合の評価結果との比較は、添付書類「VI-2-2-25 排気筒基礎の地震応答計算書」に示す基本ケースの結果を用いる。

検討フローを図 1-1 に示す。また、地震応答解析モデルを図 1-2 及び図 1-3 に示す。



注記

*1：基本ケースによる検討

*2：地盤物性及び材料物性の不確かさを考慮した検討

図 1-1 検討フロー

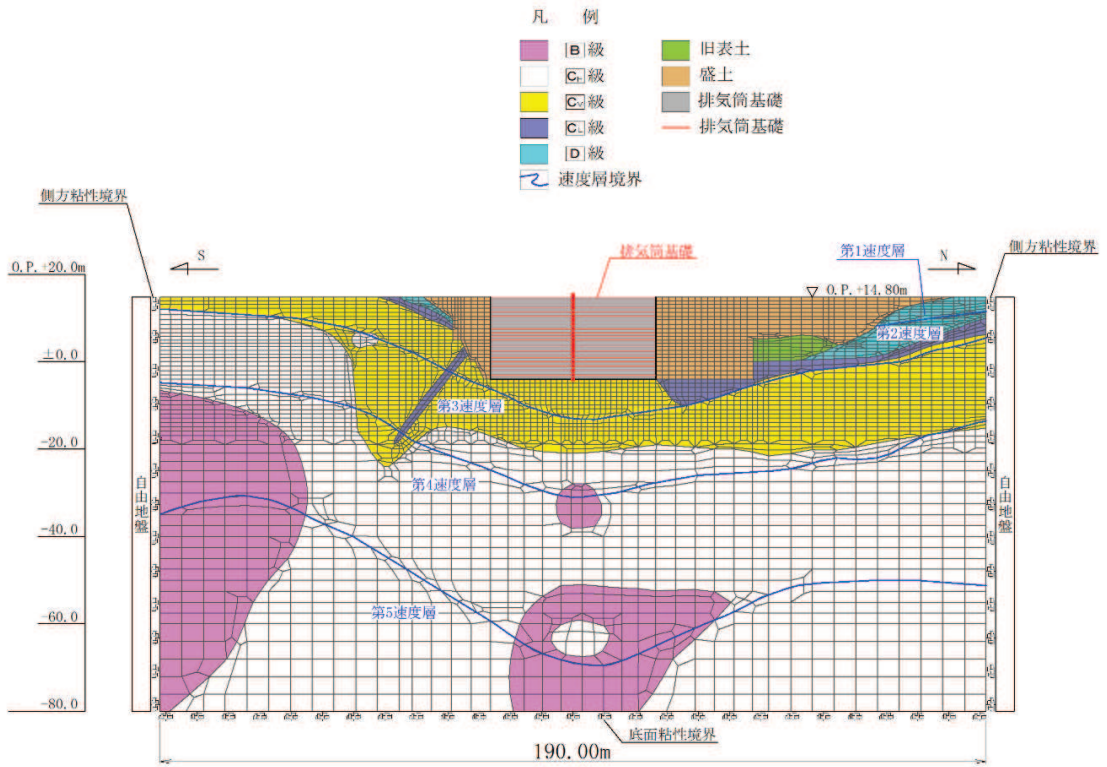


図 1-2 排気筒基礎の地震応答解析モデル図 (NS 断面)

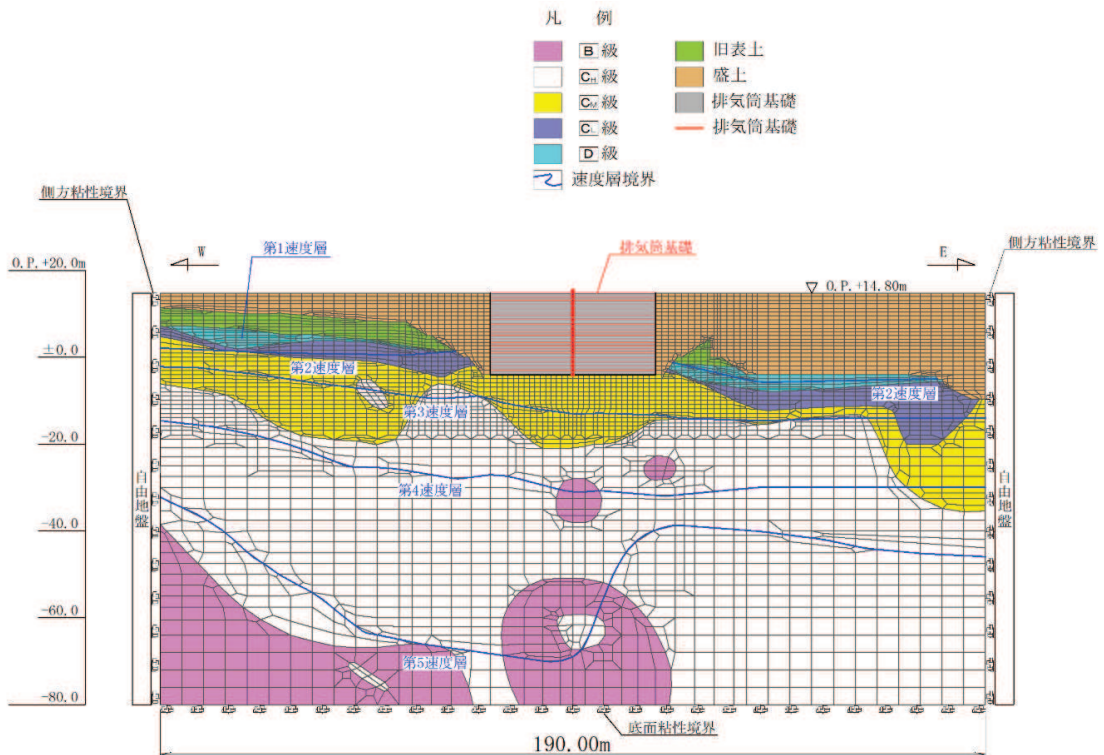


図 1-3 排気筒基礎の地震応答解析モデル図 (EW 断面)

2. 検討結果

2.1 検討内容

基礎の応力解析による評価における，組合せ係数法の適用性の確認において，検討に用いる地震動は基準地震動 S_s 7 波（全波）とする。また，時刻歴和による算定において，水平地震力による荷重には転倒モーメントを，鉛直地震力による荷重には鉛直反力を用いる。

組合せ係数法の最大接地圧については，最大転倒モーメントの 1.0 倍を乗じた値と最大鉛直反力の 0.4 倍を乗じた値の和，又は最大転倒モーメントの 0.4 倍を乗じた値と最大鉛直反力の 1.0 倍を乗じた値の和から算定している。

これに対して，時刻歴和による最大接地圧は，時刻歴転倒モーメント及び時刻歴鉛直反力から時刻毎に算定した接地圧の最大値とする。

排気筒基礎の検討フローを図 2-1 に示す。

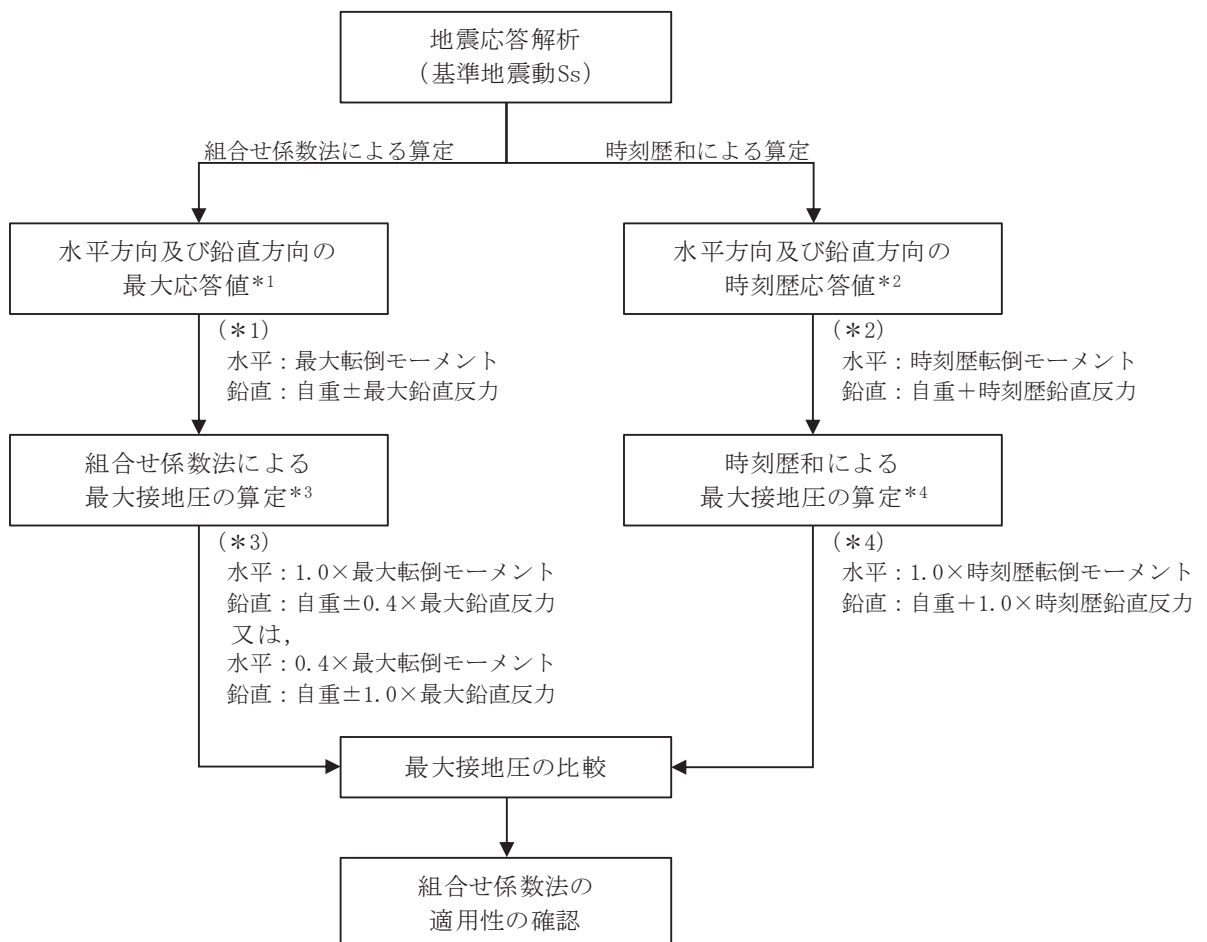


図 2-1 排気筒基礎の検討フロー

ここで、接地圧 σ の評価式を下式に、転倒モーメントと鉛直反力の関係を図 2-2 に示す。

$$\sigma = \frac{W'}{B \cdot L} \cdot \alpha$$

ここで、

α : 接地圧係数

$e / L \leq 1/6$ のとき

$$\alpha = 1 + 6 \cdot \frac{e}{L}$$

$1/6 < e / L < 1/2$ のとき

$$\alpha = \frac{2}{3 \left(\frac{1}{2} - \frac{e}{L} \right)}$$

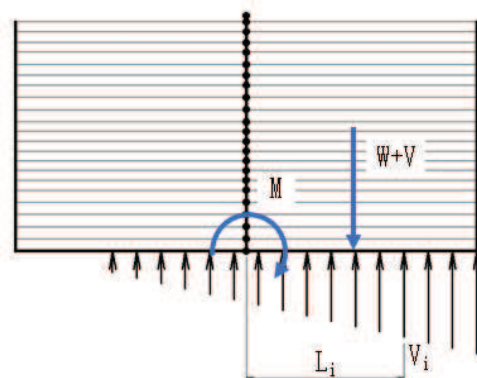
$$e = |M| / W'$$

- M : 基礎底面における転倒モーメント
 W' : 鉛直地震荷重を考慮した総重量 ($=W+V$)
 B : 地震直交方向の基礎幅
 L : 地震方向の基礎幅

また、地盤反力を三角形分布と仮定した場合の基礎の接地率 η は、次式で評価できる。

$$\eta = 3 \left(\frac{1}{2} - \frac{e}{L} \right)$$

ただし、 $e / L < 1/2$



■ 転倒モーメント M の算出

$$M = \Sigma (V_i \cdot L_i)$$

V_i : 地震応答解析による鉛直方向地盤反力

L_i : 基礎中心から V_i 抽出位置までの水平距離

■ 鉛直反力 V の算出

$$V = \Sigma V_i - W$$

W : 自重

図 2-2 転倒モーメントと鉛直反力の関係

接地圧の評価式の特長上、鉛直方向の軸力変動が大きく、かつ水平最大応答時に鉛直上向きの応答が大きくなるような場合、図 2-3 に示すとおり、 $e/L = 1/6$ を超えると接地圧係数 α が加速的に大きくなり、 $e/L = 1/2 (=0.50)$ で α が ∞ に発散する。その場合、接地率 η が零に近づき、地震応答解析では安定していた基礎が、組合せ係数法による応力解析では不安定となって解析できないことがある。

そこで、組合せ係数法による応力解析では、地震応答の時刻歴和による η の最小値を下回らないように e/L を補正する。具体的には、 e/L の変数 e が転倒モーメント M と鉛直地震荷重を考慮した総重量 W' の関数であることから、接地圧 σ が大きくなるように M を固定して W' を大きくし、組合せ係数法による e/L を各地震動による地震応答の時刻歴和による最大 e/L と一致するよう、排気筒基礎底版に鉛直力を付加する。鉛直力の付加は基礎底版位置に作用させていることから、接地圧に対して保守的になるだけでなく、曲げ・軸力系の破壊及びせん断破壊の評価についても影響が無い設定となっている。

e/L の補正の概念図を図 2-4 に、 e/L の補正結果を表 2-1 及び表 2-2 に示す。

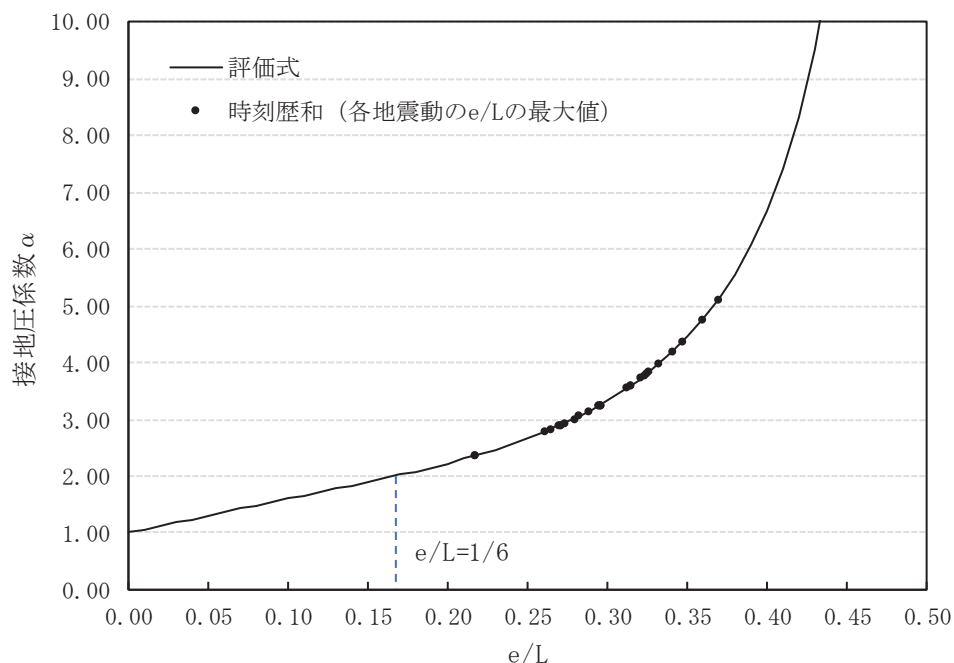


図 2-3 e/L と接地圧係数 α の関係

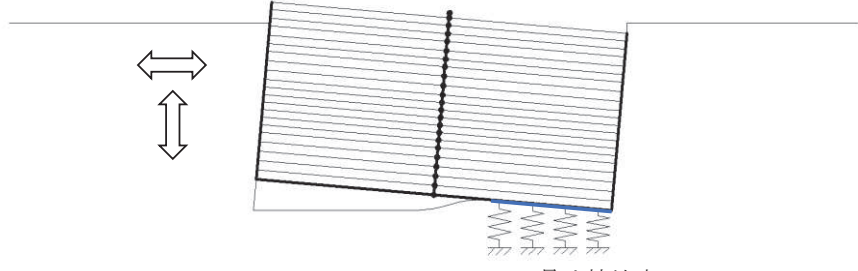
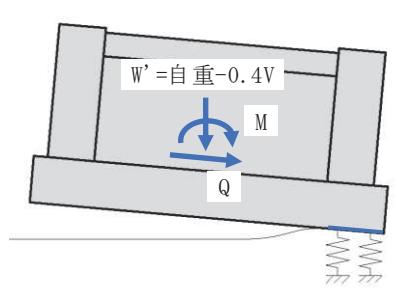
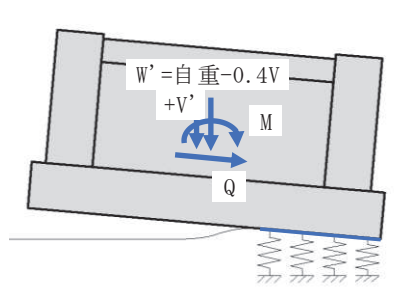
	e/Lの補正なし	e/Lの補正あり
地震応答解析	 <p>最小接地率: η_A</p> <p>水平・鉛直同時入力による地震応答解析</p>	
応力解析	 <p>接地率: $\eta_B \leq \eta_A$</p>	 <p>接地率: $\eta_C = \eta_A$</p>
	<p>上向きの鉛直地震荷重が大きい場合は地震応答解析よりも浮上りが大きくなり、解析できないことがある。</p>	<p>上向きの鉛直地震荷重が大きい場合に解析できなくなることを避けるため、地震応答解析の最小接地率と一致するように、接地圧が大きくなるように鉛直力V'を付加する。</p>

図 2-4 e/Lの補正の概念図

表 2-1 e / L の補正結果 (水平 1.0, 鉛直上向き 0.4 の場合)

(a) NS 断面

地震動	組合せ係数法							時刻歴和			
	最大値		偏心量	接地圧係数	補正後			偏心量最大時		偏心量	接地圧係数
	転倒モーメント M	総重量 W' = W - 0.4V	e/L (e=M/W')	α	総重量 W''	e' / L (e' = M/W'')	α	転倒モーメント M	総重量 W'	e/L (e=M/W')	α
Ss-D1(++)	181974	12188	0.393	6.22	16281	0.294	3.24	173943	15562	0.294	3.24
Ss-D2(++)	183713	12014	0.402	6.83	13095	0.369	5.10	134561	9591	0.369	5.10
Ss-D3(++)	157673	12057	0.344	4.28	14105	0.294	3.24	143214	12811	0.294	3.24
Ss-F1(++)	164768	13518	0.321	3.72	15891	0.273	2.93	140578	13558	0.273	2.93
Ss-F2(++)	159362	13338	0.314	3.59	14863	0.282	3.06	155518	14505	0.282	3.06
Ss-F3(++)	182992	11640	0.414	7.72	14126	0.341	4.19	140644	10857	0.341	4.19
Ss-N1(++)	152653	13663	0.294	3.24	18478	0.217	2.36	131087	15868	0.217	2.36
Ss-D1(-+)	181724	12090	0.396	6.38	16182	0.296	3.26	107501	9572	0.296	3.26
Ss-D2(-+)	203140	11805	0.453	14.13	17015	0.314	3.59	164504	13779	0.314	3.59
Ss-D3(-+)	150161	11606	0.340	4.18	15195	0.260	2.78	129808	13135	0.260	2.78
Ss-F1(-+)	158246	12952	0.322	3.74	15393	0.271	2.91	158246	15393	0.271	2.91
Ss-F2(-+)	162735	13166	0.325	3.82	15895	0.269	2.89	148254	14481	0.269	2.89
Ss-F3(-+)	162102	12609	0.338	4.12	14448	0.295	3.26	147007	13102	0.295	3.26
Ss-N1(-+)	141151	13679	0.272	2.92	17082	0.217	2.36	118080	14290	0.217	2.36

(b) EW 断面

地震動	組合せ係数法							時刻歴和			
	最大値		偏心量	接地圧係数	補正後			偏心量最大時		偏心量	接地圧係数
	転倒モーメント M	総重量 W' = W - 0.4V	e/L (e=M/W')	α	総重量 W''	e' / L (e' = M/W'')	α	転倒モーメント M	総重量 W'	e/L (e=M/W')	α
Ss-D1(++)	213699	11788	0.477	29.09	17259	0.326	3.83	78476	6338	0.326	3.83
Ss-D2(++)	243729	11713	0.548	適用外	17839	0.360	4.75	180690	13225	0.360	4.75
Ss-D3(++)	190954	11864	0.424	8.72	15991	0.314	3.59	190954	15991	0.314	3.59
Ss-F1(++)	169062	13602	0.327	3.86	16437	0.271	2.91	135111	13136	0.271	2.91
Ss-F2(++)	181657	12219	0.391	6.13	13770	0.347	4.36	107369	8139	0.347	4.36
Ss-F3(++)	213280	12573	0.446	12.44	17298	0.324	3.80	178156	14449	0.324	3.80
Ss-N1(++)	162007	13500	0.316	3.62	15276	0.279	3.02	120755	11386	0.279	3.02
Ss-D1(-+)	211976	11688	0.477	29.32	17869	0.312	3.55	84334	7109	0.312	3.55
Ss-D2(-+)	239426	11617	0.542	適用外	19490	0.323	3.77	169537	13801	0.323	3.77
Ss-D3(-+)	193686	11688	0.436	10.43	17239	0.296	3.26	161652	14388	0.296	3.26
Ss-F1(-+)	174380	13452	0.341	4.20	17336	0.265	2.83	148633	14777	0.265	2.83
Ss-F2(-+)	186569	12511	0.392	6.20	14778	0.332	3.97	124008	9823	0.332	3.97
Ss-F3(-+)	204672	12930	0.417	7.99	16760	0.321	3.73	146181	11970	0.321	3.73
Ss-N1(-+)	163519	13634	0.316	3.62	14934	0.288	3.15	132590	12109	0.288	3.15

表 2-2 e / L の補正結果 (水平 0.4, 鉛直上向き 1.0 の場合)

(a) NS 断面

地震動	組合せ係数法							時刻歴和			
	最大値		偏心量	接地圧係数	補正後			偏心量最大時		偏心量	接地圧係数
	転倒モーメント $M' = 0.4M$	総重量 $W' = W - 1.0V$	e/L ($e = M' / W'$)	α	総重量 W''	e' / L ($e' = M' / W''$)	α	転倒モーメント M	総重量 W'	e/L ($e = M / W'$)	α
Ss-D1(++)	72790	6139	0.312	3.55	6512	0.294	3.24	173943	15562	0.294	3.24
Ss-D2(++)	73485	5704	0.339	4.14	5704	0.339	4.14	134561	9591	0.369	5.10
Ss-D3(++)	63069	5811	0.286	3.11	5811	0.286	3.11	143214	12811	0.294	3.24
Ss-F1(++)	65907	9462	0.183	2.11	9462	0.183	2.11	140578	13558	0.273	2.93
Ss-F2(++)	63745	9012	0.186	2.12	9012	0.186	2.12	155518	14505	0.282	3.06
Ss-F3(++)	73197	4769	0.404	6.94	5650	0.341	4.19	140644	10857	0.341	4.19
Ss-N1(++)	61061	9826	0.164	1.98	9826	0.164	1.98	131087	15868	0.217	2.36
Ss-D1(-+)	72689	5894	0.325	3.80	6473	0.296	3.26	107501	9572	0.296	3.26
Ss-D2(-+)	81256	5181	0.413	7.64	6806	0.314	3.59	164504	13779	0.314	3.59
Ss-D3(-+)	60065	4683	0.338	4.10	6078	0.260	2.78	129808	13135	0.260	2.78
Ss-F1(-+)	63298	8049	0.207	2.27	8049	0.207	2.27	158246	15393	0.271	2.91
Ss-F2(-+)	65094	8583	0.200	2.22	8583	0.200	2.22	148254	14481	0.269	2.89
Ss-F3(-+)	64841	7191	0.237	2.54	7191	0.237	2.54	147007	13102	0.295	3.26
Ss-N1(-+)	56460	9865	0.151	1.90	9865	0.151	1.90	118080	14290	0.217	2.36

(b) EW 断面

地震動	組合せ係数法							時刻歴和			
	最大値		偏心量	接地圧係数	補正後			偏心量最大時		偏心量	接地圧係数
	転倒モーメント $M' = 0.4M$	総重量 $W' = W - 1.0V$	e/L ($e = M' / W'$)	α	総重量 W''	e' / L ($e' = M' / W''$)	α	転倒モーメント M	総重量 W'	e/L ($e = M / W'$)	α
Ss-D1(++)	85479	5137	0.438	10.73	6904	0.326	3.83	78476	6338	0.326	3.83
Ss-D2(++)	97492	4951	0.518	適用外	7136	0.360	4.75	180690	13225	0.360	4.75
Ss-D3(++)	76382	5327	0.377	5.43	6396	0.314	3.59	190954	15991	0.314	3.59
Ss-F1(++)	67625	9673	0.184	2.11	9673	0.184	2.11	135111	13136	0.271	2.91
Ss-F2(++)	72663	6217	0.308	3.46	6217	0.308	3.46	107369	8139	0.347	4.36
Ss-F3(++)	85312	7102	0.316	3.63	7102	0.316	3.63	178156	14449	0.324	3.80
Ss-N1(++)	64803	9417	0.181	2.09	9417	0.181	2.09	120755	11386	0.279	3.02
Ss-D1(-+)	84790	4888	0.456	15.31	7147	0.312	3.55	84334	7109	0.312	3.55
Ss-D2(-+)	95770	4710	0.535	適用外	7796	0.323	3.77	169537	13801	0.323	3.77
Ss-D3(-+)	77474	4887	0.417	8.05	6896	0.296	3.26	161652	14388	0.296	3.26
Ss-F1(-+)	69752	9298	0.197	2.20	9298	0.197	2.20	148633	14777	0.265	2.83
Ss-F2(-+)	74627	6945	0.283	3.07	6945	0.283	3.07	124008	9823	0.332	3.97
Ss-F3(-+)	81869	7993	0.270	2.89	7993	0.270	2.89	146181	11970	0.321	3.73
Ss-N1(-+)	65408	9753	0.176	2.06	9753	0.176	2.06	132590	12109	0.288	3.15

2.2 検討結果

表 2-3 に地震動毎に組合せ係数法を適用して算出した最大接地圧 (①), ①のうち全ての地震動の中での最大接地圧 (②), 時刻歴和による接地圧の最大値 (③), 接地圧の最大値の比 (①/③及び②/③) を示す。

組合せ係数法を適用して算出した接地圧の最大値 (②) が, 時刻歴和による接地圧の最大値 (③) よりも大きい値 (②/③が 1.0 以上) となっていることから, 基礎の評価における組合せ係数法の適用性を確認した。

表 2-3 最大接地圧の比較

(a) NS 断面

地震動	組合せ係数法による 最大接地圧 (kN/m ²)		③時刻歴接地圧の 最大値 (kN/m ²)	最大接地圧の比 ①/③	最大接地圧の比 ②/③
	①地震動毎	②Ss最大値			
Ss-D1(++)	1387	1756	1344	1.032	1.307
Ss-D2(++)	1756	1756	1505	1.167	1.167
Ss-D3(++)	1206	1756	1171	1.030	1.500
Ss-F1(++)	1227	1756	1217	1.008	1.443
Ss-F2(++)	1197	1756	1186	1.009	1.481
Ss-F3(++)	1558	1756	1362	1.143	1.289
Ss-N1(++)	1152	1756	1163	0.990	1.510
Ss-D1(-+)	1388	1756	1351	1.028	1.300
Ss-D2(-+)	1606	1756	1533	1.048	1.145
Ss-D3(-+)	1178	1756	1130	1.042	1.554
Ss-F1(-+)	1194	1756	1177	1.015	1.492
Ss-F2(-+)	1217	1756	1204	1.011	1.458
Ss-F3(-+)	1238	1756	1276	0.971	1.377
Ss-N1(-+)	1090	1756	1077	1.012	1.631

(b) EW 断面

地震動	組合せ係数法による 最大接地圧 (kN/m ²)		③時刻歴接地圧の 最大値 (kN/m ²)	最大接地圧の比 ①/③	最大接地圧の比 ②/③
	①地震動毎	②Ss最大値			
Ss-D1(++)	1739	2228	1613	1.078	1.381
Ss-D2(++)	2228	2228	1913	1.165	1.165
Ss-D3(++)	1510	2228	1510	1.000	1.475
Ss-F1(++)	1257	2228	1252	1.005	1.780
Ss-F2(++)	1581	2228	1428	1.107	1.560
Ss-F3(++)	1729	2228	1575	1.097	1.414
Ss-N1(++)	1213	2228	1217	0.997	1.831
Ss-D1(-+)	1669	2228	1645	1.015	1.355
Ss-D2(-+)	1935	2228	1805	1.072	1.235
Ss-D3(-+)	1480	2228	1479	1.001	1.507
Ss-F1(-+)	1293	2228	1289	1.003	1.729
Ss-F2(-+)	1545	2228	1409	1.097	1.581
Ss-F3(-+)	1646	2228	1600	1.029	1.393
Ss-N1(-+)	1237	2228	1215	1.018	1.833

2.3 考察

地震応答の時刻歴和による e/L は最大で 0.369 であるのに対し，組合せ係数法による e/L は最大で 0.548 ($\geq 1/2$) と，接地率 η の計算式の適用外となるケースも見られる。そのため，組合せ係数法で考慮する鉛直力を大きくして， e/L を地震応答解析の時刻歴和の最大値と一致するように補正した。

補正した e/L に基づく組合せ係数法による接地圧と時刻歴和による偏心量 e/L 最大時の接地圧の評価結果を表 2-4 に示す。組合せ係数法による接地圧 (①)，時刻歴和による接地圧 (②)，接地圧の比 (①/②) を比較すると，全ての地震動において組合せ係数法による接地圧は時刻歴和による接地圧以上 (①/②が 1.0 以上) となり，基礎の評価において e/L を補正することの保守性が確認された。

表 2-4 接地圧の比較

(a) NS 断面

地震動	組合せ係数法 (補正後)		時刻歴和 偏心量最大時		接地圧の比 ①/②
	e' /L	①接地圧 (kN/m ²)	e/L	②接地圧 (kN/m ²)	
Ss-D1(++)	0.294	1387	0.294	1326	1.046
Ss-D2(++)	0.369	1756	0.369	1286	1.365
Ss-D3(++)	0.294	1202	0.294	1092	1.101
Ss-F1(++)	0.273	1227	0.273	1047	1.172
Ss-F2(++)	0.282	1197	0.282	1168	1.025
Ss-F3(++)	0.341	1558	0.341	1197	1.301
Ss-N1(++)	0.217	1147	0.217	985	1.165
Ss-D1(--)	0.296	1388	0.296	821	1.690
Ss-D2(--)	0.314	1606	0.314	1301	1.235
Ss-D3(--)	0.260	1111	0.260	960	1.157
Ss-F1(--)	0.271	1177	0.271	1177	1.000
Ss-F2(--)	0.269	1209	0.269	1102	1.098
Ss-F3(--)	0.295	1238	0.295	1123	1.103
Ss-N1(--)	0.217	1061	0.217	887	1.195

(b) EW 断面

地震動	組合せ係数法 (補正後)		時刻歴和 偏心量最大時		接地圧の比 ①/②
	e' /L	①接地圧 (kN/m ²)	e/L	②接地圧 (kN/m ²)	
Ss-D1(++)	0.326	1739	0.326	638	2.723
Ss-D2(++)	0.360	2228	0.360	1652	1.349
Ss-D3(++)	0.314	1510	0.314	1510	1.000
Ss-F1(++)	0.271	1257	0.271	1005	1.251
Ss-F2(++)	0.347	1581	0.347	934	1.692
Ss-F3(++)	0.324	1729	0.324	1444	1.197
Ss-N1(++)	0.279	1213	0.279	904	1.342
Ss-D1(--)	0.312	1669	0.312	664	2.514
Ss-D2(--)	0.323	1935	0.323	1370	1.412
Ss-D3(--)	0.296	1480	0.296	1235	1.198
Ss-F1(--)	0.265	1293	0.265	1102	1.173
Ss-F2(--)	0.332	1545	0.332	1027	1.504
Ss-F3(--)	0.321	1646	0.321	1176	1.400
Ss-N1(--)	0.288	1237	0.288	1003	1.233

別紙 8 排気筒基礎の最大接地圧について

目次

1. 概要..... 別紙 8-1
2. 接地圧..... 別紙 8-2

1. 概要

本資料は、排気筒基礎の基準地震動 S_s による地震力（以下「 S_s 地震時」という。）に対する接地圧を示すものである。

2. 接地圧

S_s地震時の最大接地圧が、地盤の極限支持力度（11400kN/m²）を超えないことを確認する。

基本ケースの接地圧を表 2-1～表 2-4 に、地盤物性及び材料物性の不確かさを考慮したケースの最大接地圧を表 2-5 に示す。排気筒基礎における最大接地圧は、NS 断面及び EW 断面の基本ケース（++，-+）の結果を比較すると、EW 断面の値が大きいことから、EW 断面でばらつきケースの影響検討を行う。なお、接地圧は二次元有限要素法における底面地盤ばね反力から求めており、最大転倒モーメント及び鉛直力の値は用いていないが、参考として示す。

S_s地震時の最大接地圧は、EW 断面の基本ケース（-+）にて最大値が 4170kN/m²であることから、地盤の極限支持力度を超えないこと及びばらつきの影響が軽微であることを確認した。

表 2-1 S_s地震時の接地圧（基本ケース（++），NS 断面）

基準地震動 S _s	鉛直力 N（×10 ⁴ kN）	転倒モーメント M（×10 ⁵ kN・m）	最大接地圧 (kN/m ²)
S _s -D 1	2.59	1.82	2550
S _s -D 2	2.59	1.84	2870
S _s -D 3	2.66	1.58	2450
S _s -F 1	2.30	1.65	2250
S _s -F 2	2.15	1.59	2280
S _s -F 3	2.77	1.83	2650
S _s -N 1	2.26	1.53	2120

表 2-2 S_s地震時の接地圧（基本ケース（++），EW 断面）

基準地震動 S _s	鉛直力 N（×10 ⁴ kN）	転倒モーメント M（×10 ⁵ kN・m）	最大接地圧 (kN/m ²)
S _s -D 1	2.55	2.14	3530
S _s -D 2	2.71	2.44	3960
S _s -D 3	2.71	1.91	3020
S _s -F 1	2.28	1.69	2830
S _s -F 2	2.17	1.82	2820
S _s -F 3	2.53	2.13	3410
S _s -N 1	2.30	1.62	2380

表 2-3 S_s地震時の接地圧 (基本ケース (-+), NS 断面)

基準地震動 S _s	鉛直力 N (×10 ⁴ kN)	転倒モーメント M (×10 ⁵ kN・m)	最大接地圧 (kN/m ²)
S _s -D 1	2.62	1.82	2840
S _s -D 2	2.66	2.03	3260
S _s -D 3	2.78	1.50	2290
S _s -F 1	2.44	1.58	2290
S _s -F 2	2.26	1.63	2380
S _s -F 3	2.43	1.62	2860
S _s -N 1	2.26	1.41	1780

表 2-4 S_s地震時の接地圧 (基本ケース (-+), EW 断面)

基準地震動 S _s	鉛直力 N (×10 ⁴ kN)	転倒モーメント M (×10 ⁵ kN・m)	最大接地圧 (kN/m ²)
S _s -D 1	2.65	2.12	3290
S _s -D 2	2.77	2.39	4170
S _s -D 3	2.76	1.94	3110
S _s -F 1	2.31	1.74	2770
S _s -F 2	2.20	1.87	2850
S _s -F 3	2.43	2.05	3280
S _s -N 1	2.27	1.64	2300

表 2-5 S s 地震時の接地圧 (ばらつきケース, S s - D 2 (-+), EW 断面)

解析ケース	鉛直力 N ($\times 10^4$ kN)	転倒モーメント M ($\times 10^5$ kN・m)	最大接地圧 (kN/m ²)
ケース②	2.75	2.40	4160
ケース③	2.78	2.16	3700

別紙 9 排気筒基礎の地下水位の設定による影響

目次

1. 概要	別紙 9-1
2. 評価方針	別紙 9-2
3. 評価結果	別紙 9-3
3.1 地震応答解析による評価結果	別紙 9-3
3.2 応力解析による評価結果	別紙 9-4
4. まとめ	別紙 9-9

1. 概要

女川原子力発電所においては、液状化検討対象施設を幅広く抽出するために、水位が高めに評価されるような解析条件にて浸透流解析を実施し、これを包絡するよう設計用地下水位を設定している。

これに対し、地下水位低下設備の信頼性向上（多重化等）により、平常時の地下水位は設計用地下水位より低くなる可能性があることから、本資料では、地下水位が低い場合に作用する揚圧力等の影響有無の確認を行う。

2. 評価方針

地下水位を下げた影響検討は、設計用地下水位における揚圧力に対して最も影響が出るよう、岩盤上面に影響検討用地下水位を設定し、検討を行う。

耐震評価は添付資料「VI-2-2-25 排気筒基礎の地震応答計算書」における評価条件に基づき地震応答解析を行うことで、排気筒基礎に作用する地震時土圧荷重、慣性力を算出し、添付資料「VI-2-2-26 排気筒基礎の耐震性についての計算書」に基づき、応力解析による評価を行う。なお、応力解析に用いる、地震時の上部工反力については、設計用地下水位による標準ケースと地下水位を下げた影響検討ケースで同じものを用いる。設計用地下水位及び影響検討用地下水位を表 2-1、地震応答解析モデル図を図 2-1 に示す。

影響検討に用いる地震動は、添付資料「VI-2-2-26 排気筒基礎の耐震性についての計算書」の解析ケース①（基本ケース）の結果において、照査値が最も厳しい値となったせん断破壊に対する評価での基準地震動 $S_s - D2 (-+)$ を用いる。

表 2-1 設計用地下水位及び影響検討用地下水位

検討ケース	地下水位
標準ケース (設計用地下水位)	O. P. +14.8m
影響検討ケース (影響検討用地下水位)	O. P. -4.0m (構造物位置)

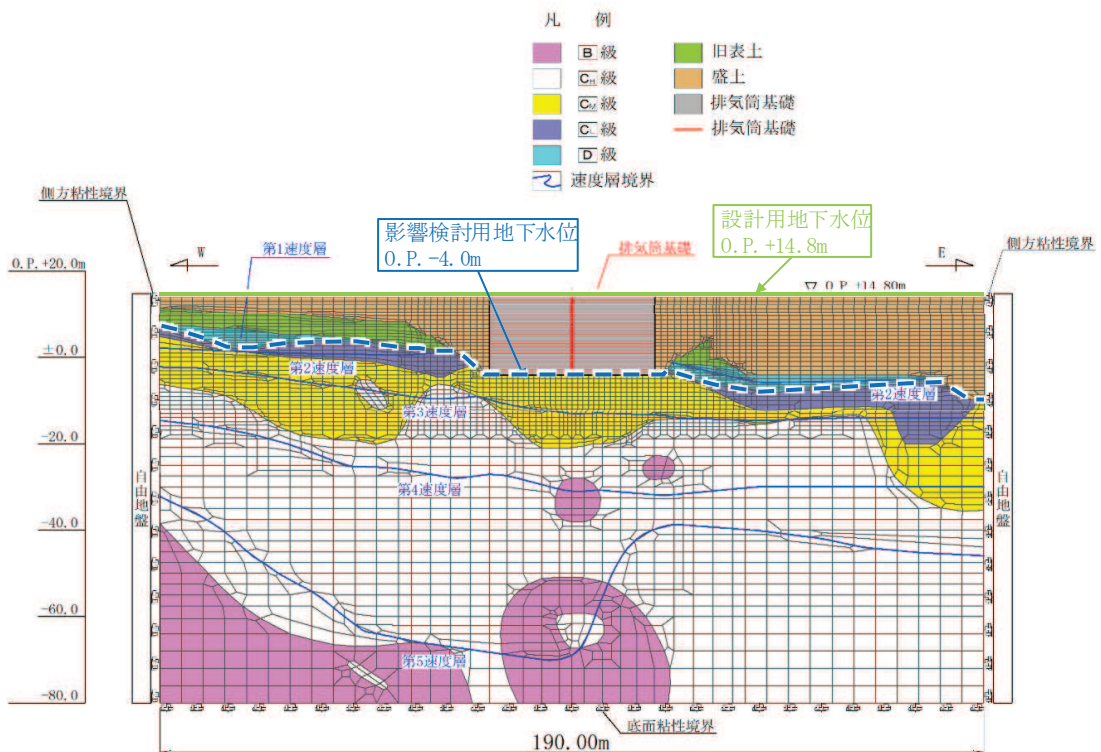


図 2-1 地震応答解析モデル図

3. 評価結果

3.1 地震応答解析による評価結果

地震時の最大接地圧に対する評価において、接地圧が最大となる評価結果を表 3-1 に示す。なお、接地圧は二次元有限要素法における底面地盤ばね反力から求めており、最大転倒モーメント及び鉛直力の値は用いていないが、参考として示す。

二次元時刻歴応答解析においては、常時応力解析では地盤要素が負担するよう揚圧力を入力し、接地圧を求めている。影響検討の結果、地下水位が低い場合の影響は軽微であることを確認した。

表 3-1 S s 地震時の最大接地圧

	標準ケース	影響検討ケース
検討ケース	S s - D 2 (-+), ケース①	S s - D 2 (-+), ケース①
鉛直力 N ($\times 10^4$ kN)	2.77	2.75
転倒モーメント M ($\times 10^5$ kN・m)	2.39	2.39
最大接地圧 (kN/m ²)	4170	4050
極限支持力度 (kN/m ²)	11400	11400

3.2 応力解析による評価結果

鉄筋コンクリートの軸力及び曲げモーメント並びに面外せん断力に対する評価において、許容応力度に対する発生応力度の割合（応力度比）が各部材で最大となる評価結果を表 3-2～表 3-4 に示す。また、最大となる評価結果の部位を図 3-1 に示す。

影響検討の結果、地下水位が低い場合の影響は軽微であることを確認した。

以下に、土圧及び揚圧力の観点から影響が軽微である理由を考察する。

地下水位の設定に伴う土圧の変化は、地下水位が高い方が盛土の単位体積重量が増加するため、盛土の慣性力が大きくなり排気筒基礎への作用土圧は大きくなる傾向となる。一方で、地下水位が高い方が、有効上載圧が小さくなることで盛土の初期せん断弾性係数 G_0 及びせん断強度 τ_f が小さくなり、発生せん断応力は小さくなる傾向となる。これらのことから、地下水位の設定に関わらず、土圧は同等の結果となる。

排気筒基礎における揚圧力の考慮方法について、二次元時刻歴応答解析においては、常時応力解析では地盤要素が負担するよう揚圧力を入力し、地震時土圧荷重及び慣性力を算出する。応力解析においては二次元時刻歴応答解析の荷重状態を作用する方針としており、地盤要素が負担する荷重を再現し、地震時増分土圧及び慣性力を入力して評価を行っている。

地下水位の設定に伴う揚圧力の変化は、排気筒基礎の筒身柱及び鉄塔柱は構造物の上端を固定していないことから、揚圧力を考慮しても、構造物全体に揚圧力が作用する。そのため、柱部材に発生する軸力への影響は無い。また、排気筒基礎は部材の内部をコンクリート充填しており、基礎版に揚圧力を考慮することで鉛直力を打ち消す荷重となることから、鉛直力は小さくなる。一方で、揚圧力を考慮することで、鉛直力を負担する基礎版の接地面積が減少する傾向となる。これらのことから、地下水位の設定に関わらず、基礎版に発生するせん断力は同等の結果となる。

以上より、地下水位の設定により構造物に作用する土圧及び揚圧力の影響は少なく、地下水位が低い場合の影響が軽微となった。

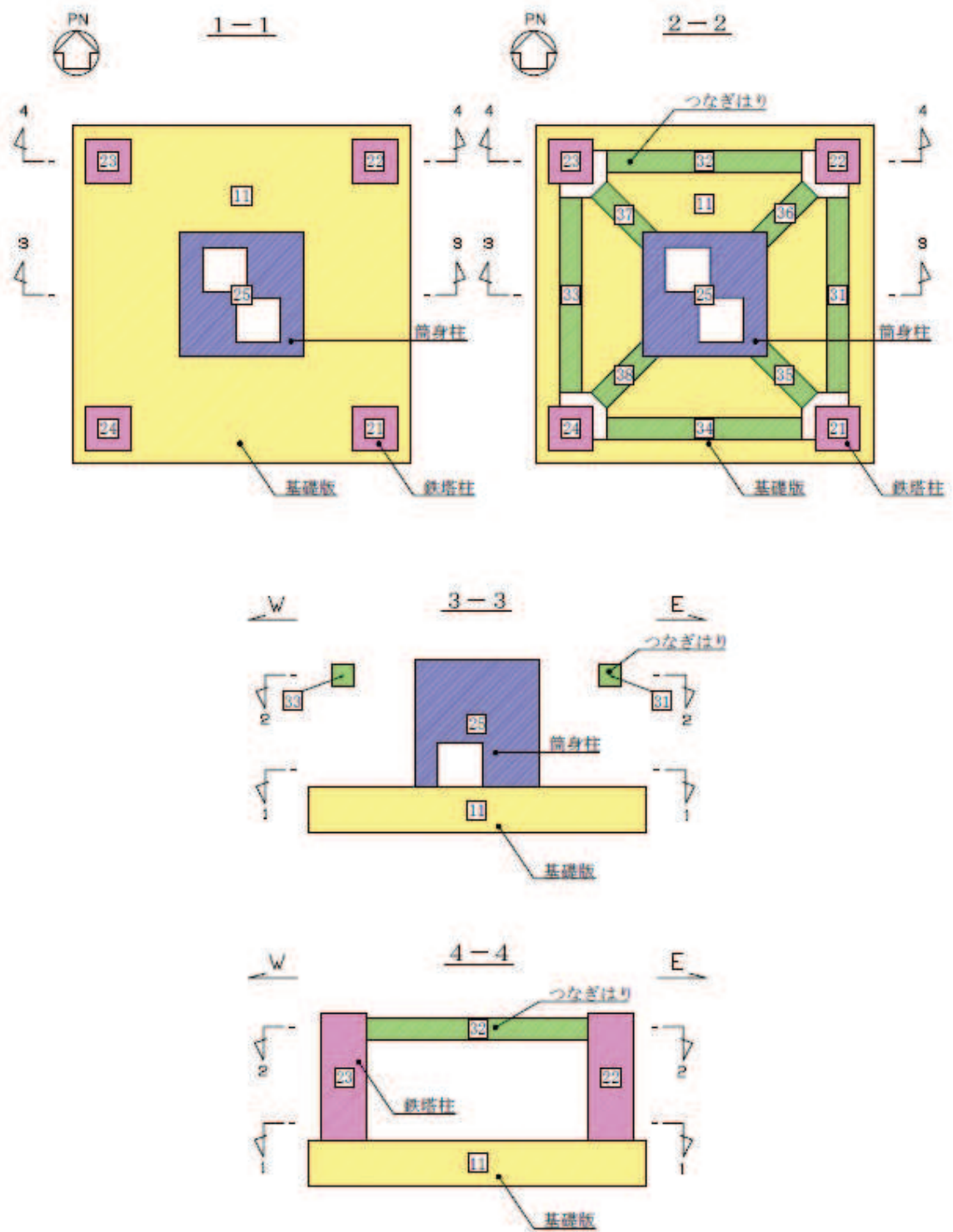


図 3-1 評価位置図

表 3-2 S s 地震時における曲げ・軸力系の破壊に対する評価結果 (コンクリート) 【S s - D 2 (-+), ケース①】

解析ケース	評価位置*1		荷重の 組合せ ケース	曲げモー メント M z *2	曲げモー メント M y *2	軸力*4	発生 応力度 σ'_{c}	短期許容 応力度 σ'_{ca}	応力度比 σ'_{c}/σ'_{ca}
				(kN・m/m)	(kN・m/m)	N (kN/m)	(N/mm ²)	(N/mm ²)	
標準ケース	筒身柱	25	2-8	-14325	5721	89413	0.7	13.6	0.05
	鉄塔柱	23	2-6	7139	3255	35906	1.7	13.6	0.13
	つなぎ はり	34	2-5	733	639	6440	1.3	13.6	0.10
	基礎版	11	2-5	4068*3	—	10778	3.1	13.6	0.23
影響検討 ケース	筒身柱	25	2-8	-14455	5646	90507	0.7	13.6	0.06
	鉄塔柱	23	2-6	8154	3080	35884	1.7	13.6	0.13
	つなぎ はり	34	2-5	741	658	6685	1.4	13.6	0.10
	基礎版	11	2-5	4361*3	—	9590	2.9	13.6	0.21

注記*1：評価位置は図 3-1 に示す。

*2：M z , M y を用いて中立軸を算定し，評価を行っている。

*3：上縁圧縮を+とする。

*4：圧縮を+とする。

表 3-3 S_s地震時における曲げ・軸力系の破壊に対する評価結果（鉄筋）【S_s-D2（-+）, ケース①】

解析ケース	評価位置*1		荷重の 組合せ ケース	曲げモー メント	曲げモー メント	軸力*4 N (kN/m)	発生 応力度	短期許容 応力度	応力度比 σ_s / σ_{sa}
				M _z *2 (kN・m/m)	M _y *2 (kN・m/m)		σ_s (N/mm ²)	σ_{sa} (N/mm ²)	
標準ケース	筒身柱	25	2-5	122904	9390	16470	11	345	0.03
	鉄塔柱	21	2-5	4898	3095	-10044	119	345	0.35
	つなぎ はり	32	2-5	-1017	440	-4532	80	345	0.24
	基礎版	11	2-6	-2165*3	—	765	16	345	0.05
影響検討 ケース	筒身柱	25	2-5	118910	8815	13227	13	345	0.04
	鉄塔柱	21	2-5	4673	3131	-9987	118	345	0.34
	つなぎ はり	32	2-5	-1008	411	-4260	76	345	0.23
	基礎版	11	2-5	-833*3	—	17	16	345	0.05

注記*1：評価位置は図 3-1 に示す。

*2：M_z，M_yを用いて中立軸を算定し，評価を行っている。

*3：上縁圧縮を+とする。

*4：圧縮を+とする。

表 3-4 S_s地震時におけるせん断破壊に対する評価結果【S_s-D2(-+), ケース①】

解析ケース	評価位置*		荷重の 組合せ ケース	発生 せん断力 V (kN/m)	短期許容 せん断力 V _a (kN/m)	応力度比 V/V _a
標準ケース	筒身柱	25	2-6	102574	150768	0.69
	鉄塔柱	23	2-6	11549	21511	0.54
	つなぎはり	35	2-6	2257	9819	0.23
	基礎版	11	2-6	5523	8610	0.65
影響検討 ケース	筒身柱	25	2-6	97382	150768	0.65
	鉄塔柱	23	2-5	12088	21511	0.57
	つなぎはり	35	2-5	2362	9819	0.25
	基礎版	11	2-6	5119	8610	0.60

注記*：評価位置は図 3-1 に示す。

4. まとめ

排気筒基礎は、地下水位が低いことにより揚圧力等が変わることで、耐震設計への影響が考えられることから、地下水位が低い場合の影響検討を行った。

評価の結果、標準ケースに比べて影響検討ケースの照査値はほとんど変わらないことから、平常時の地下水位が設計用地下水位より低くなることの影響は軽微であることを確認した。

地下水位の設定に伴う土圧の変化は、地下水位が高い方が盛土の単位体積重量が増加するため、盛土の慣性力が大きくなり排気筒基礎への作用土圧は大きくなる傾向となる。一方で、地下水位が高い方が、有効上載圧が小さくなることで盛土の初期せん断弾性係数 G_0 及びせん断強度 τ_f が小さくなり、発生せん断応力は小さくなる傾向となる。これらのことから、地下水位の設定に関わらず、土圧は同等の結果となる。

地下水位の設定に伴う揚圧力の変化は、排気筒基礎の筒身柱及び鉄塔柱は構造物の上端を固定していないことから、揚圧力を考慮しても、構造物全体に揚圧力が作用する。そのため、柱部材に発生する軸力への影響は無い。また、排気筒基礎は部材の内部をコンクリート充填しており、基礎版に揚圧力を考慮することで鉛直力を打ち消す荷重となることから、鉛直力は小さくなる。一方で、揚圧力を考慮することで、鉛直力を負担する基礎版の接地面積が減少する傾向となる。これらのことから、地下水位の設定に関わらず、基礎版に発生するせん断力は同等の結果となる。

以上より、地下水位の設定により構造物に作用する土圧及び揚圧力の影響は少なく、地下水位が低い場合の影響が軽微となった。

別紙 10 排気筒基礎内部の充填コンクリートにおける健全性評価

目次

1. 概要…………… 別紙 10-1
2. 評価方針…………… 別紙 10-2
3. 評価結果…………… 別紙 10-2
4. まとめ…………… 別紙 10-9

1. 概要

排気筒基礎内部の充填コンクリートは、耐震設計審査指針の改定に伴う補強時(届出)において、耐震上の余裕を向上させる対策として、鉄塔柱、梁、基礎版で囲まれる内側の埋戻土を無筋コンクリートによる置換えを実施した。

充填コンクリートは、埋戻土と同様の地盤として考慮しているため、充填コンクリートの健全性が保持されているか評価を実施する。

2. 評価方針

充填コンクリートの健全性評価は、充填コンクリートに発生する最大応力が、表 2-1 に示す、建築基準法施行令 97 条に基づくコンクリートのせん断強度、引張強度を下回ることを確認する。

表 2-1 充填コンクリートのせん断強度及び引張強度
(単位：N/mm²)

	設計基準強度 $F_c = 18.0$	
	せん断	引張
強度	1.8	1.8

(コンクリート)

第97条 コンクリートの材料強度は、次の表の数値によらなければならない。ただし、異形鉄筋を用いた付着について、国土交通大臣が異形鉄筋の種類及び品質に応じて別に数値を定めた場合は、当該数値によることができる。

材料強度 (単位 1 平方ミリメートルにつきニュートン)			
圧縮	引張り	せん断	付着
F	$\frac{F}{10}$ (F が21を超えるコンクリートについて、国土交通大臣がこれと異なる数値を定めた場合は、その定めた数値)		2.1 (軽量骨材を使用する場合にあつては、1.8)
この表において、 F は、設計基準強度 (単位 1 平方ミリメートルにつきニュートン) を表すものとする。			

図 2-1 コンクリートのせん断強度及び引張強度
(「技術基準解説書」による。)

3. 評価結果

充填コンクリートのせん断破壊に対する局所安全係数を表 3-1 及び表 3-2 に、引張破壊に対する局所安全係数を表 3-3 及び表 3-4 に示す。また、せん断破壊に対して局所安全係数が最も厳しい要素の位置を図 3-1 に、引張破壊に対して局所安全係数が最も厳しい要素の位置を図 3-2 に示す。

$$f_s = R / S$$

ここに、 f_s : 局所安全係数

R : せん断強度又は引張強度

S : 発生せん断応力または発生引張応力

表 3-1、表 3-2 よりせん断破壊及び引張破壊している要素はなく、充填コンクリートの安定性に影響を及ぼすことはない。

以上から、充填コンクリートの健全性を確認した。

表 3-1 せん断破壊に対する局所安全係数 (NS 断面)

解析 ケース	地震動		荷重の 組合せ ケース	せん断応力 S (N/mm ²)	せん断強度 R (N/mm ²)	局所安全係数 f _s
①	S _s -D 1	++	1-1	0.89	1.80	2.02
		-+	2-1	0.88	1.80	2.04
	S _s -D 2	++	1-1	1.08	1.80	1.66
		-+	2-1	0.96	1.80	1.87
	S _s -D 3	++	1-1	0.79	1.80	2.27
		-+	2-1	0.75	1.80	2.40
	S _s -F 1	++	1-1	0.77	1.80	2.33
		-+	2-1	0.73	1.80	2.46
	S _s -F 2	++	1-1	0.76	1.80	2.36
		-+	2-1	0.75	1.80	2.40
	S _s -F 3	++	1-1	0.92	1.80	1.95
		-+	2-1	0.81	1.80	2.22
	S _s -N 1	++	1-2	0.70	1.80	2.57
		-+	2-1	0.66	1.80	2.72

表 3-2 せん断破壊に対する局所安全係数 (EW 断面)

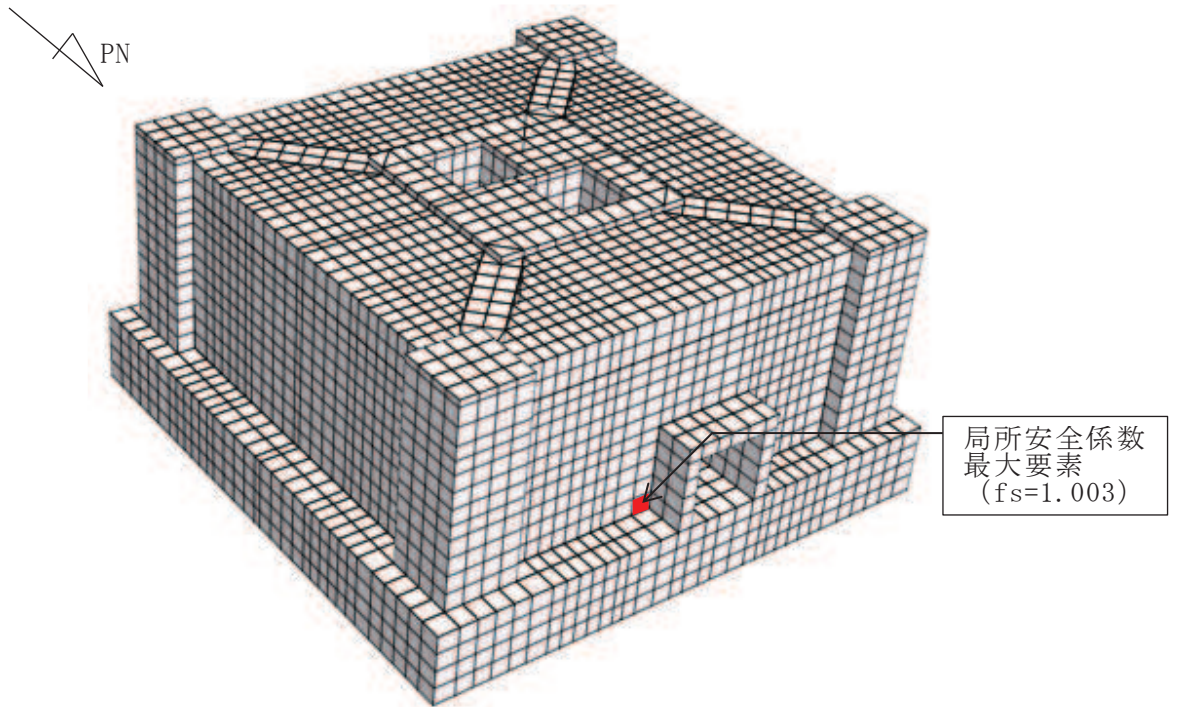
解析 ケース	地震動		荷重の 組合せ ケース	せん断応力 S (N/mm ²)	せん断強度 R (N/mm ²)	局所安全係数 f _s	
①	S _s -D 1	++	1-5	1.55	1.80	1.16	
		-+	2-5	1.54	1.80	1.16	
	S _s -D 2	++	1-5	1.794	1.80	1.003	
		-+	2-5	1.73	1.80	1.04	
	S _s -D 3	++	1-5	1.34	1.80	1.34	
		-+	2-5	1.38	1.80	1.30	
	S _s -F 1	++	1-5	1.15	1.80	1.56	
		-+	2-5	1.17	1.80	1.53	
	S _s -F 2	++	1-5	1.43	1.80	1.25	
		-+	2-5	1.51	1.80	1.19	
	S _s -F 3	++	1-5	1.52	1.80	1.18	
		-+	2-5	1.57	1.80	1.14	
	S _s -N 1	++	1-5	1.19	1.80	1.51	
		-+	2-5	1.19	1.80	1.51	
	②	S _s -D 2	-+	2-5	1.77	1.80	1.01
	③	S _s -D 2	-+	2-5	1.62	1.80	1.11

表 3-3 引張破壊に対する局所安全係数 (NS 断面)

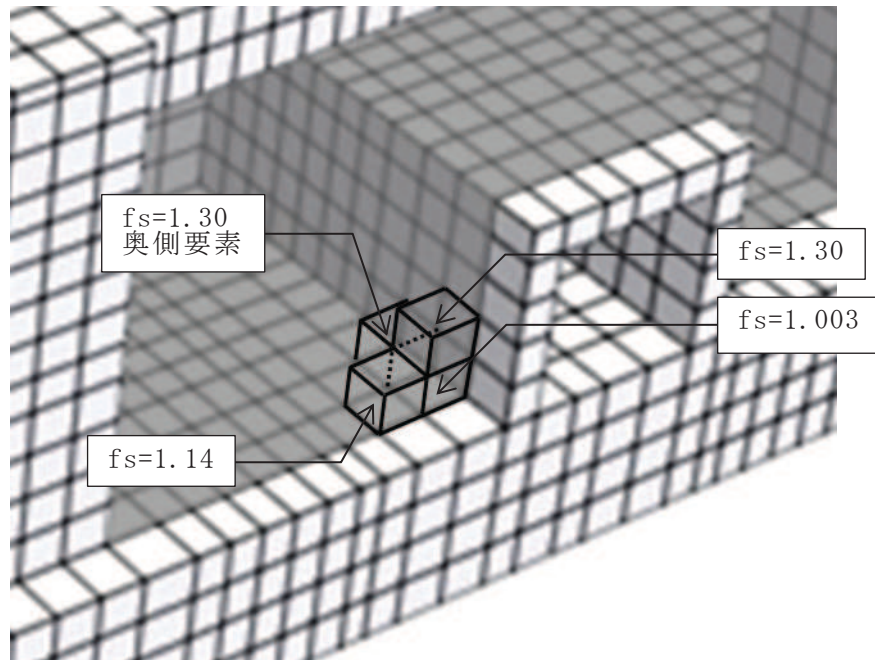
解析 ケース	地震動		荷重の 組合せ ケース	引張応力 S (N/mm ²)	引張強度 R (N/mm ²)	局所安全係数 f _s
①	S _s -D 1	++	1-1	0.64	1.80	2.81
		-+	2-4	0.62	1.80	2.90
	S _s -D 2	++	1-1	0.71	1.80	2.53
		-+	2-4	0.65	1.80	2.76
	S _s -D 3	++	1-1	0.67	1.80	2.68
		-+	2-1	0.70	1.80	2.57
	S _s -F 1	++	1-1	0.60	1.80	3.00
		-+	2-4	0.57	1.80	3.15
	S _s -F 2	++	1-1	0.59	1.80	3.05
		-+	2-1	0.63	1.80	2.85
	S _s -F 3	++	1-4	0.66	1.80	2.72
		-+	2-4	0.60	1.80	3.00
	S _s -N 1	++	1-1	0.61	1.80	2.95
		-+	2-2	0.55	1.80	3.27

表 3-4 引張破壊に対する局所安全係数 (EW 断面)

解析 ケース	地震動		荷重の 組合せ ケース	引張応力 S (N/mm ²)	引張強度 R (N/mm ²)	局所安全係数 f _s
①	S _s - D 1	++	1-5	1.11	1.80	1.62
		-+	2-5	1.10	1.80	1.63
	S _s - D 2	++	1-5	1.17	1.80	1.53
		-+	2-5	1.16	1.80	1.55
	S _s - D 3	++	1-5	0.94	1.80	1.91
		-+	2-5	0.97	1.80	1.85
	S _s - F 1	++	1-5	0.76	1.80	2.36
		-+	2-5	0.82	1.80	2.19
	S _s - F 2	++	1-5	0.91	1.80	1.97
		-+	2-5	0.94	1.80	1.91
	S _s - F 3	++	1-5	1.08	1.80	1.66
		-+	2-5	0.94	1.80	1.91
	S _s - N 1	++	1-5	0.80	1.80	2.25
		-+	2-5	0.77	1.80	2.33
②	S _s - D 2	-+	2-5	1.18	1.80	1.52
③	S _s - D 2	-+	2-5	1.17	1.80	1.53

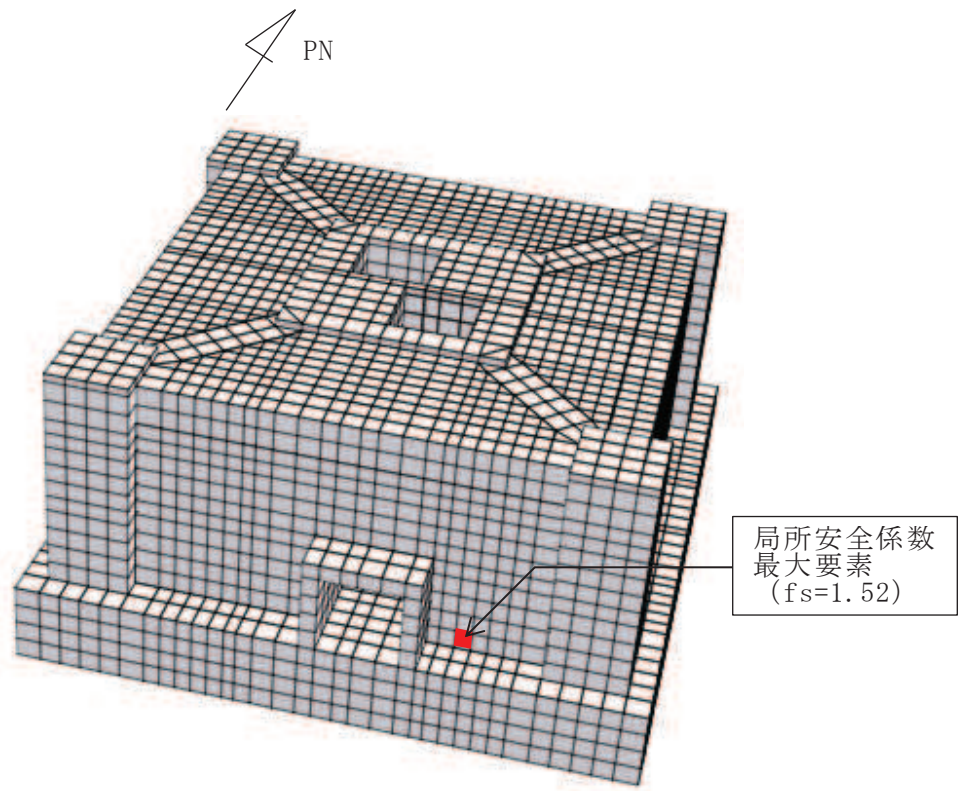


(a) 鳥瞰図

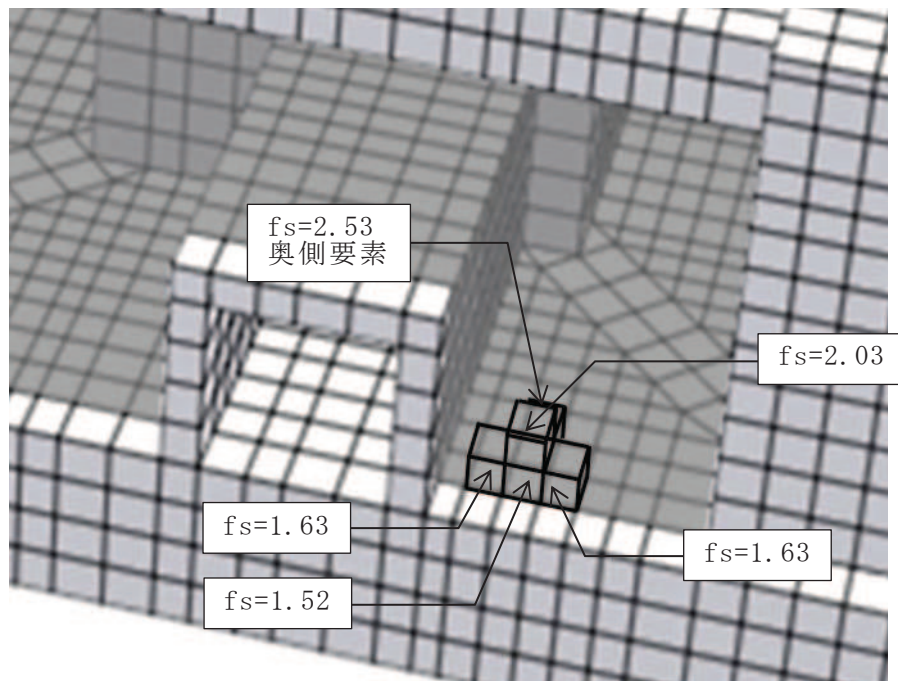


(b) 拡大図

図 3-1 セン断破壊に対する局所安全係数
(EW 断面, 解析ケース①, $S_s-D2(++)$)



(a) 鳥瞰図



(b) 拡大図

図 3-2 引張破壊に対する局所安全係数
(EW 断面, 解析ケース②, $S_s - D_2 (-+)$)

4. まとめ

排気筒基礎内部の充填コンクリートは、耐震設計審査指針の改定に伴う補強時(届出)において、埋戻土を無筋コンクリートによる置換えを実施している。

本書では、充填コンクリートの健全性が保持されているか評価を実施し、せん断破壊及び引張破壊している要素はなく、充填コンクリートの健全性が保持されていることを確認した。

別紙 11 排気筒基礎における入力地震動算出の妥当性評価

目次

1. 概要…………… 別紙 11-1
2. 解析方針…………… 別紙 11-1
3. 排気筒基礎の地震応答解析結果…………… 別紙 11-5
4. 排気筒の地震応答解析及び断面算定結果…………… 別紙 11-27
5. まとめ…………… 別紙 11-32

1. 概要

排気筒基礎の地震応答解析モデルは、排気筒を1点の集中荷重としてモデル化(以下、「質点モデル」)し、排気筒への入力地震動を算出している。一方で、実際の入力地震動は、排気筒の振動特性が考慮されたものとなることから、本資料では、排気筒基礎の上部に二次元モデルをモデル化し、排気筒基礎と排気筒を連成させた地震応答解析(「以下「連成解析」という。)を実施し、入力地震動を比較することで、集中荷重モデルを用いた排気筒への入力地震動の妥当性を検討する。

2. 解析方針

連成解析では、添付書類「VI-2-2-25 排気筒基礎の地震応答計算書」の方法を準用し、基準地震動 S_s (7波) を用いて影響を確認する。

具体的には、排気筒基礎と地盤の連成を考慮した地震応答解析により、図 2-1 に示す質点モデルによる排気筒の入力地震動と、図 2-2 に示す二次元モデルによる入力地震動の応答スペクトルを比較する。

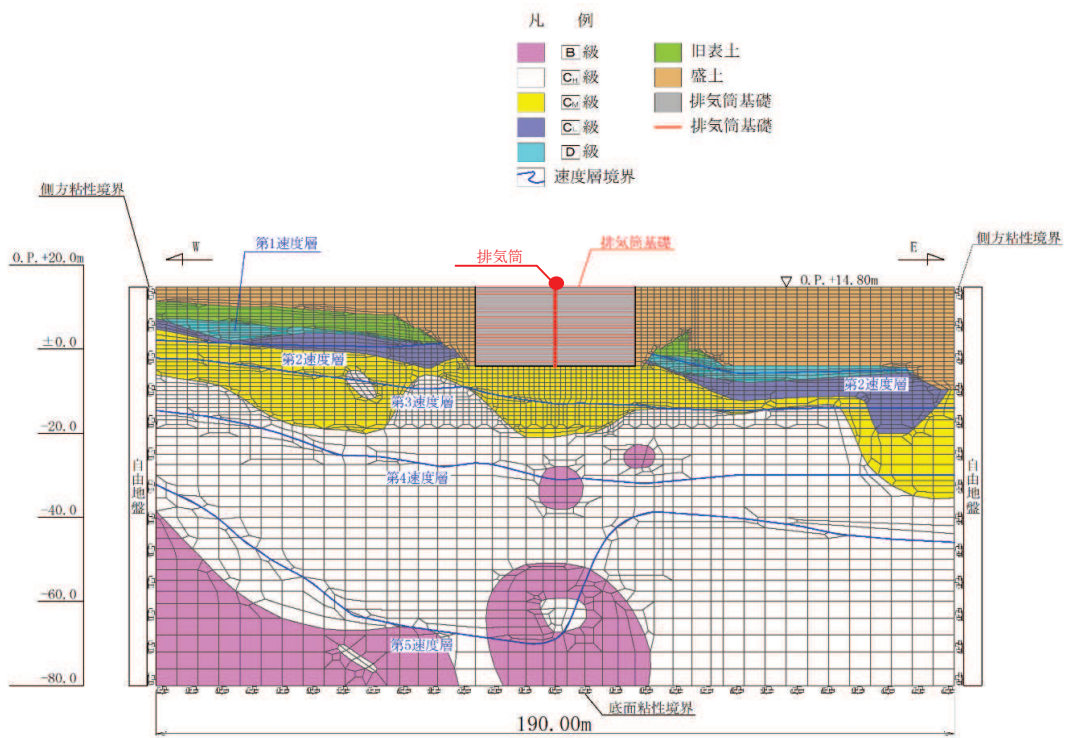
二次元モデルに使用する排気筒モデルは、建設時工認の排気筒と同様に三次元立体フレームモデルの自由度の縮小を行う。解析モデル図を図 2-3 に示す。

質点の設定について、鉄塔部は、斜材又は水平材が支柱材に接合される高さに設け、隣接する上下の接合点までを支配領域と考えて重量を算定し、筒身部は、鉄塔部と同じ高さに設けるものとする。

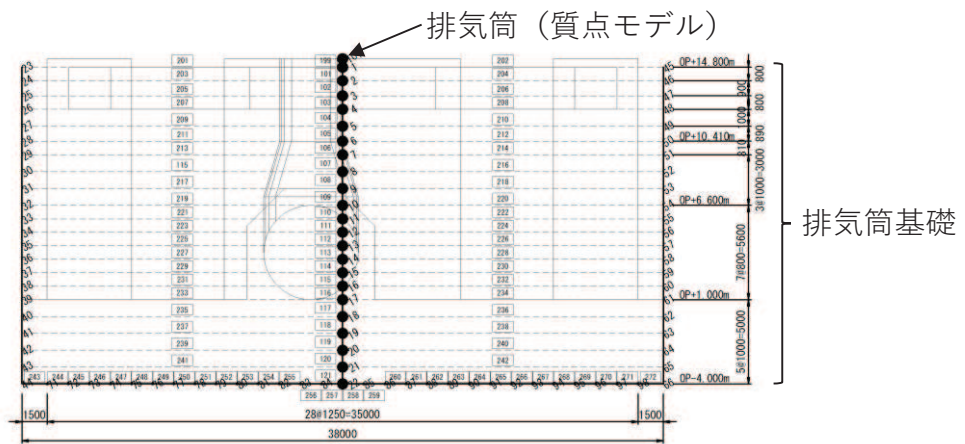
剛性の設定について、筒身部及び鉄塔部がそれぞれ自立した状態で、各高さに単位水平荷重を与えて得られる水平変位から剛性設定する。各支持点の筒身、鉄塔間の剛性は、構面部材の変形を考慮して、支持点部の平面モデルに単位水平荷重を与え算出する。

制震オイルダンパにおけるダッシュポットの減衰係数は、制震オイルダンパが直交する方向に各4基ずつ配置されることから、1基辺りの減衰係数の4倍とする。

参考に、上記の入力地震動を使用し、排気筒の地震応答解析及び断面算定を実施し、解析結果への影響を確認する。

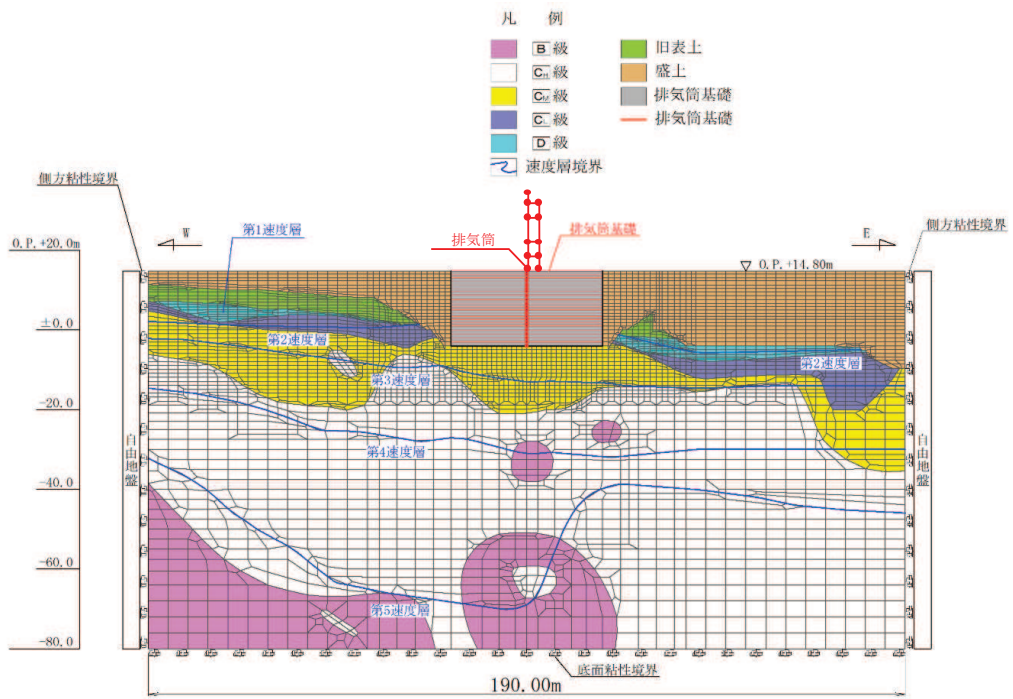


(a) 排気筒基礎の地震応答解析モデル

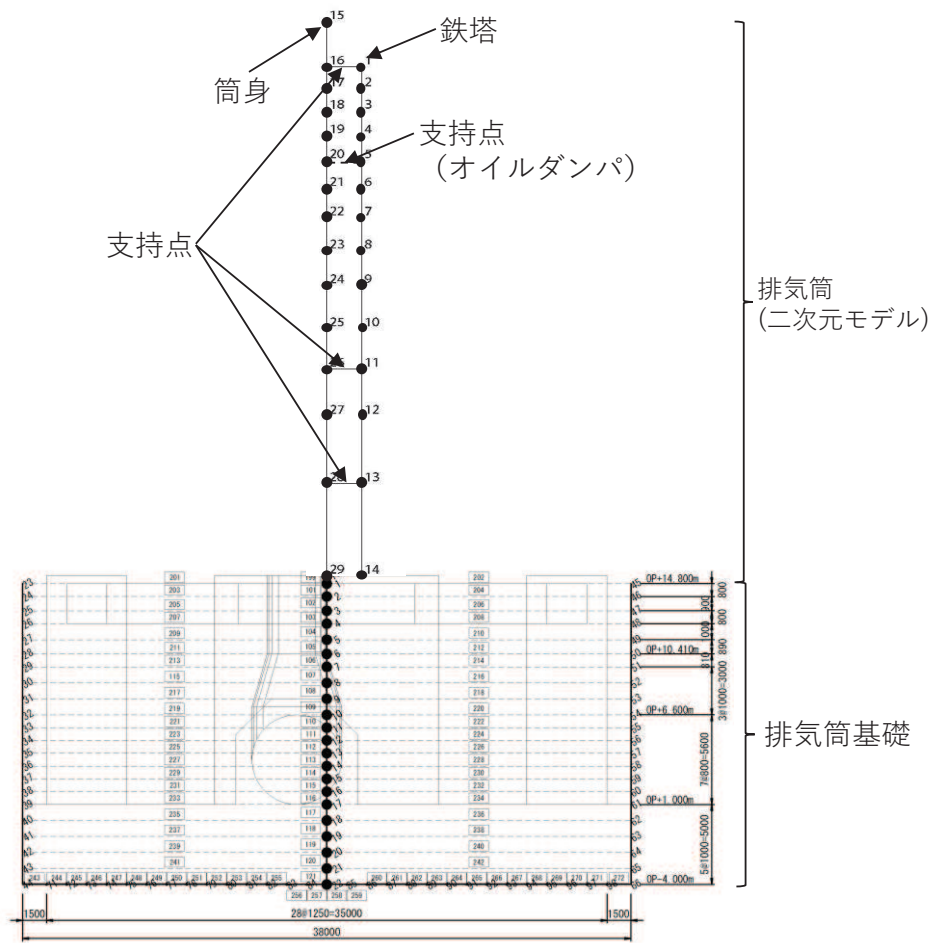


(b) 排気筒基礎モデル

図 2-1 質点モデル概要図

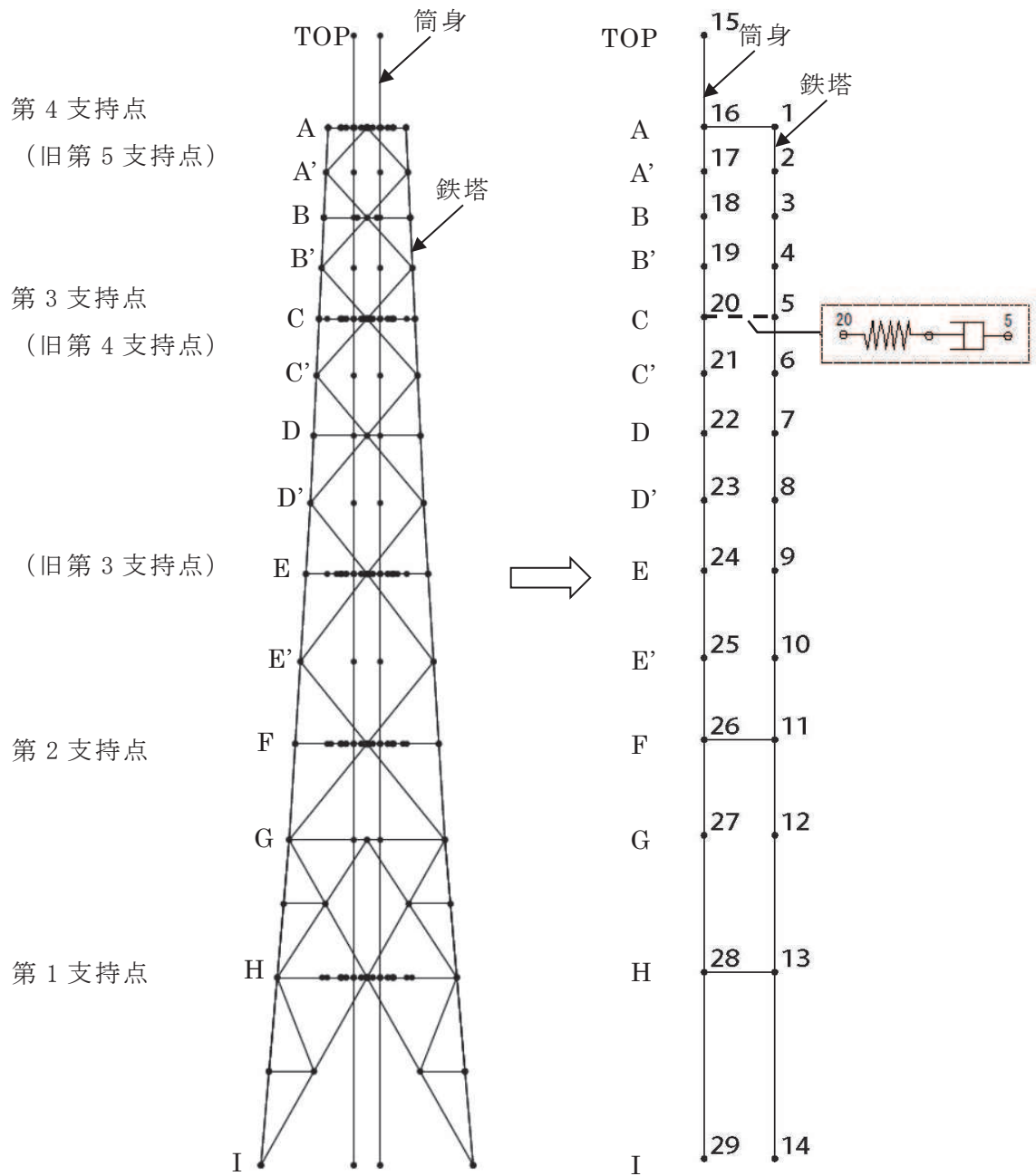


(a) 排気筒基礎の地震応答解析モデル



(b) 排気筒基礎モデル

図 2-2 二次元モデル概要図



(a) 三次元立体フレームモデル

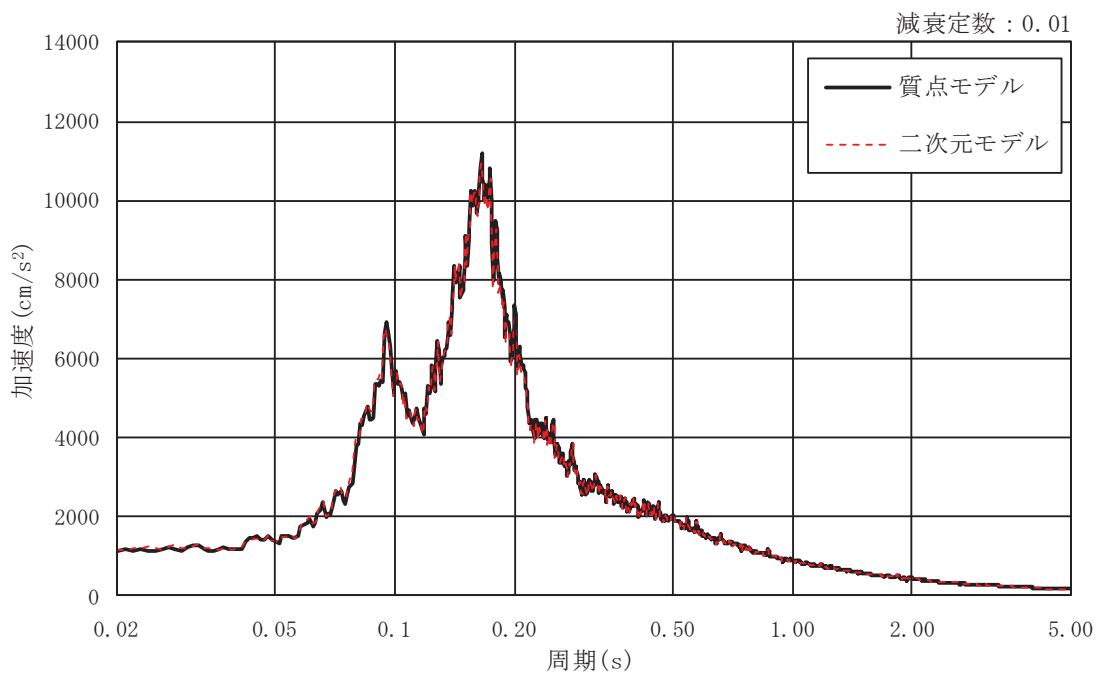
(b) 二次元モデル

図 2-3 解析モデル図

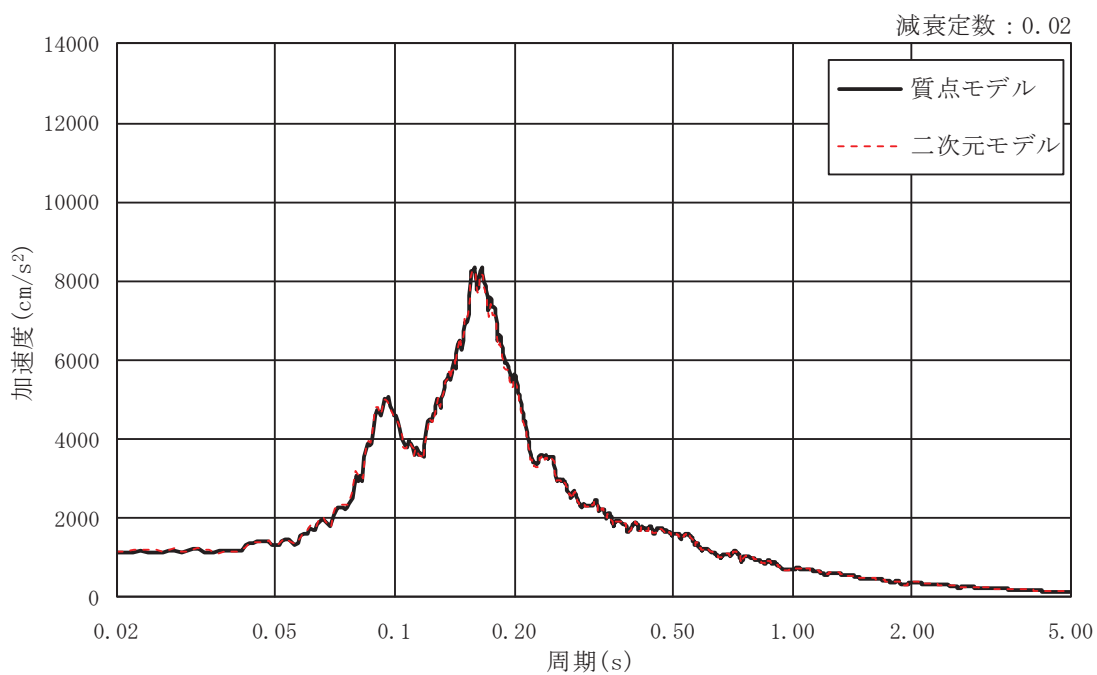
3. 排気筒基礎の地震応答解析結果

図 3-1～図 3-21 に排気筒基礎の地震応答解析結果を示す。

排気筒の入力地震動策定位置において、質点モデルと連成モデルによる基準地震動 S_s (7 波) の応答スペクトルを比較すると、スペクトル波形はほぼ同一となった。排気筒基礎は排気筒重量の約 50 倍の重量となることから、排気筒のモデル化による排気筒の回転振動及び固有振動の影響は少なく、質点としてモデル化することで排気筒への入力地震動を適切に算出できることを確認した。



(a) $h=0.01$



(b) $h=0.02$

図 3-1 基準地震動 S_s による応答スペクトル (S_s-D1 , EW 断面, 水平方向)

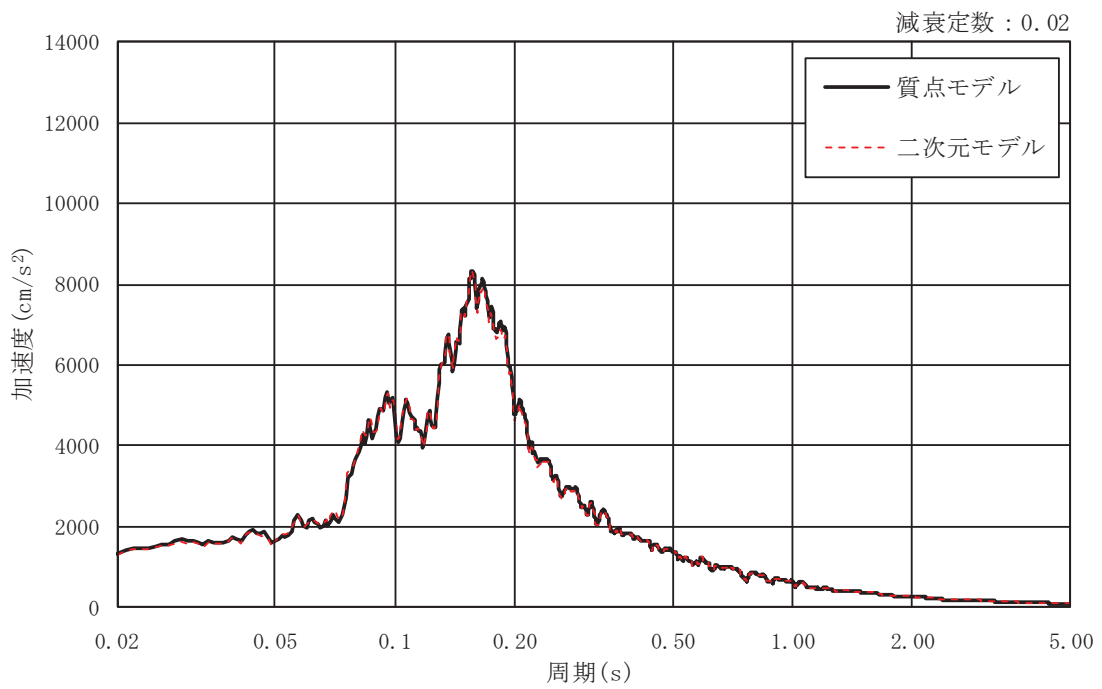
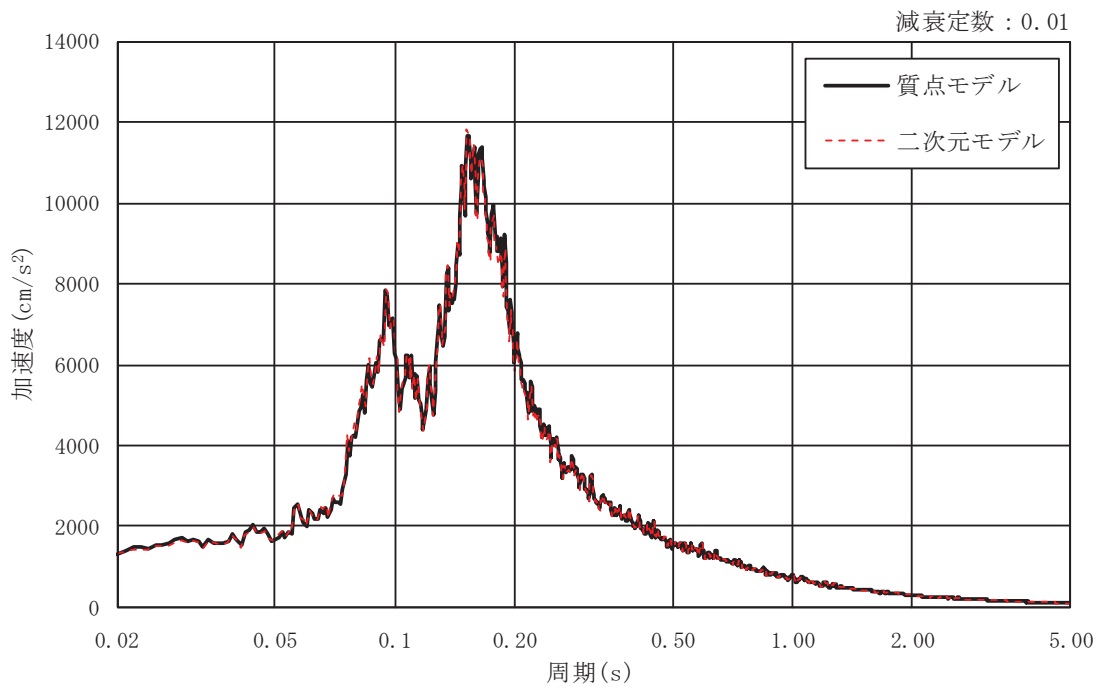


図 3-2 基準地震動 S_s による応答スペクトル (S_s-D2 , EW 断面, 水平方向)

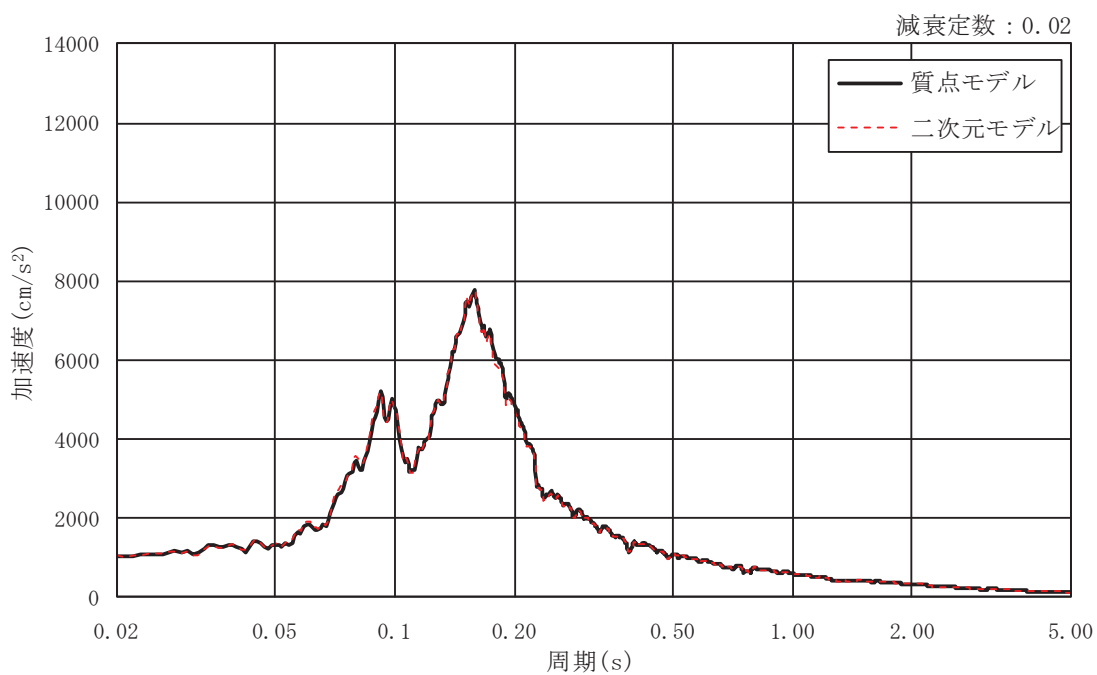
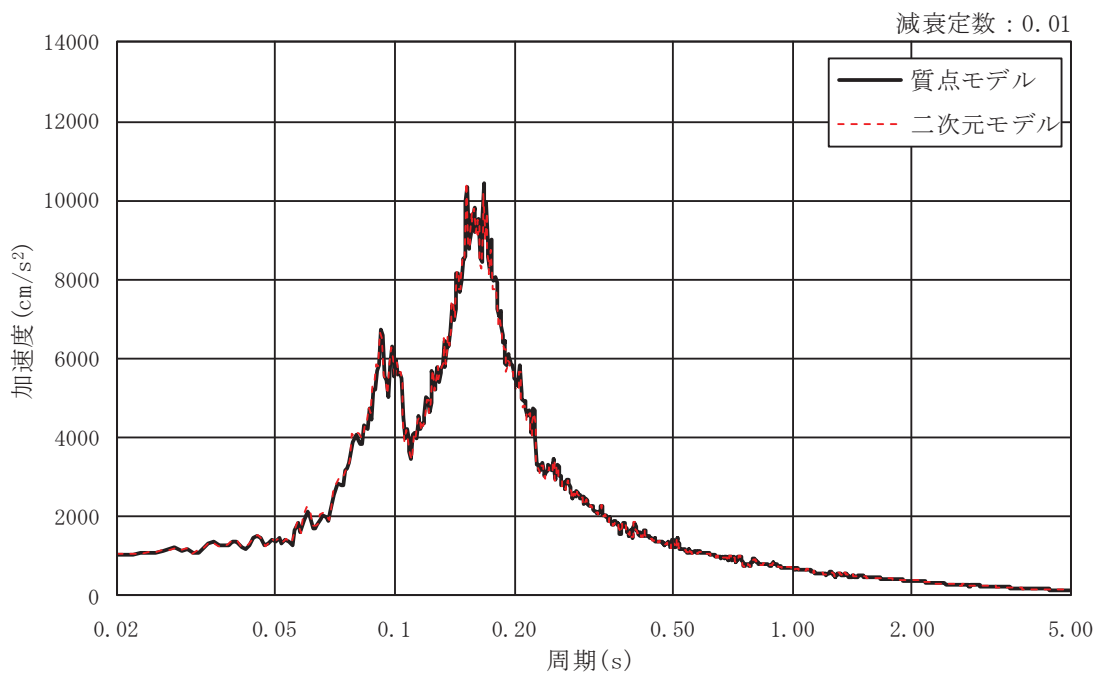


図 3-3 基準地震動 S_s による応答スペクトル (S_s-D3 , EW 断面, 水平方向)

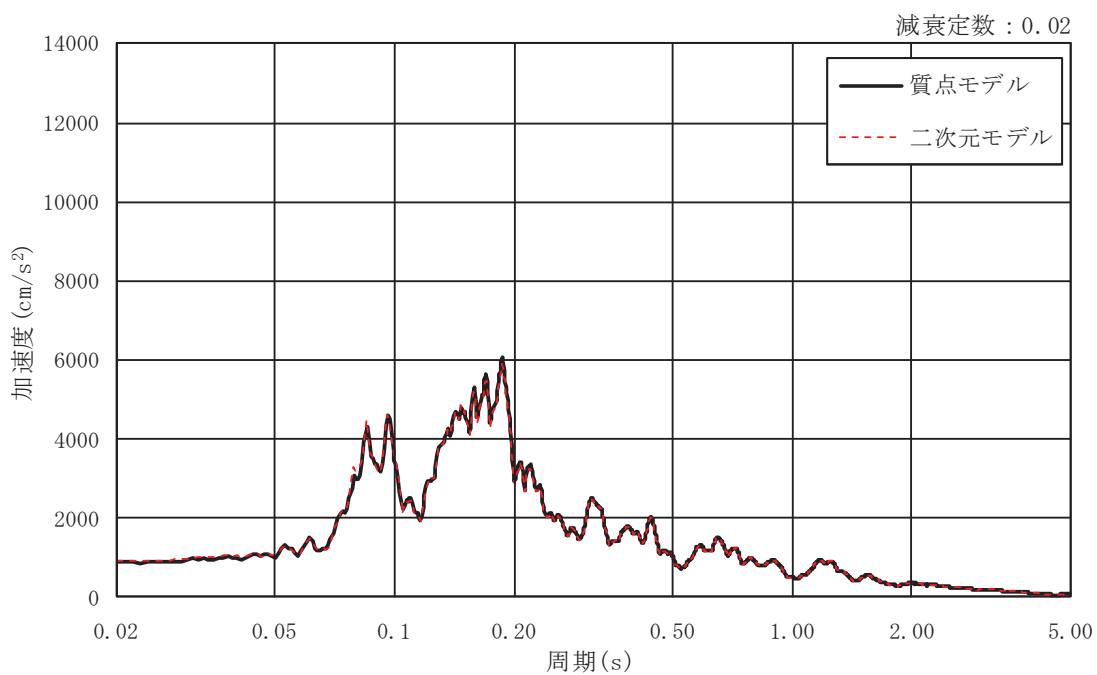
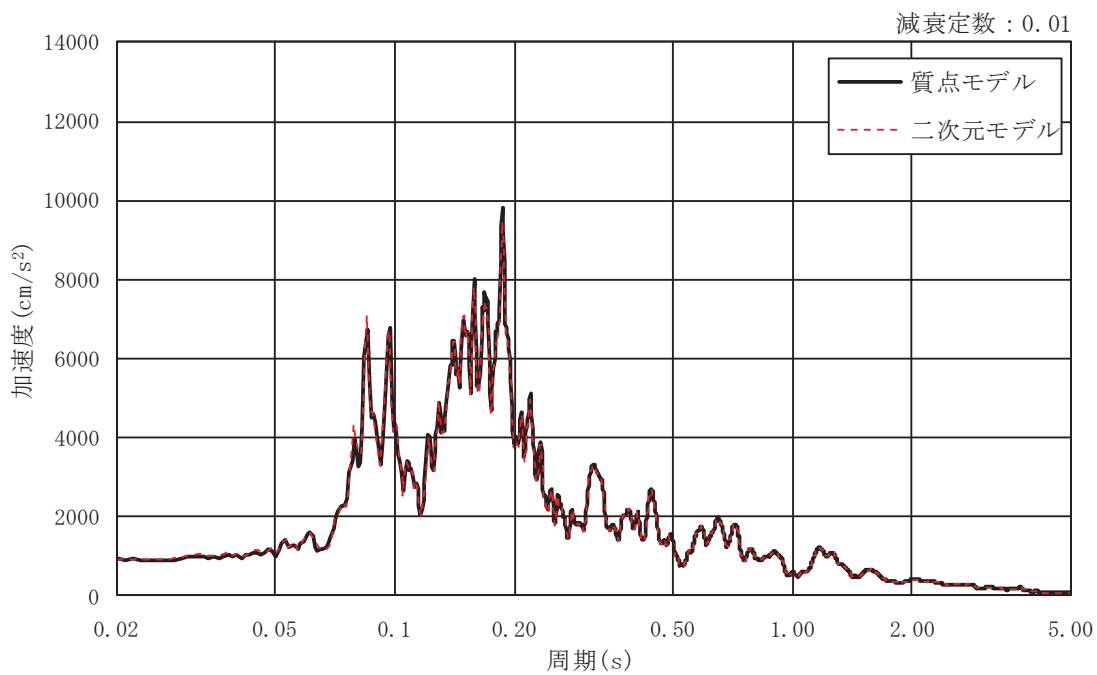


図 3-4 基準地震動 S_s による応答スペクトル (S_s-F1 , EW 断面, 水平方向)

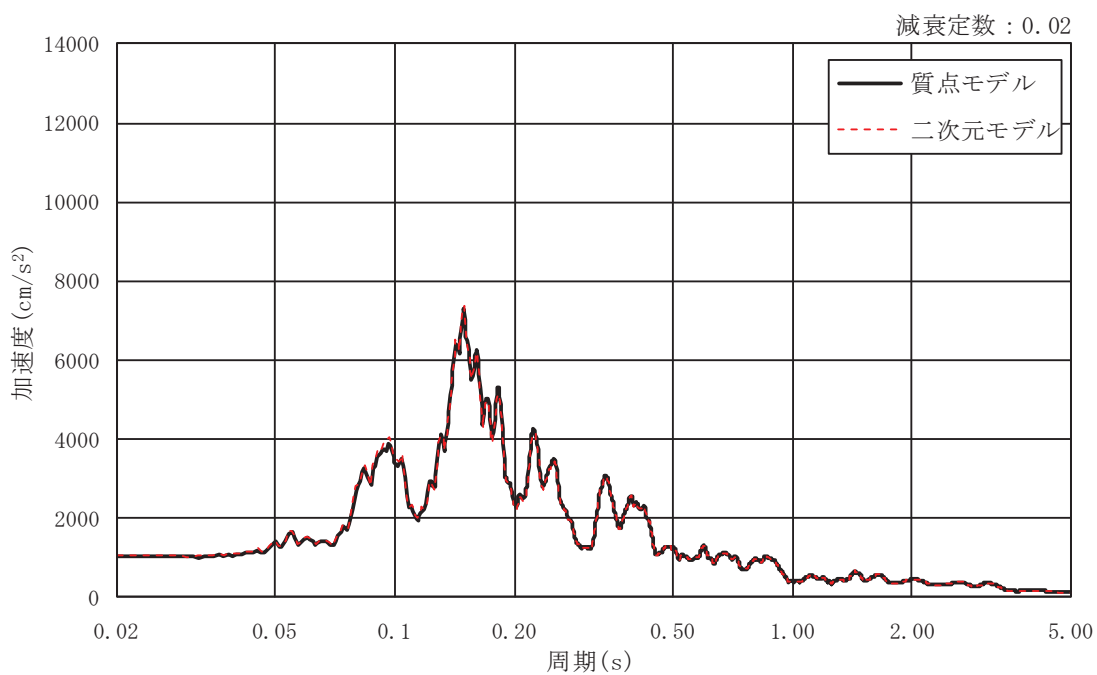
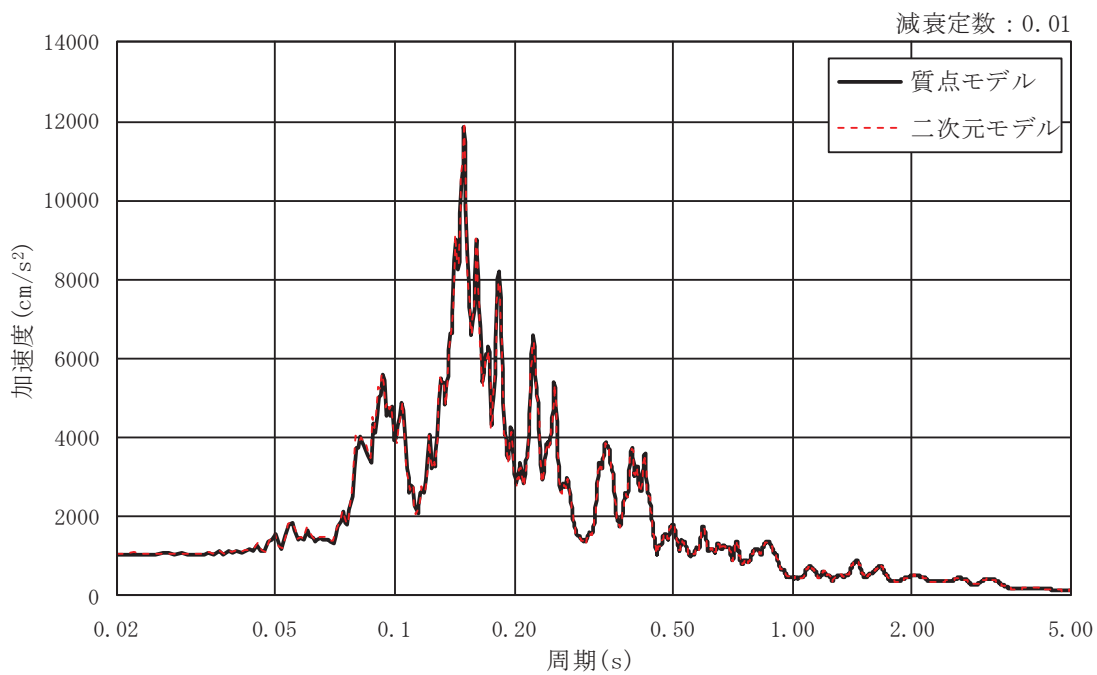
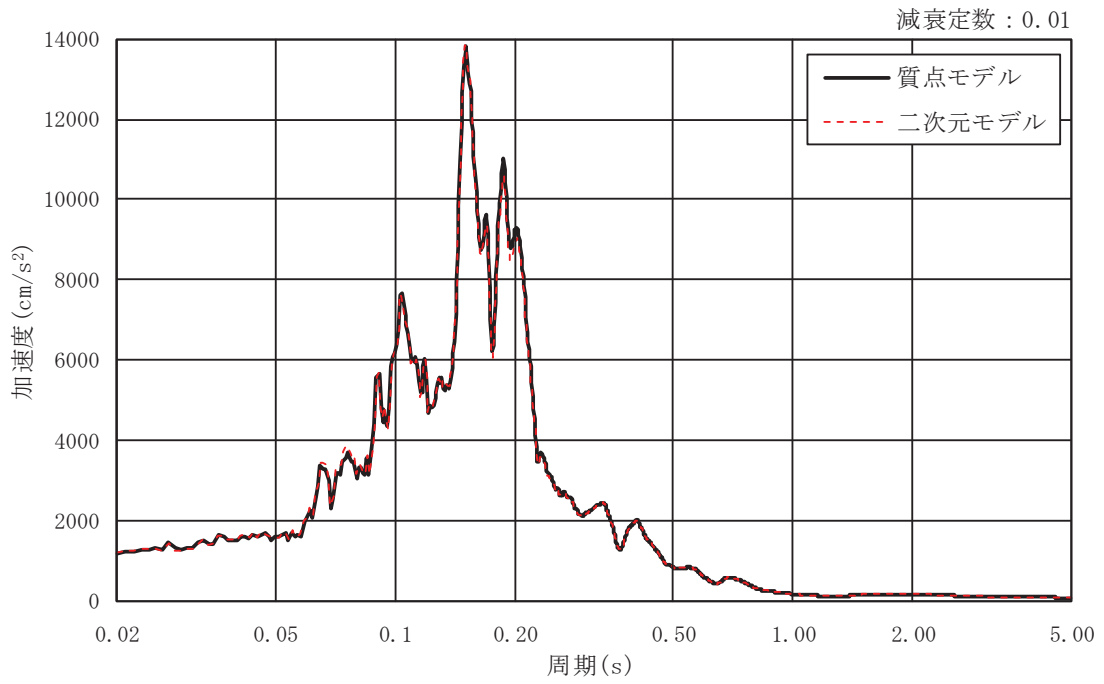
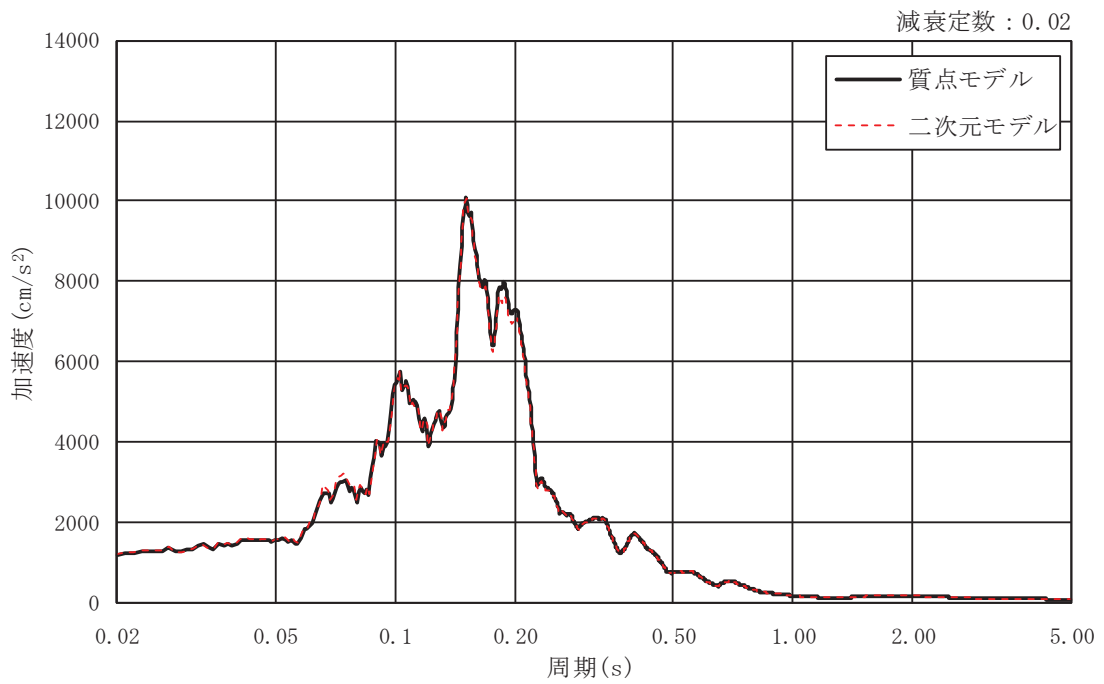


図 3-5 基準地震動 S_s による応答スペクトル ($S_s - F2$, EW 断面, 水平方向)

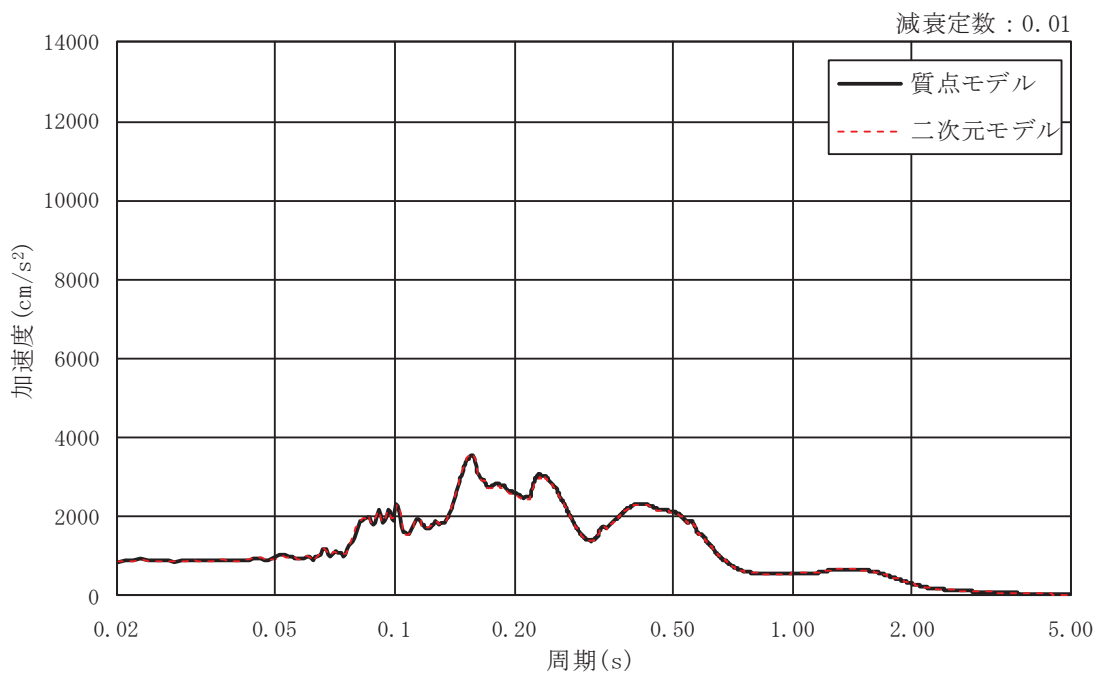


(a) $h=0.01$

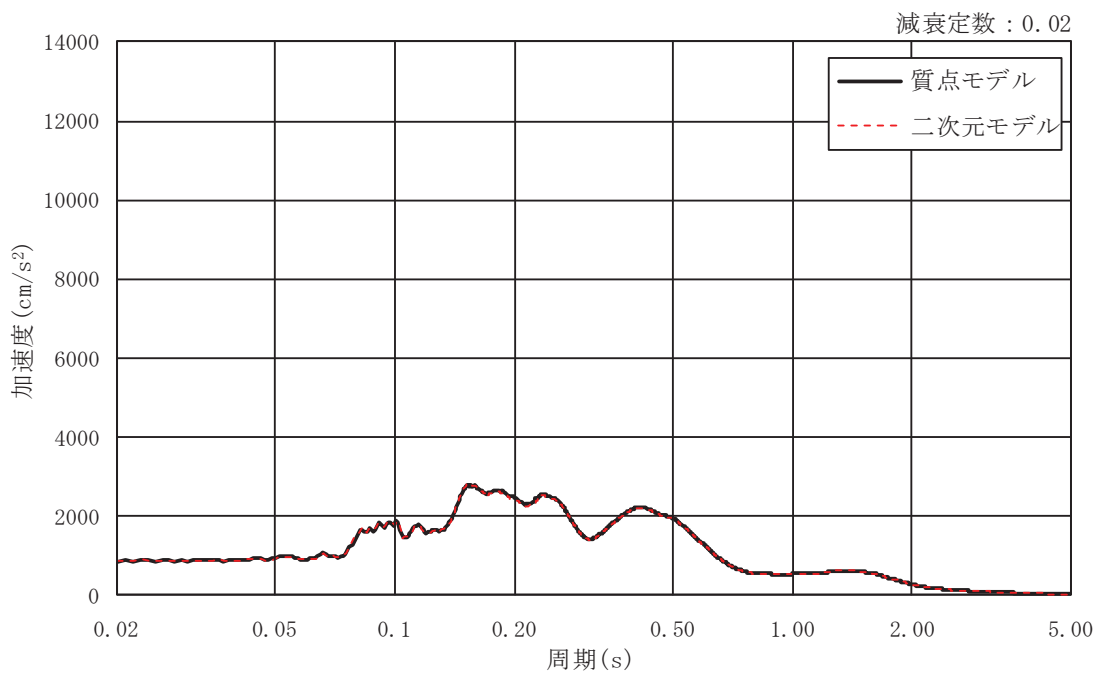


(b) $h=0.02$

図 3-6 基準地震動 S_s による応答スペクトル ($S_s - F3$, EW 断面, 水平方向)

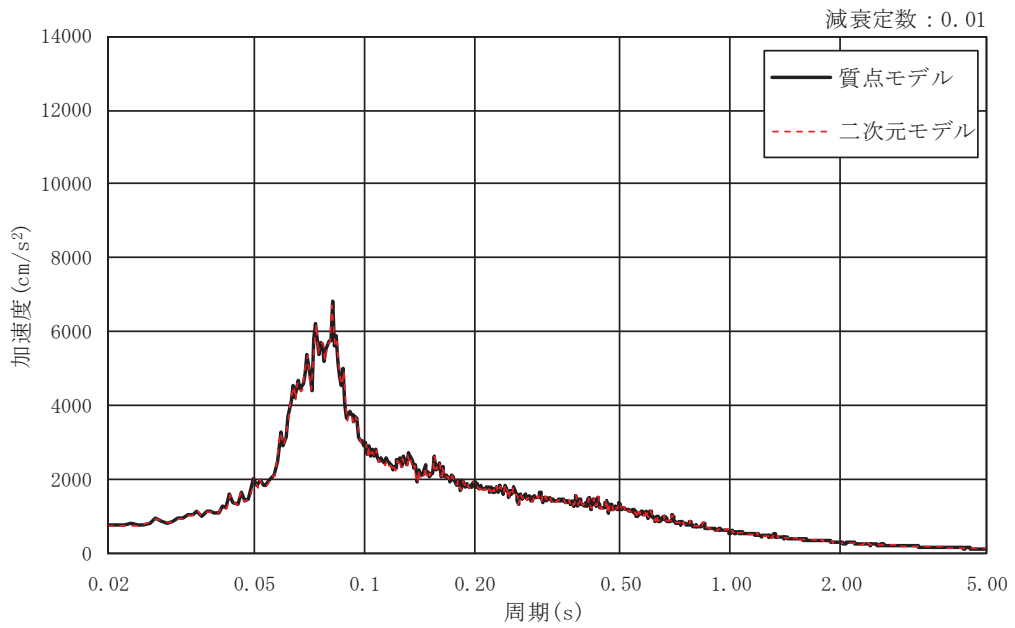


(a) $h=0.01$

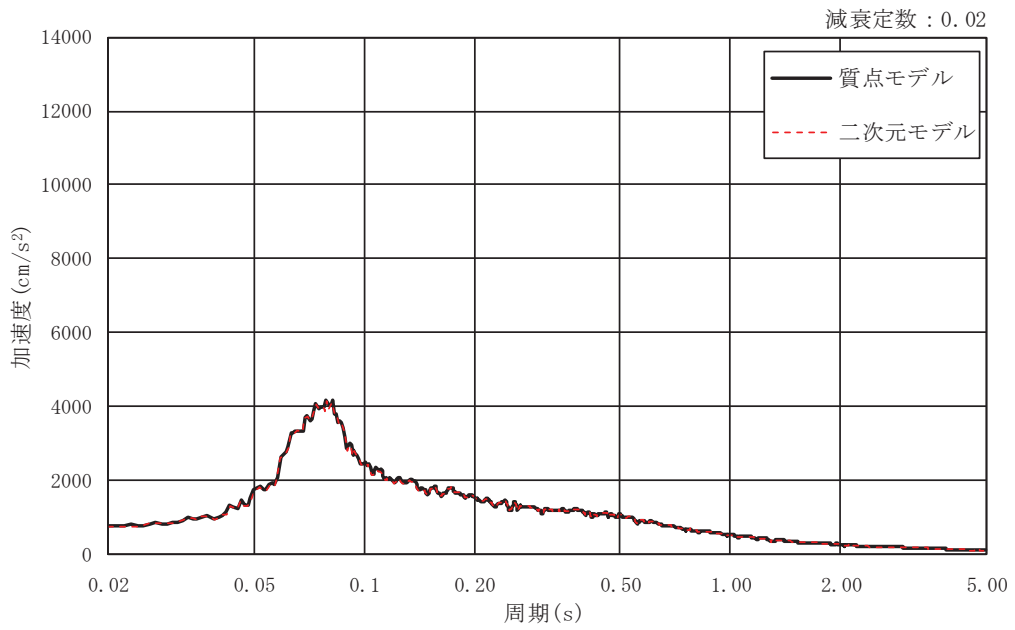


(b) $h=0.02$

図 3-7 基準地震動 S_s による応答スペクトル (S_s-N1 , EW 断面, 水平方向)



(a) $h=0.01$



(b) $h=0.02$

図 3-8 基準地震動 S_s による応答スペクトル (S_s-D1 , EW 断面, 鉛直方向)

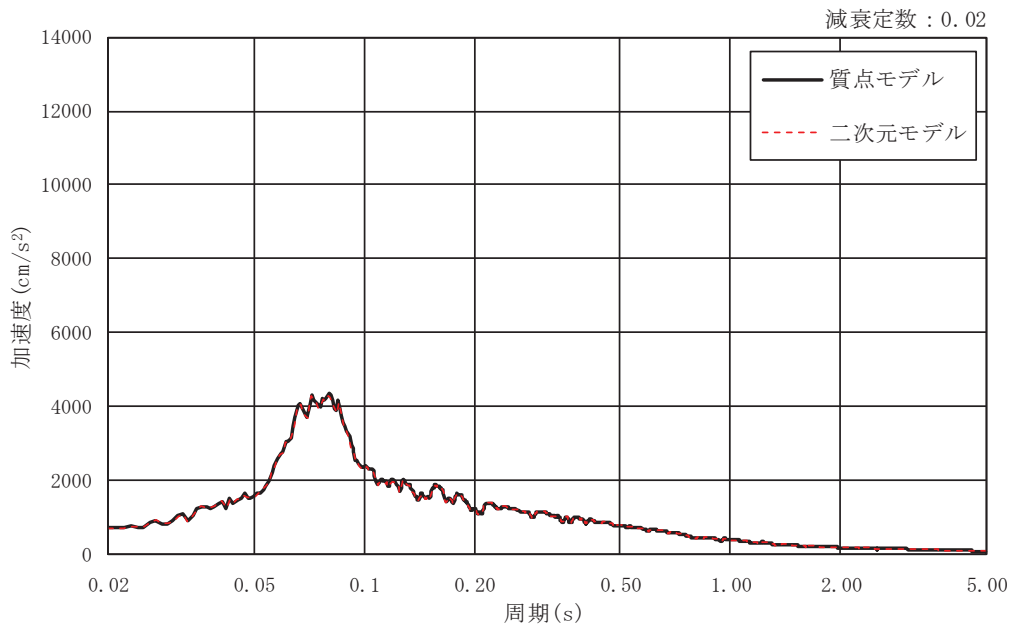
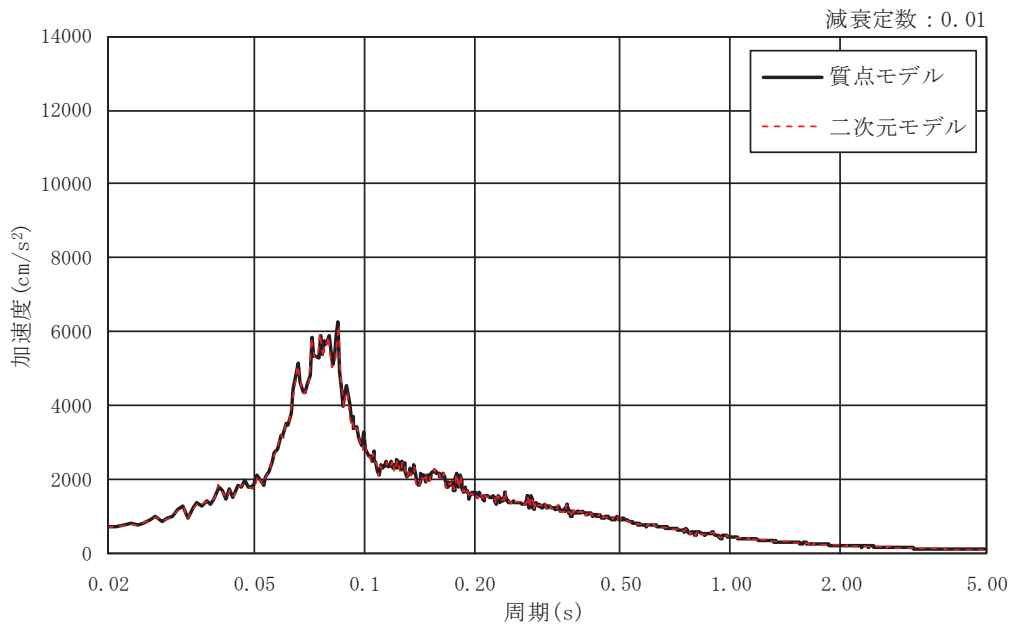


図 3-9 基準地震動 S_s による応答スペクトル (S_s-D2 , EW 断面, 鉛直方向)

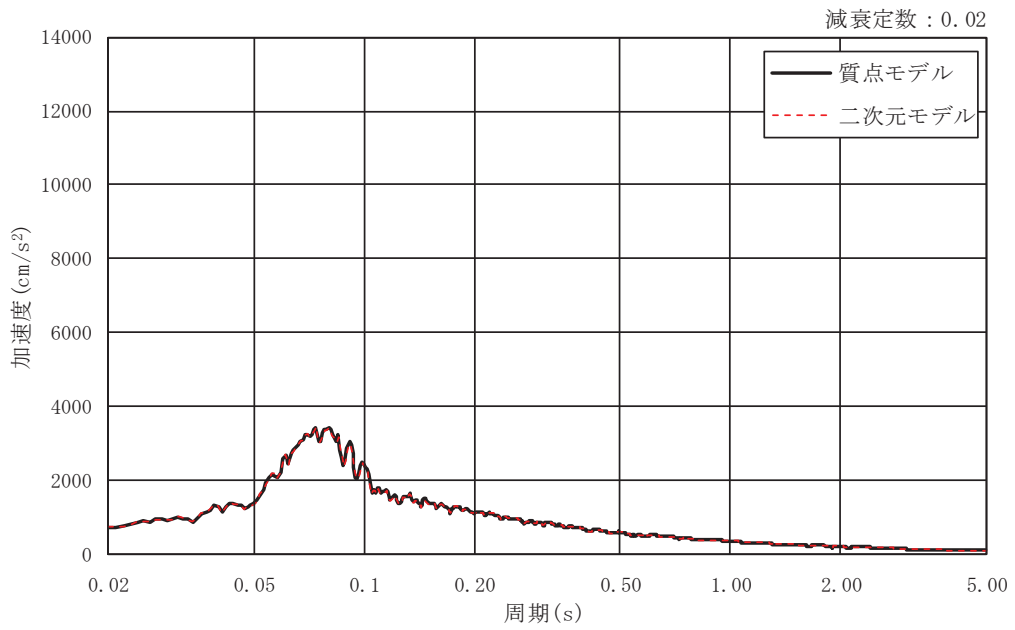
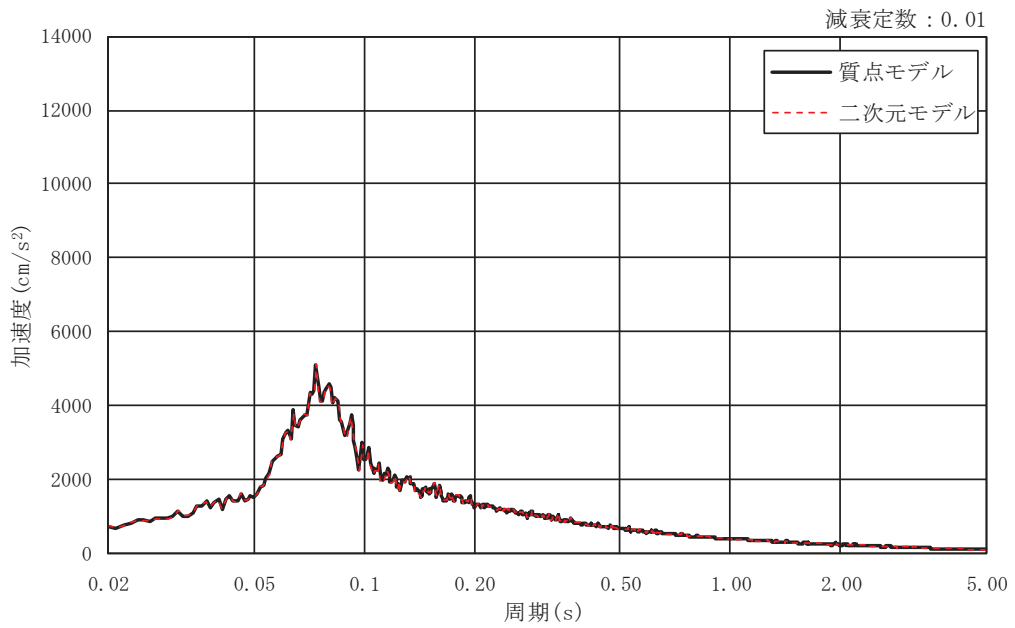
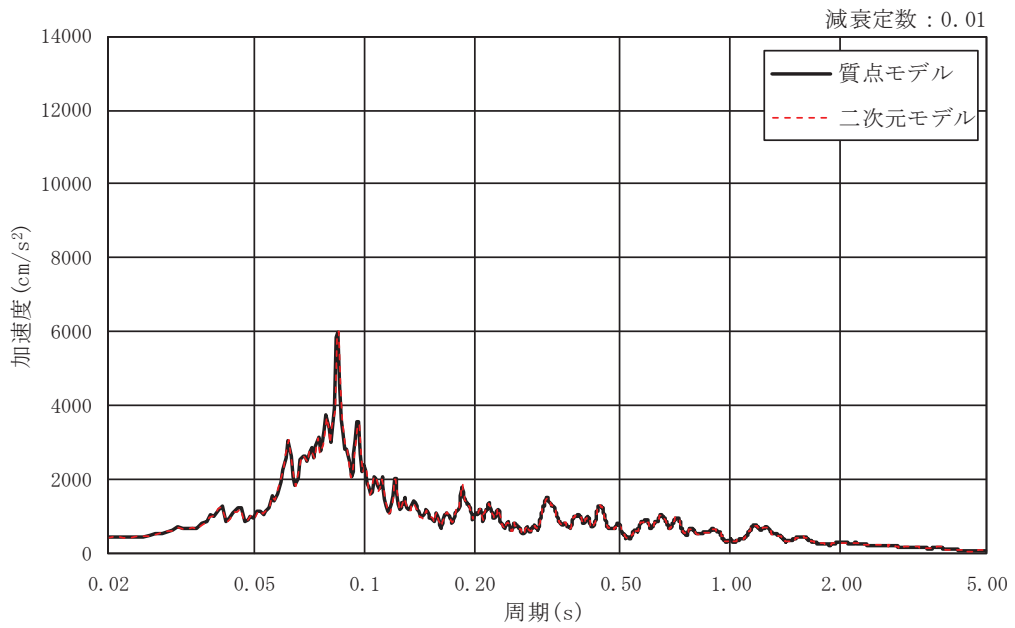
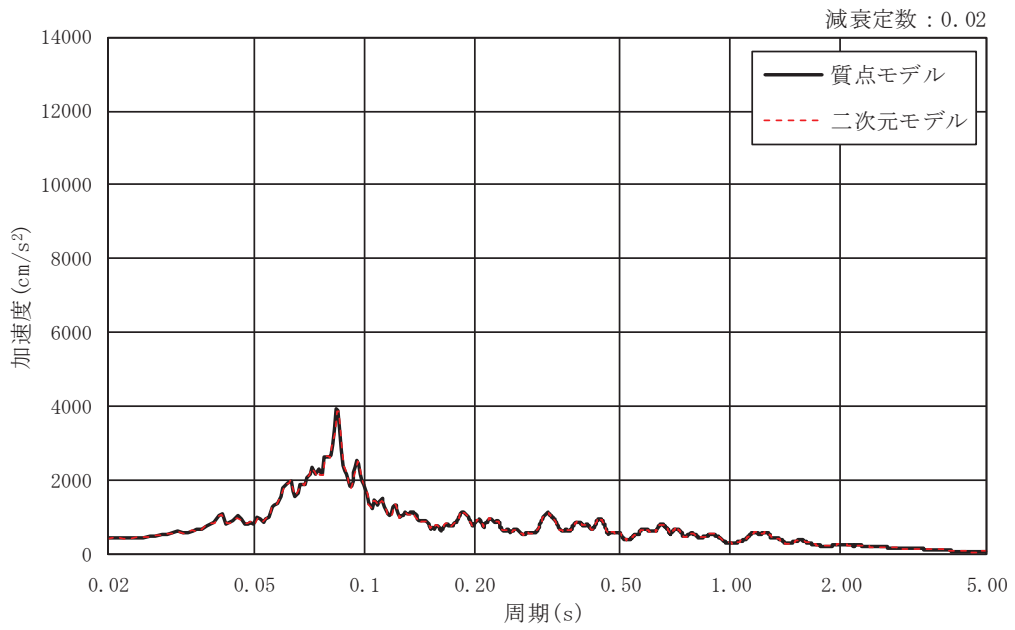


図 3-10 基準地震動 S_s による応答スペクトル ($S_s - D3$, EW 断面, 鉛直方向)



(a) $h=0.01$



(b) $h=0.02$

図 3-11 基準地震動 S_s による応答スペクトル ($S_s - F1$, EW 断面, 鉛直方向)

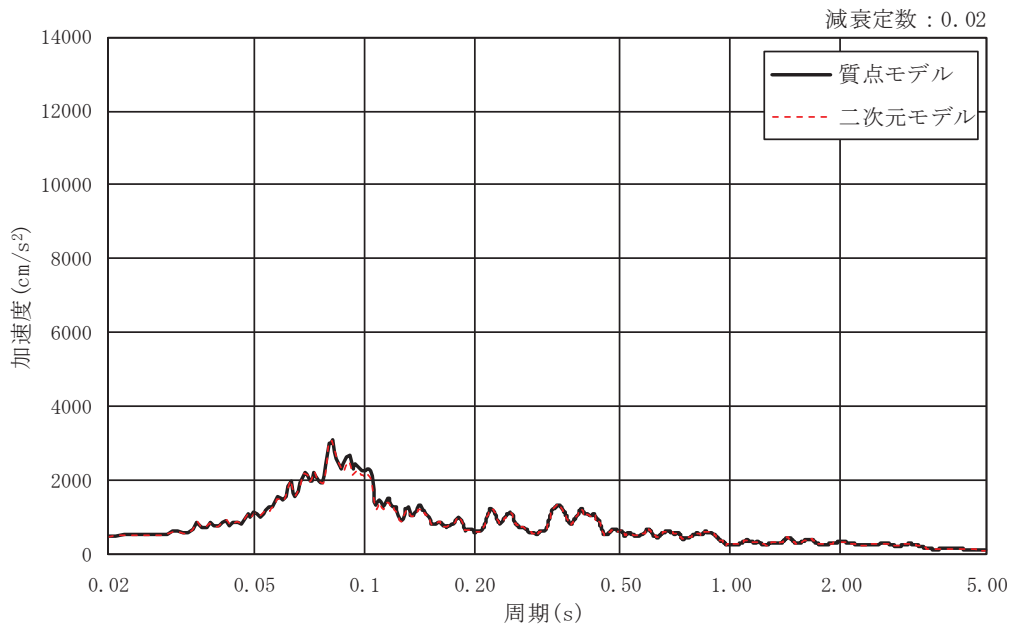
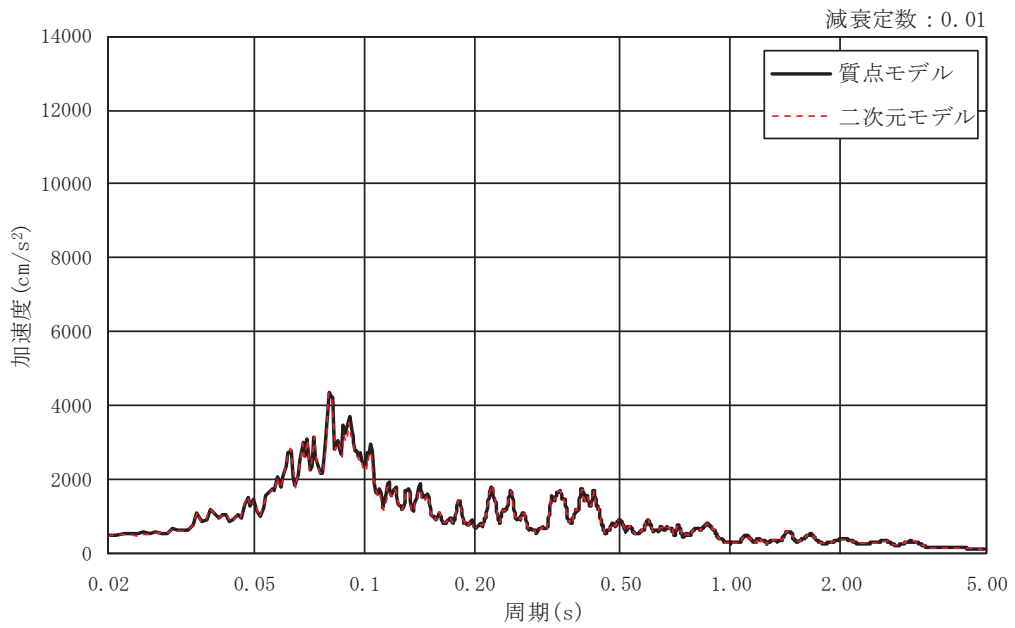


図 3-12 基準地震動 S_s による応答スペクトル ($S_s - F2$, EW 断面, 鉛直方向)

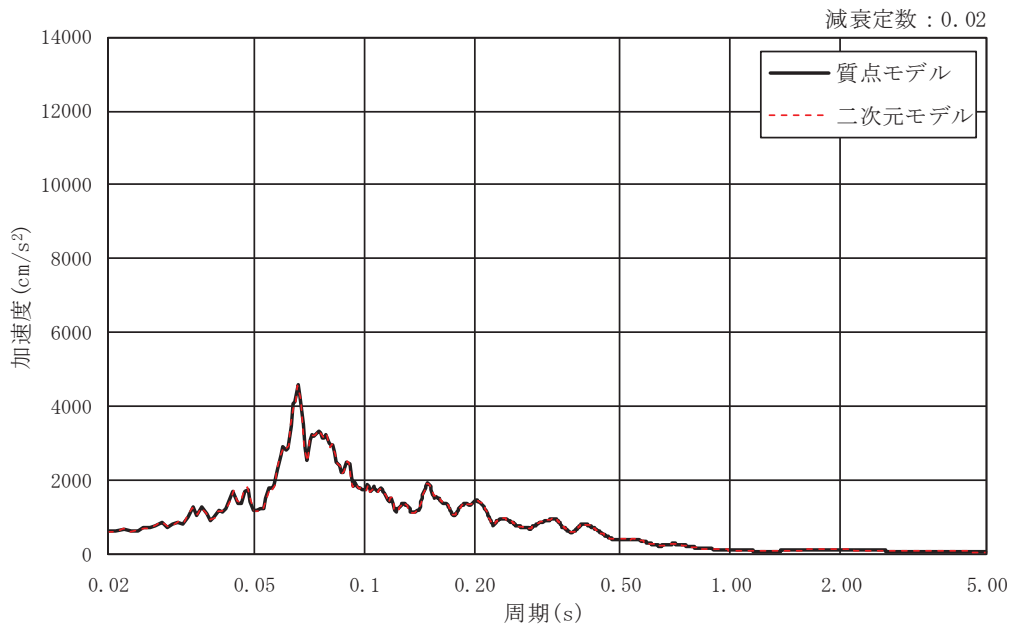
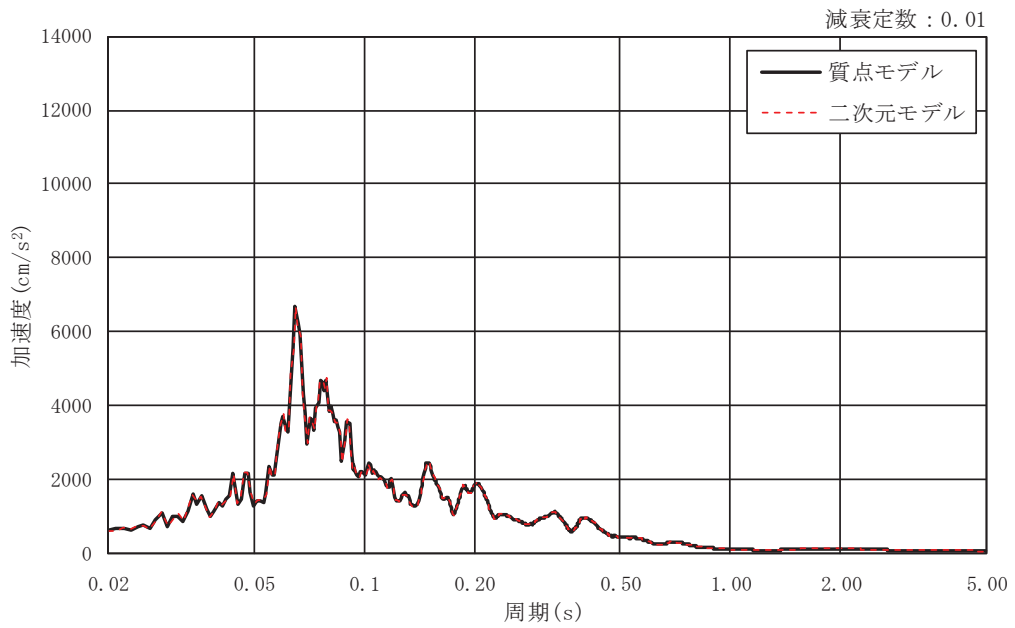


図 3-13 基準地震動 S_s による応答スペクトル ($S_s - F3$, EW 断面, 鉛直方向)

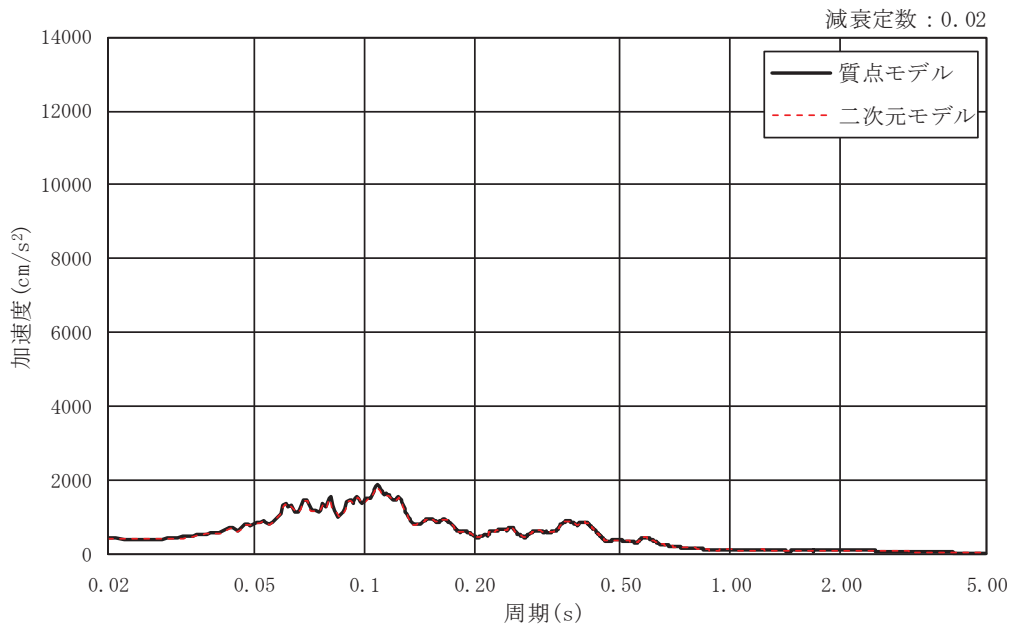
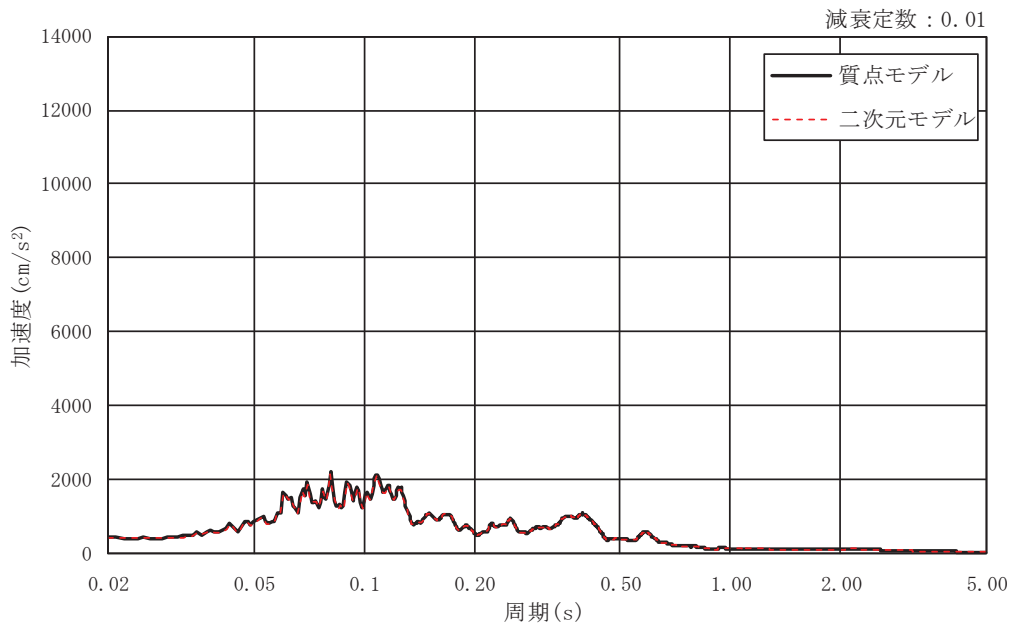
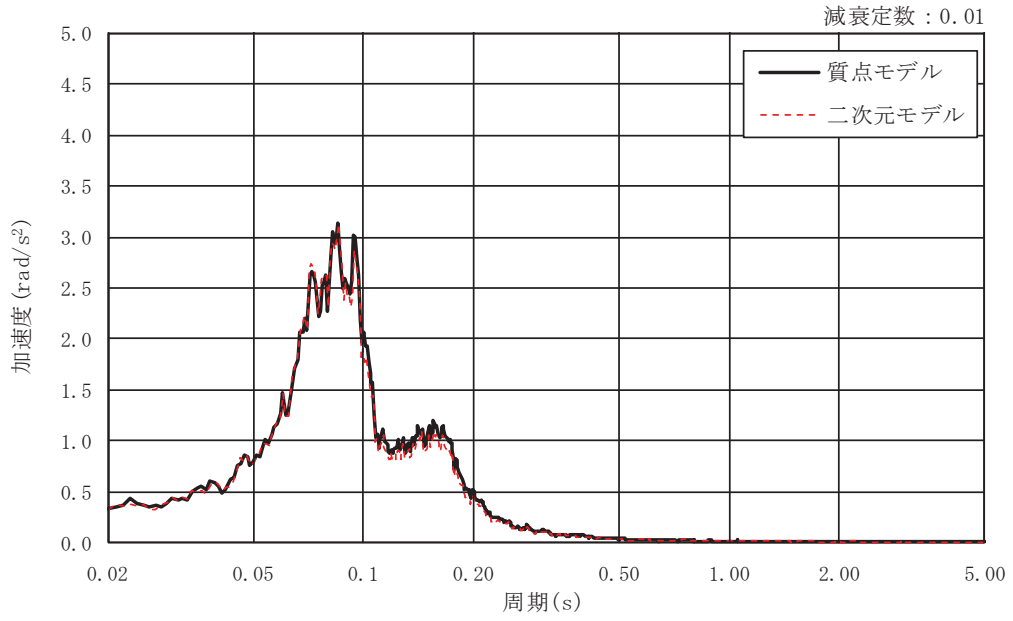
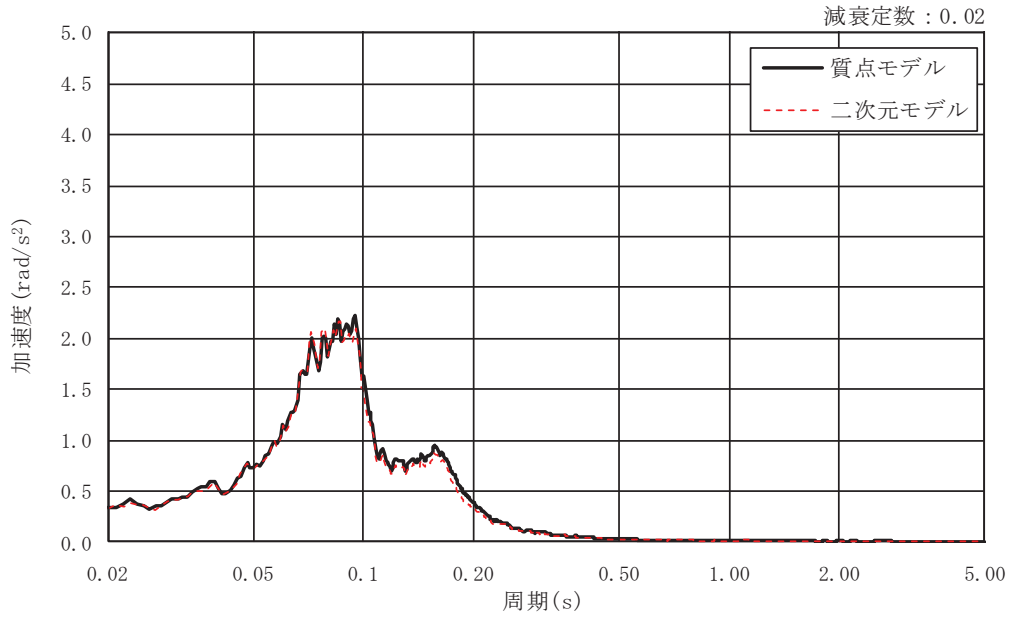


図 3-14 基準地震動 S_s による応答スペクトル ($S_s - N1$, EW 断面, 鉛直方向)

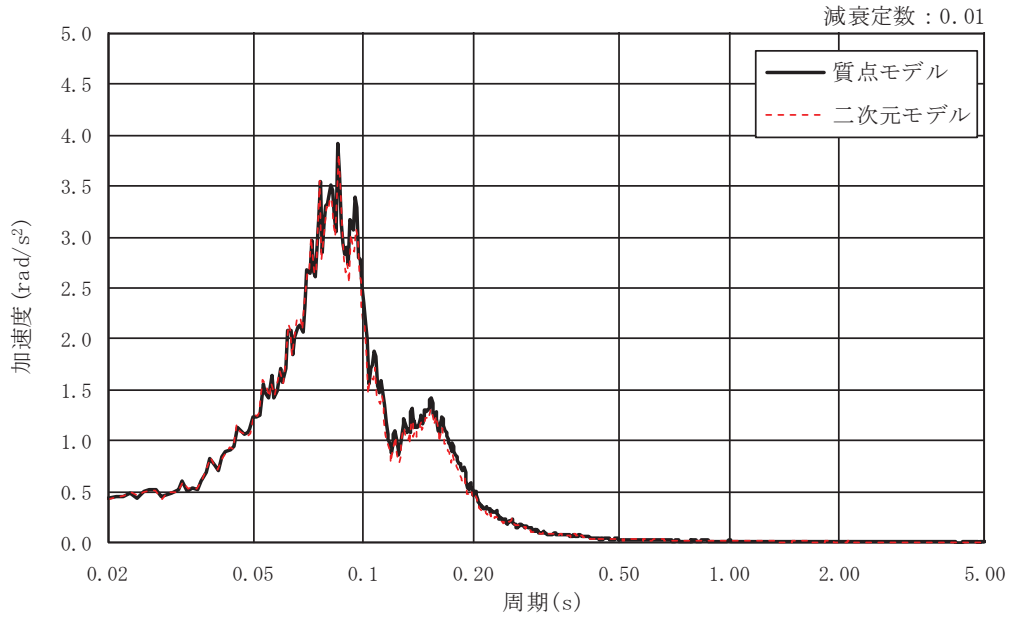


(a) $h=0.01$

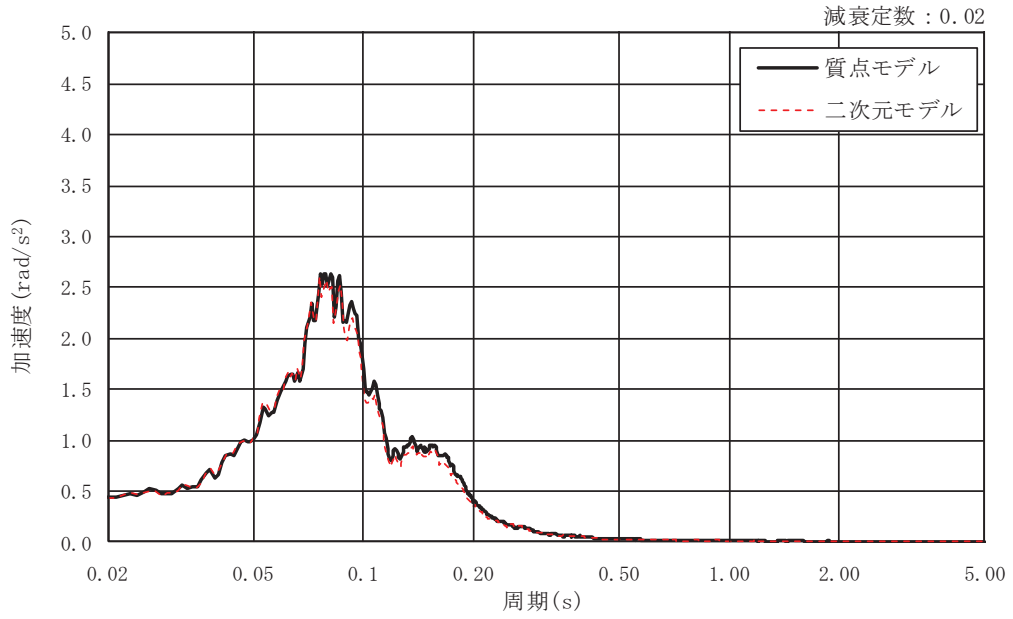


(b) $h=0.02$

図 3-15 基準地震動 S_s による応答スペクトル ($S_s - D1$, EW 断面, 回転方向)

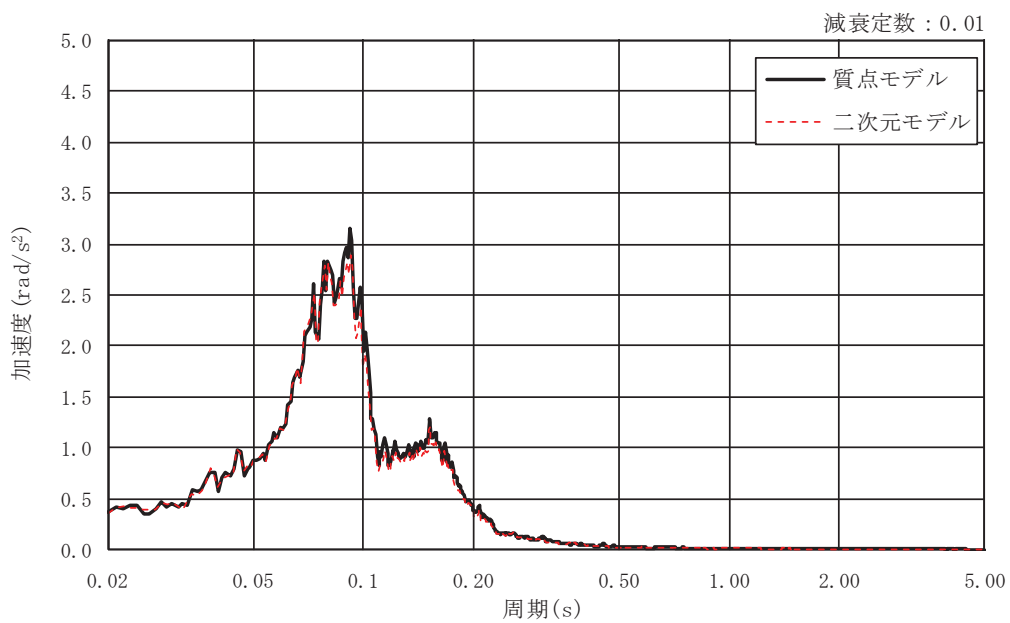


(a) $h=0.01$

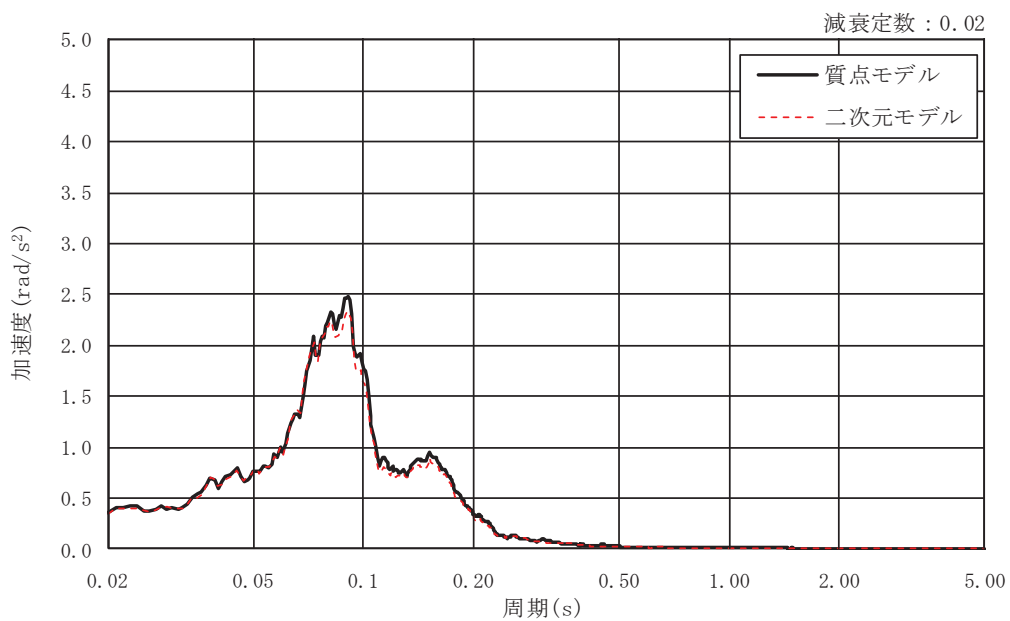


(b) $h=0.02$

図 3-16 基準地震動 S_s による応答スペクトル ($S_s - D2$, EW 断面, 回転方向)

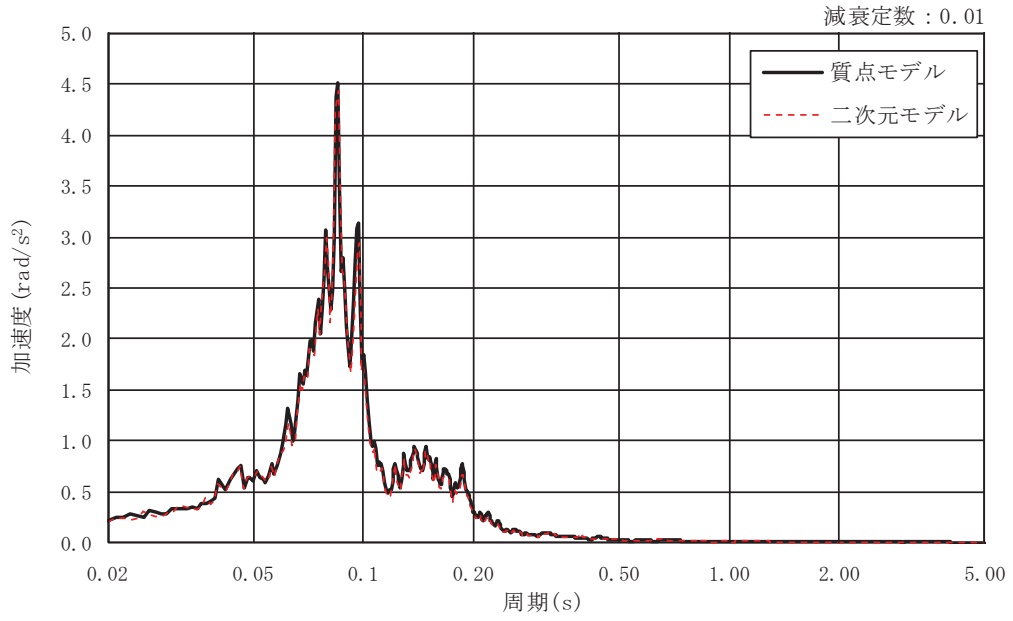


(a) $h=0.01$

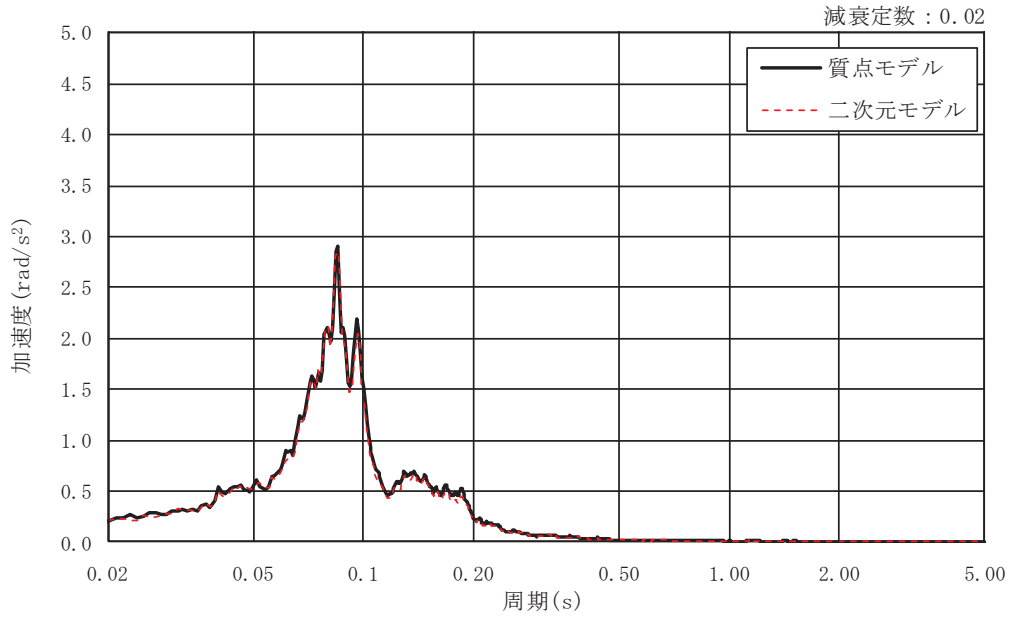


(b) $h=0.02$

図 3-17 基準地震動 S_s による応答スペクトル ($S_s - D3$, EW 断面, 回転方向)



(a) $h=0.01$



(b) $h=0.02$

図 3-18 基準地震動 S_s による応答スペクトル ($S_s - F1$, EW 断面, 回転方向)

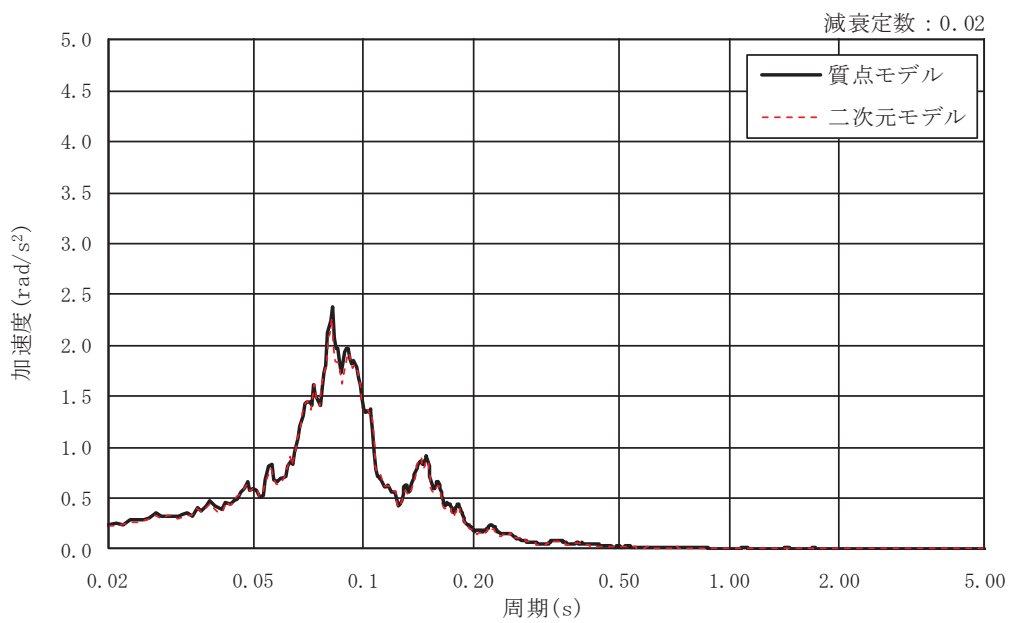
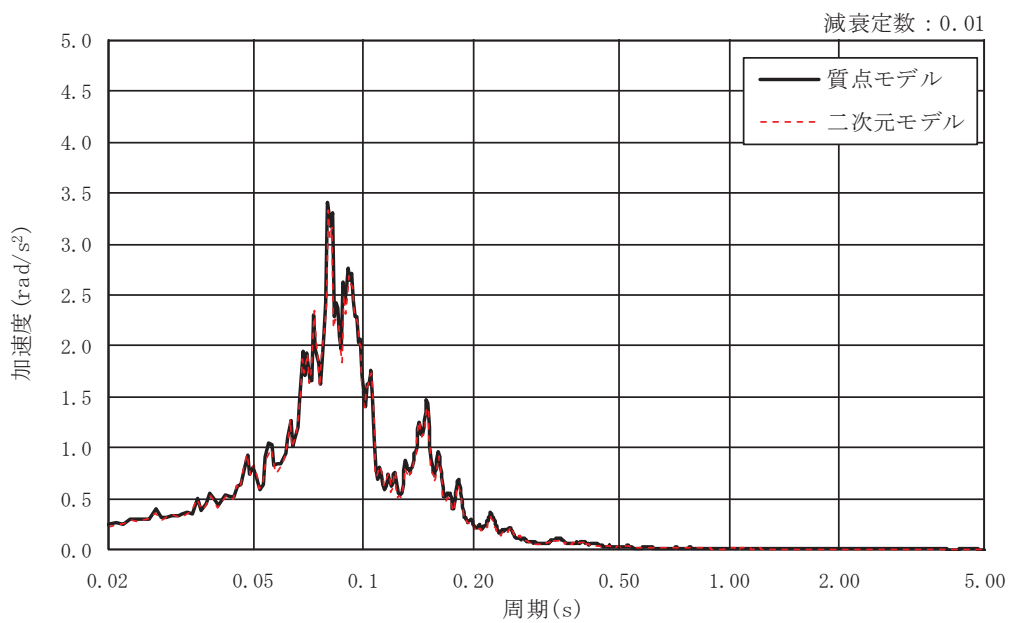


図 3-19 基準地震動 S_s による応答スペクトル ($S_s - F2$, EW 断面, 回転方向)

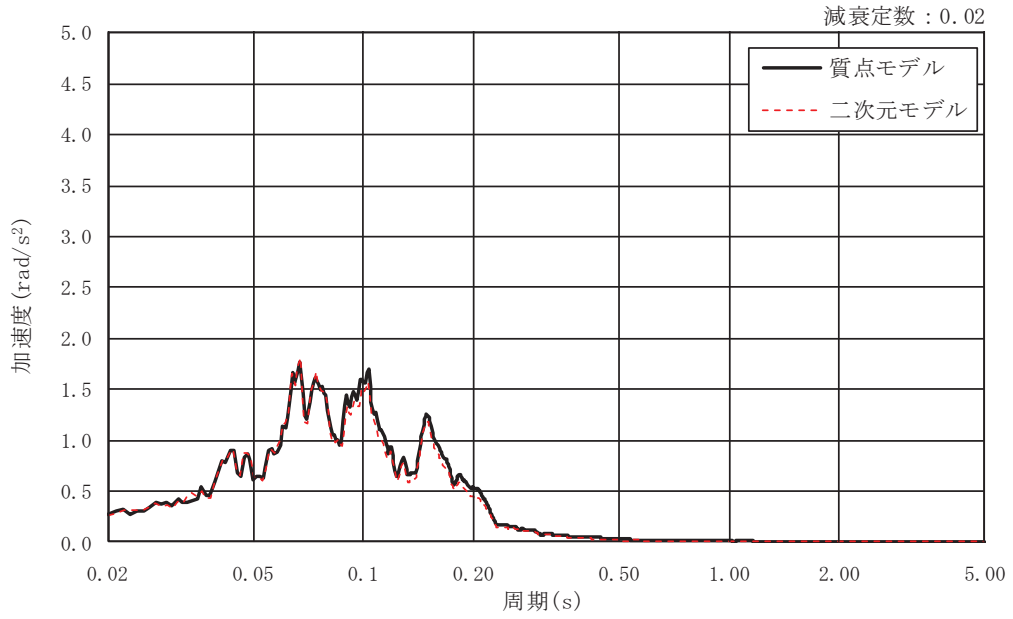
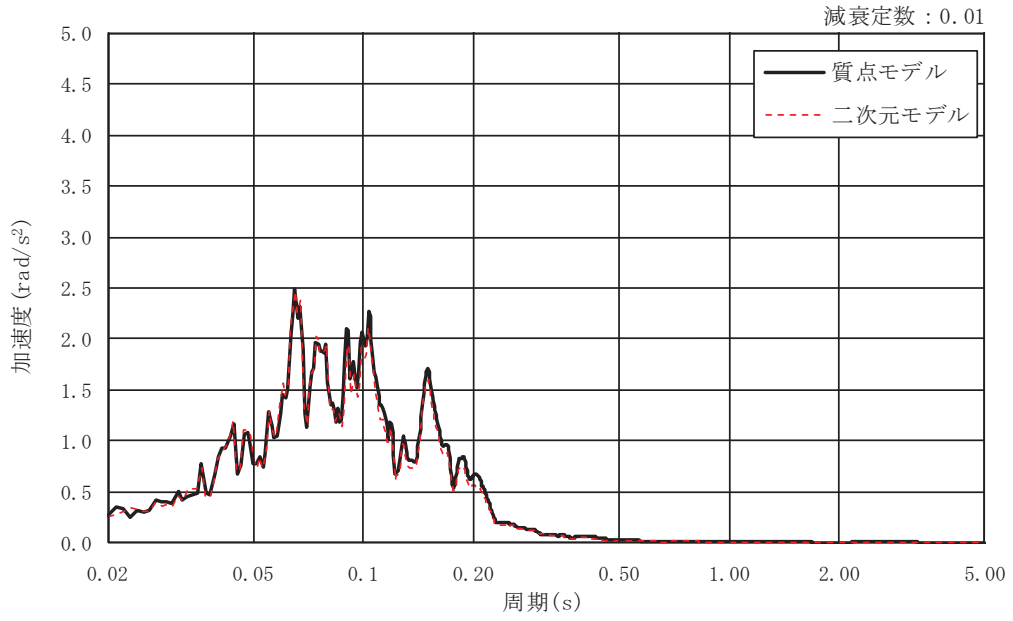
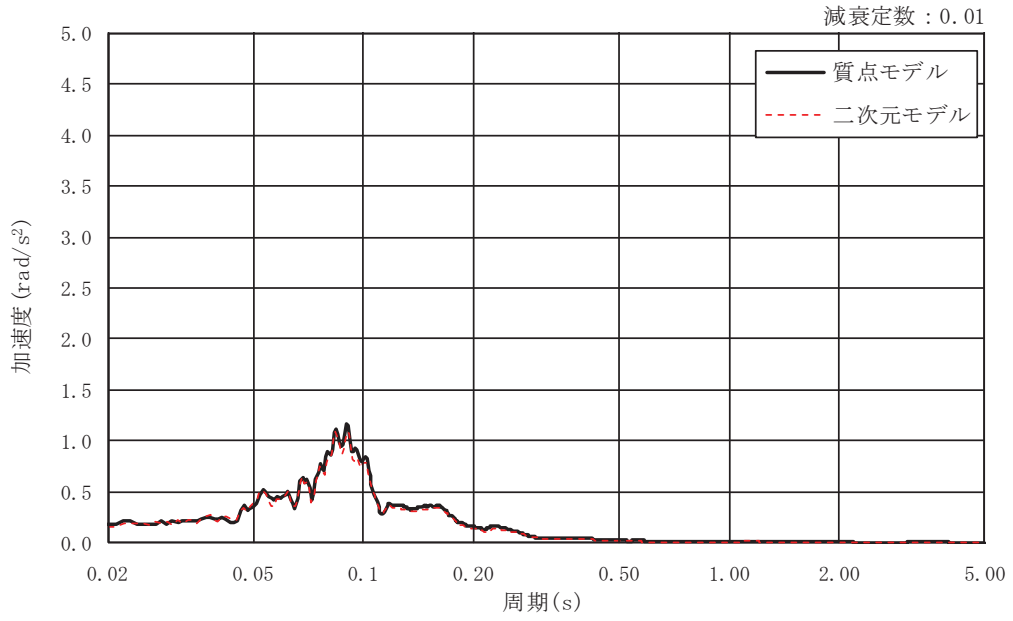
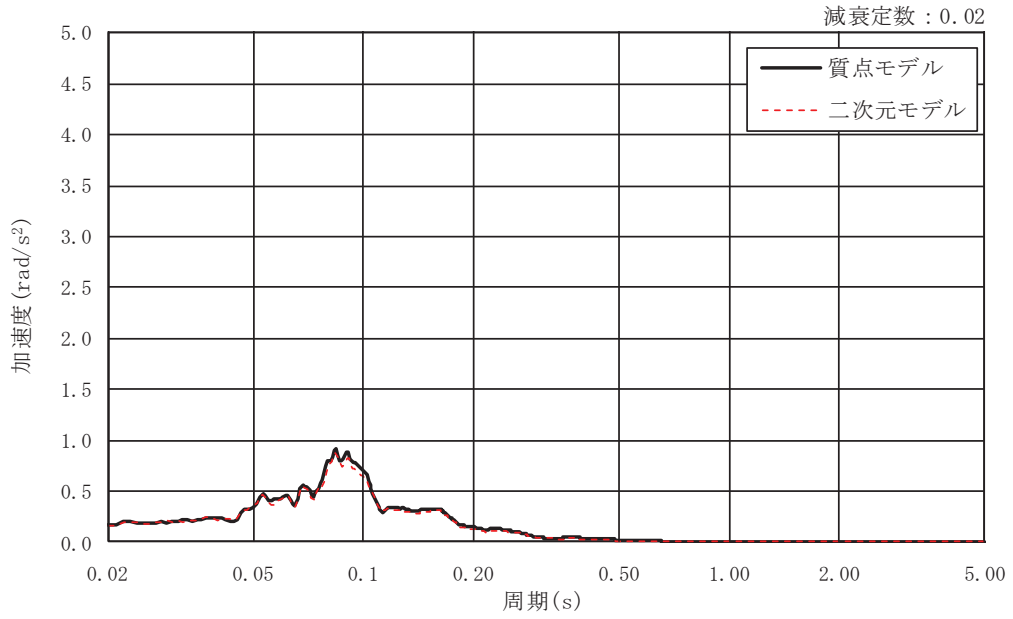


図 3-20 基準地震動 S_s による応答スペクトル ($S_s - F3$, EW 断面, 回転方向)



(a) $h=0.01$



(b) $h=0.02$

図 3-21 基準地震動 S_s による応答スペクトル ($S_s - N1$, EW 断面, 回転方向)

4. 排気筒の地震応答解析及び断面算定結果

「3. 排気筒基礎の地震応答解析結果」により、質点モデルを用いた入力地震動の妥当性は確認されたが、本章では、参考に、排気筒の断面算定結果に及ぼす影響を確認した。

排気筒の地震応答解析は、添付書類「VI-2-7-2-1 排気筒の耐震性についての計算書」に基づくモデルを用い、前章で出力された排気筒基礎上端（O.P. +15.3m）における入力地震動を用いて評価を行った。

表 4-1～表 4-4 に排気筒の地震応答解析により検定値が最大となる結果を示す。

排気筒の地震応答解析において、質点モデルと連成モデルによる基準地震動 S_s （7波）の評価結果を比較すると、ほぼ同等の結果となった。

上記の結果について、排気筒基礎は排気筒に対して約 50 倍の重量となることから、排気筒の固有振動及びロッキング振動が全体に及ぼす影響はほとんど無いと考えられる。

以上より、排気筒基礎の地震応答解析において排気筒を質点でモデル化した場合についても耐震性に影響が無いことを確認するとともに、排気筒基礎に対して質量が十分に小さい排気筒を質点でモデル化することの妥当性を確認した。

表4-1 第2号機筒身の評価結果

高さ O.P. (m)	区間	使用部材(mm)	質点モデル	連成モデル
161.8	A	φ 3020×10	<u>0.36</u>	<u>0.36</u>
155.5	A'	φ 3020×10	<u>0.32</u>	0.31
149.1	B	φ 3020×10	<u>0.42</u>	<u>0.42</u>
142.0	B'	φ 3020×10	<u>0.50</u>	<u>0.50</u>
134.8	C	φ 3020×10	<u>0.55</u>	<u>0.55</u>
126.8	C'	φ 3020×10	<u>0.52</u>	0.50
118.3	D	φ 3020×10	<u>0.58</u>	0.56
108.8	D'	φ 3020×10	<u>0.64</u>	0.63
98.8	E	φ 3020×10	<u>0.57</u>	0.56
86.4	E'	φ 3020×10	0.50	<u>0.51</u>
74.8	F	φ 3020×10	<u>0.77</u>	0.74
61.2	G	φ 3020×10	<u>0.65</u>	0.64
41.8	H	φ 3020×10	<u>0.49</u>	<u>0.49</u>
24.3	M1	φ 3020×10	<u>0.60</u>	0.59
19.3	M2	φ 3720×10	<u>0.56</u>	<u>0.56</u>
15.3	I	φ 3720×10	<u>0.63</u>	0.62

注記：下線部は検定値が最大となる値を示す。

表4-2 主柱材の評価結果

高さ O.P. (m)	区間	使用部材(mm)	質点モデル	連成モデル
161.8-155.5	A-A'	φ 457.2×7.9	<u>0.31</u>	<u>0.31</u>
155.5-149.1	A' -B	φ 457.2×7.9	<u>0.71</u>	0.70
149.1-142.0	B-B'	φ 457.2×7.9	<u>0.81</u>	0.80
142.0-134.8	B' -C	φ 609.6×9.5	<u>0.87</u>	0.86
134.8-126.8	C-C'	φ 609.6×9.5	<u>0.83</u>	0.82
126.8-118.3	C' -D	φ 711.2×12.7	<u>0.87</u>	0.86
118.3-108.8	D-D'	φ 711.2×12.7	<u>0.85</u>	0.84
108.8- 98.8	D' -E	φ 812.8×16.0	<u>0.88</u>	<u>0.88</u>
98.8- 86.4	E-E'	φ 812.8×16.0	<u>0.90</u>	0.89
86.4- 74.8	E' -F	φ 1000×18.0	<u>0.86</u>	0.85
74.8- 61.2	F - G	φ 1000×18.0	<u>0.89</u>	0.88
61.2- 41.8	G - H	φ 1100×18.0	<u>0.65</u>	<u>0.65</u>
41.8- 28.6	H-H'	φ 1100×20.0	<u>0.75</u>	<u>0.75</u>
28.6- 15.3	H' -I	φ 1100×20.0	<u>0.74</u>	0.73

注記：下線部は検定値が最大となる値を示す。

表4-3 斜材の評価結果

高さ O.P. (m)	区間	使用部材(mm)	質点モデル	連成モデル
161.8-155.5	A-A'	φ 355.6×6.4	<u>0.74</u>	0.73
155.5-149.1	A' -B	φ 355.6×6.4	<u>0.78</u>	0.77
149.1-142.0	B-B'	φ 406.4×6.4	<u>0.75</u>	0.74
142.0-134.8	B' -C	φ 406.4×6.4	<u>0.73</u>	0.72
134.8-126.8	C-C'	φ 457.2×6.4	<u>0.70</u>	0.69
126.8-118.3	C' -D	φ 457.2×6.4	<u>0.65</u>	0.64
118.3-108.8	D-D'	φ 508.0×6.4	<u>0.68</u>	0.65
108.8- 98.8	D' -E	φ 508.0×6.4	<u>0.63</u>	0.61
98.8- 86.4	E-E'	φ 609.6×6.4	<u>0.69</u>	0.65
86.4- 74.8	E' -F	φ 609.6×6.4	<u>0.69</u>	<u>0.69</u>
74.8- 61.2	F - G	φ 711.2×9.5	<u>0.71</u>	0.70
61.2- 41.8	G - H	φ 558.8×9.5	<u>0.74</u>	0.73
41.8- 15.3	H - I	φ 609.6×16.0	<u>0.74</u>	0.73

注記：下線部は検定値が最大となる値を示す。

表4-4 水平材の評価結果

高さ O.P. (m)	区間	使用部材(mm)	質点モデル	連成モデル
161.8	A	φ 318.5×6.4	<u>0.70</u>	0.69
149.1	B	φ 318.5×6.4	<u>0.16</u>	<u>0.16</u>
134.8	C	φ 318.5×6.4	<u>0.67</u>	<u>0.67</u>
118.3	D	φ 318.5×6.4	<u>0.21</u>	0.20
98.8	E	φ 406.4×6.4	<u>0.25</u>	<u>0.25</u>
74.8	F	φ 457.2×6.4	<u>0.49</u>	0.48
61.2	G	φ 457.2×6.4	<u>0.69</u>	0.67
41.8	H	φ 508.0×6.4	<u>0.70</u>	0.69

注記：下線部は検定値が最大となる値を示す。

5. まとめ

本資料では、排気筒基礎の地震応答解析モデルにおいて排気筒を質点でモデル化することで、入力地震動に対して排気筒の振動特性が考慮されないことの影響を確認するため、質点モデルと二次元モデルによる入力地震動を比較し、解析モデルの妥当性の確認を行った。

質点モデルと連成モデルによる基準地震動 S_s (7 波) の応答スペクトルを比較すると、スペクトル波形はほぼ同一となった。排気筒基礎は排気筒重量の約 50 倍の重量となることから、排気筒のモデル化による排気筒の回転振動及び固有振動の影響は少なく、質点としてモデル化することで排気筒への入力地震動を適切に算出できることを確認した。

また、参考までに、上記の入力地震動を用いて排気筒の断面算定を行い、評価結果に影響がないことを確認した。