

表 3-1(7) 最大応答加速度 (UD 方向) (2/2)

(e) S d - F 2

(単位 : cm/s^2)

ケース 質点	ケース 1 (基本ケース)	ケース 2	ケース 3
34	350	354	346
35	285	288	282

(f) S d - F 3

(単位 : cm/s^2)

ケース 質点	ケース 1 (基本ケース)	ケース 2	ケース 3
34	496	509	482
35	397	407	386

(g) S d - N 1

(単位 : cm/s^2)

ケース 質点	ケース 1 (基本ケース)	ケース 2	ケース 3
34	332	336	327
35	268	271	265

表 3-2(1) 最大応答せん断ひずみ (NS 方向) (1/2)

(a) S d - D 1

(単位 : $\times 10^{-3}$)

ケース 要素	ケース 1 (基本ケース)	ケース 2	ケース 3
(4)	0.295	0.302	0.286
(12)	0.249	0.255	0.240

(b) S d - D 2

(単位 : $\times 10^{-3}$)

ケース 要素	ケース 1 (基本ケース)	ケース 2	ケース 3
(4)	0.297	0.307	0.285
(12)	0.253	0.263	0.240

(c) S d - D 3

(単位 : $\times 10^{-3}$)

ケース 要素	ケース 1 (基本ケース)	ケース 2	ケース 3
(4)	0.258	0.264	0.249
(12)	0.215	0.221	0.208

(d) S d - F 1

(単位 : $\times 10^{-3}$)

ケース 要素	ケース 1 (基本ケース)	ケース 2	ケース 3
(4)	0.186	0.188	0.182
(12)	0.159	0.161	0.157

表 3-2(2) 最大応答せん断ひずみ (NS 方向) (2/2)

(e) S d - F 2

(単位 : $\times 10^{-3}$)

ケース 要素	ケース 1 (基本ケース)	ケース 2	ケース 3
(4)	0.238	0.245	0.230
(12)	0.217	0.223	0.209

(f) S d - F 3

(単位 : $\times 10^{-3}$)

ケース 要素	ケース 1 (基本ケース)	ケース 2	ケース 3
(4)	0.249	0.252	0.244
(12)	0.200	0.203	0.195

(g) S d - N 1

(単位 : $\times 10^{-3}$)

ケース 要素	ケース 1 (基本ケース)	ケース 2	ケース 3
(4)	0.282	0.284	0.279
(12)	0.249	0.250	0.246

表 3-2(3) 最大応答せん断ひずみ (EW 方向) (1/2)

(a) S d - D 1

(単位 : $\times 10^{-3}$)

ケース 要素	ケース 1 (基本ケース)	ケース 2	ケース 3
(34)	0.460	0.463	0.457

(b) S d - D 2

(単位 : $\times 10^{-3}$)

ケース 要素	ケース 1 (基本ケース)	ケース 2	ケース 3
(34)	0.443	0.450	0.433

(c) S d - D 3

(単位 : $\times 10^{-3}$)

ケース 要素	ケース 1 (基本ケース)	ケース 2	ケース 3
(34)	0.334	0.336	0.329

(d) S d - F 1

(単位 : $\times 10^{-3}$)

ケース 要素	ケース 1 (基本ケース)	ケース 2	ケース 3
(34)	0.276	0.275	0.277

(e) S d - F 2

(単位 : $\times 10^{-3}$)

ケース 要素	ケース 1 (基本ケース)	ケース 2	ケース 3
(34)	0.285	0.284	0.288

表 3-2(4) 最大応答せん断ひずみ (EW 方向) (2/2)

(f) S d - F 3

(単位 : $\times 10^{-3}$)

ケース 要素	ケース 1 (基本ケース)	ケース 2	ケース 3
(34)	0.325	0.325	0.324

(g) S d - N 1

(単位 : $\times 10^{-3}$)

ケース 要素	ケース 1 (基本ケース)	ケース 2	ケース 3
(34)	0.326	0.329	0.322

表 3-3(1) T/G ペデスタルと建屋の相対変位 (NS 方向) (1/2)

(a) ケース 1

(単位 : mm)

0.P. (m)	Sd-D1	Sd-D2	Sd-D3	Sd-F1	Sd-F2	Sd-F3	Sd-N1	最大値
22.75	9.3	10.0	9.0	5.1	9.4	7.5	6.7	10.0
13.75	7.8	8.4	7.7	4.5	7.8	6.4	6.2	8.4

(b) ケース 2

(単位 : mm)

0.P. (m)	Sd-D1	Sd-D2	Sd-D3	Sd-F1	Sd-F2	Sd-F3	Sd-N1	最大値
22.75	9.6	10.2	9.1	5.1	9.5	7.7	6.9	10.2
13.75	8.0	8.6	7.7	4.4	8.0	6.4	6.2	8.6

(c) ケース 3

(単位 : mm)

0.P. (m)	Sd-D1	Sd-D2	Sd-D3	Sd-F1	Sd-F2	Sd-F3	Sd-N1	最大値
22.75	9.0	9.7	8.9	5.0	9.1	7.3	6.5	9.7
13.75	7.6	8.2	7.6	4.4	7.7	6.3	6.1	8.2

表 3-3(2) T/G ペデスタルと建屋の相対変位 (EW 方向) (2/2)

(a) ケース 1

(単位 : mm)

0.P. (m)	S d-D1	S d-D2	S d-D3	S d-F1	S d-F2	S d-F3	S d-N1	最大値
22.75	12.0	13.5	9.7	7.9	8.9	8.0	8.3	13.5
13.75	8.6	9.6	6.6	5.4	6.4	5.5	5.8	9.6

(b) ケース 2

(単位 : mm)

0.P. (m)	S d-D1	S d-D2	S d-D3	S d-F1	S d-F2	S d-F3	S d-N1	最大値
22.75	12.3	13.9	9.8	8.0	9.1	8.1	8.5	13.9
13.75	8.8	9.9	6.8	5.5	6.6	5.6	5.9	9.9

(c) ケース 3

(単位 : mm)

0.P. (m)	S d-D1	S d-D2	S d-D3	S d-F1	S d-F2	S d-F3	S d-N1	最大値
22.75	11.5	13.1	9.4	7.7	8.6	7.8	8.0	13.1
13.75	8.2	9.2	6.4	5.2	6.2	5.4	5.5	9.2

別紙 7 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 7-1
1.1 床ばねの諸元について.....	別紙 7-1
1.2 床ばねの応答結果.....	別紙 7-4
2. 床ばねを非線形ばねとした場合の検討.....	別紙 7-6
2.1 概要.....	別紙 7-6
2.2 検討に用いる地震波及び地震応答解析モデル.....	別紙 7-6
2.3 非線形特性の設定.....	別紙 7-6
2.4 床ばねを非線形ばねとした場合の解析結果.....	別紙 7-8

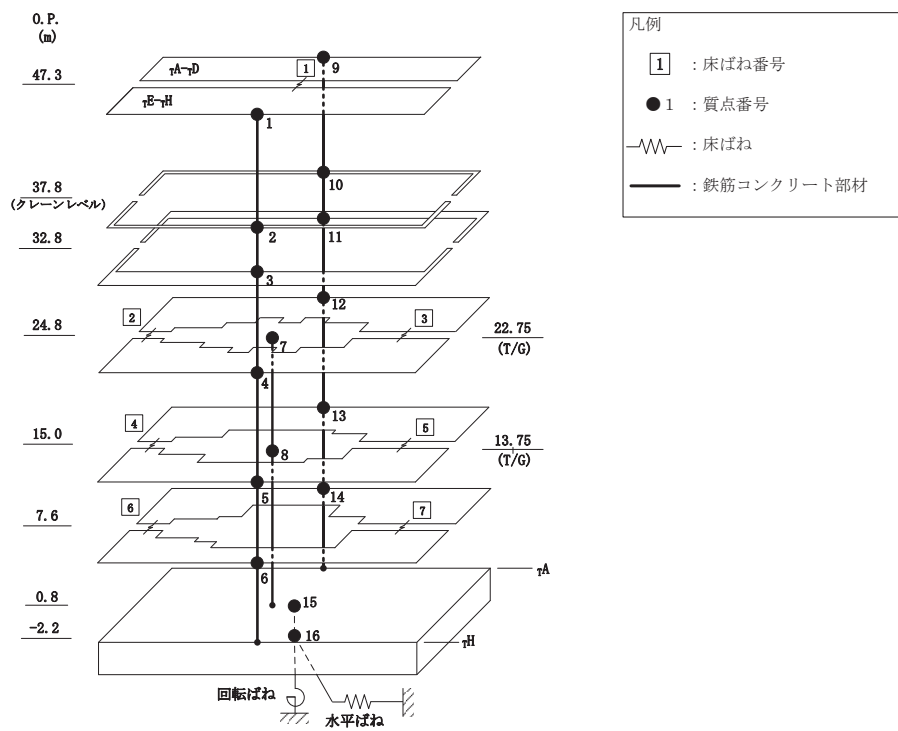
別紙 7-1 床ばね非線形モデルの応答の考察

1. 概要

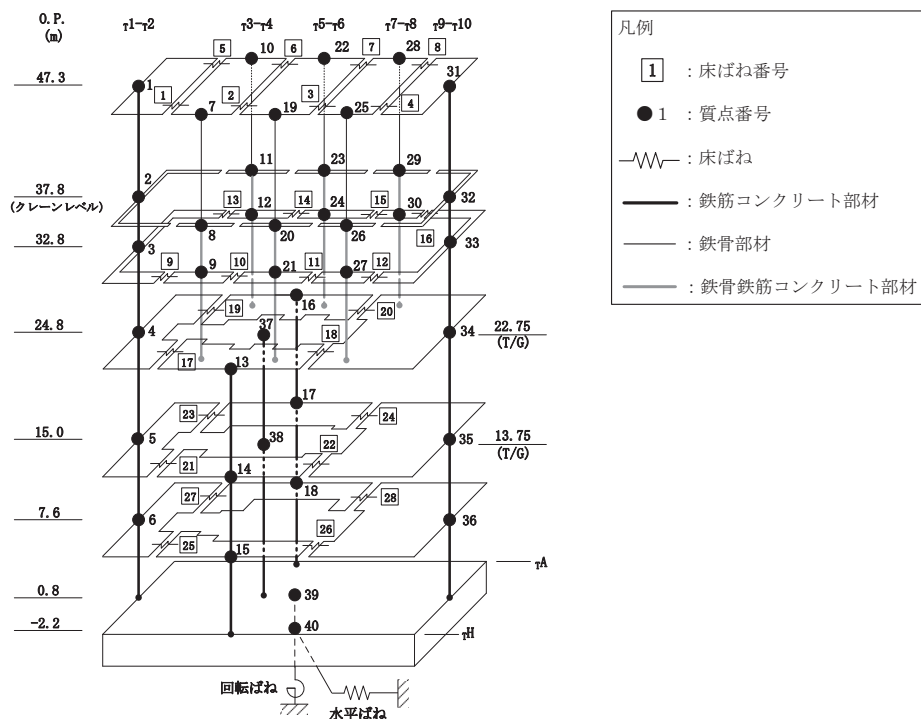
タービン建屋の波及影響評価における地震応答解析モデルでは、床ばねを線形でモデル化していることから、その適用性について確認する。

1.1 床ばねの諸元について

タービン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。



(a) NS 方向



(b) EW 方向

注：0.P. は女川原子力発電所工所用基準面であり、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

(a) NS 方向

O. P. (m)	床ばね 番号	せん断ばね ($\times 10^5$ kN/m)
47.3	1	73.0
24.8	2	53.2
	3	118.5
15.0	4	65.4
	5	107.9
7.6	6	57.2
	7	81.3

(b) EW 方向

O. P. (m)	床ばね 番号	せん断ばね ($\times 10^5$ kN/m)
47.3	1	21.2
	2	16.5
	3	16.8
	4	21.8
	5	21.2
	6	16.5
	7	16.8
	8	21.8
32.8	9	20.6
	10	12.2
	11	12.4
	12	21.2
	13	16.0
	14	9.4
	15	9.6
	16	16.5
24.8	17	35.8
	18	48.6
	19	65.9
	20	61.5
15.0	21	63.3
	22	31.5
	23	77.1
	24	39.5
7.6	25	58.8
	26	32.7
	27	60.3
	28	22.4

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、NS 方向における O.P. 47.3m の床ばね、EW 方向における O.P. 47.3m の床ばね及び O.P. 32.8m と O.P. 24.8m の一部の床ばねにおいて、 γ_1 (0.156×10^{-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

(a) NS 方向

O.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 ($\times 10^{-3}$)	$S_s - D1 \sim S_s - N1$ 基本ケースの 最大応答せん断ひずみ ($\times 10^{-3}$)
47.3	1	32.4	1.14	14.40	1.78	0.156	0.179
24.8	2			15.02			0.070
	3			33.47			0.070
15.0	4			18.48			0.044
	5			30.48			0.044
7.6	6			16.15			0.027
	7			22.97			0.027

(b) EW 方向

O.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 ($\times 10^{-3}$)	$S_s - D1 \sim S_s - N1$ 基本ケースの 最大応答せん断ひずみ ($\times 10^{-3}$)
47.3	1	32.4	1.14	3.37	1.78	0.156	0.436
	2			3.37			0.204
	3			3.37			0.380
	4			3.37			0.627
	5			3.37			0.436
	6			3.37			0.204
	7			3.37			0.380
	8			3.37			0.627
32.8	9			3.28			0.572
	10			2.48			0.329
	11			2.48			0.564
	12			3.28			0.795
	13			2.55			0.698
	14			1.93			0.373
	15			1.93			0.666
	16			2.55			1.017
24.8	17			9.52			0.274
	18			17.83			0.077
	19			17.56			0.241
	20			22.51			0.095
15.0	21			16.82			0.112
	22			11.54			0.045
	23			20.54			0.117
	24			14.47			0.053
7.6	25			15.65			0.030
	26			11.97			0.034
	27			16.07			0.037
	28			8.19			0.026

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、NS 方向及び EW 方向の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-2-11-2-3 タービン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 EW 方向（基準地震動 $S_s - D 2$ ，ケース 5）が相対変位の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 $S_s - D 2$ のケース 5 とし、EW 方向モデルに対して実施する。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 セン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 ($\times 10^{-3}$)
47.3	1	1.78	0.156	2.39	0.468	2.89	4.00
	2						
	3						
	4						
	5						
	6						
	7						
	8						
32.8	9						
	10						
	11						
	12						
	13						
	14						
	15						
	16						
24.8	17						
	18						
	19						
	20						
15.0	21						
	22						
	23						
	24						
7.6	25						
	26						
	27						
	28						

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，床ばねの最大応答せん断ひずみを表 2-2～表 2-6 及び図 2-1～図 2-4 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 4 及び 8) のスケルトンプロットを図 2-5 に示す。最大応答せん断ひずみが最大となる耐震壁（要素番号(32)）のスケルトンプロットを図 2-6 に示す。タービン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 2-7 に示す。

各応答成分の比較から，最大応答変位で部分的に今回工認モデルと比較して床ばね非線形モデルの方が大きいものの，全体的に今回工認モデルが床ばね非線形モデルを概ね包絡していることから，タービン建屋の耐震性に与える影響は小さいことを確認した。また，床ばねの最大応答せん断ひずみは，表 2-6 より，O.P. 15.0m 以下において弾性範囲にあること，また O.P. 24.8m 以上では一部の床ばねの応答値がせん断スケルトンカーブの第 2 折点を超えるものの，最大応答せん断ひずみは 3.991×10^{-3} （床ばね番号 4 及び 8 の屋根トラスの床）であり，ひずみは大きいものの耐震性に問題はないことを確認した。なお，床ばね非線形モデルの応答が今回工認モデルよりも小さくなることについての考察を別紙 7-1 に示す。

タービン建屋の波及的影響評価の観点では，図 2-5 より耐震壁の最大応答せん断ひずみは， 0.823×10^{-3} （要素番号(32)）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，制御建屋との最大相対変位は，表 2-7 より制御建屋質点レベル O.P. 29.15m（タービン建屋質点レベル O.P. 32.8m～O.P. 24.8m）で 76.1mm であり，許容限界（建屋間の離隔距離 100mm）を下回ることを確認した。

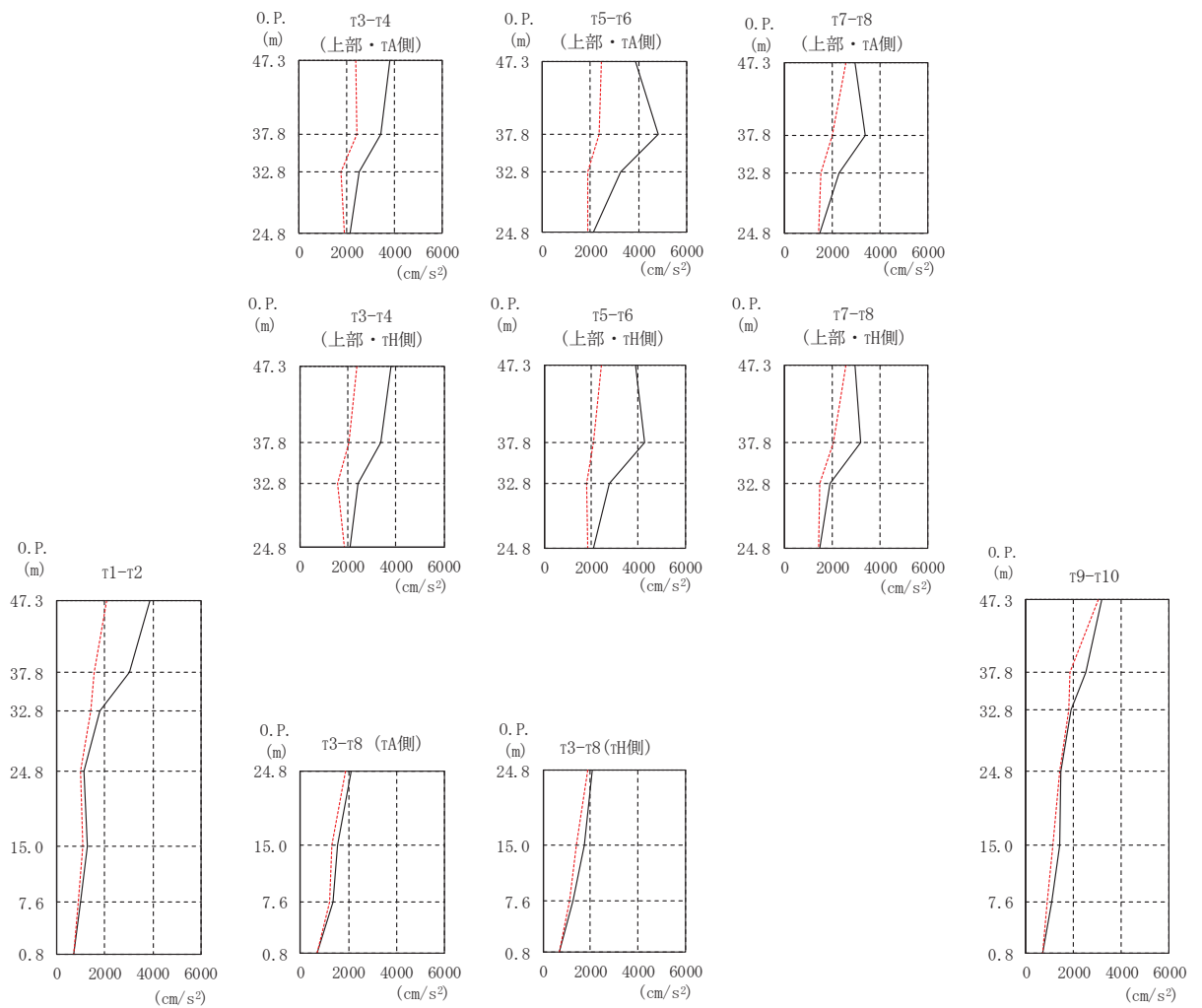
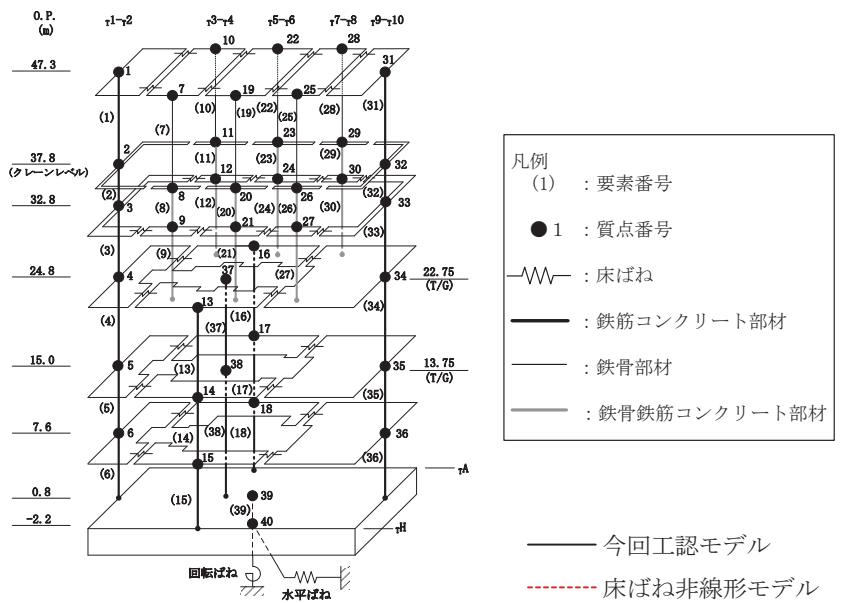
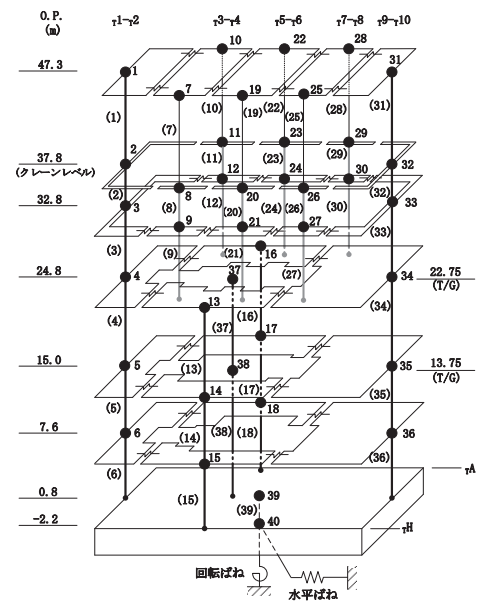
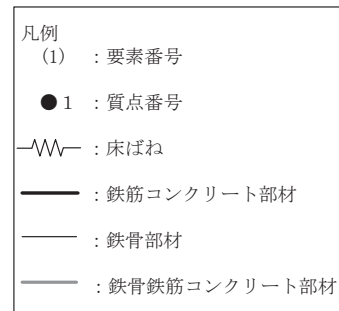


図 2-1 最大応答加速度 (EW 方向, S s - D 2 (ケース 5))

表 2-2 最大応答加速度 (EW 方向, S s - D 2 (ケース 5))

(cm/s^2)

部 位	質点 番号	今回工認モデル	床ばね 非線形モデル
$\tau_{1-\tau 2}$	1	3853	2065
	2	3005	1573
	3	1764	1385
	4	1126	996
	5	1252	1063
	6	998	874
$\tau_{3-\tau 4}$ (上部・ τ_{H} 側)	7	3805	2361
	8	3350	2036
	9	2403	1588
$\tau_{3-\tau 4}$ (上部・ τ_{A} 側)	10	3805	2361
	11	3432	2415
	12	2495	1772
$\tau_{3-\tau 8}$ (下部・ τ_{H} 側)	13	2078	1873
	14	1727	1431
	15	1274	1118
$\tau_{3-\tau 8}$ (下部・ τ_{A} 側)	16	2130	1899
	17	1551	1322
	18	1354	1198
$\tau_{5-\tau 6}$ (上部・ τ_{H} 側)	19	3894	2456
	20	4288	2069
	21	2793	1791
$\tau_{5-\tau 6}$ (上部・ τ_{A} 側)	22	3894	2456
	23	4812	2365
	24	3243	1904
$\tau_{7-\tau 8}$ (上部・ τ_{H} 側)	25	2974	2562
	26	3211	2038
	27	1902	1493
$\tau_{7-\tau 8}$ (上部・ τ_{A} 側)	28	2974	2562
	29	3395	2004
	30	2295	1546
$\tau_{9-\tau 10}$	31	3198	3044
	32	2533	1876
	33	1898	1786
	34	1494	1435
	35	1447	1128
	36	1091	893



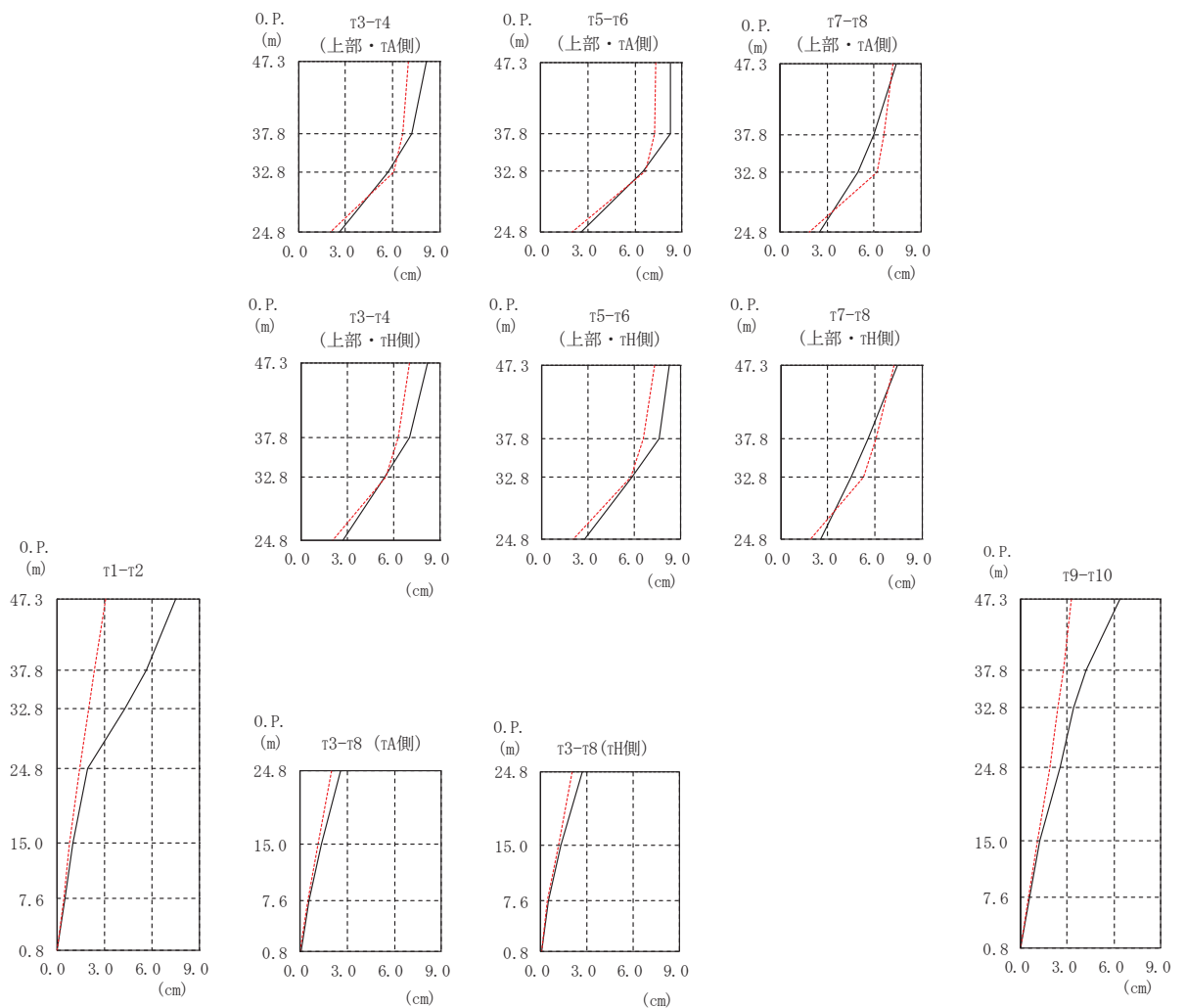
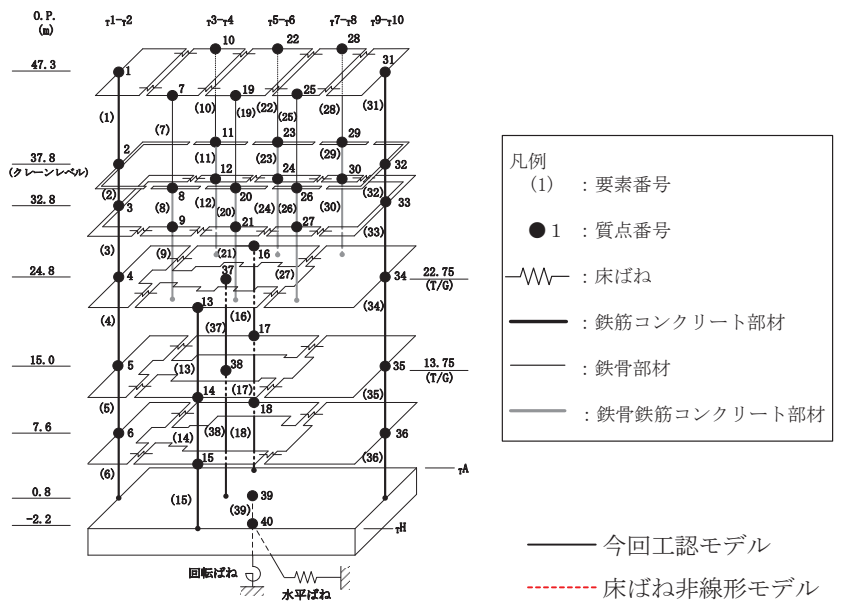
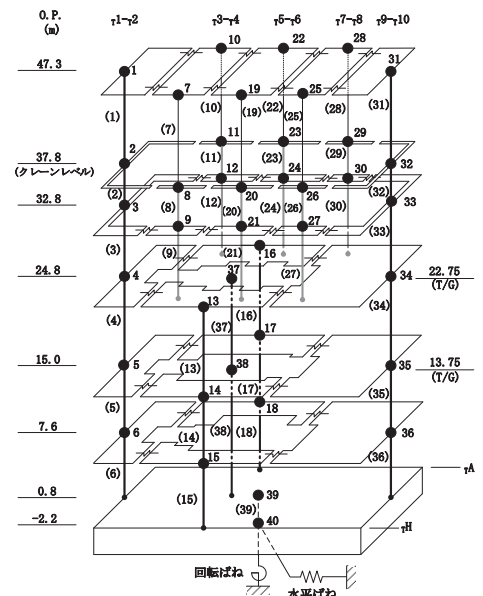
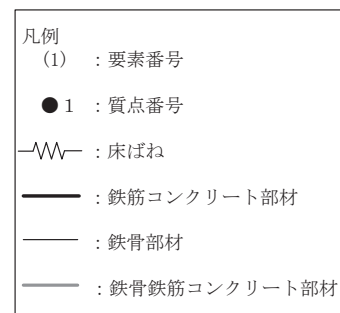


図 2-2 最大応答変位 (EW 方向, $S_s - D_2$ (ケース 5))

表 2-3 最大応答変位 (EW 方向, S s - D 2 (ケース 5))

(cm)

部 位	質点 番号	今回工認モデル	床ばね 非線形モデル
r1-r2	1	7.47	3.10
	2	5.64	2.36
	3	4.33	2.03
	4	1.92	1.47
	5	1.01	0.84
	6	0.50	0.44
r3-r4 (上部・rH側)	7	8.13	7.01
	8	7.00	6.25
	9	5.41	5.48
r3-r4 (上部・rA側)	10	8.13	7.01
	11	7.23	6.62
	12	5.73	6.09
r3-r8 (下部・rH側)	13	2.73	2.05
	14	1.32	1.13
	15	0.54	0.44
r3-r8 (下部・rA側)	16	2.60	2.00
	17	1.34	1.16
	18	0.59	0.48
r5-r6 (上部・rH側)	19	8.27	7.31
	20	7.60	6.57
	21	5.84	5.76
r5-r6 (上部・rA側)	22	8.27	7.31
	23	8.25	7.24
	24	6.57	6.67
r7-r8 (上部・rH側)	25	7.41	7.22
	26	5.58	6.05
	27	4.49	5.28
r7-r8 (上部・rA側)	28	7.41	7.22
	29	6.02	6.60
	30	5.00	6.23
r9-r10	31	6.40	3.30
	32	4.21	2.76
	33	3.40	2.40
	34	2.56	1.89
	35	1.28	1.08
	36	0.62	0.54



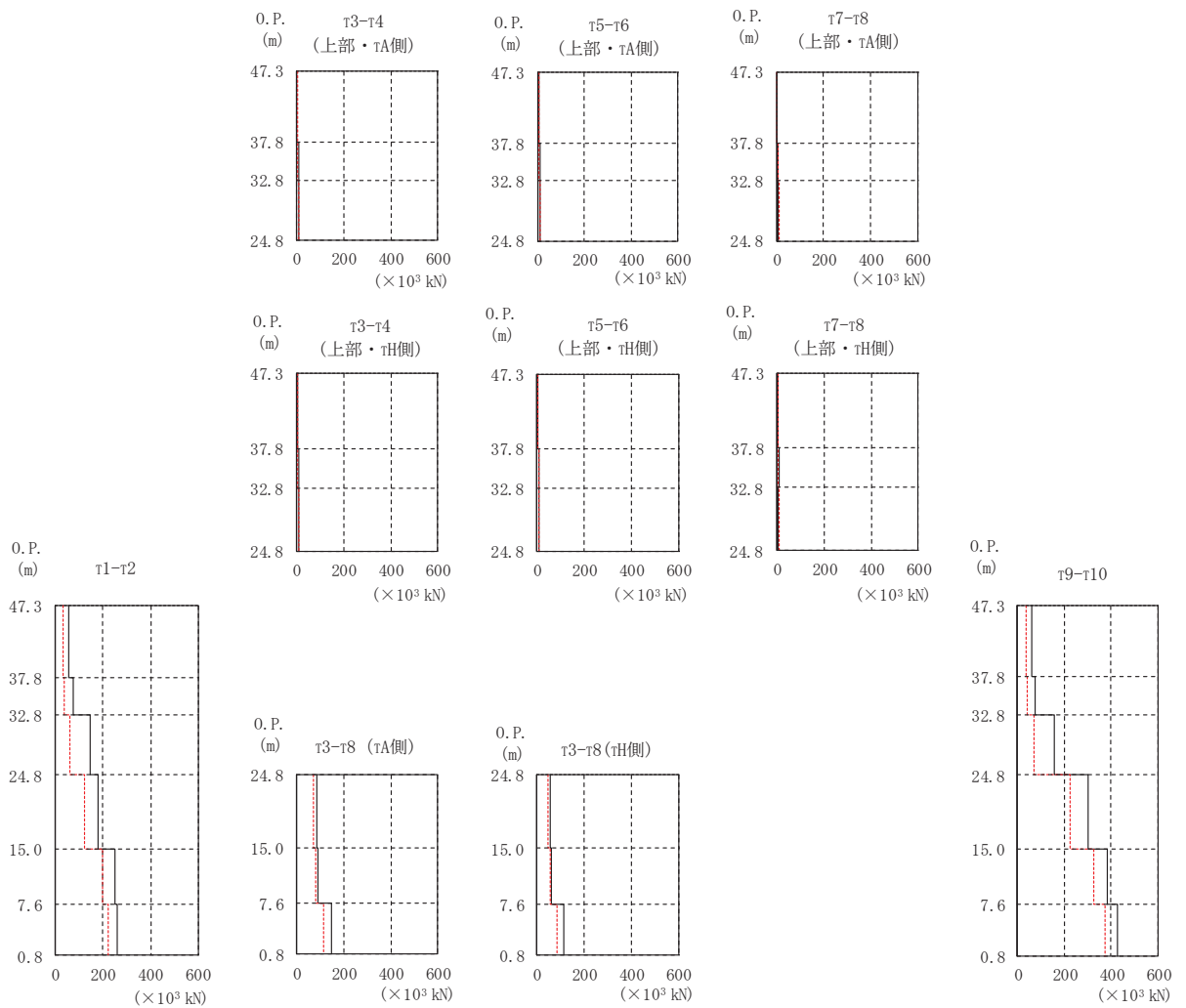
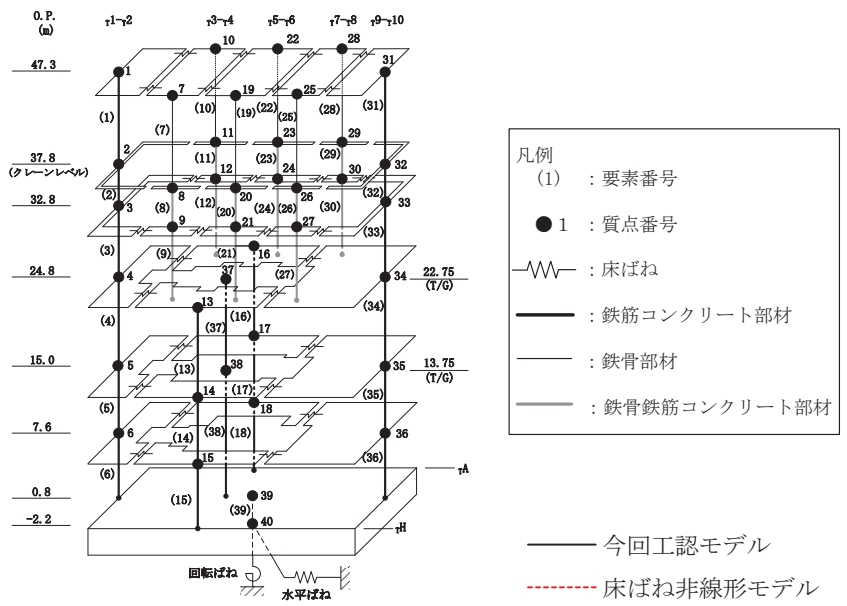
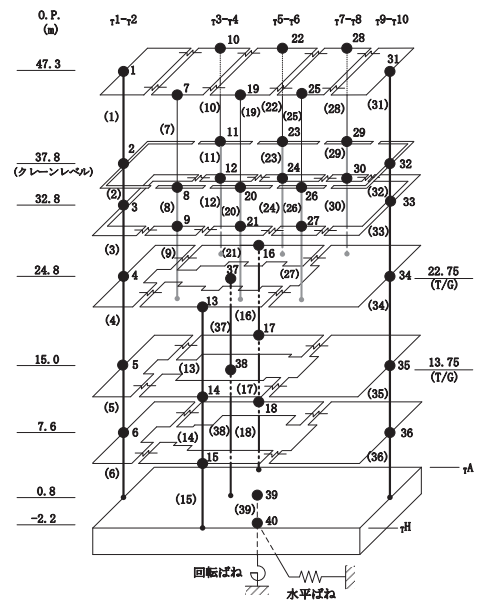
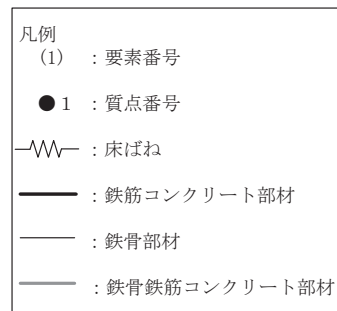


図 2-3 最大応答せん断力 (EW 方向, $S_s - D_2$ (ケース 5))

表 2-4 最大応答せん断力 (EW 方向, S s - D 2 (ケース 5))

($\times 10^3 \text{kN}$)

部位	要素 番号	今回工認モデル	床ばね 非線形モデル
r1-r2	(1)	54.4	29.3
	(2)	76.1	38.6
	(3)	145	61.9
	(4)	179	120
	(5)	250	198
	(6)	260	223
r3-r4 (上部・rH側)	(7)	2.02	2.35
	(8)	7.34	5.67
	(9)	6.35	9.07
r3-r4 (上部・rA側)	(10)	1.56	3.64
	(11)	6.73	4.88
	(12)	7.48	10.5
r3-r8 (下部・rH側)	(13)	54.2	47.4
	(14)	62.3	54.3
	(15)	112	82.8
r3-r8 (下部・rA側)	(16)	86.5	69.2
	(17)	91.4	82.0
	(18)	149	112
r5-r6 (上部・rH側)	(19)	2.76	2.36
	(20)	7.94	5.50
	(21)	6.72	9.52
r5-r6 (上部・rA側)	(22)	2.34	4.18
	(23)	8.00	4.35
	(24)	8.61	11.5
r7-r8 (上部・rH側)	(25)	3.38	2.56
	(26)	6.57	5.56
	(27)	5.04	9.05
r7-r8 (上部・rA側)	(28)	2.73	2.90
	(29)	6.31	4.18
	(30)	6.02	10.6
r9-r10	(31)	62.7	34.5
	(32)	74.2	41.7
	(33)	156	69.7
	(34)	301	224
	(35)	383	327
	(36)	426	372



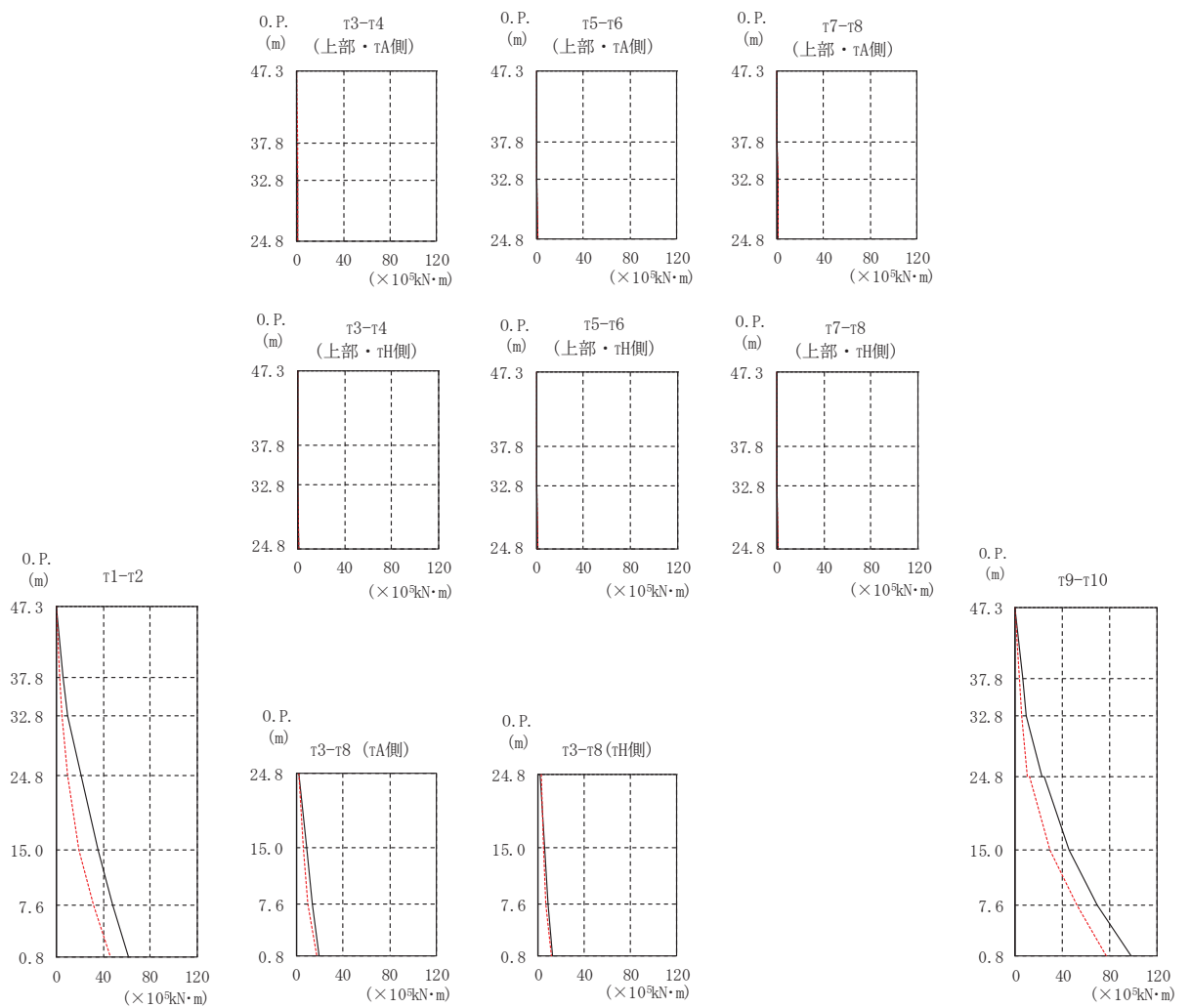
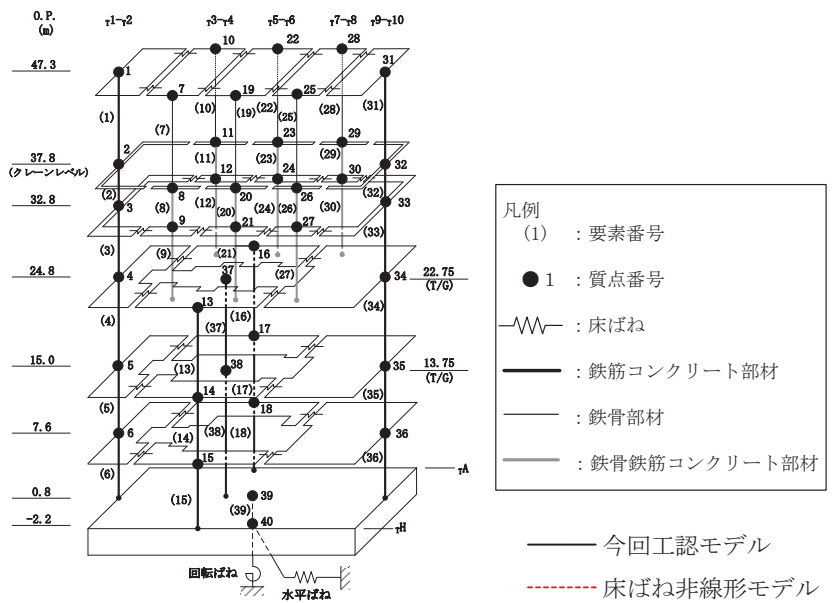


図 2-4 最大応答曲げモーメント (EW 方向, S s - D 2 (ケース 5))

表 2-5(1) 最大応答曲げモーメント (EW 方向, S s - D 2 (ケース 5)) (1/2)

($\times 10^3 \text{kN}\cdot\text{m}$)

部位	要素番号	今回工認モデル	床ばね 非線形モデル
$\tau^1-\tau^2$	(1)	0.000	0.000
		5.23	2.78
	(2)	5.23	2.78
		8.99	4.71
	(3)	8.99	4.71
		20.6	9.64
$\tau^3-\tau^4$ (上部・ τ^H 側)	(4)	20.6	9.64
		35.5	18.6
	(5)	35.5	18.6
		48.3	31.4
	(6)	48.3	31.4
		61.2	46.1
$\tau^3-\tau^4$ (上部・ τ^A 側)	(7)	0.001	0.001
		0.191	0.223
	(8)	0.192	0.223
$\tau^3-\tau^4$ (上部・ τ^H 側)		0.493	0.501
	(9)	0.493	0.501
		0.992	1.15
$\tau^3-\tau^4$ (上部・ τ^A 側)	(10)	0.000	0.001
		0.148	0.346
	(11)	0.148	0.346
$\tau^3-\tau^8$ (下部・ τ^H 側)		0.432	0.425
	(12)	0.432	0.425
		1.02	1.13
$\tau^3-\tau^8$ (下部・ τ^A 側)	(13)	1.97	2.32
		5.61	4.35
	(14)	5.61	4.35
$\tau^3-\tau^8$ (下部・ τ^H 側)		8.14	6.35
	(15)	8.14	6.35
		12.7	11.5
$\tau^3-\tau^8$ (下部・ τ^A 側)	(16)	2.05	2.29
		8.92	6.36
	(17)	8.92	6.36
$\tau^3-\tau^8$ (下部・ τ^H 側)		13.4	10.2
	(18)	13.4	10.2
		19.9	17.3

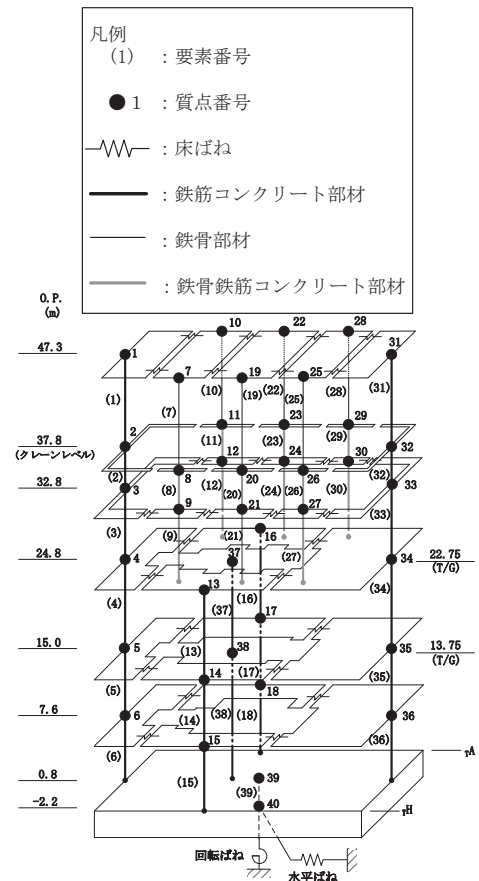


表 2-5(2) 最大応答曲げモーメント (EW 方向, S s - D 2 (ケース 5)) (2/2)

(×10⁵kN・m)

部位	要素番号	今回工認モデル	床ばね 非線形モデル
T ⁵ -T ⁶ (上部・T _H 側)	(19)	0.001	0.001
		0.262	0.225
	(20)	0.262	0.224
		0.462	0.482
(21)	0.462	0.482	
	0.983	1.17	
	0.000	0.000	
T ⁵ -T ⁶ (上部・T _A 側)	(22)	0.000	0.000
		0.222	0.397
	(23)	0.222	0.397
		0.387	0.509
(24)	0.387	0.509	
T ⁷ -T ⁸ (上部・T _H 側)	(25)	0.000	0.000
		0.322	0.244
	(26)	0.321	0.244
		0.614	0.500
(27)	0.614	0.500	
	1.01	1.17	
T ⁷ -T ⁸ (上部・T _A 側)	(28)	0.000	0.000
		0.259	0.276
	(29)	0.259	0.276
		0.545	0.375
(30)	0.545	0.375	
	1.01	1.13	
T ⁹ -T ¹⁰	(31)	0.000	0.000
		6.01	3.28
	(32)	6.01	3.28
		9.64	5.35
	(33)	9.64	5.35
		22.2	10.5
	(34)	24.2	12.1
45.6		29.2	
(35)	45.6	29.2	
	69.7	52.6	
(36)	69.7	52.6	
	98.1	76.9	

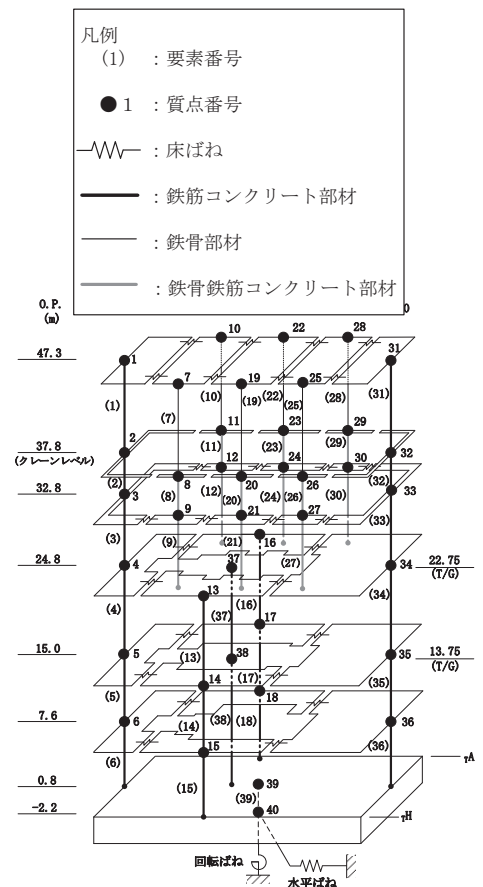
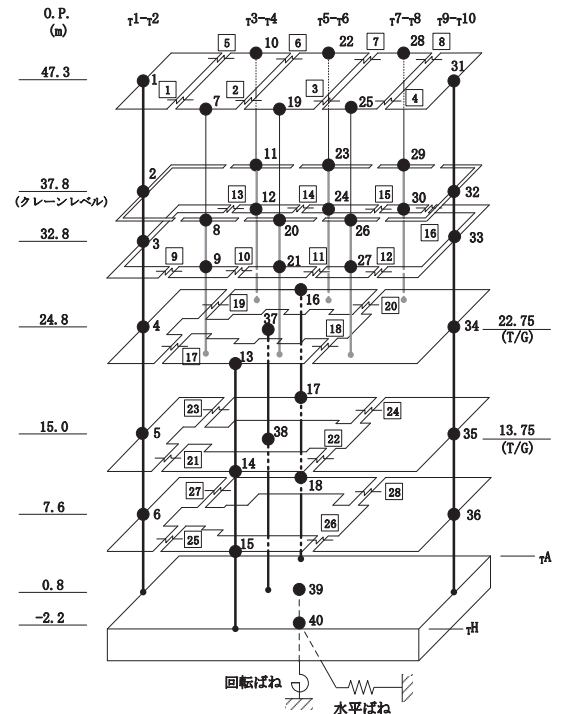
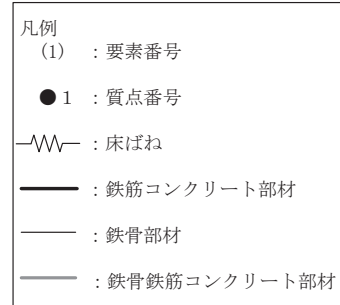


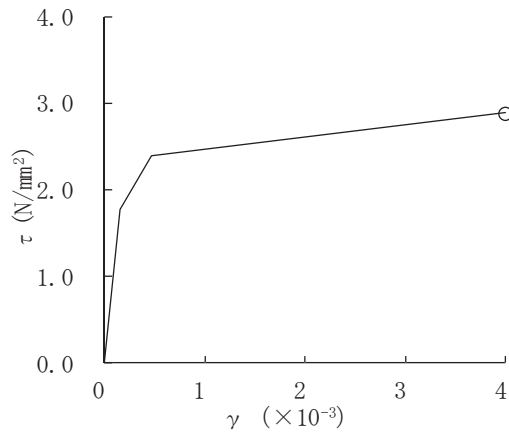
表 2-6 床ばねの最大応答せん断ひずみ (EW 方向, S s - D 2 (ケース 5))

O. P. (m)	床ばね 番号	最大応答せん断ひずみ ($\times 10^{-3}$)
47.3	1	3.374
	2	0.202
	3	0.179
	4	<u>3.991</u>
	5	3.374
	6	0.202
	7	0.179
	8	<u>3.991</u>
32.8	9	2.741
	10	0.153
	11	0.256
	12	2.921
	13	2.971
	14	0.318
	15	0.257
	16	3.406
24.8	17	0.215
	18	0.083
	19	0.216
	20	0.085
15.0	21	0.098
	22	0.046
	23	0.108
	24	0.045
7.6	25	0.027
	26	0.037
	27	0.040
	28	0.034



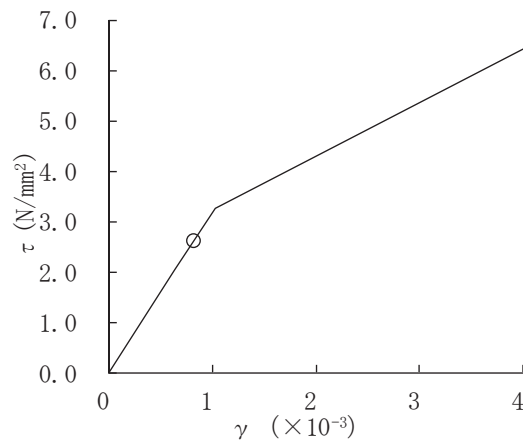
注 1 : 網掛け部分は, γ_1 を上回る値を示す。

注 2 : 下線部分は最大値を示す。



床ばね番号4及び8

図 2-5 床ばねのせん断スケルトンプロット



要素番号(32)

図 2-6 耐震壁のせん断スケルトンプロット
(EW 方向, S_s-D 2 (ケース 5))

表 2-7 最大相対変位（絶対値和）

（単位：mm）

タービン 建屋		制御建屋		S _s -D ₂ (ケース 5)	許容 限界
質点 番号	O. P. (m)	質点 番号	O. P. (m)		
*	29.15	1, 9, 10	29.15	76.1	100
16, 34	24.8	2, 11	22.95	44.3	
17, 35	15.0	4, 13	15.0	25.5	
18, 36	7.6	5, 14	8.0	11.2	

注記*：制御建屋の質点番号 1, 9 及び 10 (O. P. 29.15m) の応答変位に加算するタービン建屋の応答変位は、タービン建屋の上下階の質点間 (O. P. 32.8m～O. P. 24.8m) で線形補間して算定する。

別紙 7-1 床ばね非線形モデルの応答の考察

1. 床ばねの非線形化の傾向についての考察

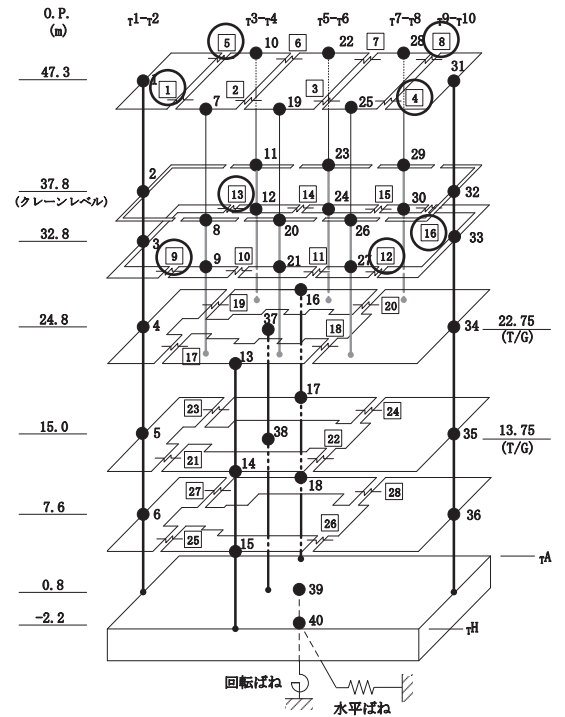
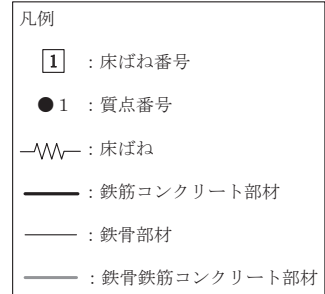
表 1-1 に別紙 7 で示した床ばねの最大応答せん断ひずみを再掲する。表 1-1 から、非線形化の傾向には差異があり、耐震壁部とフレーム部の境界にある床ばねの非線形化が進んでいることが確認できる。

局所的に床ばねの非線形化が進んでいること、また、その床ばねが耐震壁部とフレーム部の境界の床ばねであることが、床ばねを線形でモデル化している今回工認モデルと床ばねを非線形モデルとした床ばね非線形モデルの応答の差異の原因と考えられることから、参考検討として O.P. 32.8m 及び O.P. 47.3m の床ばね（床ばね番号 1～16）の剛性をゼロとした床ばねなしモデルとの比較を行った。床ばねなしモデルのモデル図を図 1-1 に示す。今回工認モデルと床ばね非線形モデルの最大応答加速度の差の大きい O.P. 37.8m の代表点としてフレーム部（質点番号 26）及び耐震壁部（質点番号 32）の床応答スペクトルの比較を行う。フレーム部（質点番号 26）及び耐震壁部（質点番号 32）の位置を図 1-1 に示し、代表質点の床応答スペクトルの比較を図 1-2 に示す。図 1-2 よりフレーム部（質点番号 26）、耐震壁部（質点番号 32）ともに床ばね非線形モデルは床ばねなしモデルに近いスペクトル形状となっていることが確認できる。

以上のことから、今回工認モデルと床ばね非線形モデルの応答の違いは、床ばねの非線形化が進んだことで床ばねの剛性が低下し、耐震壁部とフレーム部の境界の床ばねによる拘束効果が低減したため耐震壁部及びフレーム部それぞれの構面が独立した振動に近い振動性状となったためと考えられる。

表 1-1 床ばねの最大応答せん断ひずみ (EW 方向, S s - D 2 (ケース 5))

O.P. (m)	床ばね 番号	最大応答せん断ひずみ ($\times 10^{-3}$)
47.3	1	3.374
	2	0.202
	3	0.179
	4	<u>3.991</u>
	5	3.374
	6	0.202
	7	0.179
	8	<u>3.991</u>
32.8	9	2.741
	10	0.153
	11	0.256
	12	2.921
	13	2.971
	14	0.318
	15	0.257
	16	3.406
24.8	17	0.215
	18	0.083
	19	0.216
	20	0.085
15.0	21	0.098
	22	0.046
	23	0.108
	24	0.045
7.6	25	0.027
	26	0.037
	27	0.040
	28	0.034



注 1 : 網掛け部分は γ_1 を上回る値を, 部分は γ_2 を上回る値を示す。

注 2 : 下線部分は最大値を示す。

注 3 : 図中の ○ 部分は γ_2 を上回る値を示す。

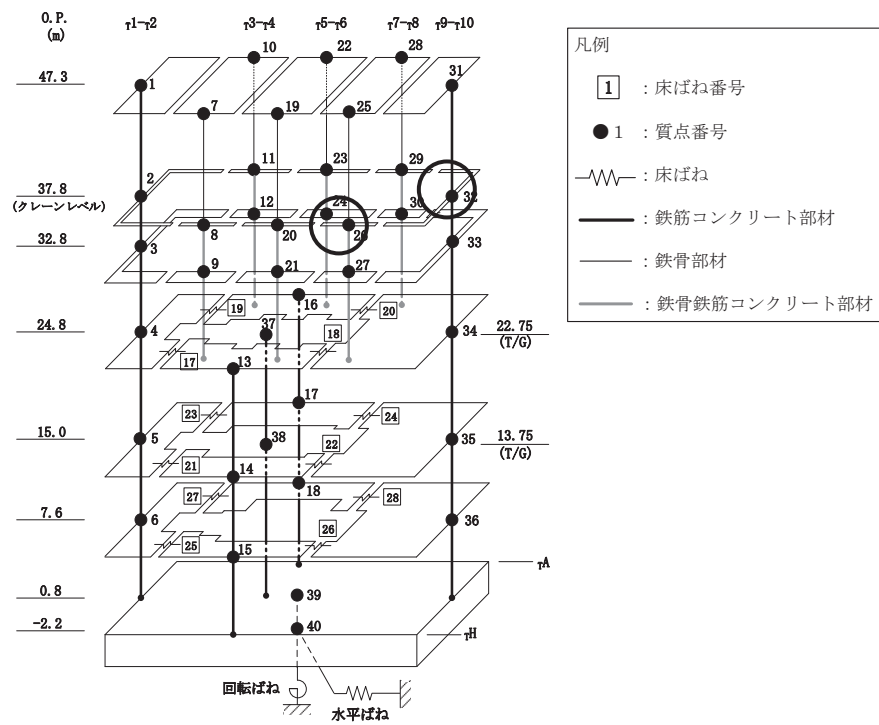


図 1-1 床ばねなしモデルのモデル図 (EW 方向) と質点番号 26 及び 32 の位置

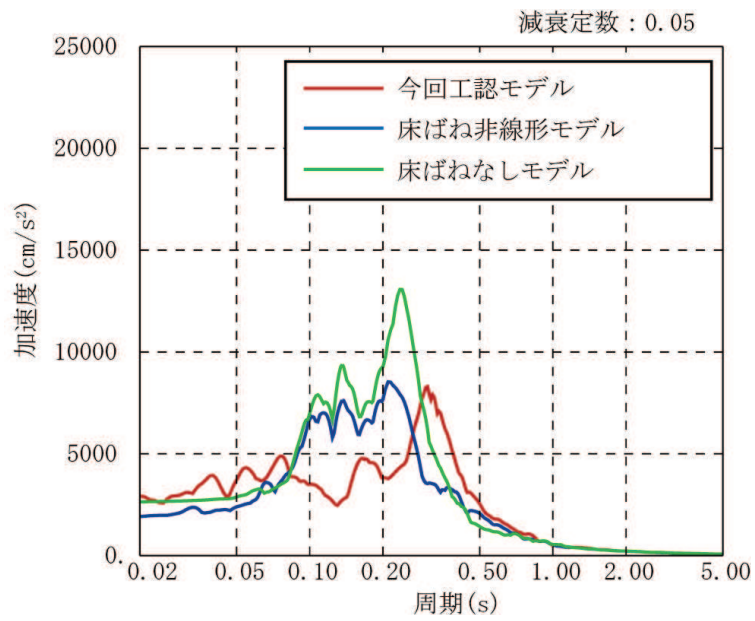
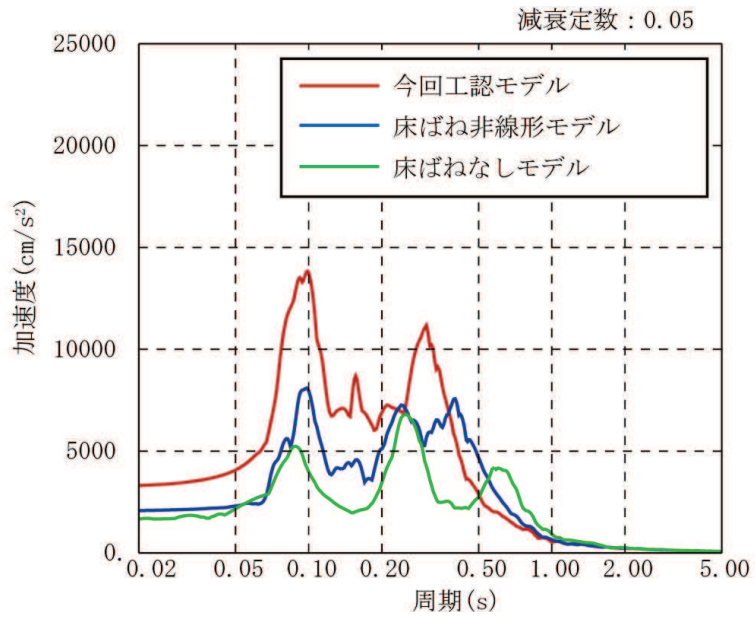


図 1-2 床応答スペクトルの比較

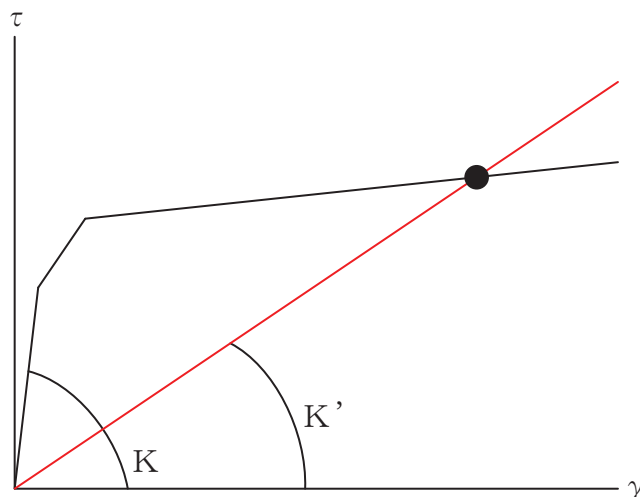
2. 入力地震動と建屋モデルの固有周期についての考察

床ばねを線形でモデル化している今回工認モデルと床ばねを非線形モデルとした床ばね非線形モデルの応答の差異の要因について，入力と建屋の固有周期との関係から考察する。検討にあたっては，参考検討として床ばね等価線形モデルを作成の上，今回工認モデル及び床ばね等価線形モデルの固有周期と入力地震動との比較を行う。なお，床ばね等価線形モデルは，図 2-1 に示すように床ばねの初期剛性を床ばね非線形モデルの最大応答値と原点を結ぶ直線の傾きとして与えたモデルである。

フレーム部と耐震壁部のそれぞれの代表点として，フレーム部（質点番号 26）及び耐震壁部（質点番号 32）の床応答スペクトルを図 2-2 に示す。図 2-2 より床ばね非線形モデルと床ばね等価線形モデルの床応答スペクトルの形状が非常に近くなっており，床ばね等価線形モデルは床ばね非線形モデルと同様の応答となると判断される。

図 2-3 に入力地震動のうち代表として基準地震動 $S_s - D2$ の加速度応答スペクトル及び今回工認モデルと床ばね等価線形モデルの 1 次固有周期を示す。図 2-3 より床ばね等価線形モデルの 1 次固有周期が長周期化することにより，今回工認モデルの 1 次固有周期付近の加速度応答スペクトルより小さくなっていることが確認できる。

以上のことから，床ばねの非線形化が進むことにより長周期化し，入力地震動も小さくなるのが応答の差異の一要因と考えられる。



K : 今回工認モデル及び床ばね非線形モデルの初期剛性

K' : 床ばね等価線形モデルの初期剛性

図 2-1 床ばね等価線形モデルの床ばねの初期剛性の考え方

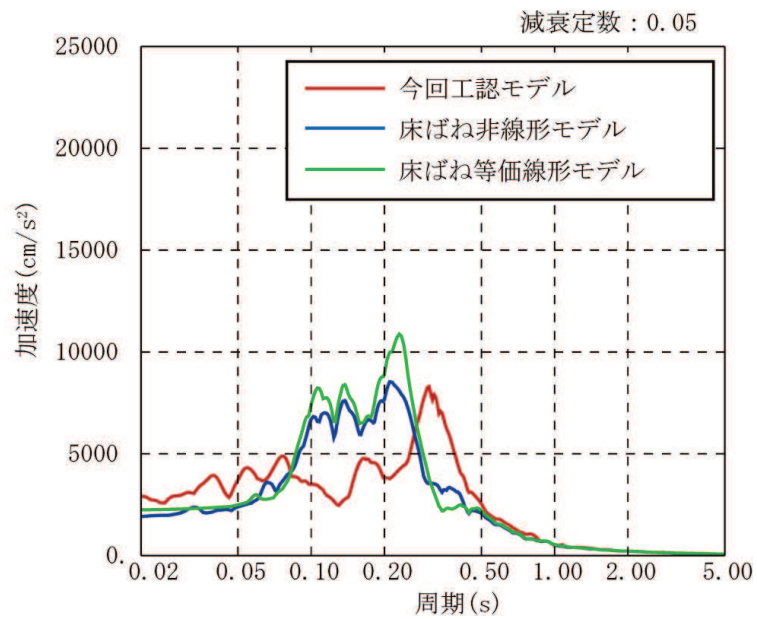
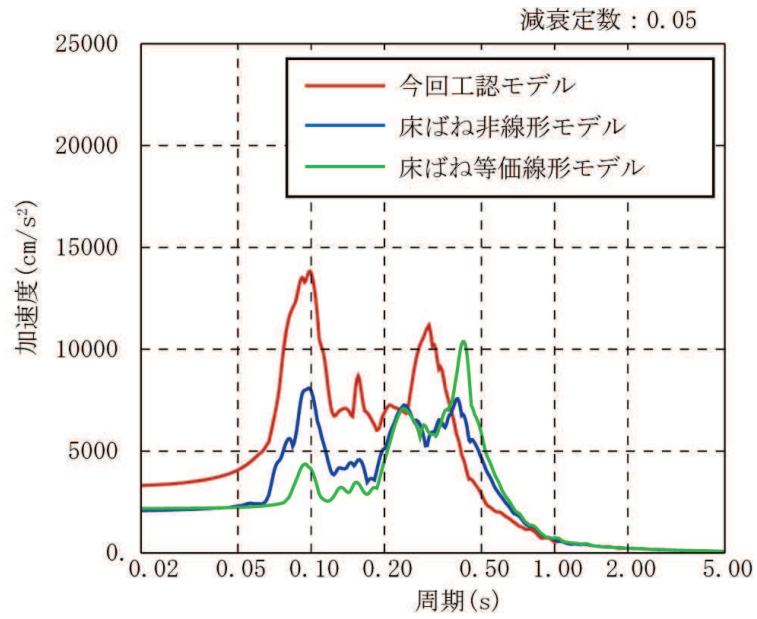


図 2-2 床応答スペクトルの比較

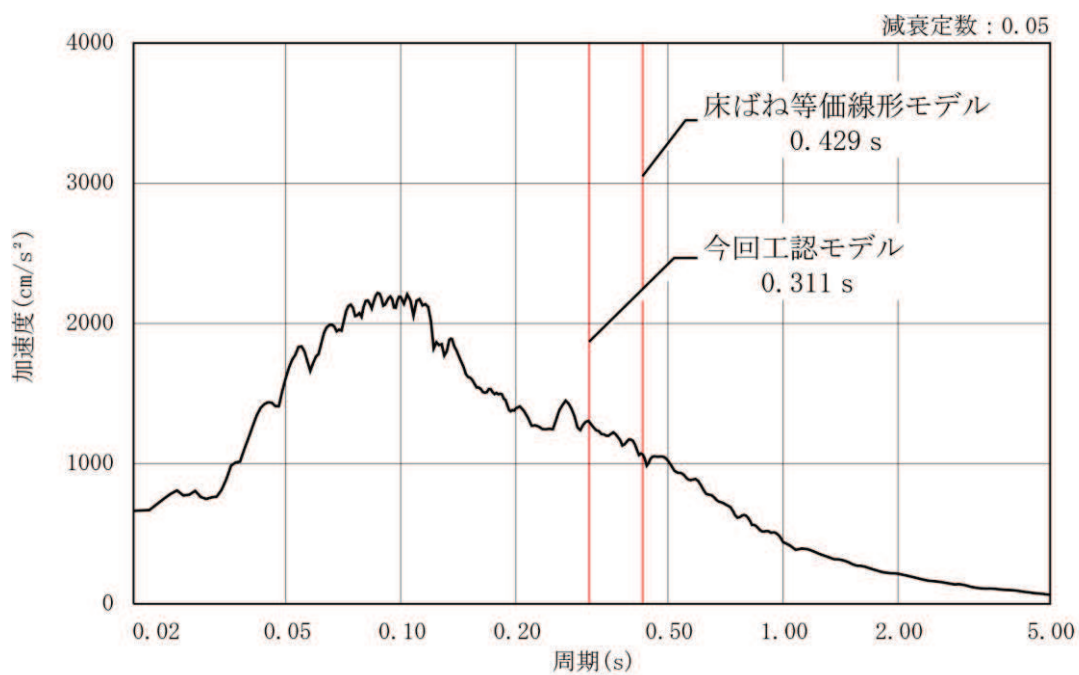


図 2-3 入力地震動（基準地震動 S s - D 2）の加速度応答スペクトルと今回工認モデル及び床ばね等価線形モデルの 1 次固有周期の比較

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-19-0610-14_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。

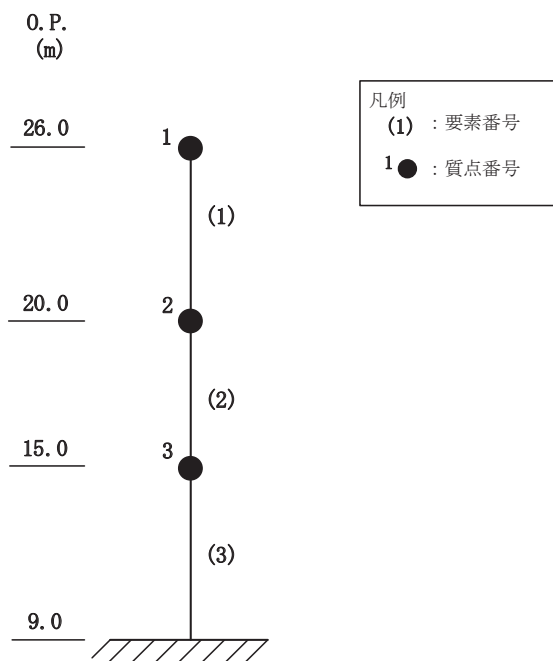


図 2-1 地震応答解析モデル

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。

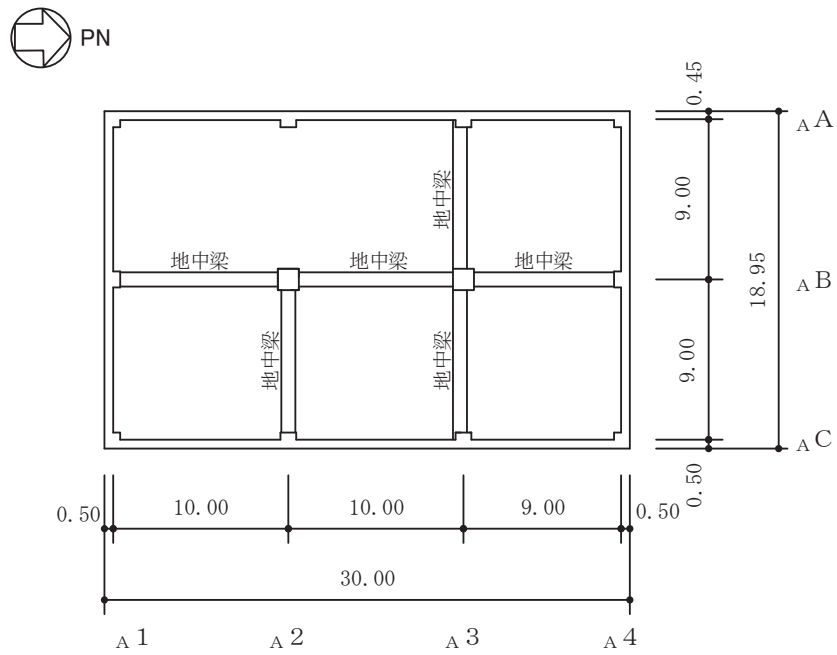


図 2-2(1) 補助ボイラー建屋の基礎躯体図 (0.P. 8.0m)

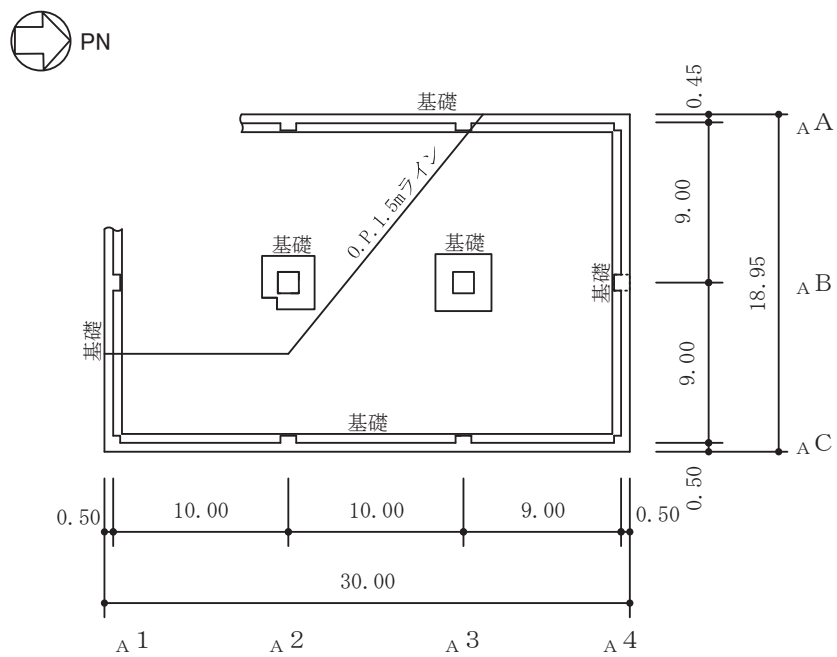
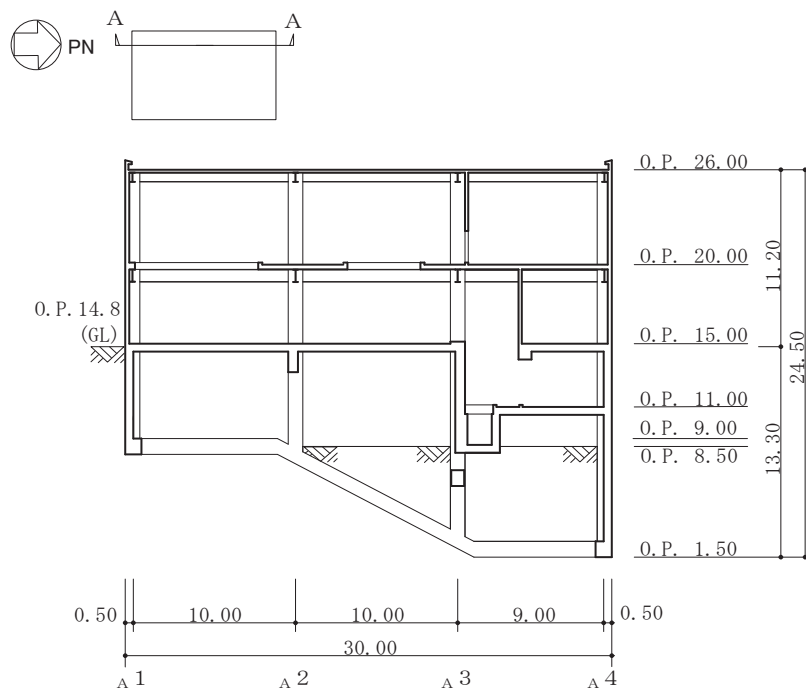
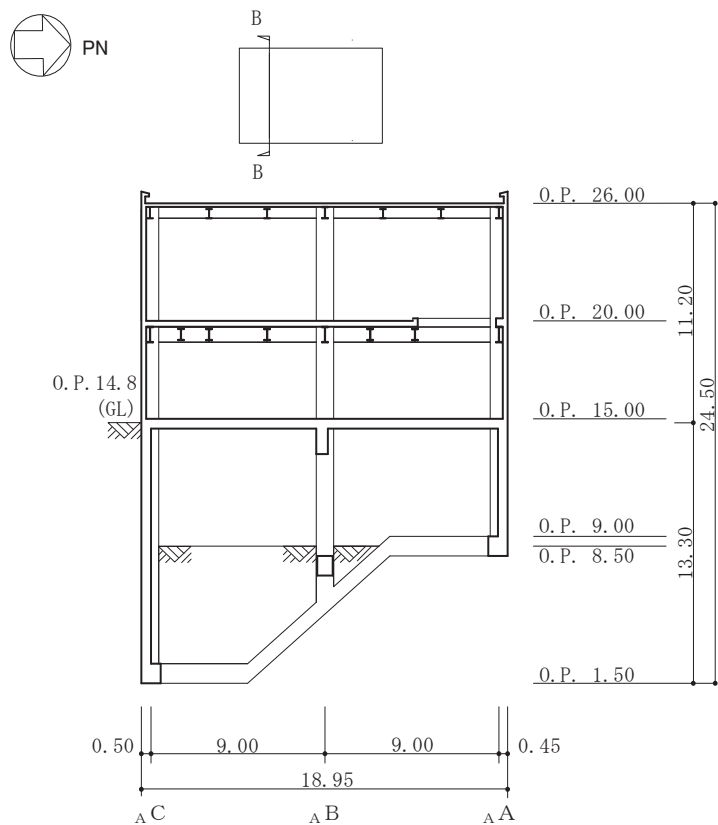


図 2-2(2) 補助ボイラー建屋の基礎躯体図 (0.P. 1.5m)



(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)

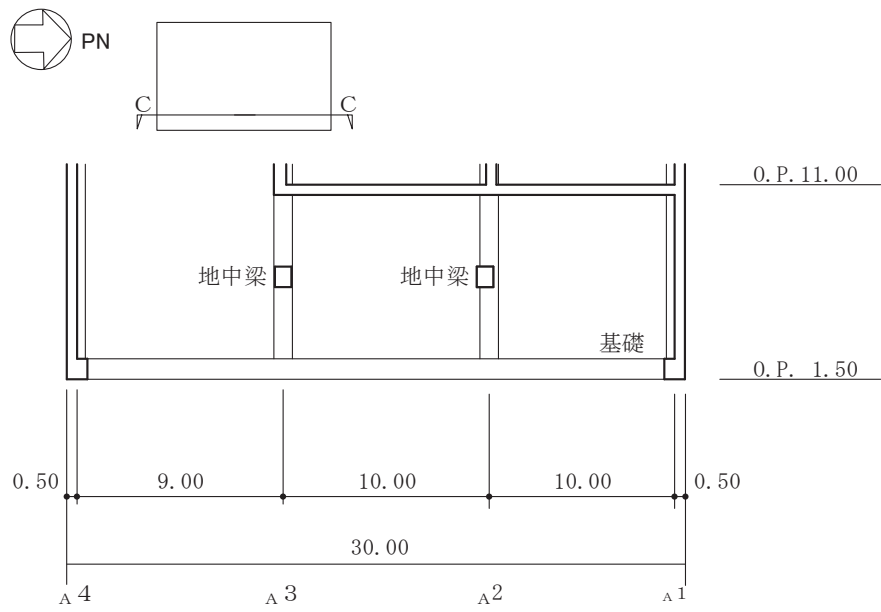


図 2-3(3) 補助ボイラー建屋の基礎断面図 (C-C 断面, NS 方向)

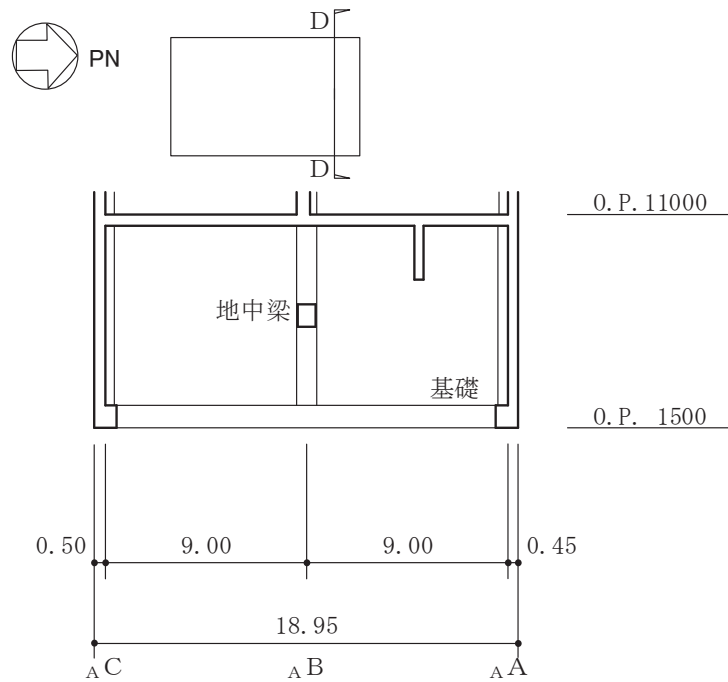
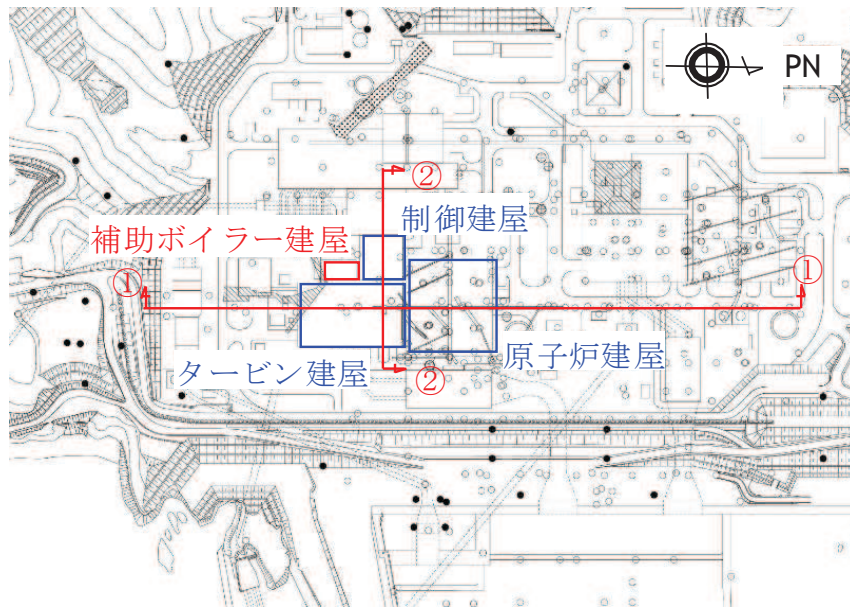
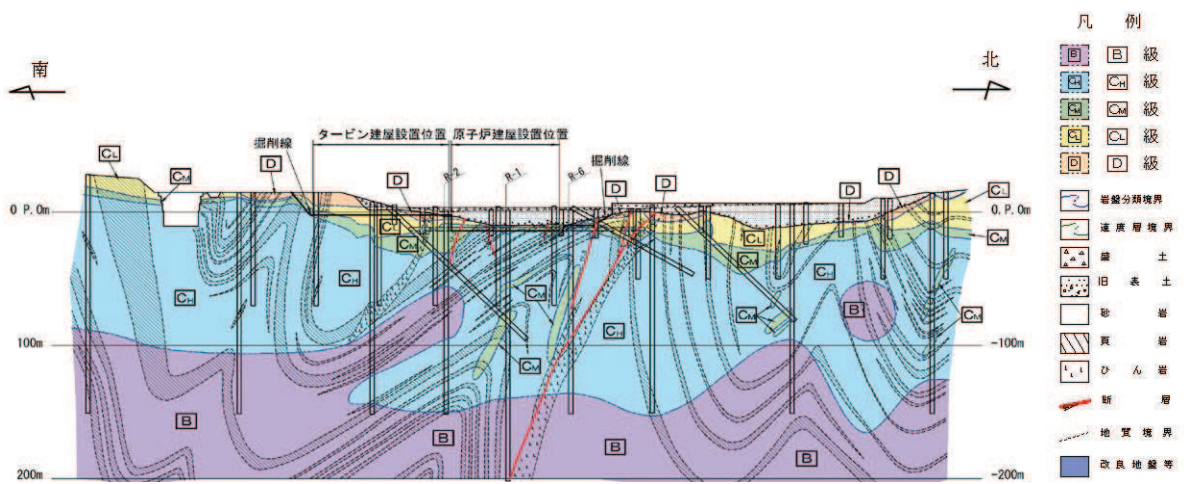


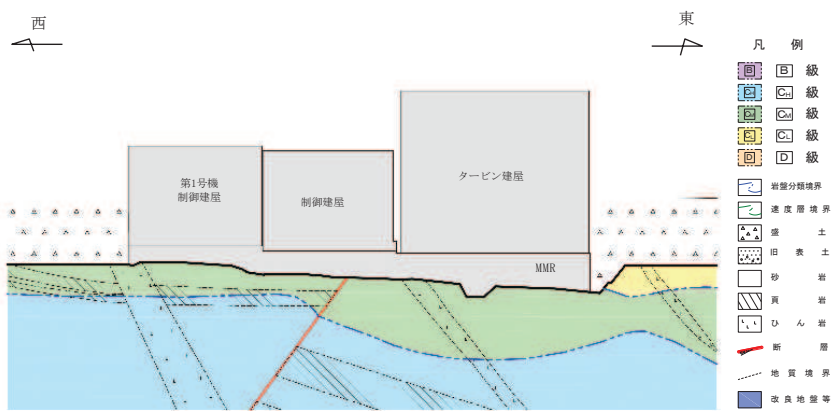
図 2-3(4) 補助ボイラー建屋の基礎断面図 (D-D 断面, EW 方向)



(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

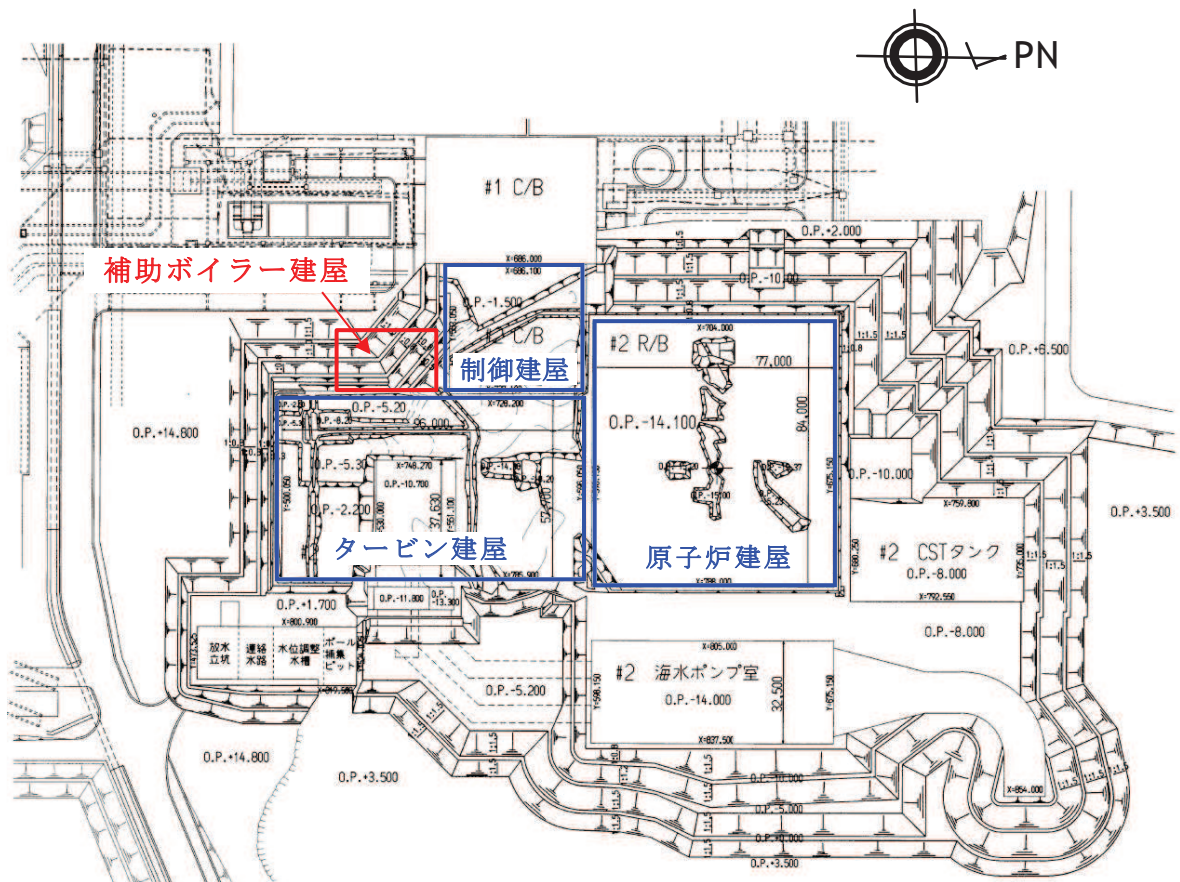


図 2-5 女川原子力発電所第 2 号機建設時の地盤の掘削状況

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

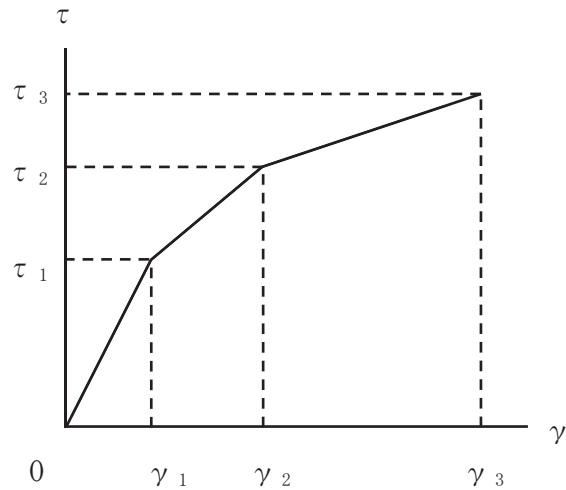
1. 概要	別紙 2- 1
2. 耐震壁の非線形特性の設定について	別紙 2- 2
2.1 第 1 折点の設定	別紙 2- 3
2.2 第 2 折点の設定	別紙 2- 3
2.3 終局点の設定	別紙 2- 4
3. せん断力のスケルトンカーブの設定について	別紙 2- 5
3.1 水平方向モデル	別紙 2- 5
3.2 使用材料の物性値	別紙 2- 7
3.3 RC 造耐震壁のせん断力のスケルトンカーブの諸数値	別紙 2- 8
4. まとめ	別紙 2-12

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。

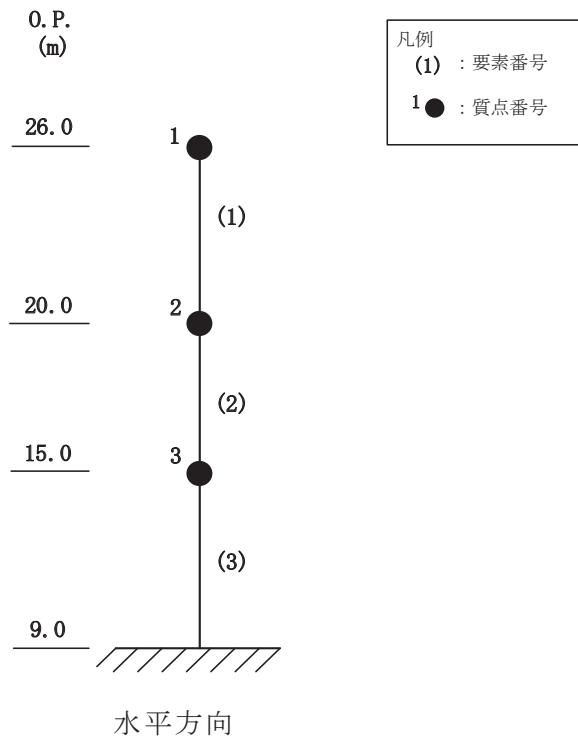


図 3-1 地震応答解析モデル

表 3-1 解析モデルの諸元

質点 番号	質点重量 (×10kN)	回転慣性重量 (×10kN・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

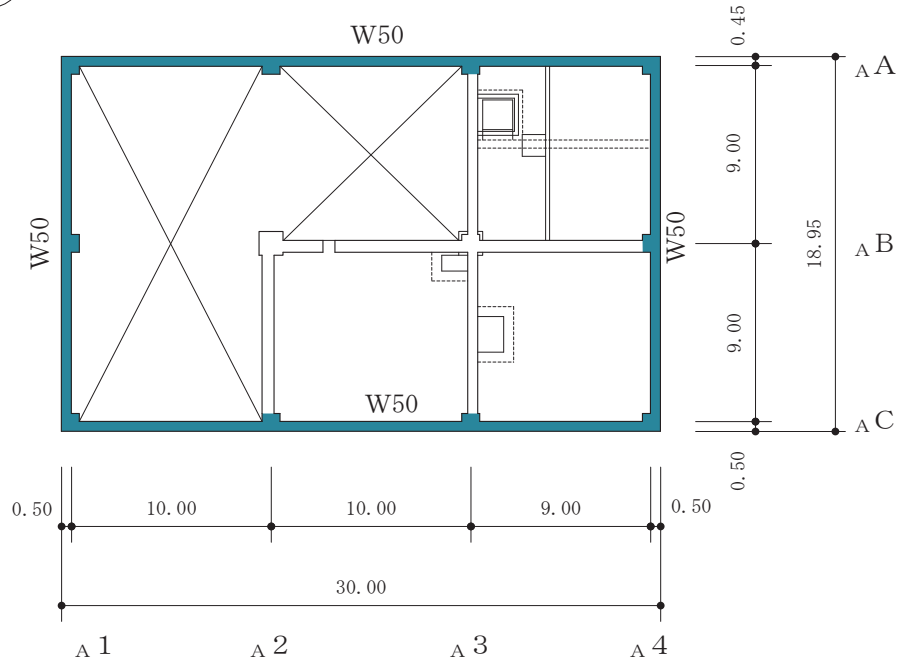
要素番号	通り名	P_V (%)	P_H (%)	縦軸応力度 σ_v^* (N/mm ²)	M/QD	τ_3 (N/mm ²)	γ_3 ($\times 10^{-3}$)
(1)	A _A	0.508	0.508	0.282	0.240	4.71	4.00
	A _C	0.508	0.508	0.237	0.240		
(2)	A _A	0.508	0.508	0.745	0.285	4.74	4.00
	A _C	0.508	0.508	0.672	0.274		
(3)	A _A	0.574	0.574	0.616	0.389	4.57	4.00
	A _C	0.574	0.574	0.663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



地下1階伏図 (0. P. 11. 0m)

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

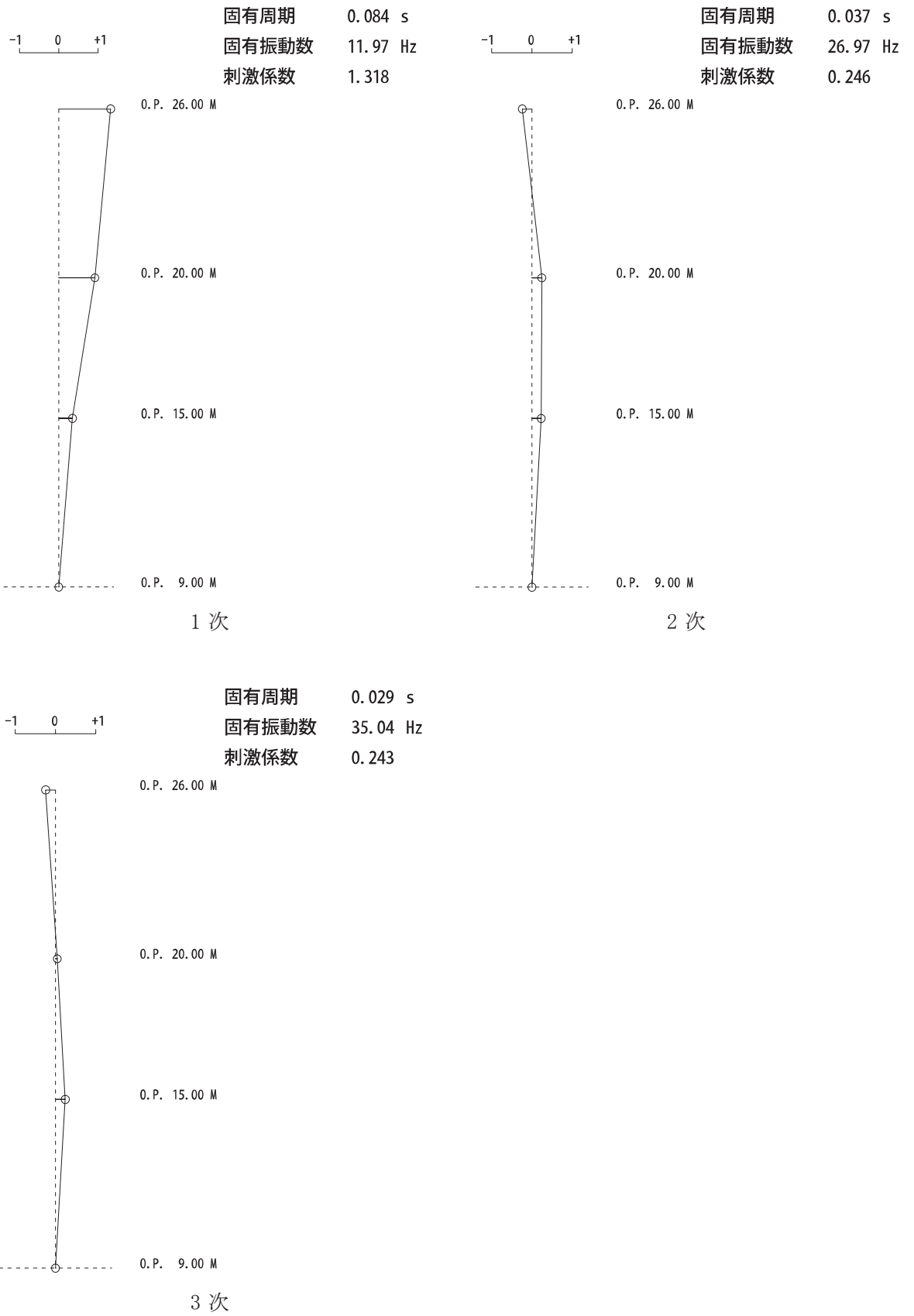


図 2-1 刺激関数図 (NS 方向)

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。

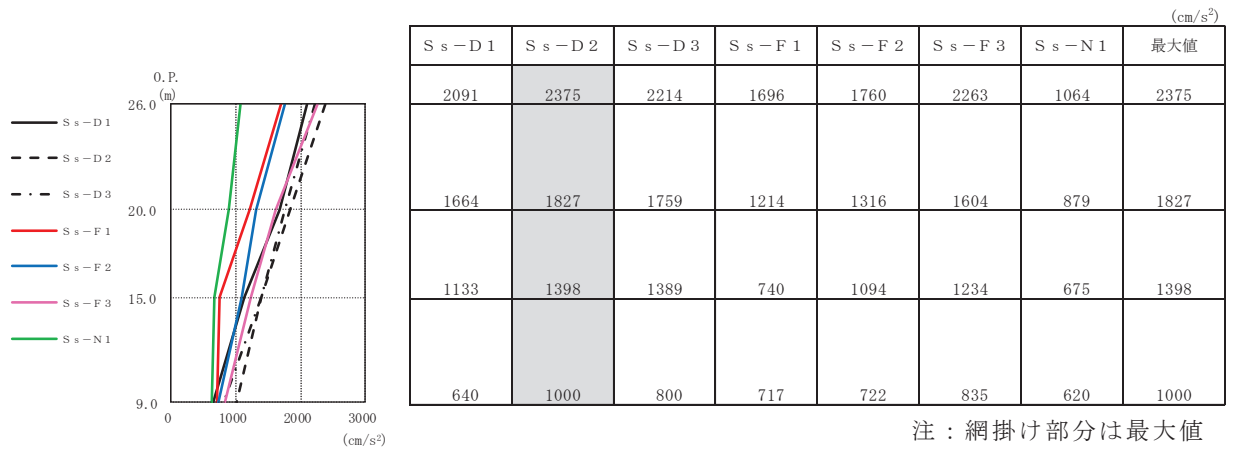


図 3-1 最大応答加速度（基準地震動 S_s，NS 方向）

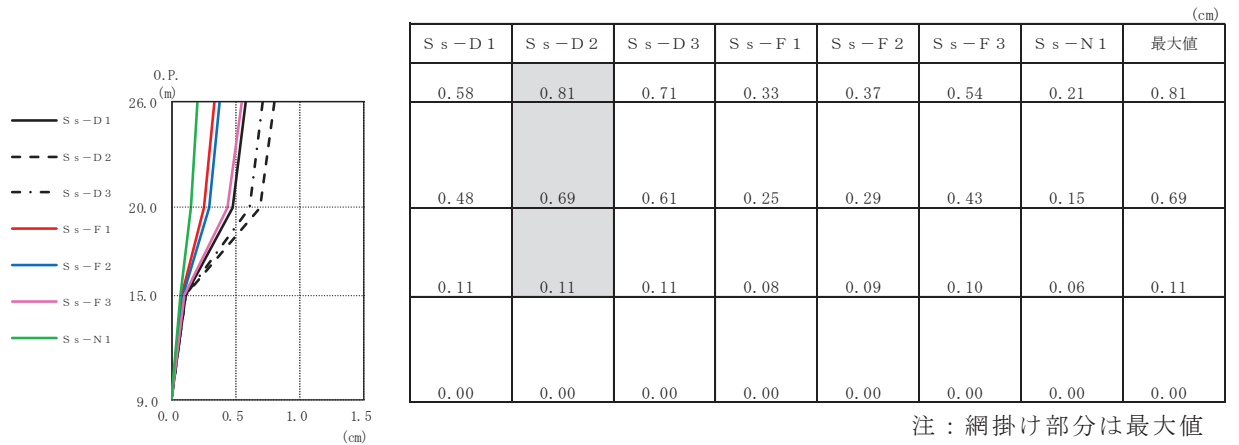


図 3-2 最大応答変位（基準地震動 S_s，NS 方向）

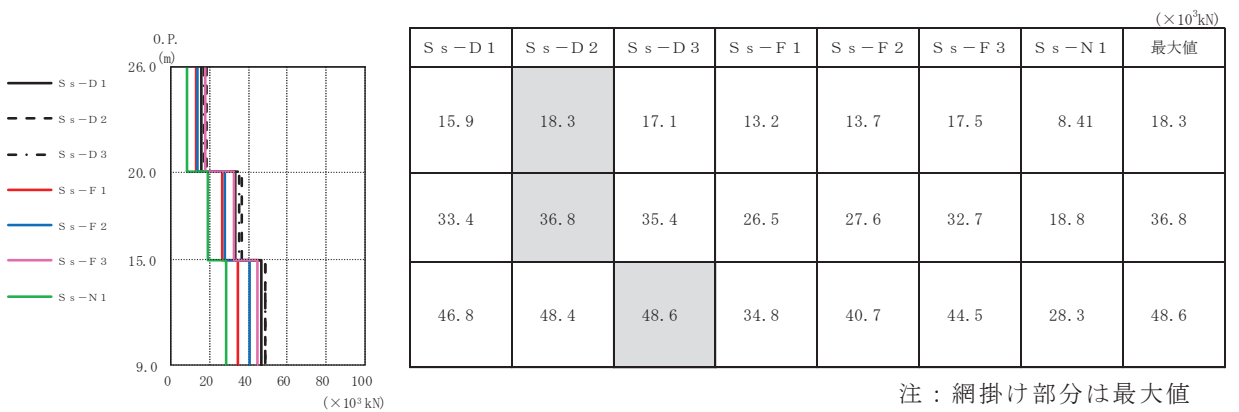


図 3-3 最大応答せん断力（基準地震動 S_s，NS 方向）

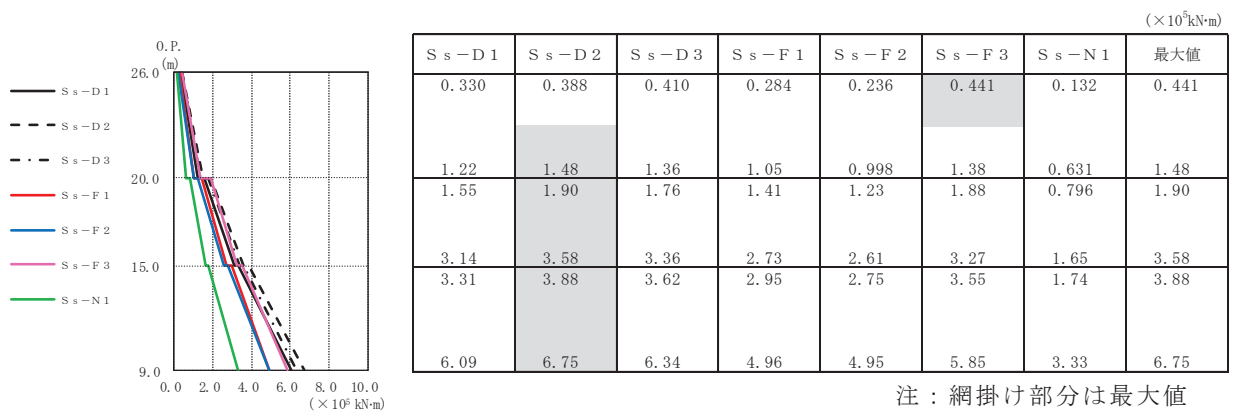
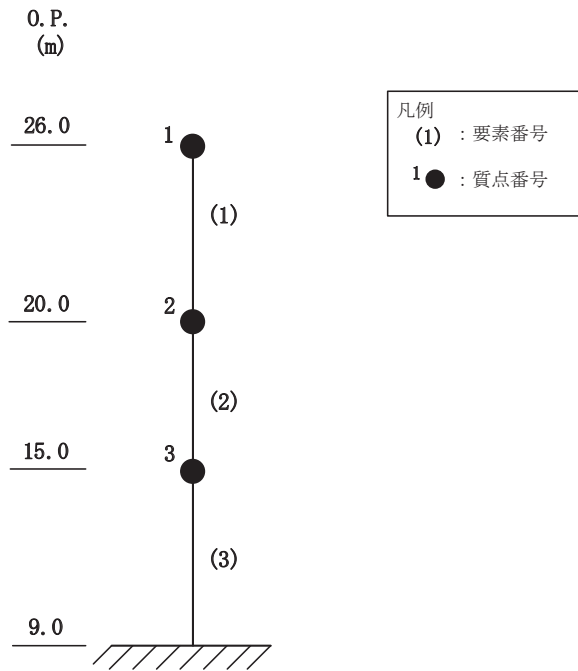


図 3-4 最大応答曲げモーメント（基準地震動 S_s，NS 方向）

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。

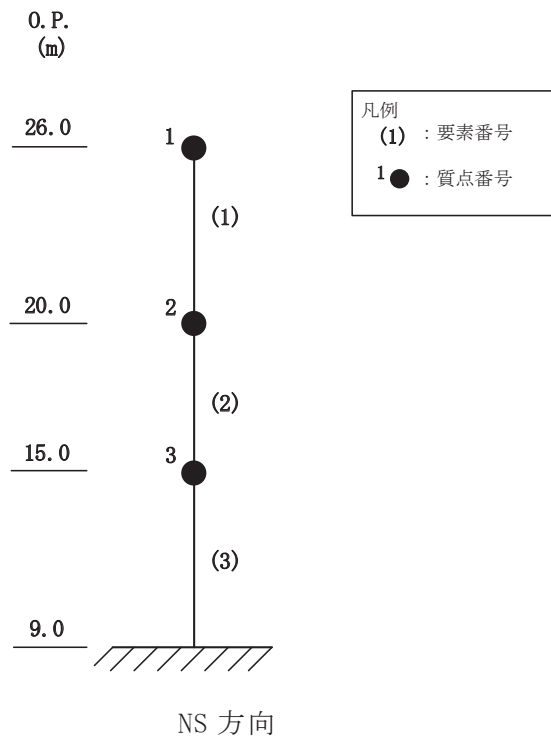


図 4-1 補助ボイラー建屋の地震応答解析モデル

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

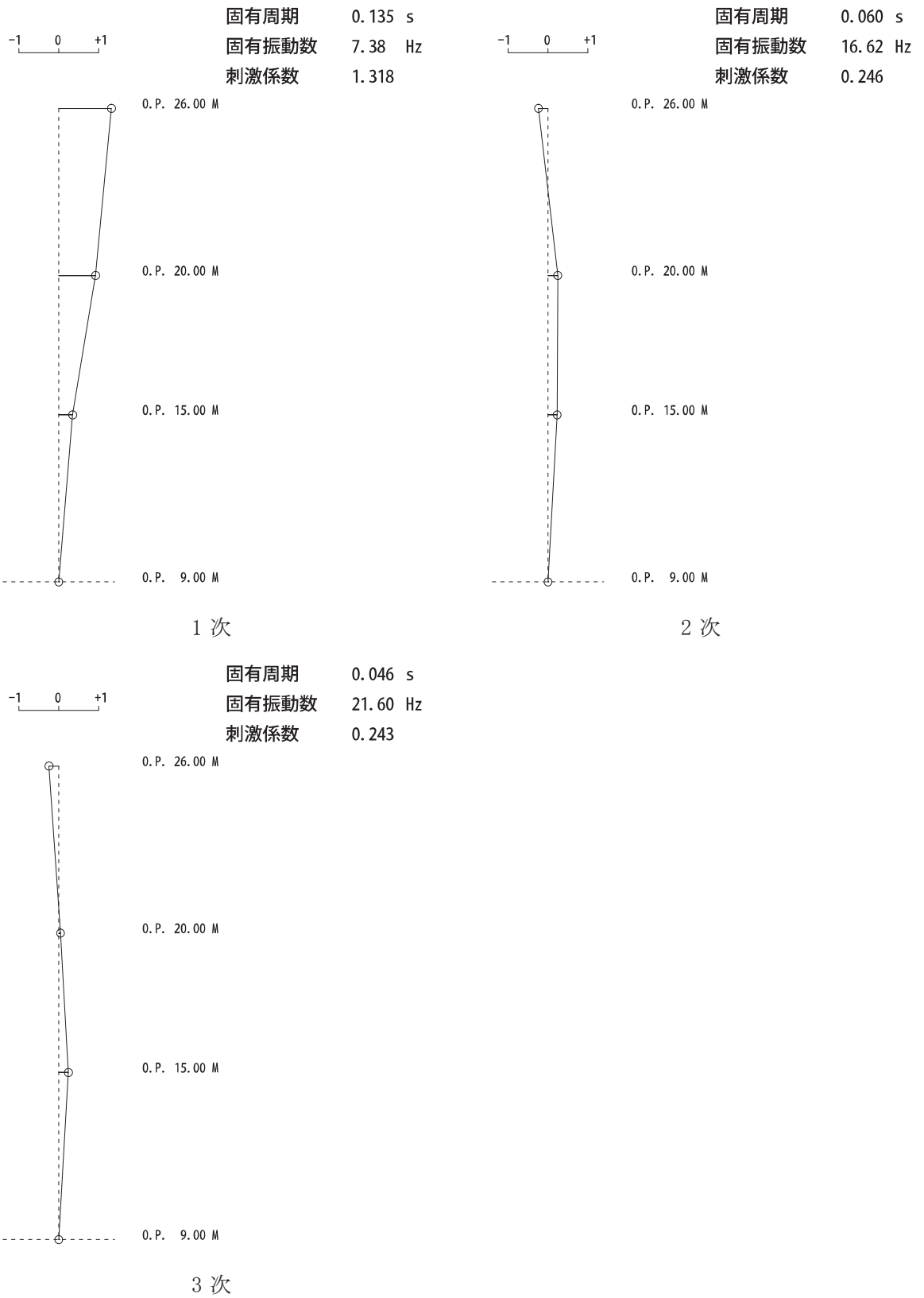


図 4-2 刺激関数図 (ケース 4) (NS 方向)

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

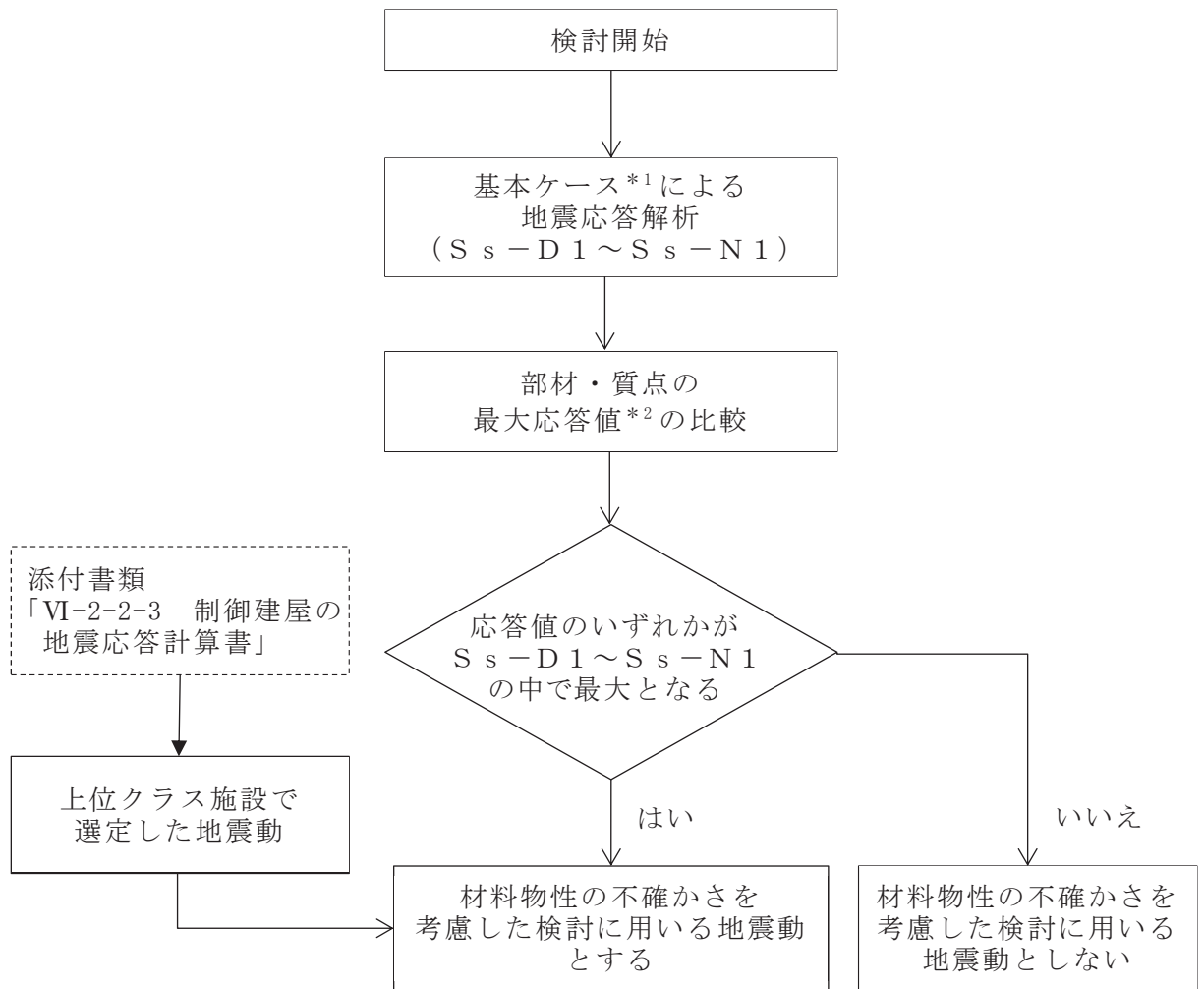
1. 概要

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

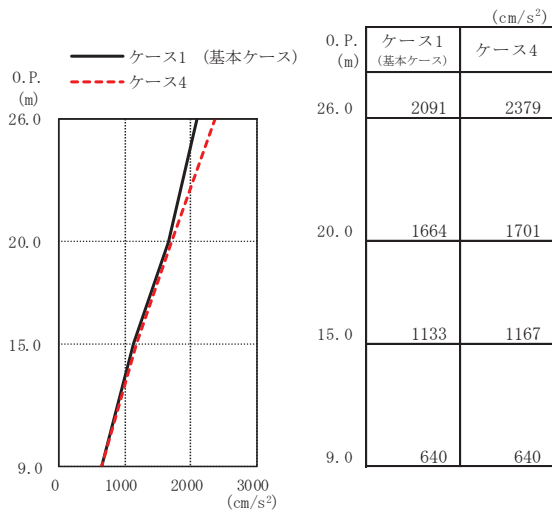
1. 概要

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。

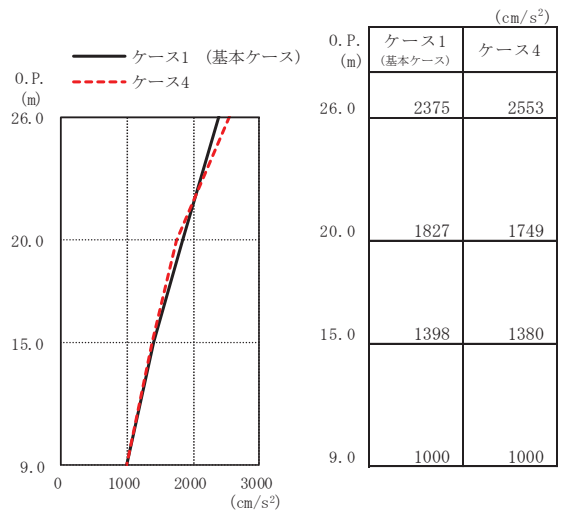
2. 材料物性の不確かさを考慮した地震応答解析結果

2.1 建屋剛性の不確かさ

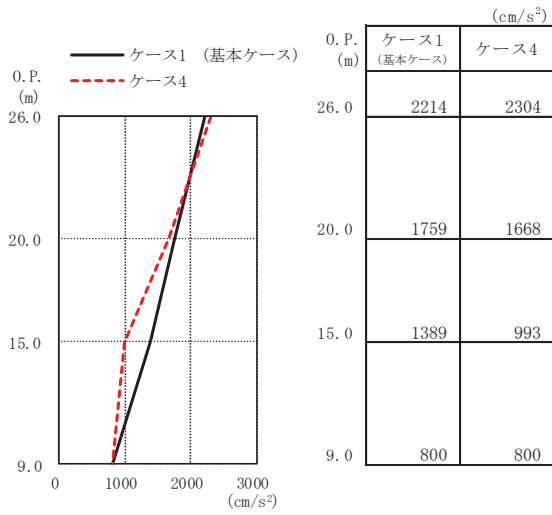
補助ボイラー建屋の建屋剛性の不確かさを考慮した基準地震動 S_s に対する地震応答解析結果の最大応答値の比較を図 2-1～図 2-9 に示す。



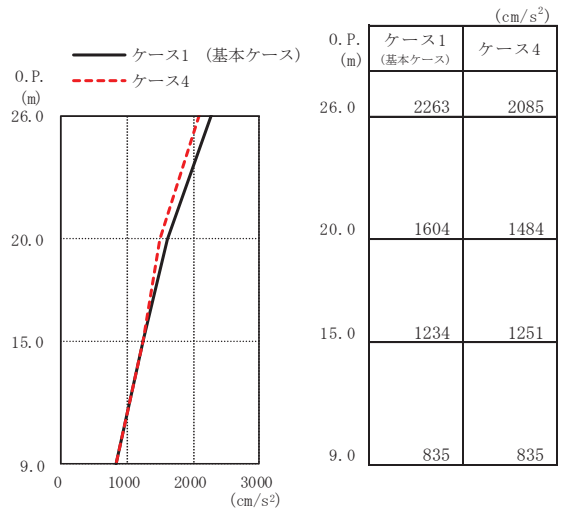
(a) S s - D 1



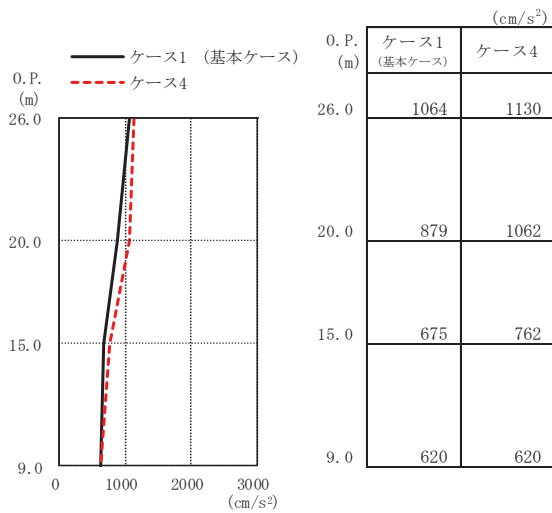
(b) S s - D 2



(c) S s - D 3

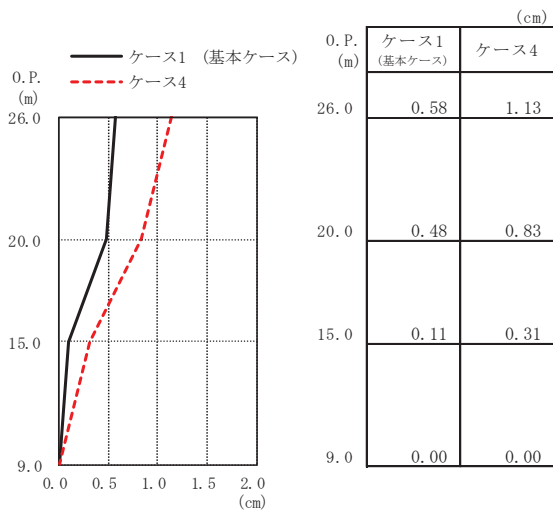


(d) S s - F 3

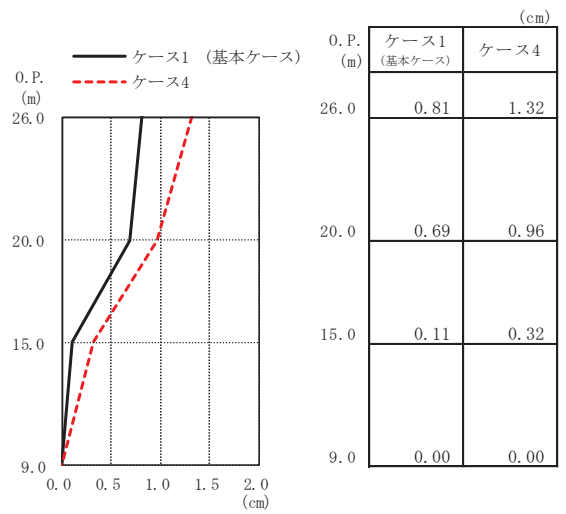


(e) S s - N 1

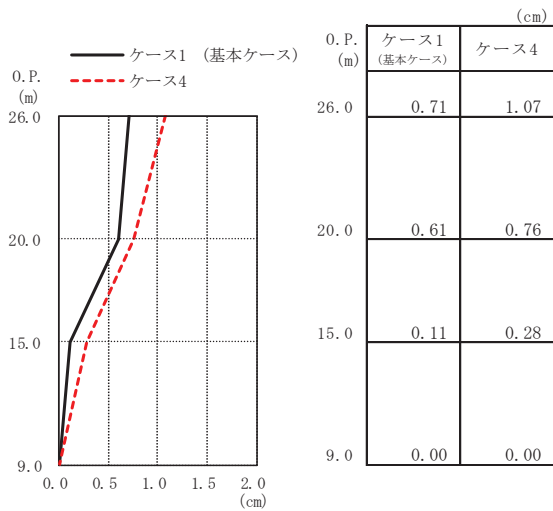
図 2-1 最大応答加速度 (基準地震動 S s, NS 方向)



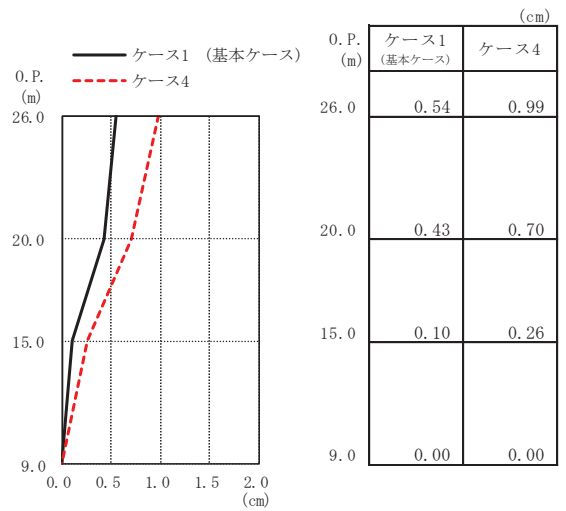
(a) S s - D 1



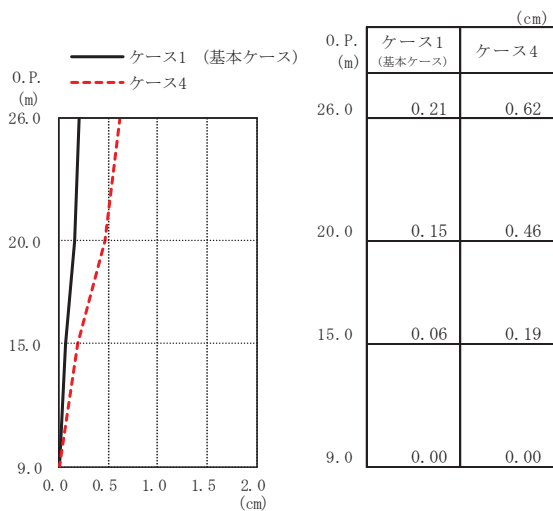
(b) S s - D 2



(c) S s - D 3

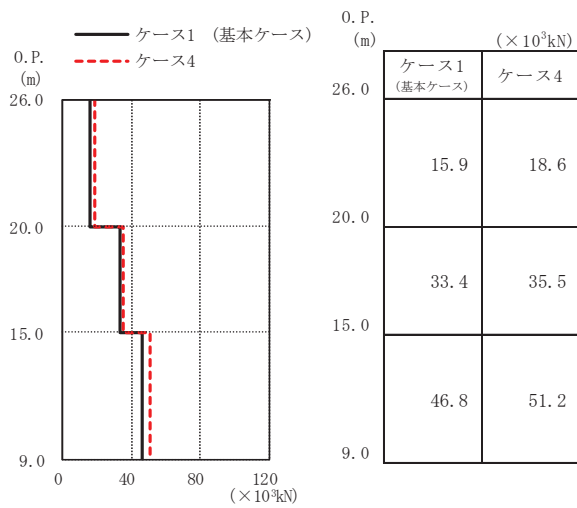


(d) S s - F 3

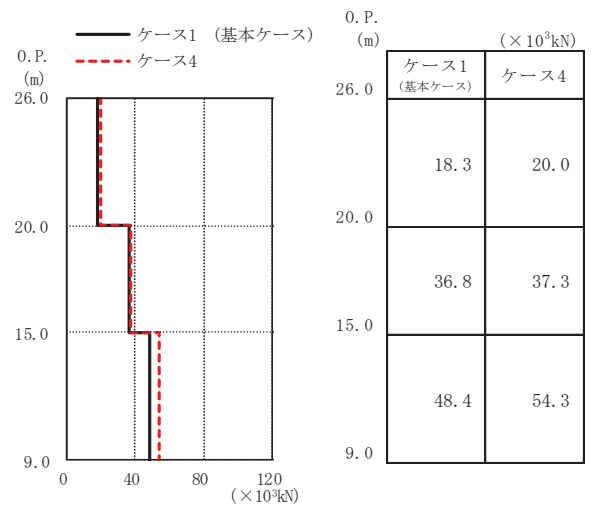


(e) S s - N 1

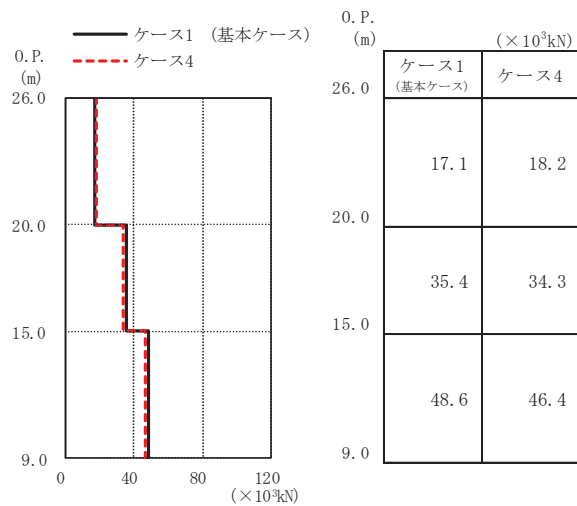
図 2-2 最大応答変位 (基準地震動 S s, NS 方向)



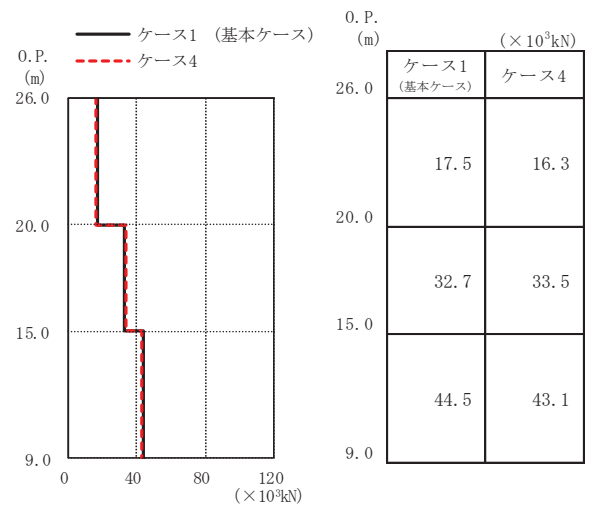
(a) S s - D 1



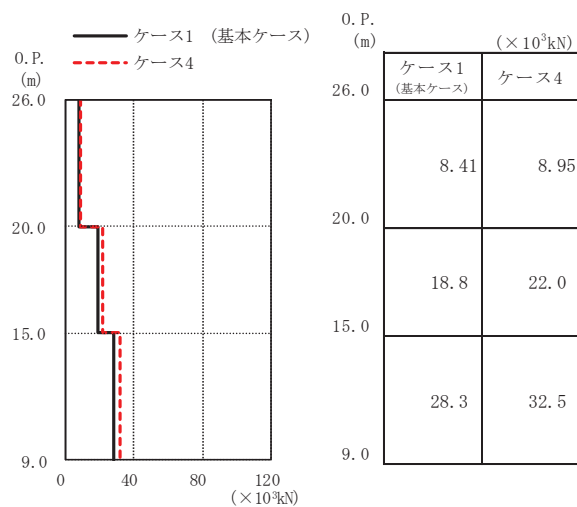
(b) S s - D 2



(c) S s - D 3

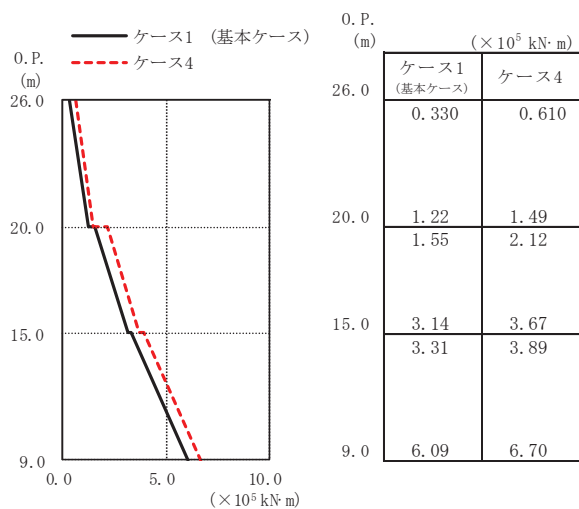


(d) S s - F 3

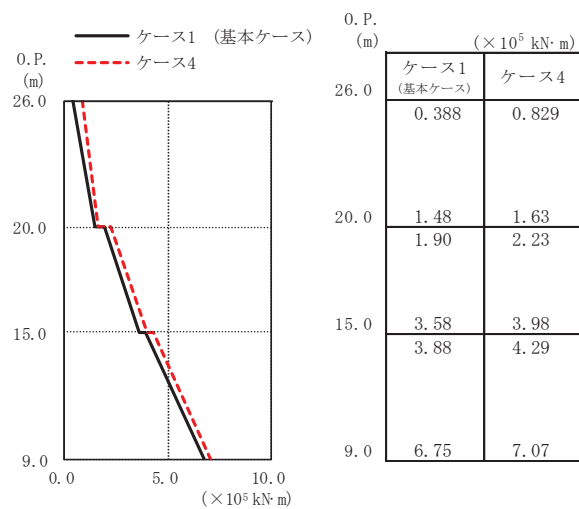


(e) S s - N 1

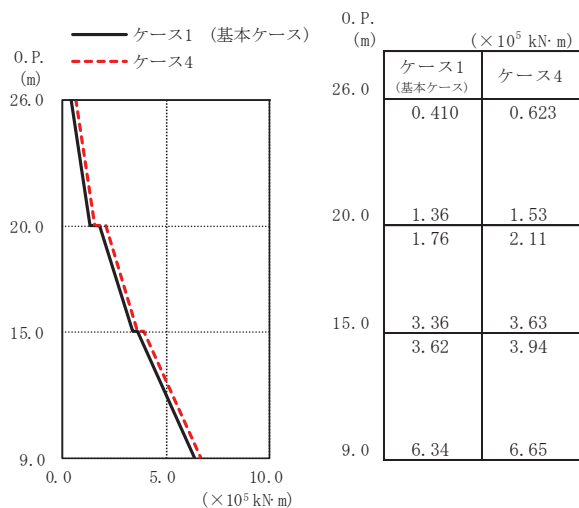
図 2-3 最大応答せん断力 (基準地震動 S s, NS 方向)



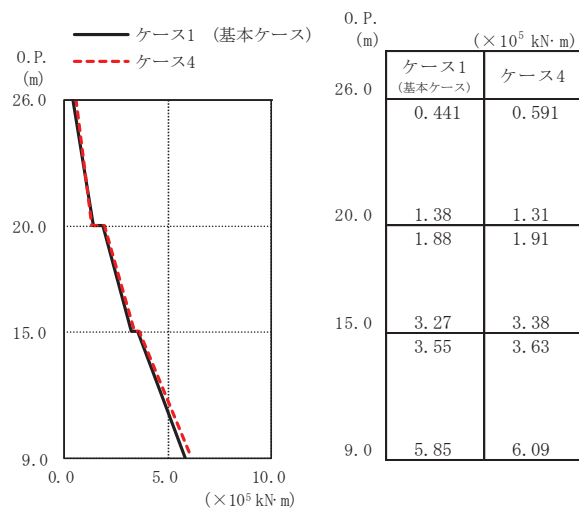
(a) S s - D 1



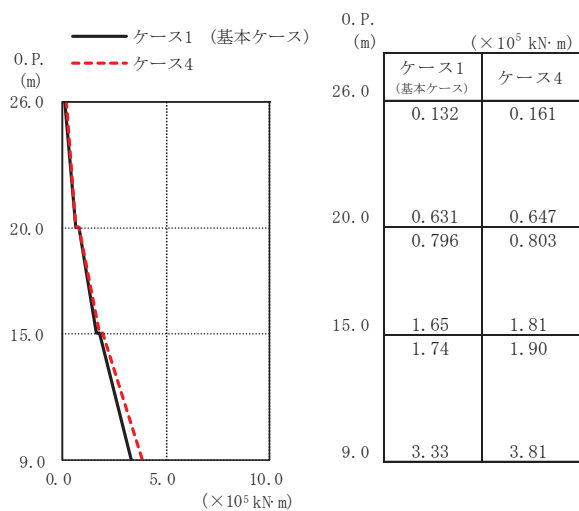
(b) S s - D 2



(c) S s - D 3

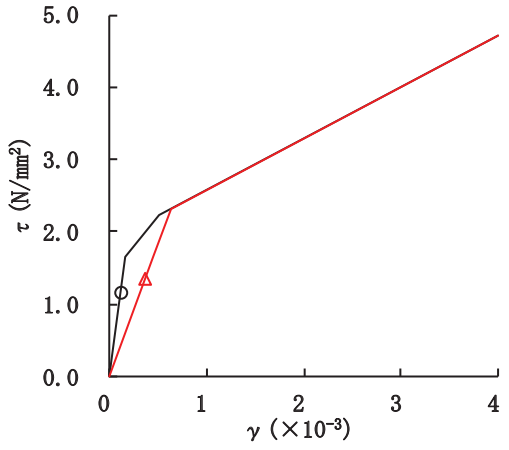
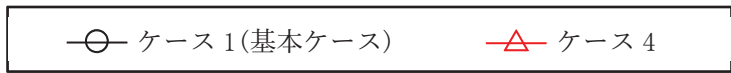


(d) S s - F 3

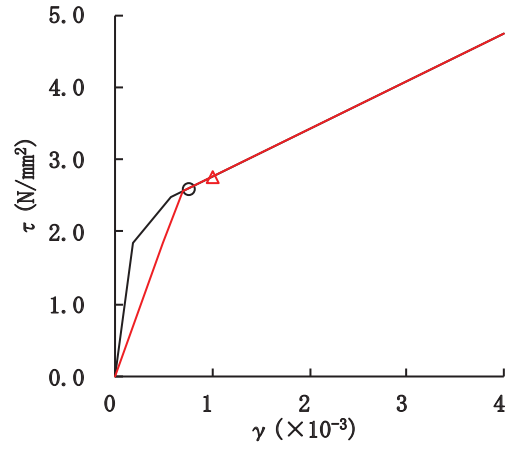


(e) S s - N 1

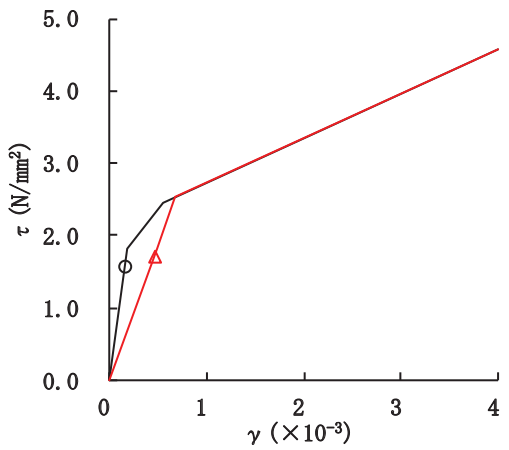
図 2-4 最大応答曲げモーメント (基準地震動 S s, NS 方向)



要素番号(1)



要素番号(2)



要素番号(3)

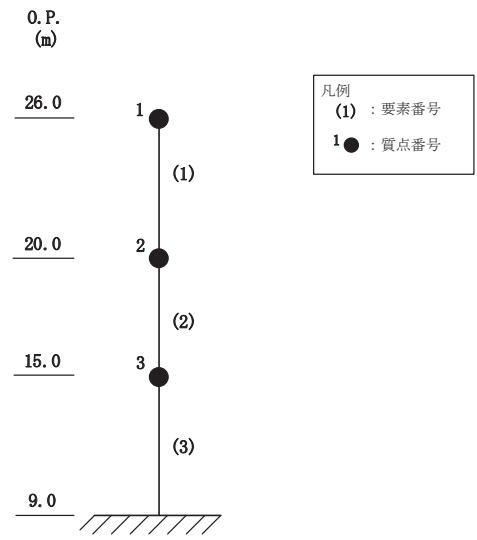
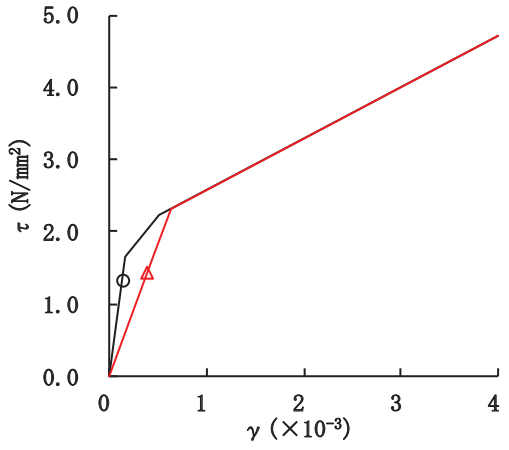
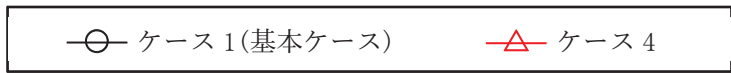
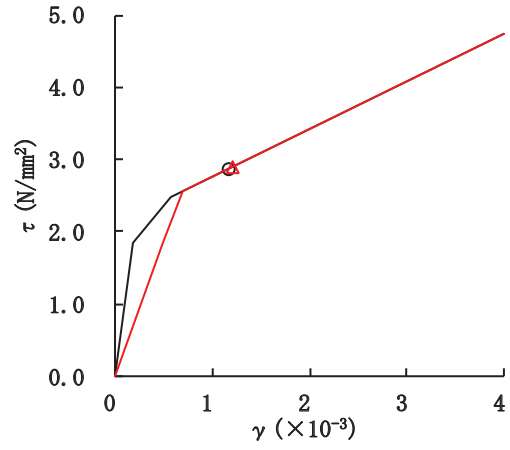


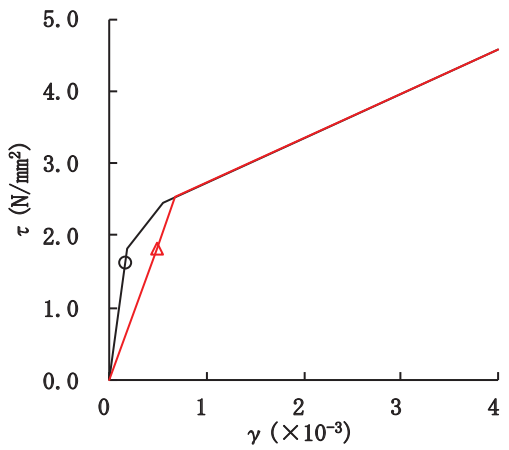
図 2-5 せん断スケルトンカーブ上の最大応答値 (S s - D 1, NS 方向)



要素番号(1)



要素番号(2)



要素番号(3)

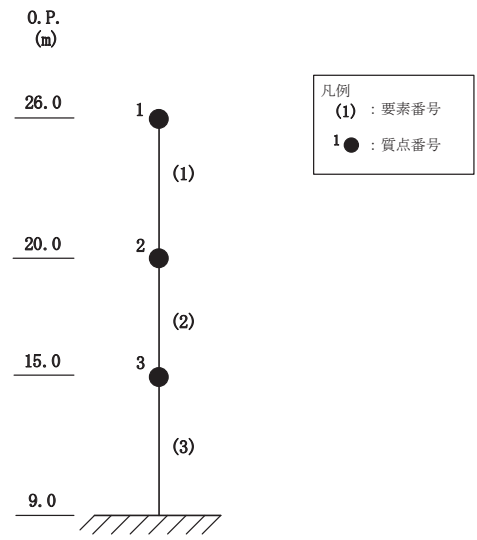
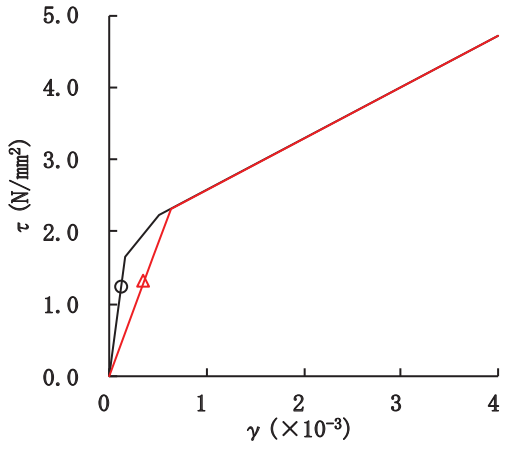
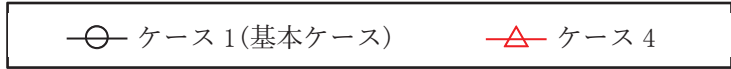
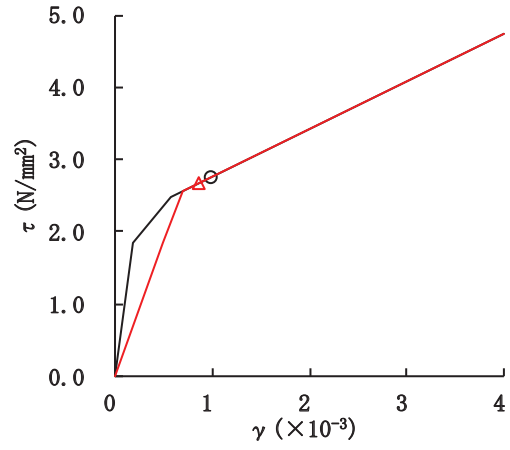


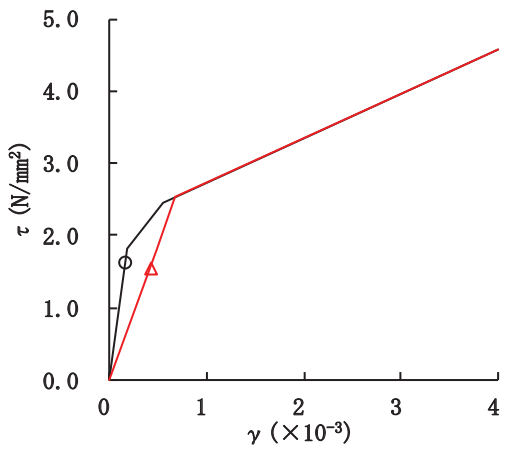
図 2-6 せん断スケルトンカーブ上の最大応答値 (S s - D 2, NS 方向)



要素番号(1)



要素番号(2)



要素番号(3)

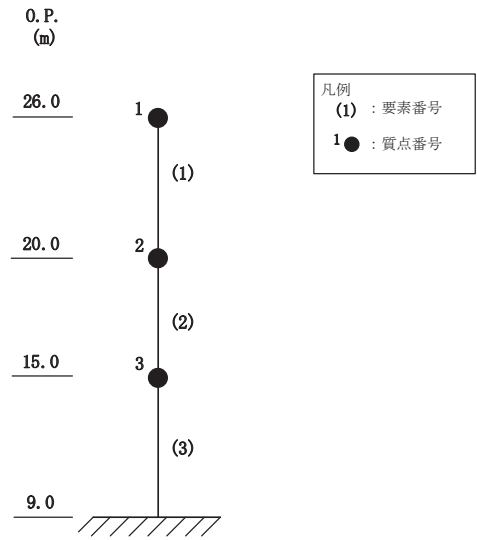
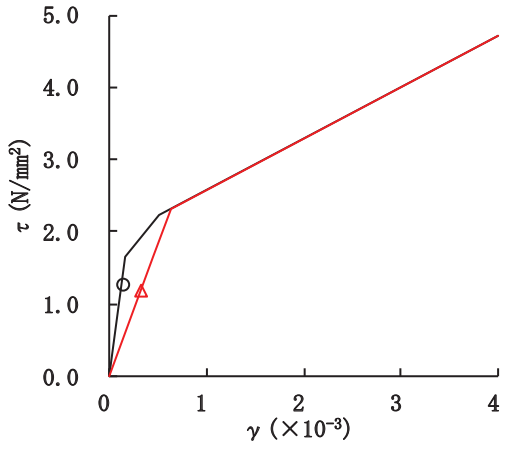
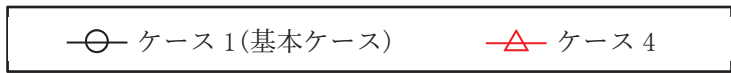
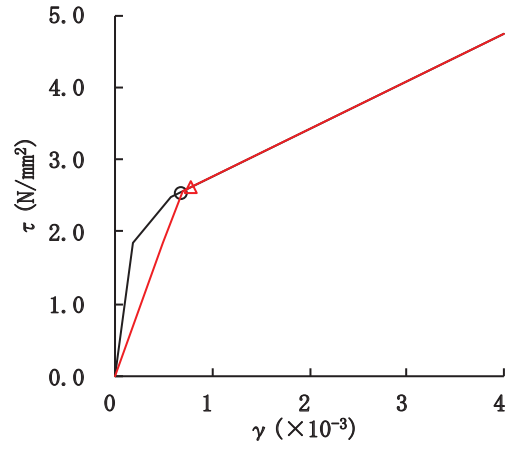


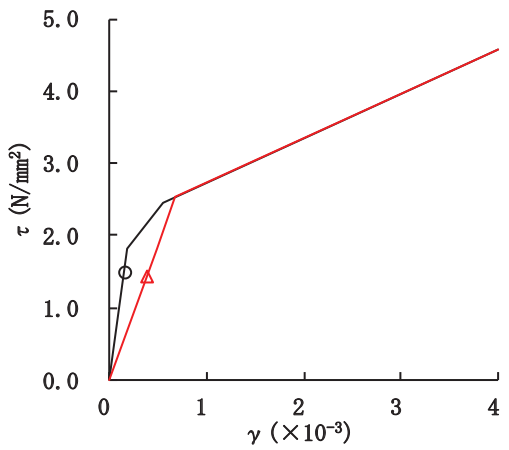
図 2-7 せん断スケルトンカーブ上の最大応答値 (S s - D 3, NS 方向)



要素番号(1)



要素番号(2)



要素番号(3)

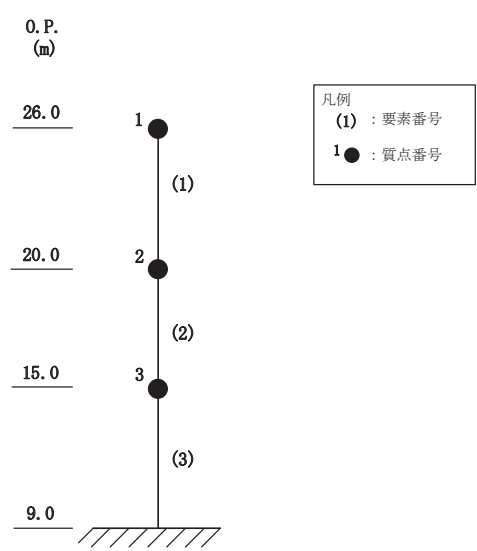
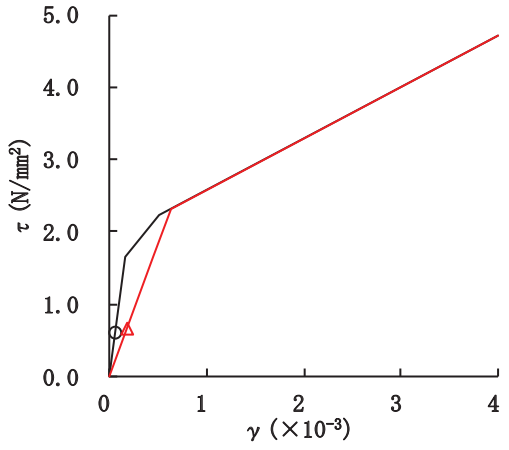
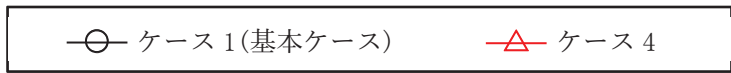
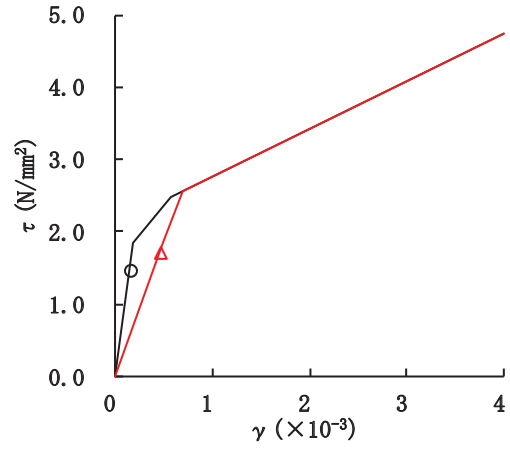


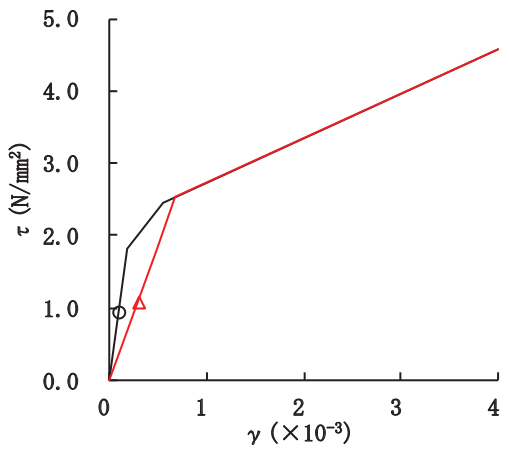
図 2-8 せん断スケルトンカーブ上の最大応答値 (S s - F 3, NS 方向)



要素番号(1)



要素番号(2)



要素番号(3)

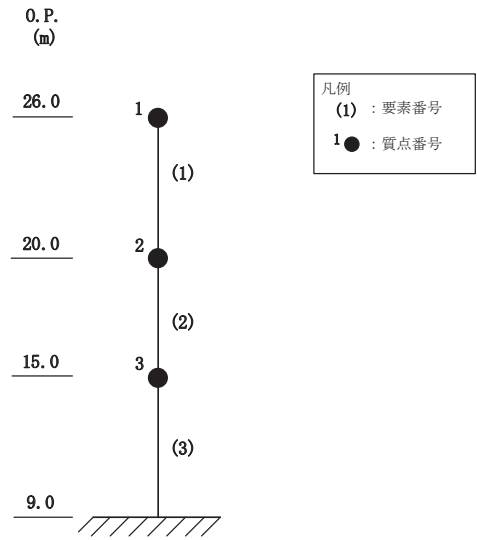


図 2-9 せん断スケルトンカーブ上の最大応答値 (S s - N 1, NS 方向)

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

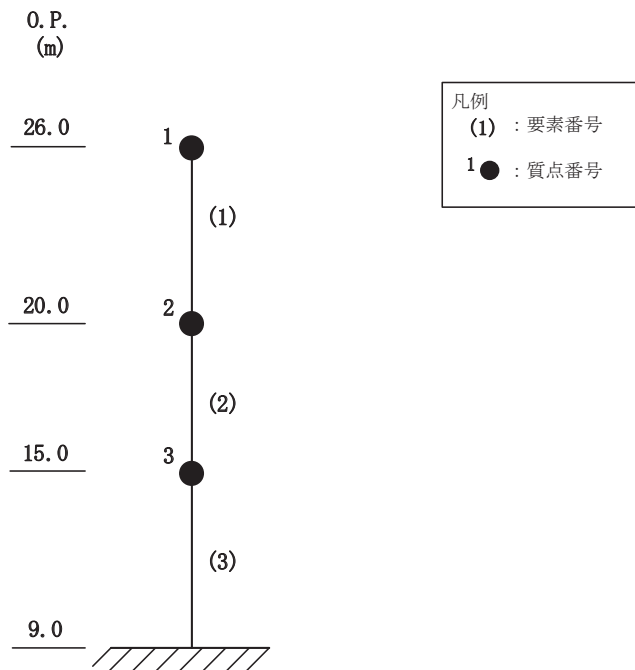
本資料は、補助ボイラー建屋のEW方向について、基準地震動 S_s に対する基本ケースの地震応答解析モデル及び結果を示すものである。なお、応答結果は、構造物全体としての変形性能を確認する観点からせん断ひずみを示し、材料物性の不確かさを考慮する。

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))

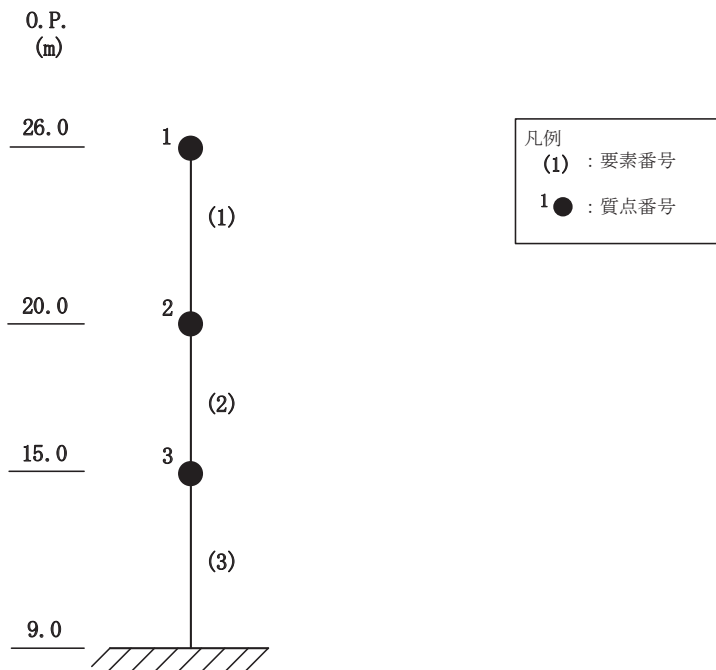
要素 番号	最大応答せん断ひずみ ($\times 10^{-3}$)							最大値
	S s - D 1	S s - D 2	S s - D 3	S s - F 1	S s - F 2	S s - F 3	S s - N 1	
(1)	0.14	0.15	0.14	0.13	0.13	0.15	0.10	0.15
(2)	1.47	1.88	1.24	0.65	0.98	1.45	0.33	1.88
(3)	0.19	0.23	0.20	0.17	0.19	0.24	0.15	0.24

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。

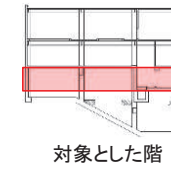
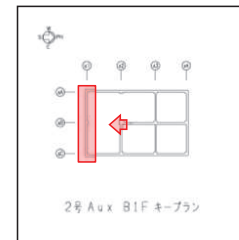
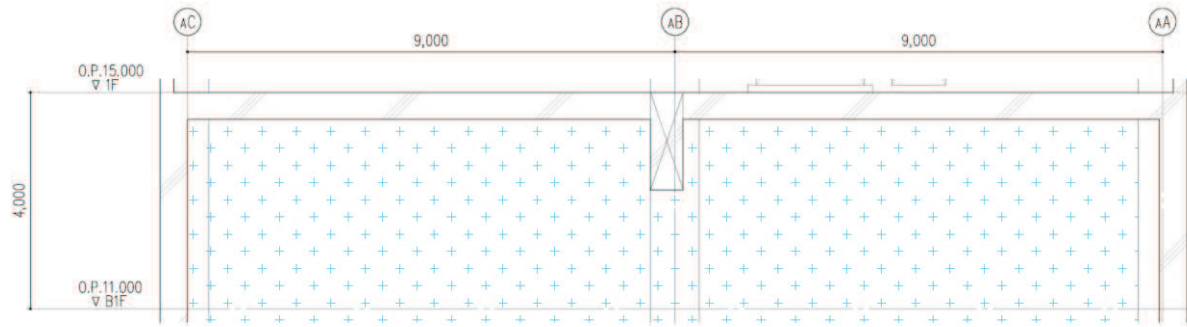
ここでは、補助ボイラー建屋について、地震後の点検結果に基づき構造的な影響について評価する。なお、補助ボイラー建屋は建屋内に地震計を設置していないことから、他の既設建屋で実施している地震観測記録に基づくシミュレーション解析は行っていない。

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。

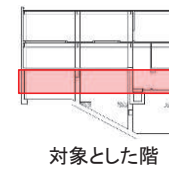
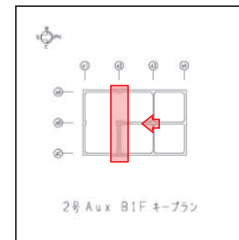
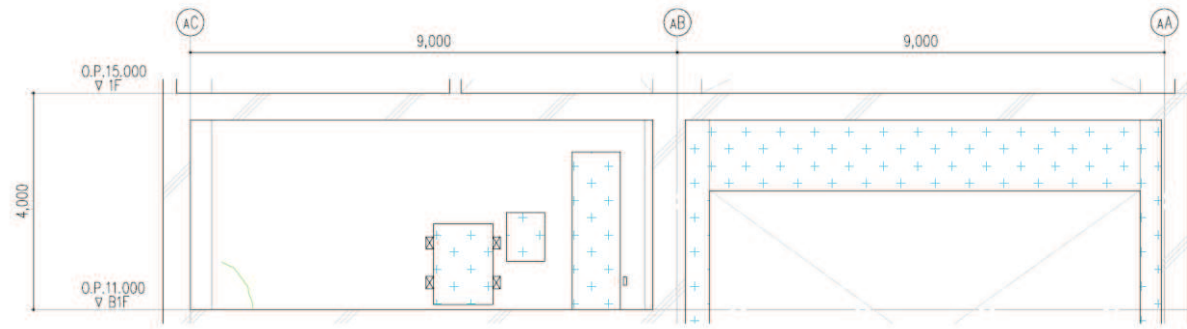
点検の結果、補助ボイラー建屋の耐震壁には、幅 1.0mm 以下のひび割れは各階で認められるものの、地震により生じた幅 1.0mm を超えるひび割れ及び剥離・剥落は確認されなかった。

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）



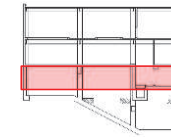
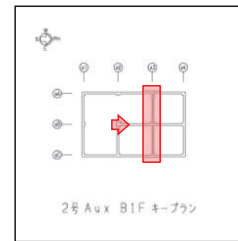
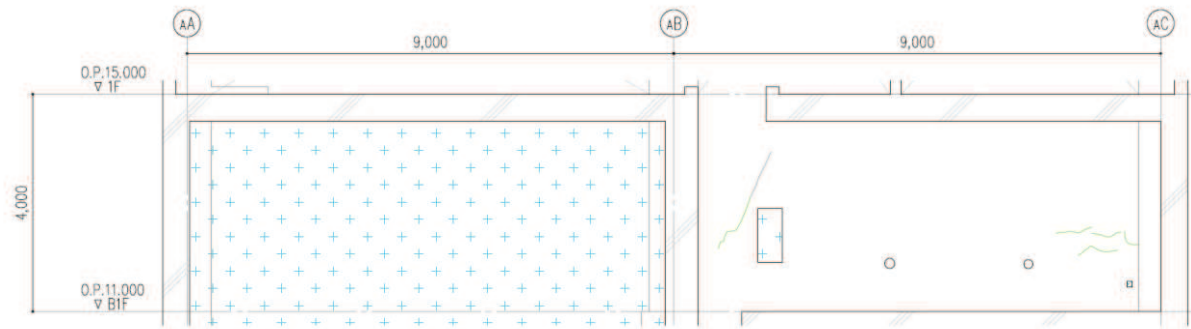
地震による		地震以外			
	0.3mm未満		0.3mm以上～1.0mm未満		幅未確認
	0.3mm以上～1.0mm未満		1.0mm以上		はくらく
	1.0mm以上				確認不能の範囲

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

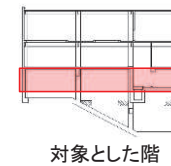
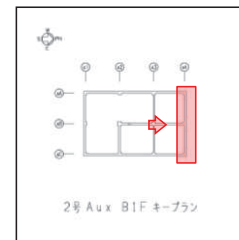
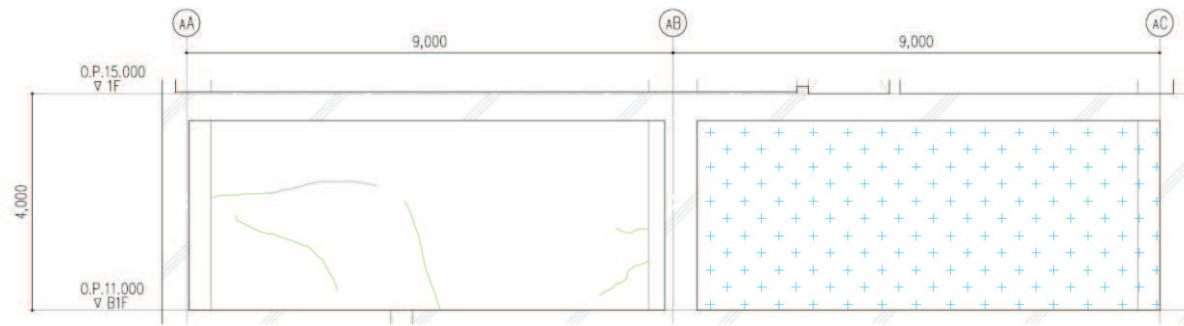
図2 補助ボイラー建屋のひび割れ分布 耐震壁 (2) 地下1階 A2 通り



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

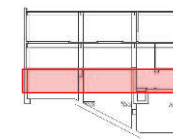
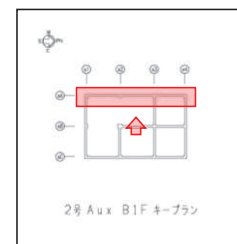
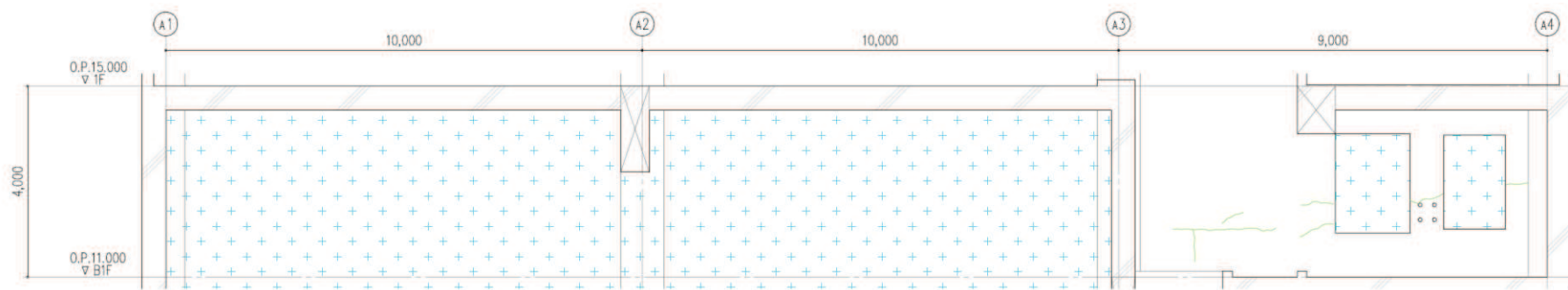
図3 補助ボイラー建屋のひび割れ分布 耐震壁(3) 地下1階 A3 通り



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

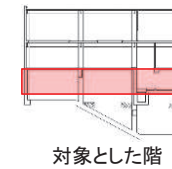
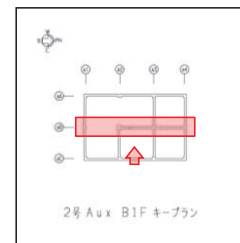
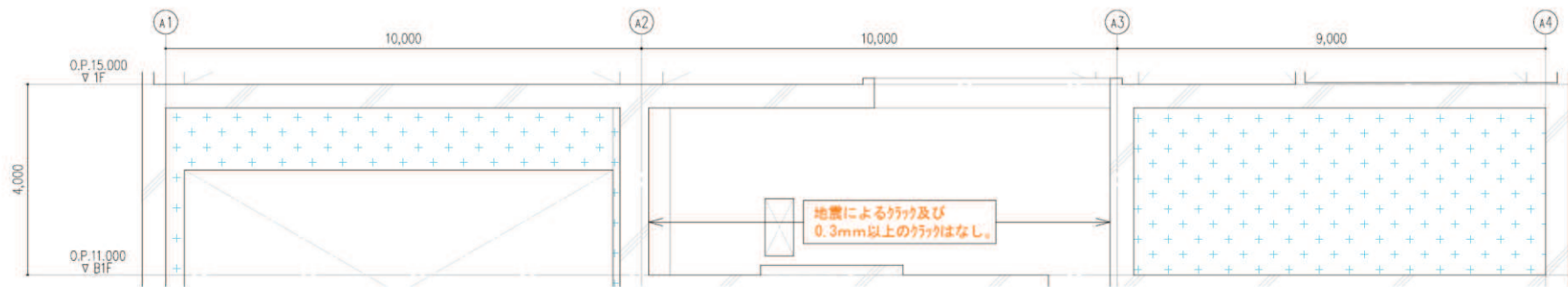
図 4 補助ボイラー建屋のひび割れ分布 耐震壁 (4) 地下1階 A4 通り



対象とした階

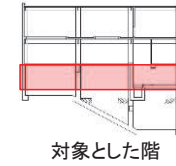
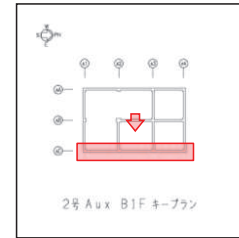
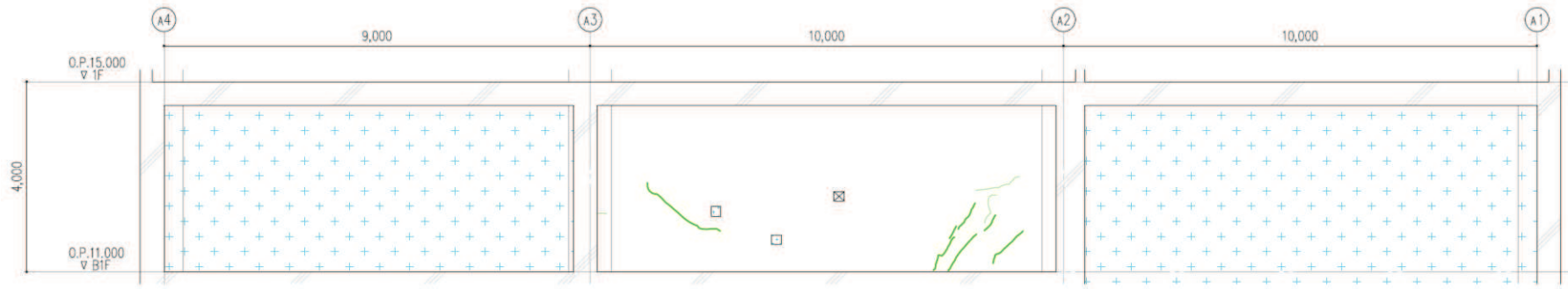
地震による		地震以外		
	0.3mm未満		0.3mm以上~1.0mm未満	幅未確認
	0.3mm以上~1.0mm未満		1.0mm以上	はくらく
	1.0mm以上			確認不能の範囲

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



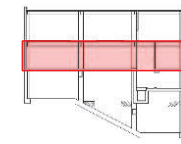
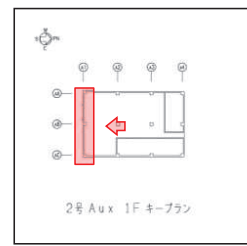
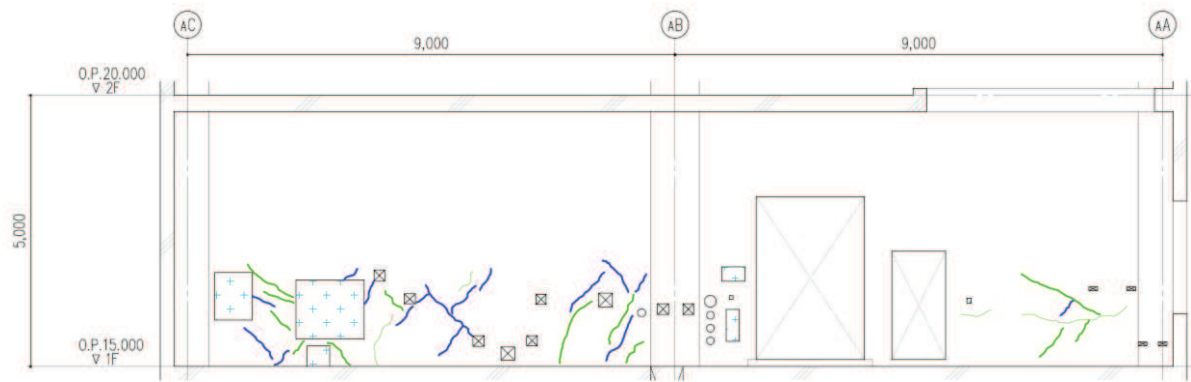
地震による		地震以外		
0.3mm未満				幅未確認
0.3mm以上～1.0mm未満		0.3mm以上～1.0mm未満		はくらく
1.0mm以上		1.0mm以上		確認不能の範囲

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

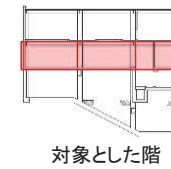
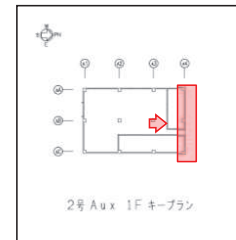
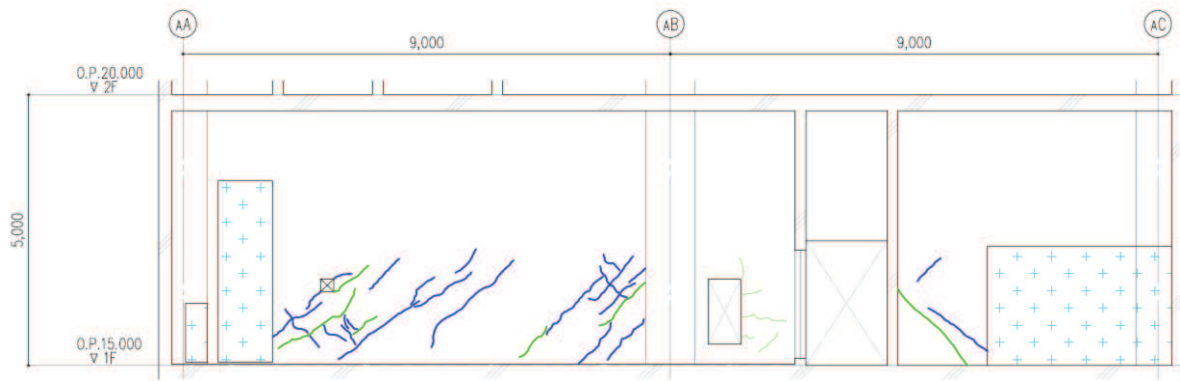
図7 補助ボイラー建屋のひび割れ分布 耐震壁 (7) 地下1階 AC 通り



対象とした階

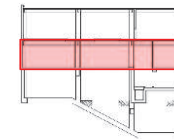
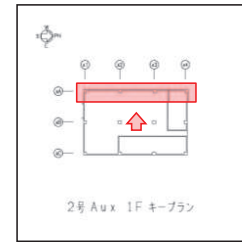
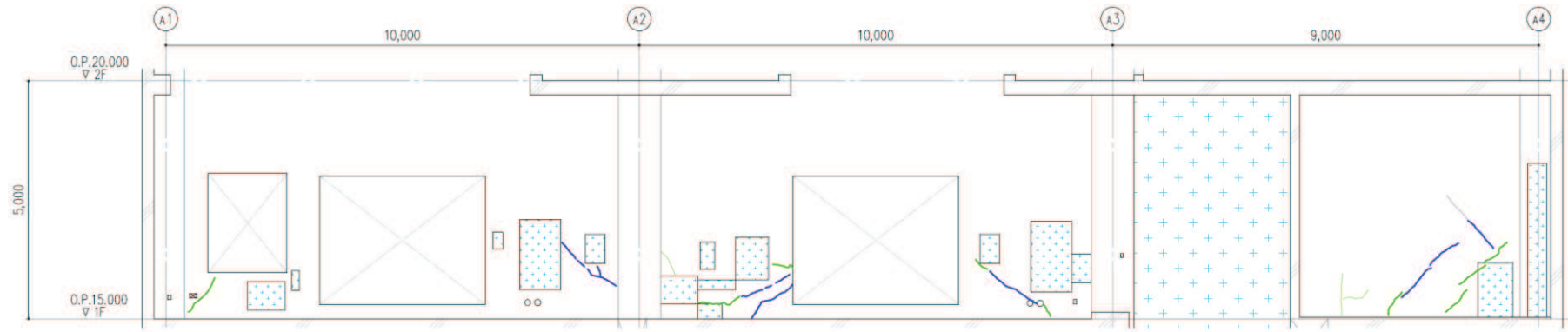
地震による		地震以外			
	0.3mm未満		0.3mm以上~1.0mm未満		幅未確認
	0.3mm以上~1.0mm未満		1.0mm以上		はくらく
	1.0mm以上				確認不能の範囲

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



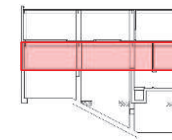
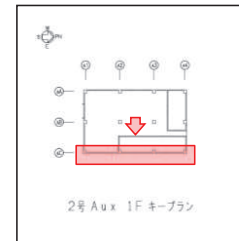
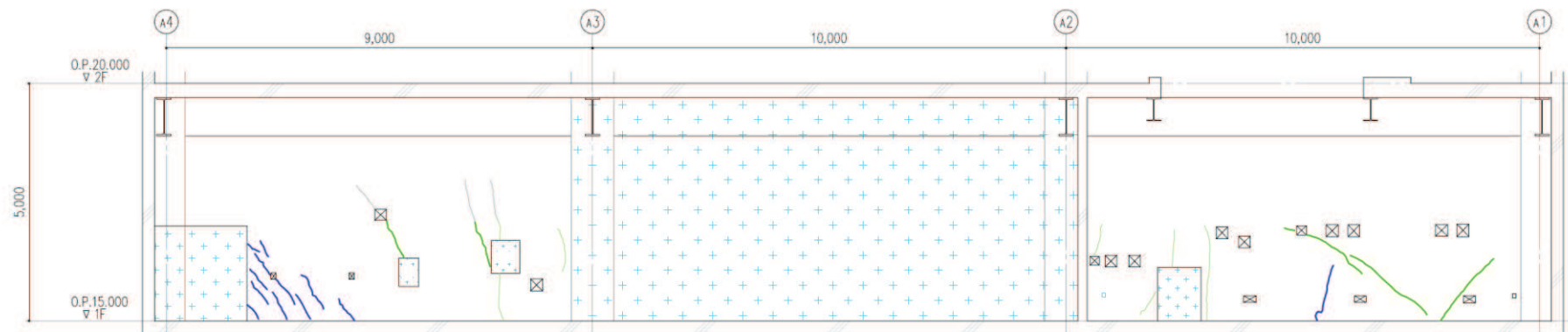
地震による		地震以外		
	0.3mm未満		0.3mm以上～1.0mm未満	
	0.3mm以上～1.0mm未満		1.0mm以上	
	1.0mm以上			
				幅未確認
				はくらく
				確認不能の範囲

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



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

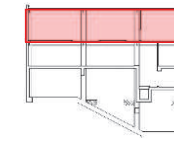
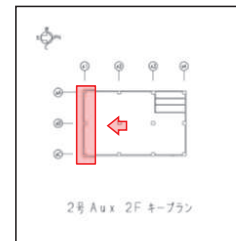
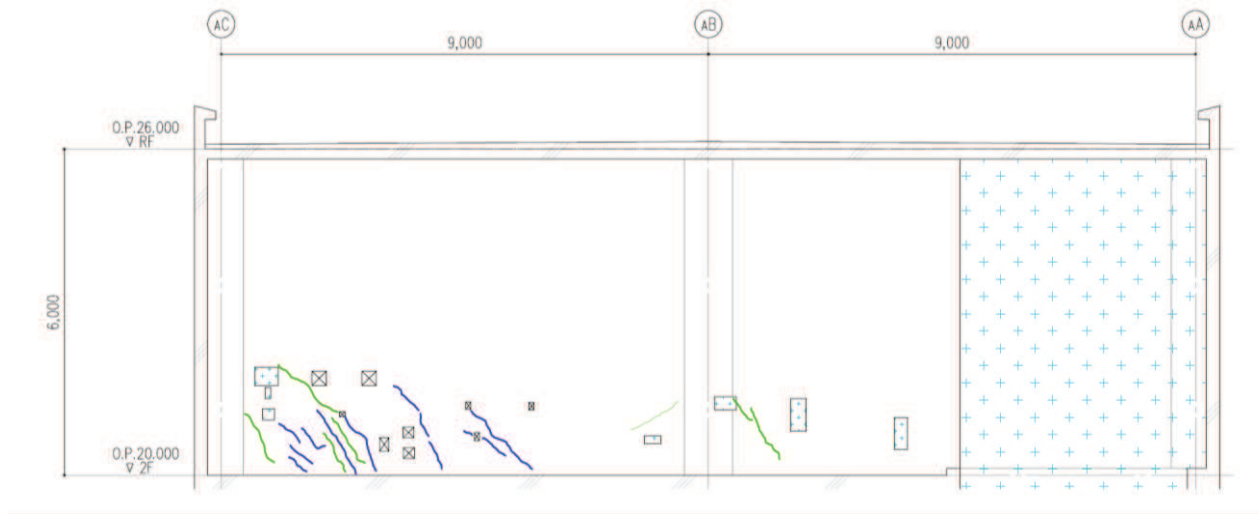
図 10 補助ボイラー建屋のひび割れ分布 耐震壁 (10) 1階 AA 通り



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

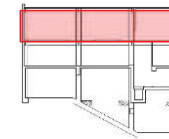
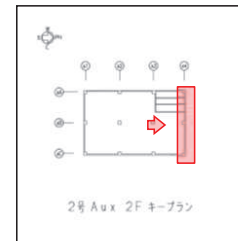
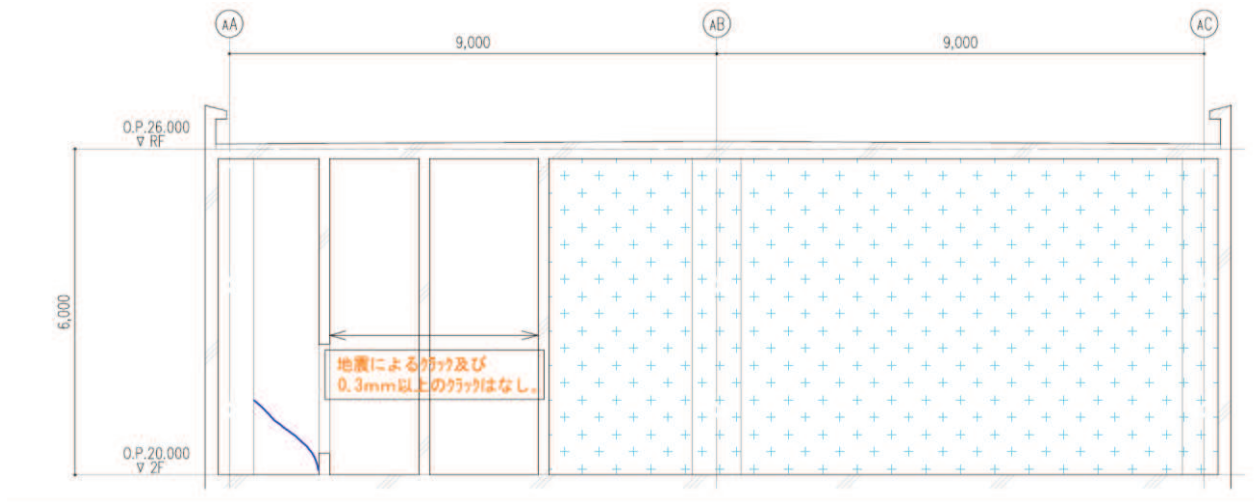
図 11 補助ボイラー建屋のひび割れ分布 耐震壁 (11) 1階 AC 通り



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

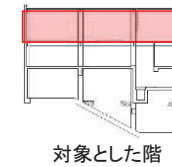
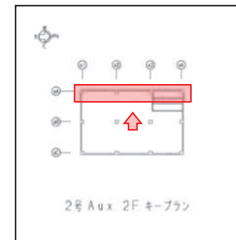
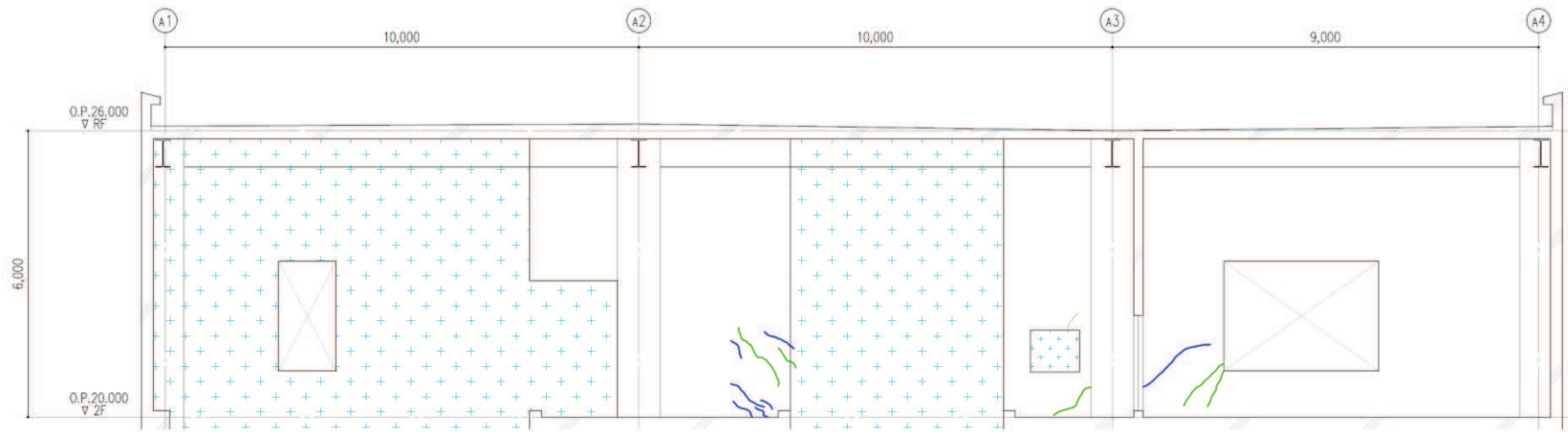
図 12 補助ボイラー建屋のひび割れ分布 耐震壁 (12) 2階 A1 通り



対象とした階

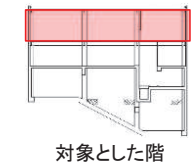
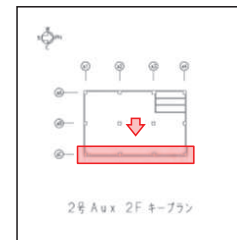
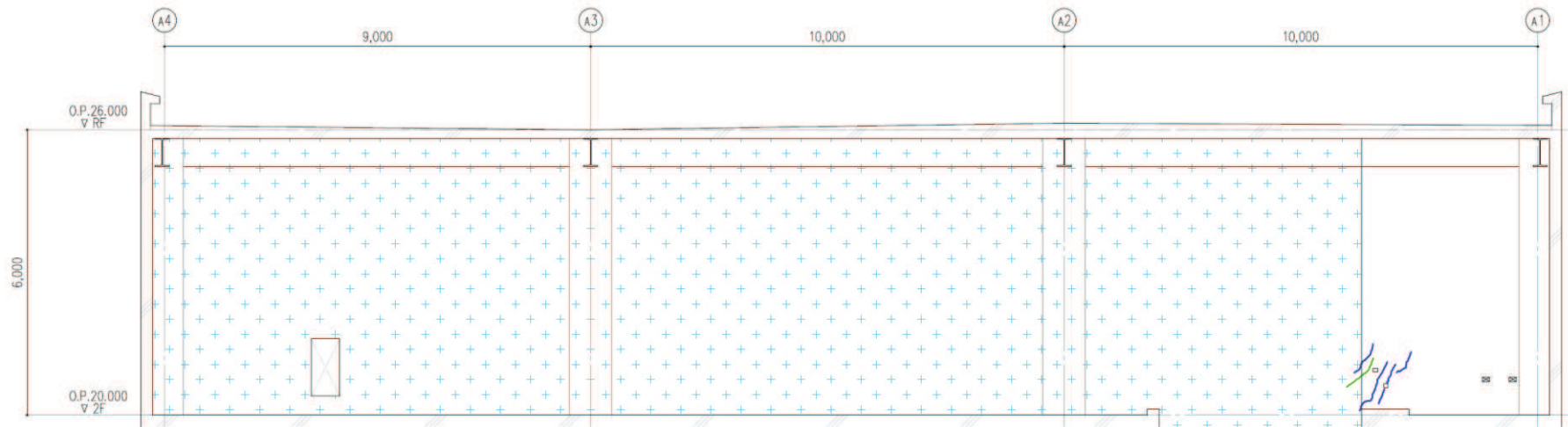
地震による		地震以外		
0.3mm未満				幅未確認
0.3mm以上~1.0mm未満		0.3mm以上~1.0mm未満		はくらく
1.0mm以上		1.0mm以上		確認不能の範囲

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		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 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）

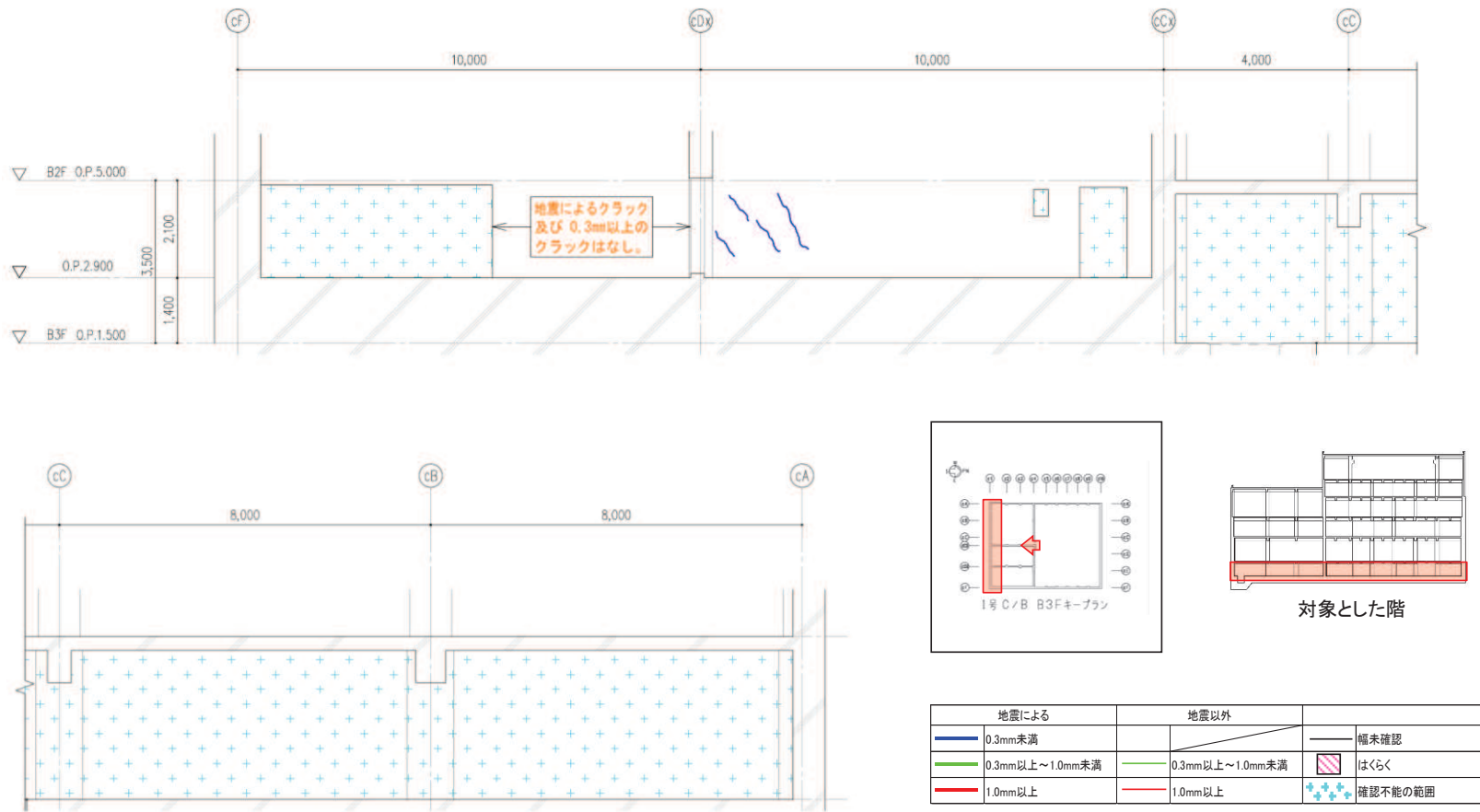
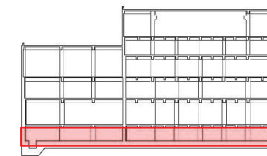
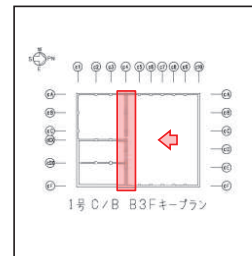
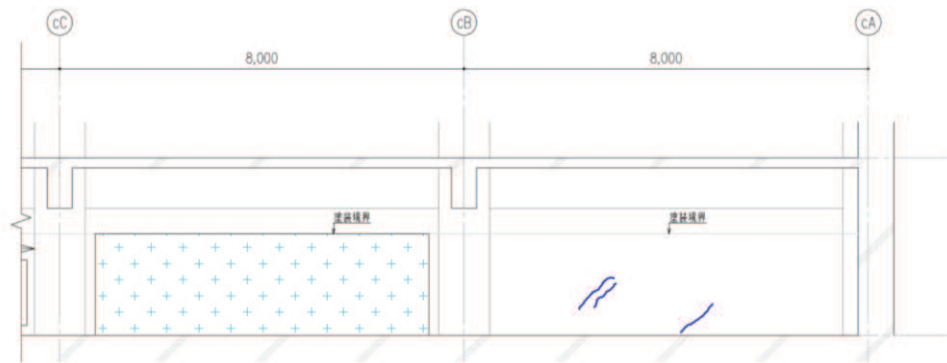
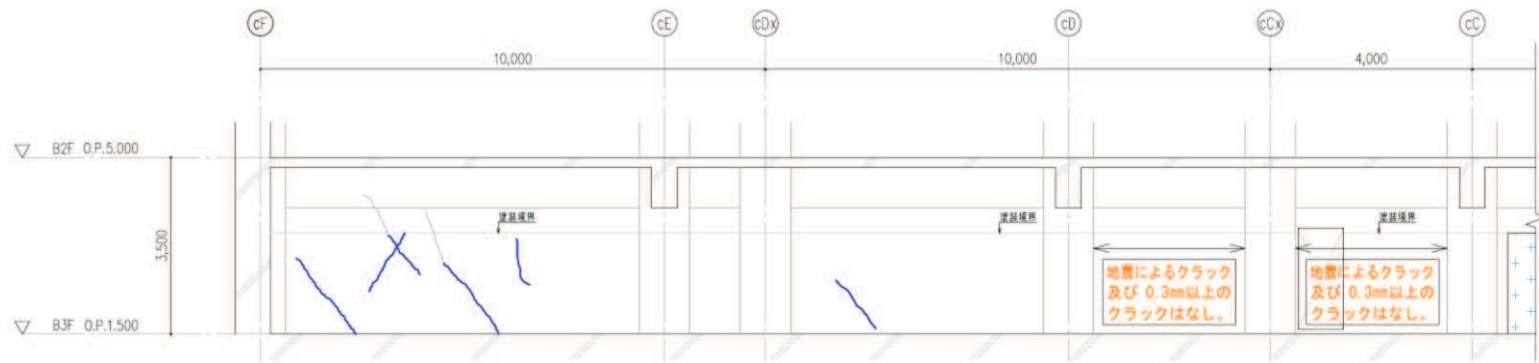


図1 第1号機制御建屋のひび割れ分布 耐震壁(1) 地下3階 C1通り



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

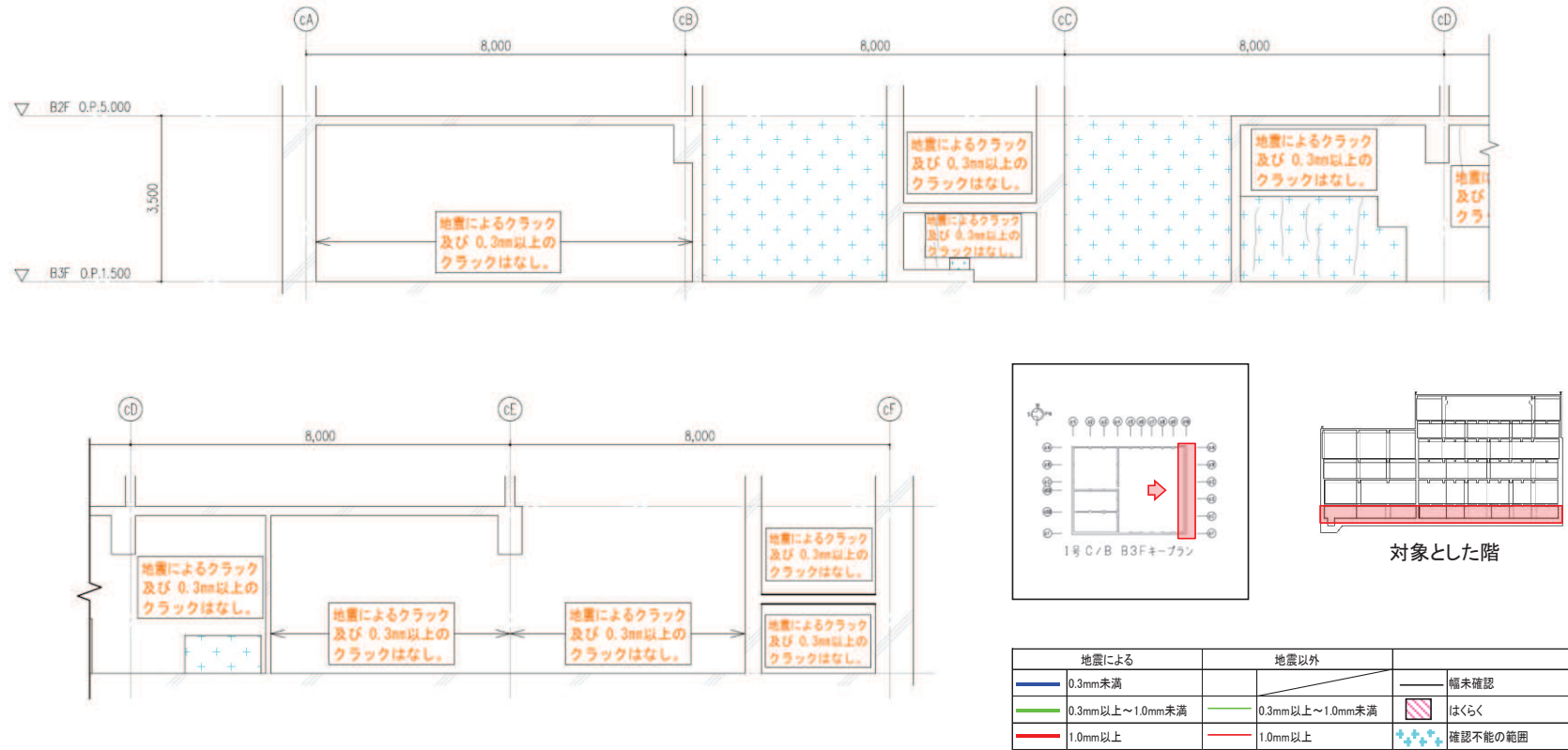


図3 第1号機制御建屋のひび割れ分布 耐震壁(3) 地下3階 C10 通り

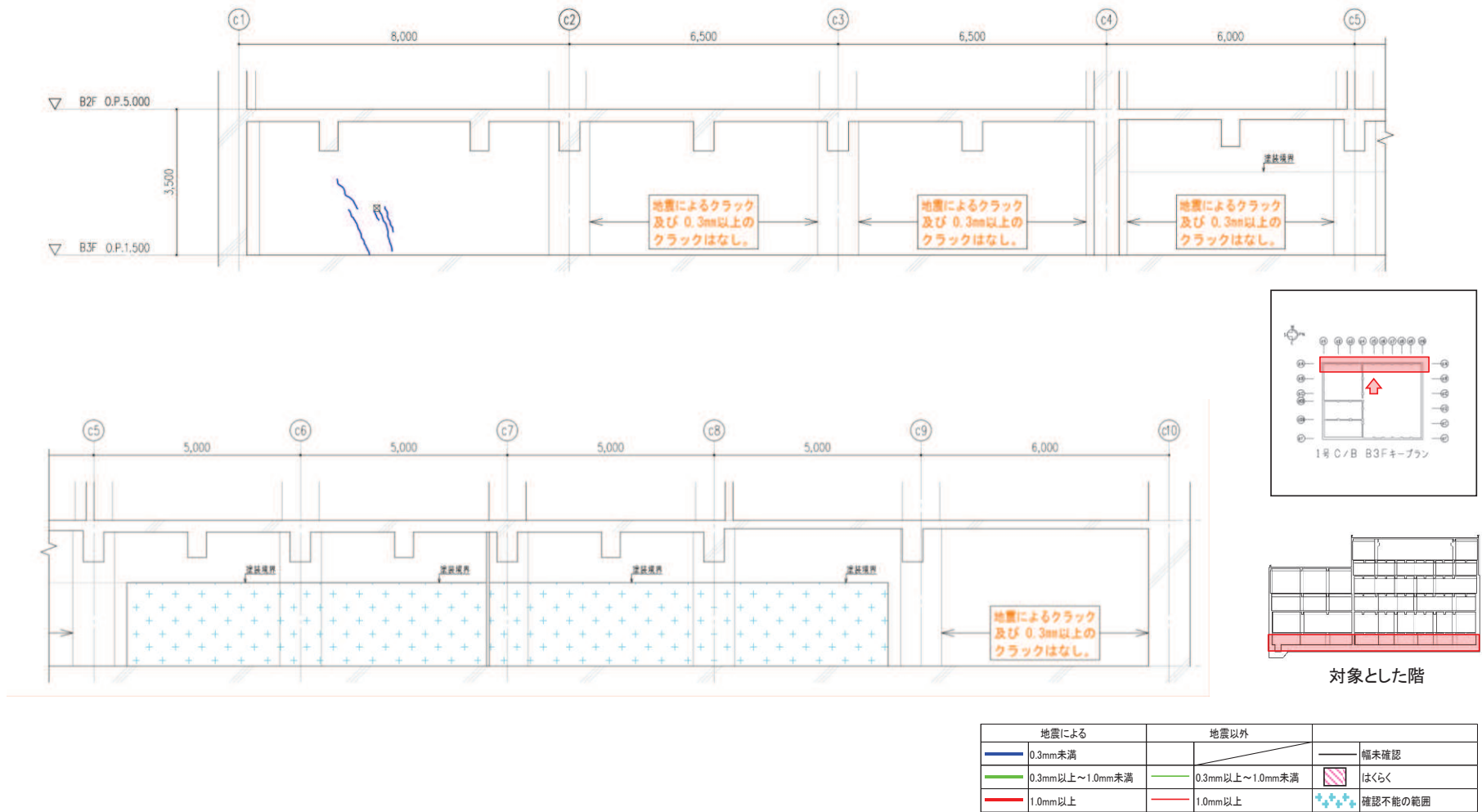


図4 第1号機制御建屋のひび割れ分布 耐震壁(4) 地下3階 CA通り

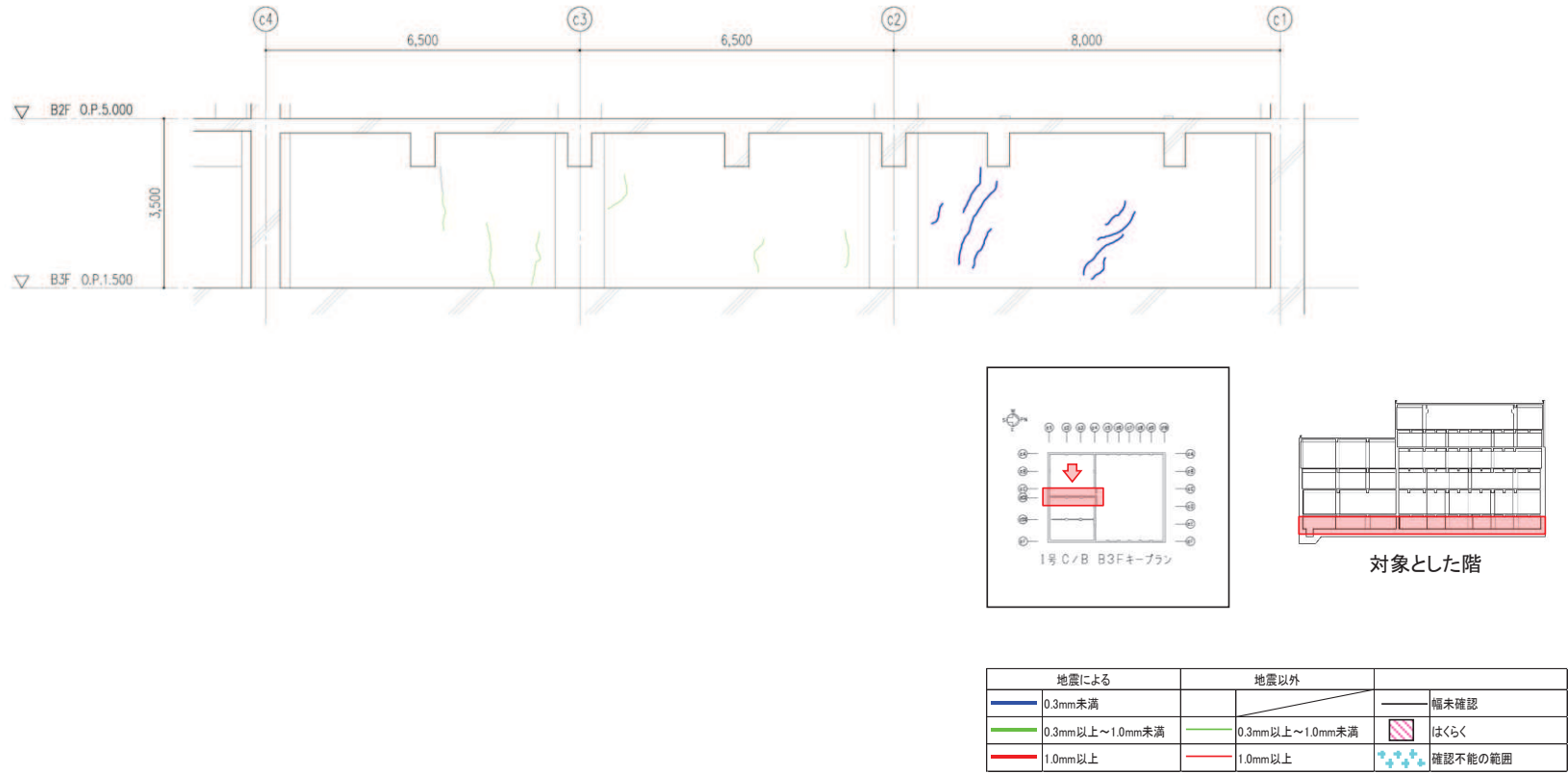


図5 第1号機制御建屋のひび割れ分布 耐震壁(5) 地下3階 CC-CD 通り間

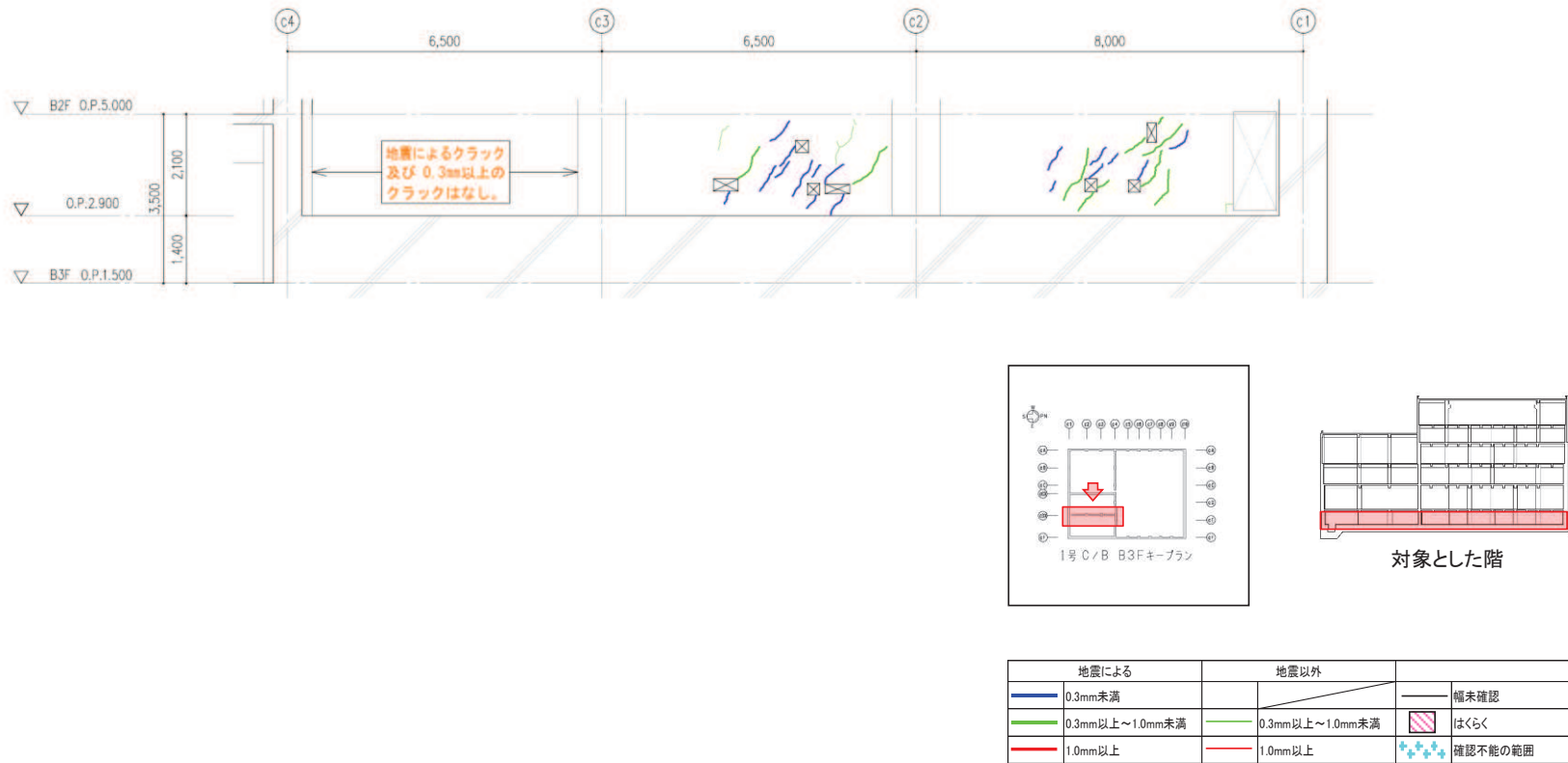


図 6 第 1 号機制御建屋のひび割れ分布 耐震壁 (6) 地下 3 階 CD-CE 通り間

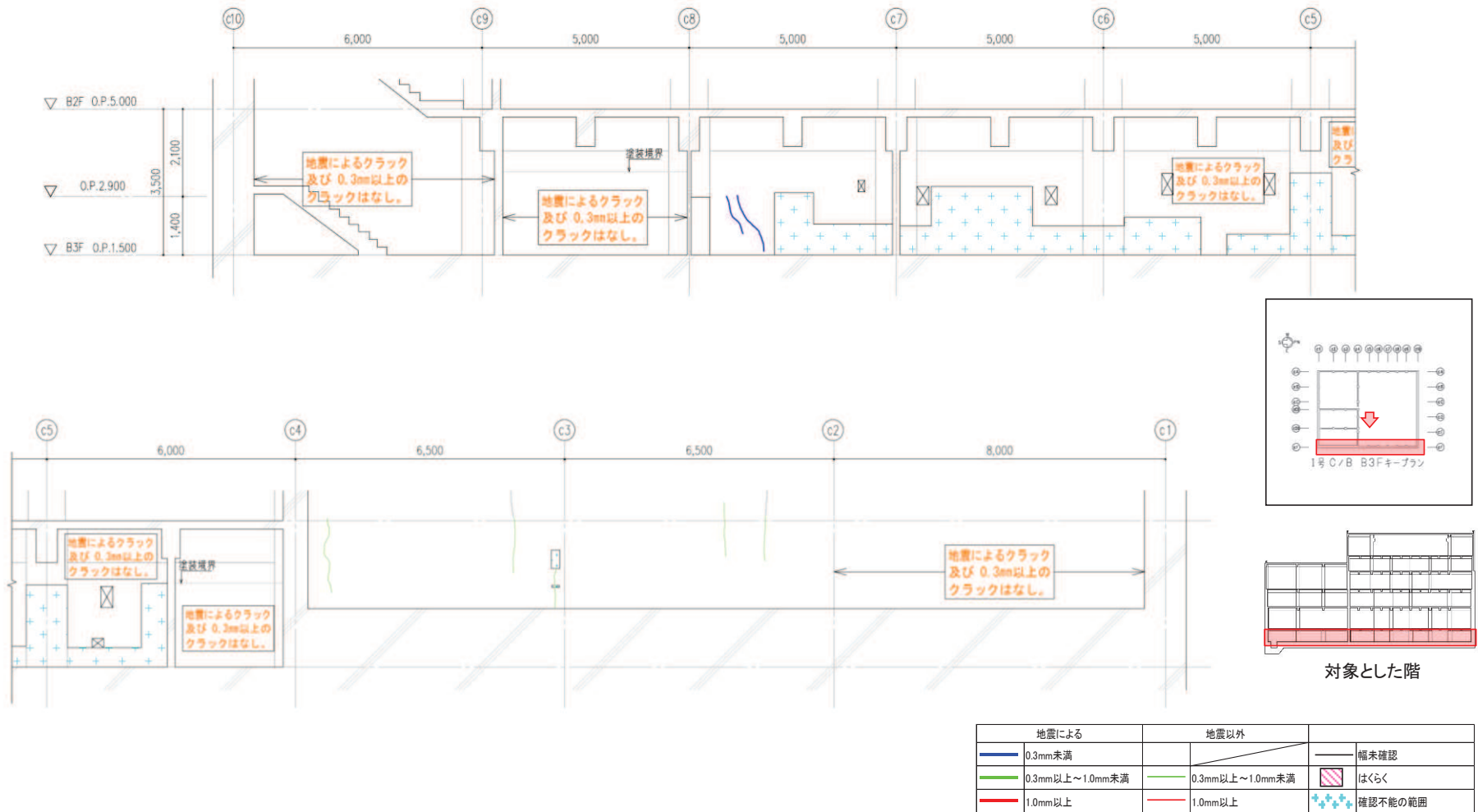


図7 第1号機制御建屋のひび割れ分布 耐震壁(7) 地下3階 CF通り

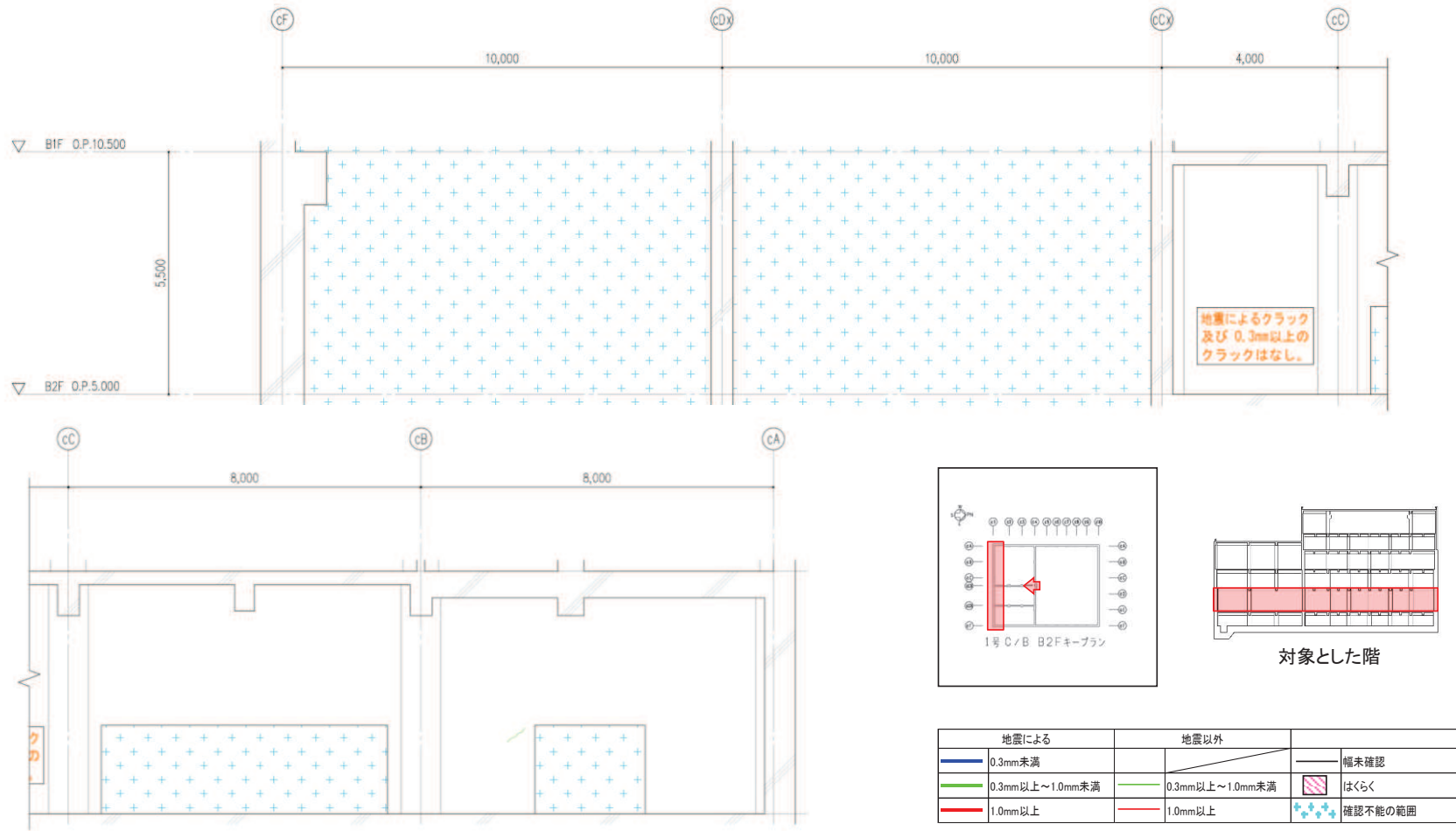


図8 第1号機制御建屋のひび割れ分布 耐震壁(8) 地下2階 C1通り

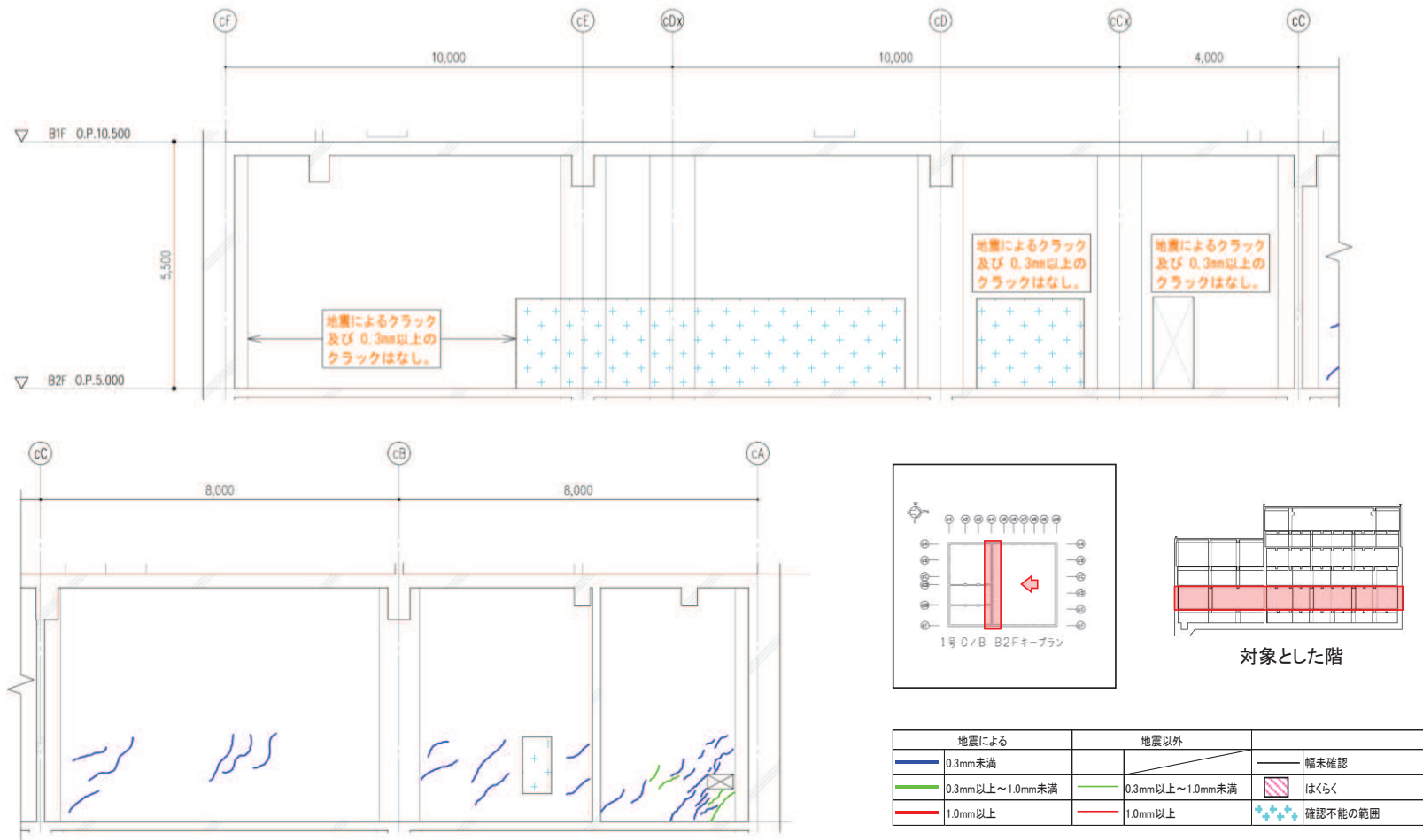


図9 第1号機制御建屋のひび割れ分布 耐震壁(9) 地下2階 C4通り

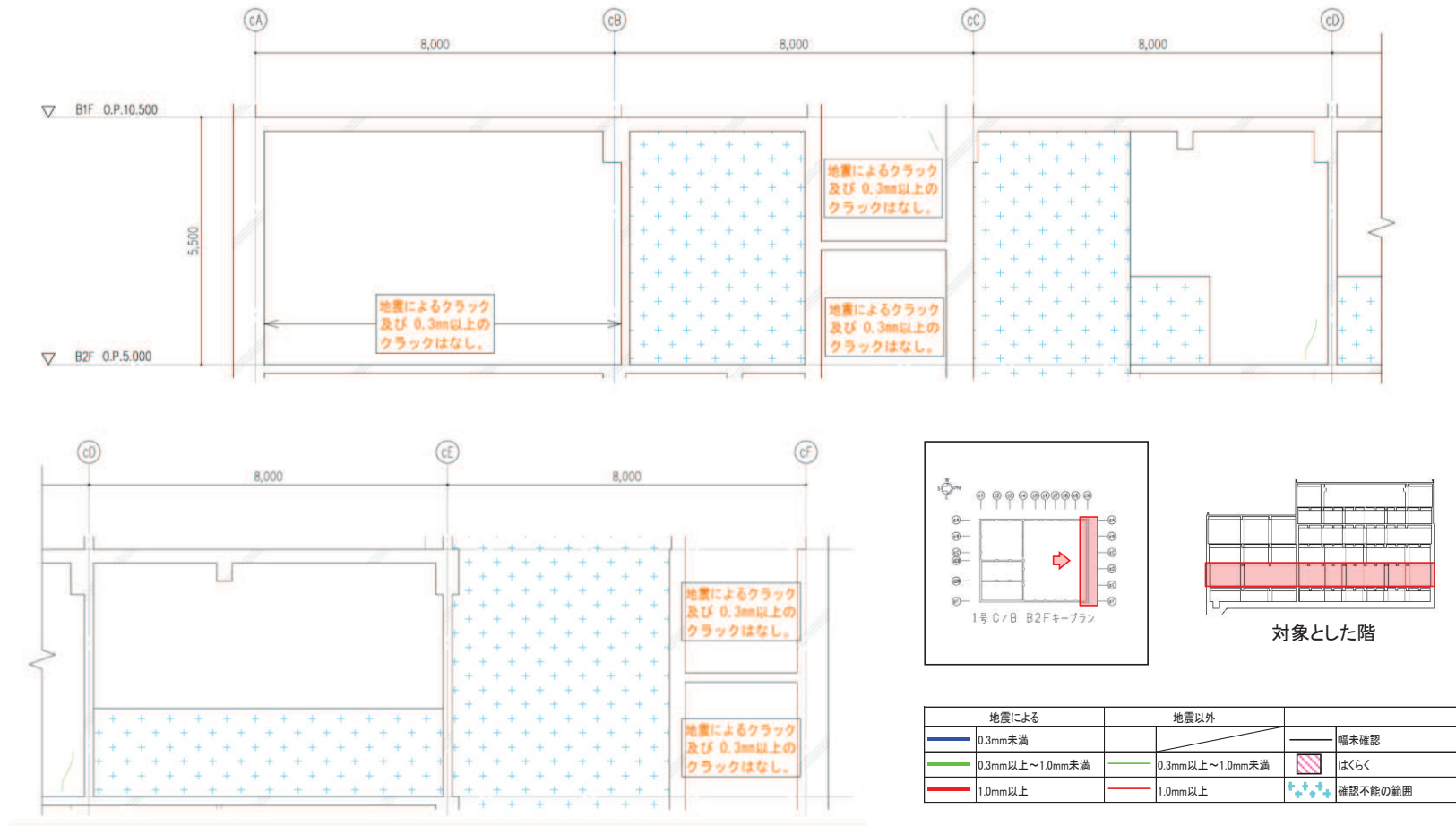


図 10 第 1 号機制御建屋のひび割れ分布 耐震壁 (10) 地下 2 階 C10 通り

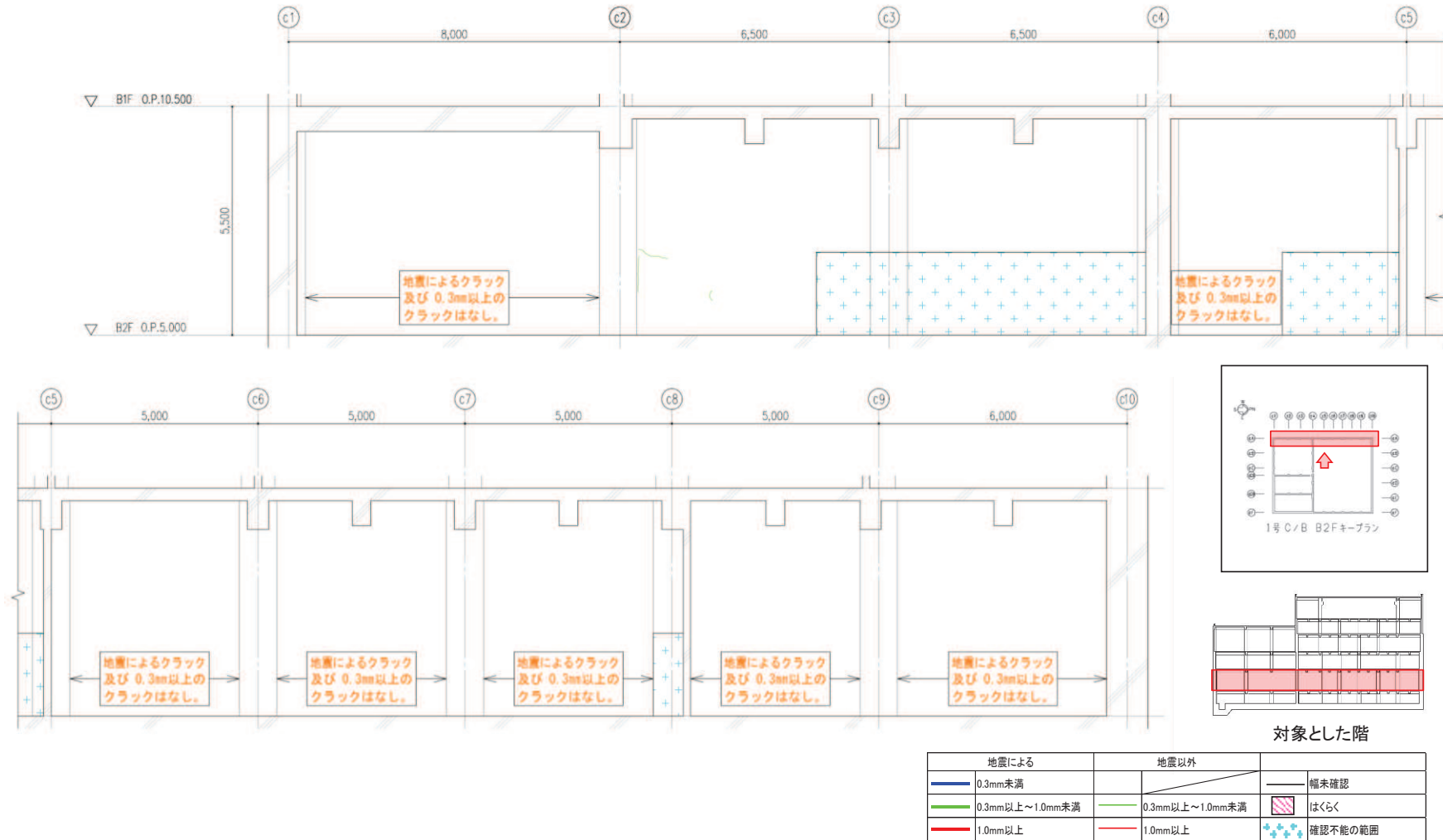


図 11 第 1 号機制御建屋のひび割れ分布 耐震壁 (11) 地下 2 階 CA 通り

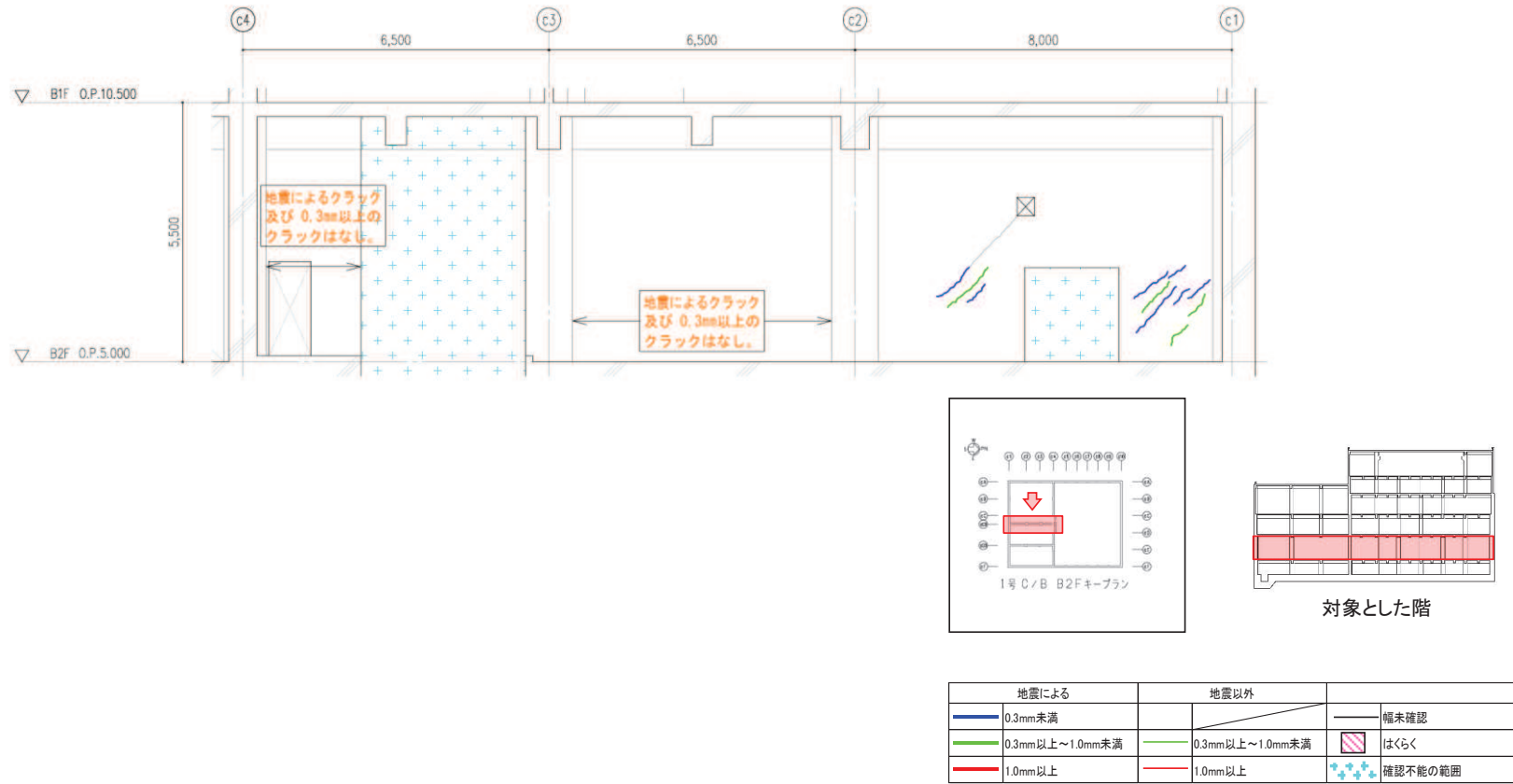
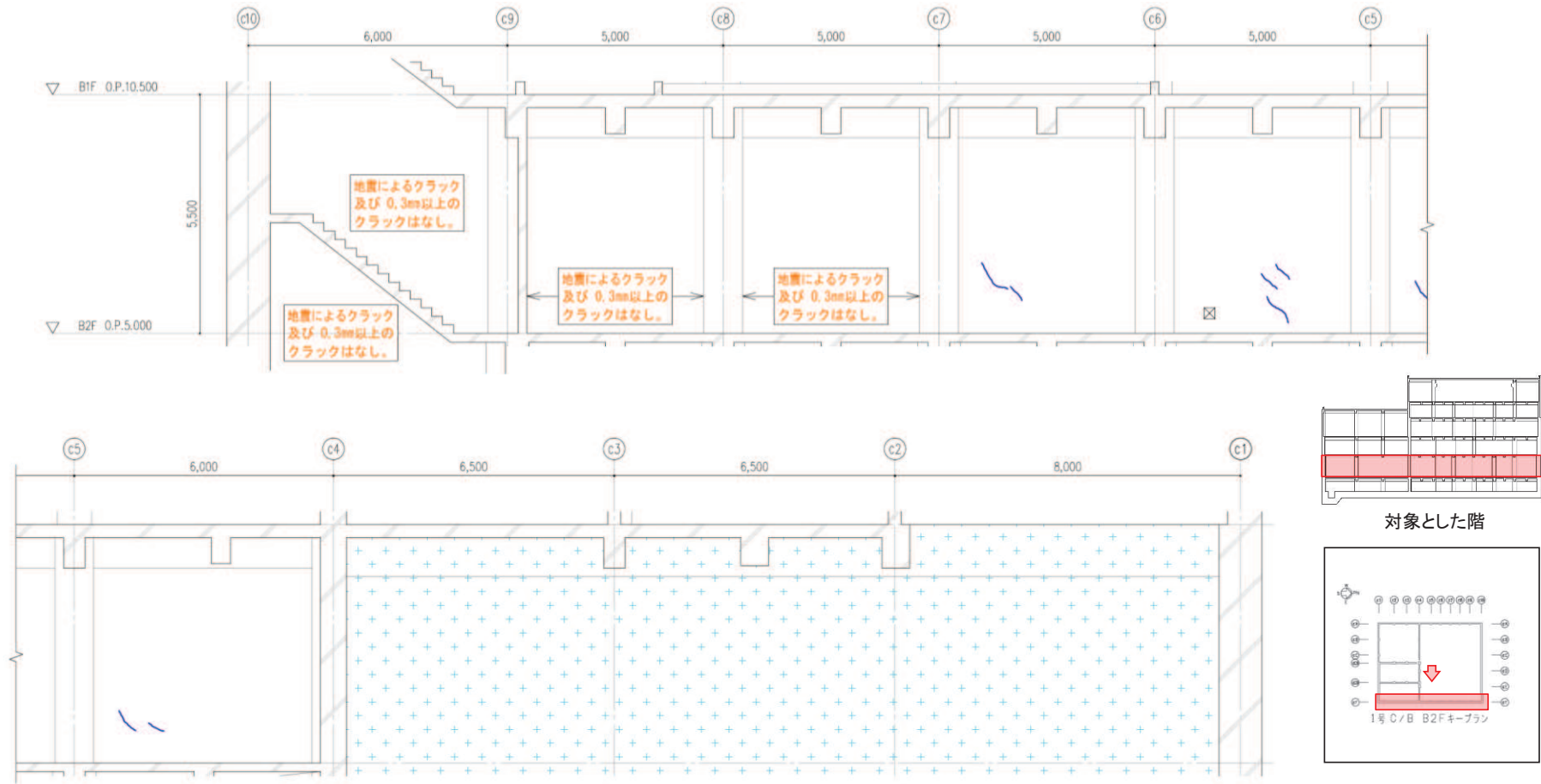


図 12 第 1 号機制御建屋のひび割れ分布 耐震壁 (12) 地下 2 階 CC-CD 通り間



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

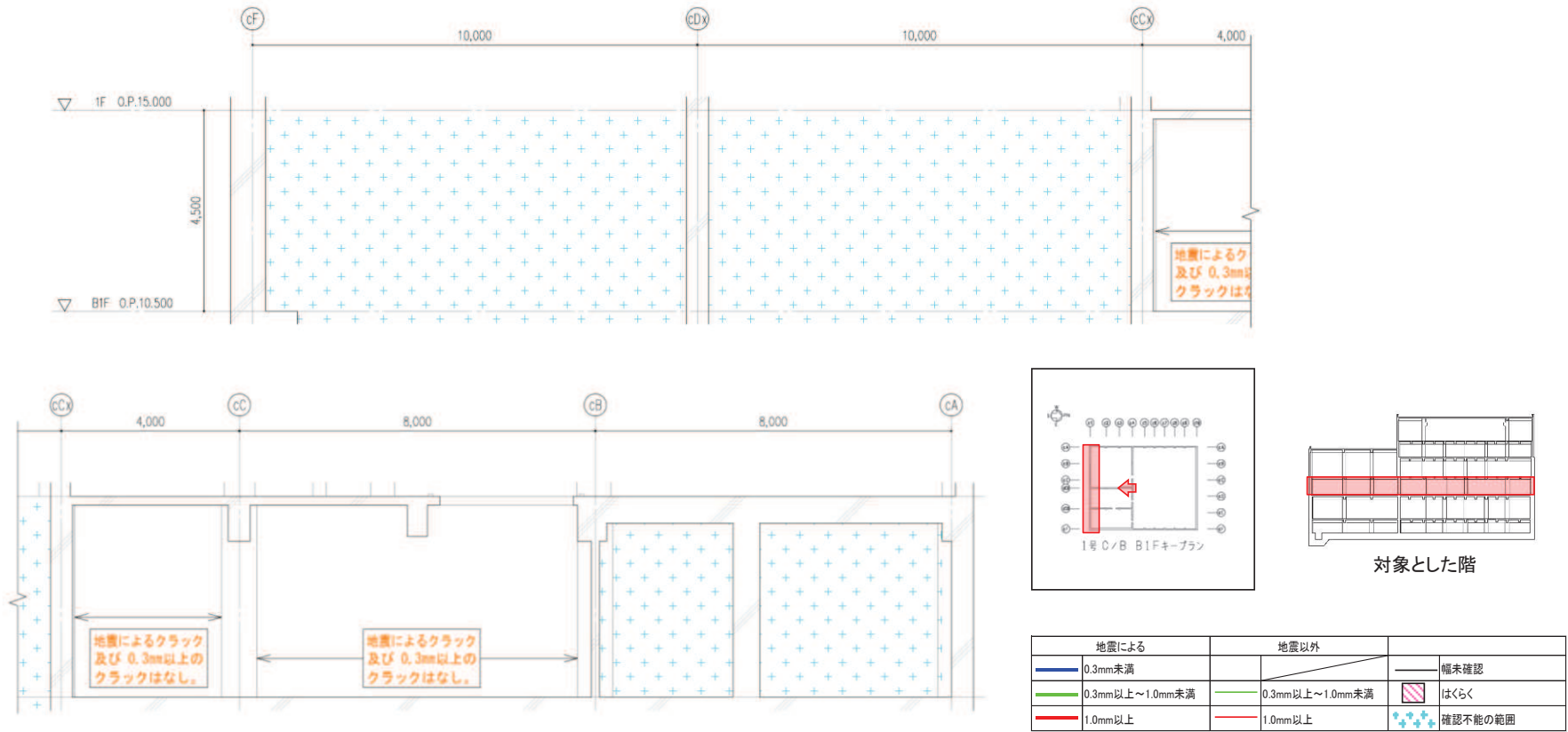


図 14 第 1 号機制御建屋のひび割れ分布 耐震壁 (14) 地下 1 階 C1 通り

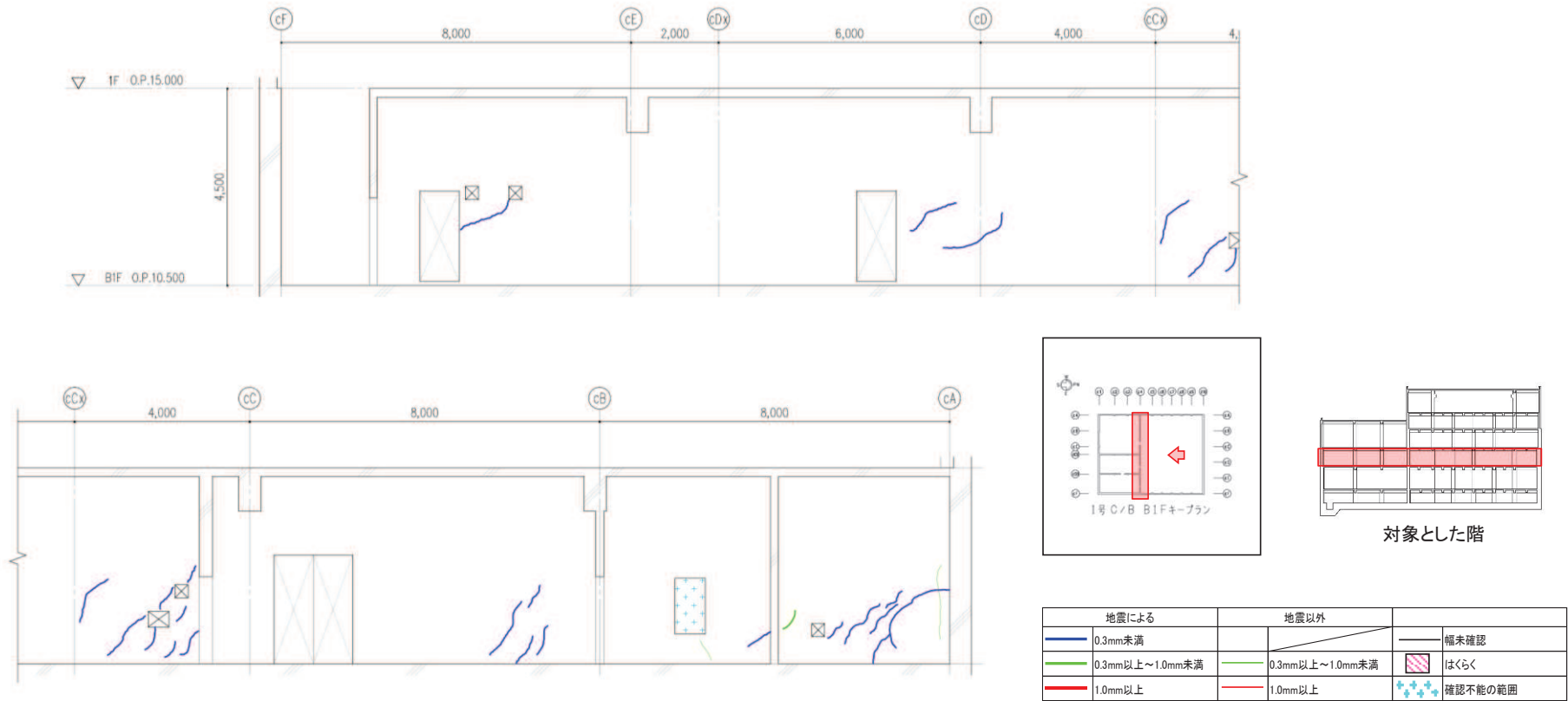


図 15 第 1 号機制御建屋のひび割れ分布 耐震壁 (15) 地下 1 階 C4 通り

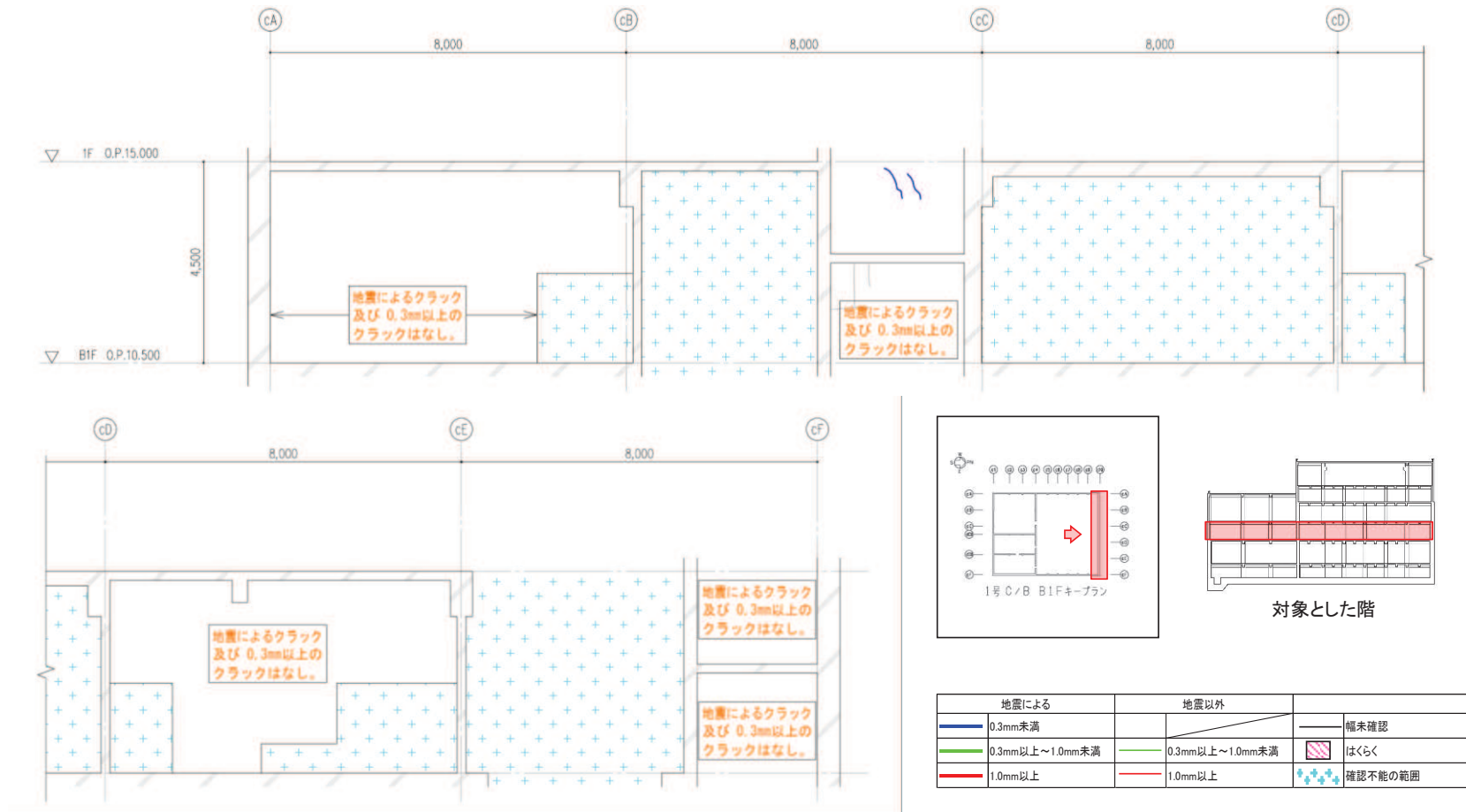


図 16 第 1 号機制御建屋のひび割れ分布 耐震壁 (16) 地下 1 階 C10 通り

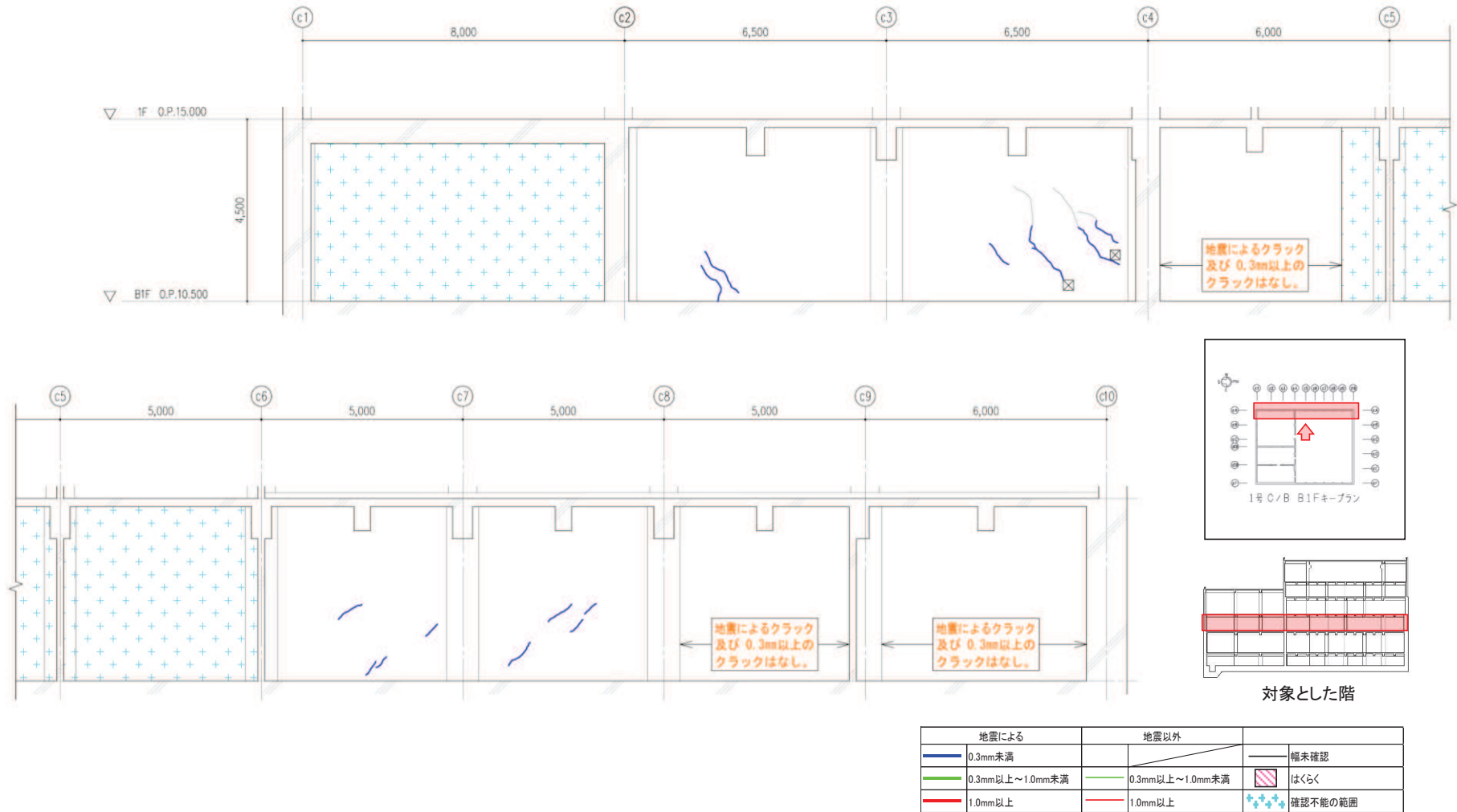
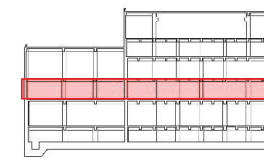
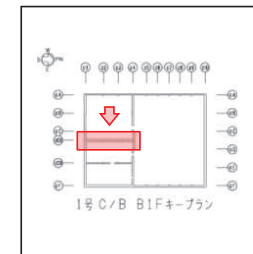
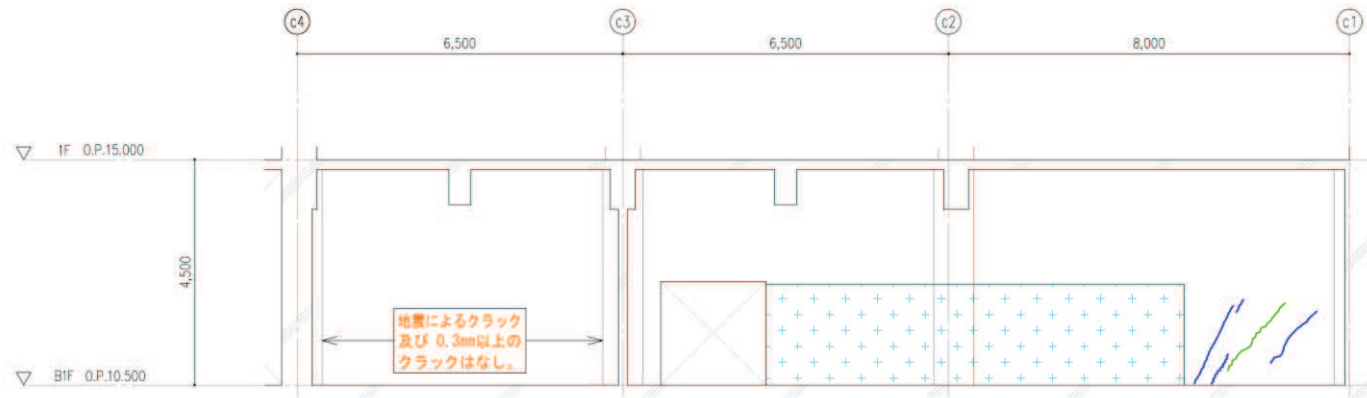


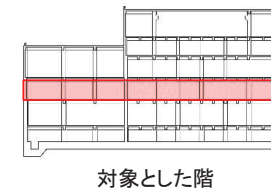
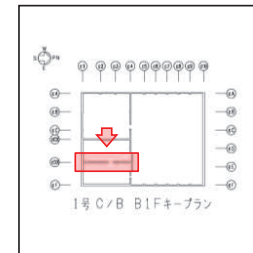
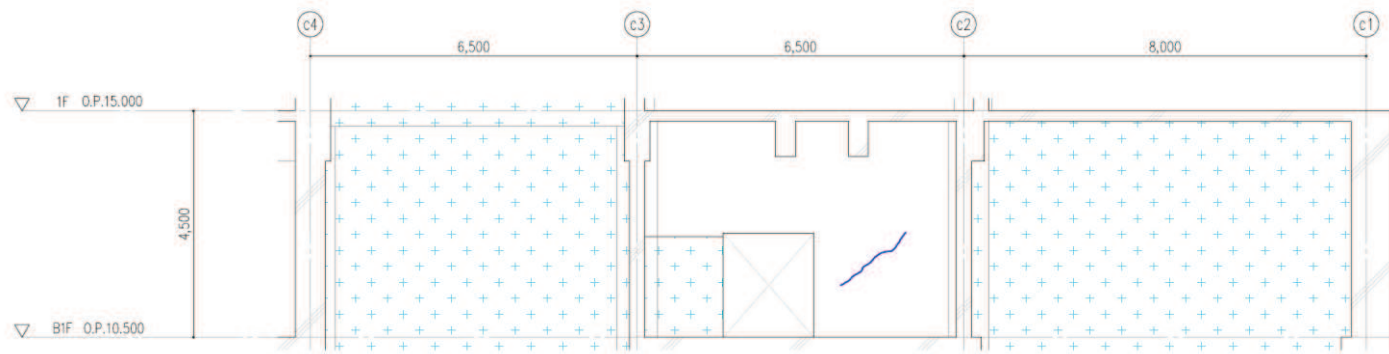
図 17 第 1 号機制御建屋のひび割れ分布 耐震壁 (17) 地下 1 階 CA 通り



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

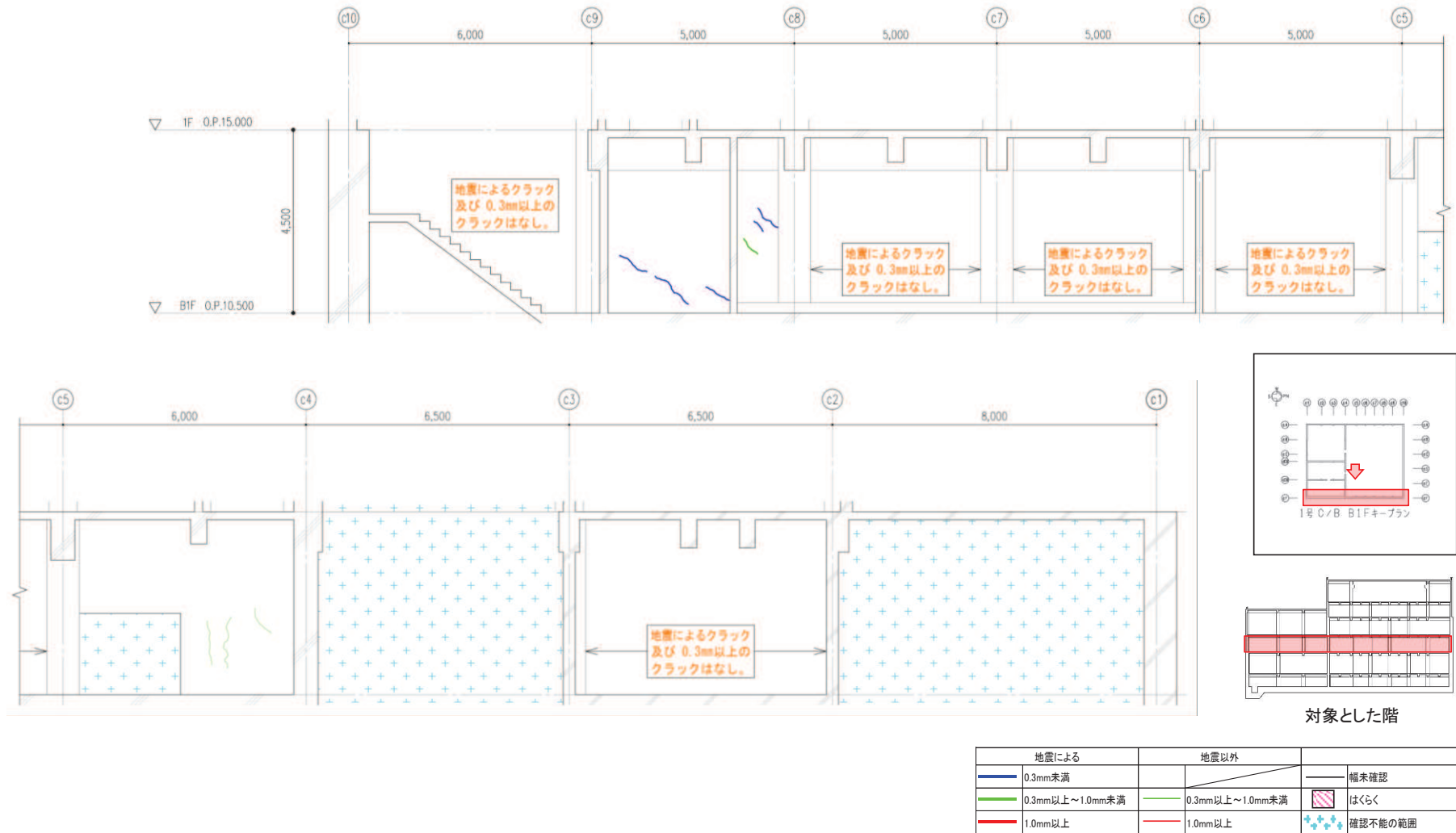


図 20 第 1 号機制御建屋のひび割れ分布 耐震壁 (20) 地下 1 階 CF 通り

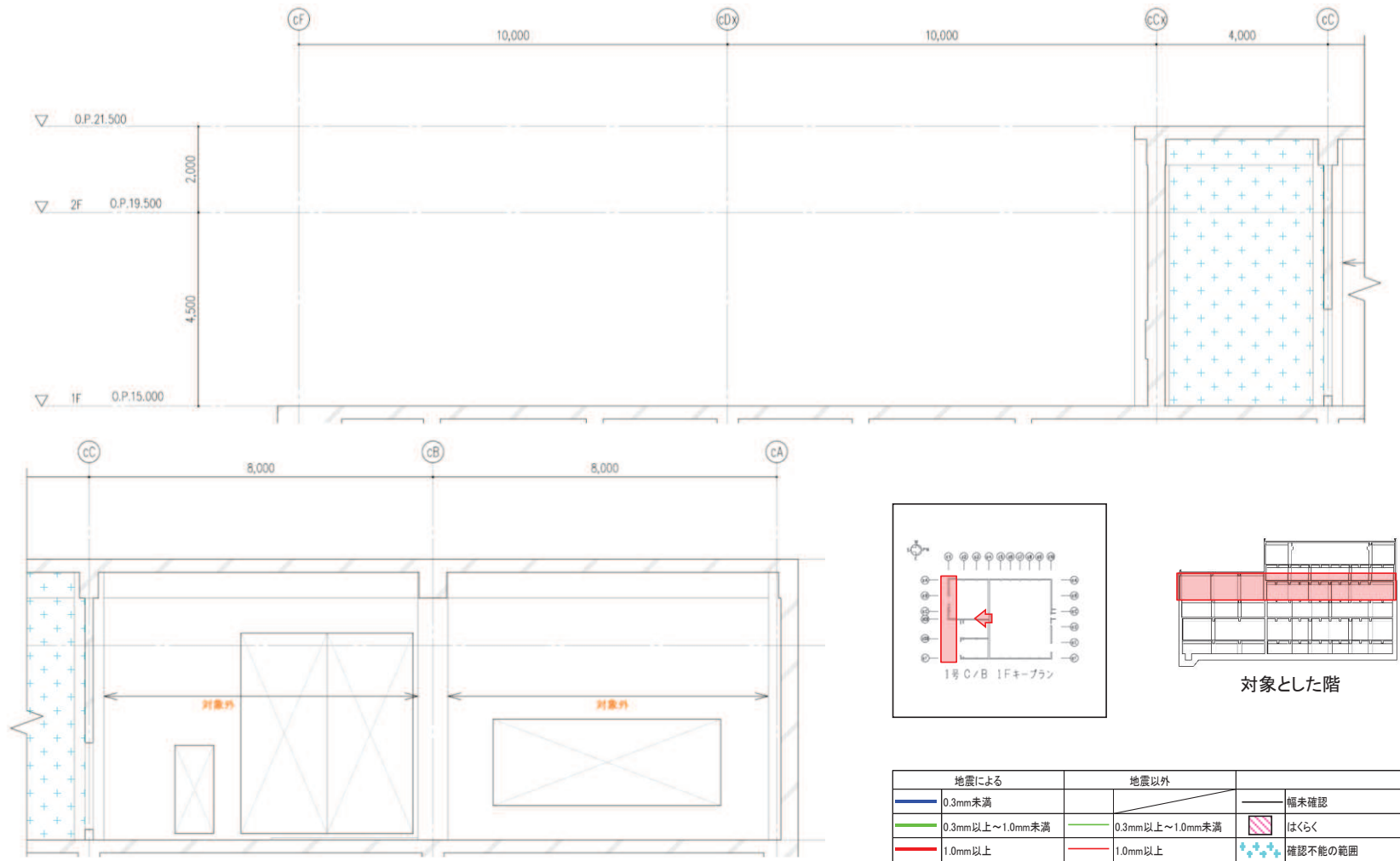


図 21 第 1 号機制御建屋のひび割れ分布 耐震壁 (21) 1 階 C1 通り

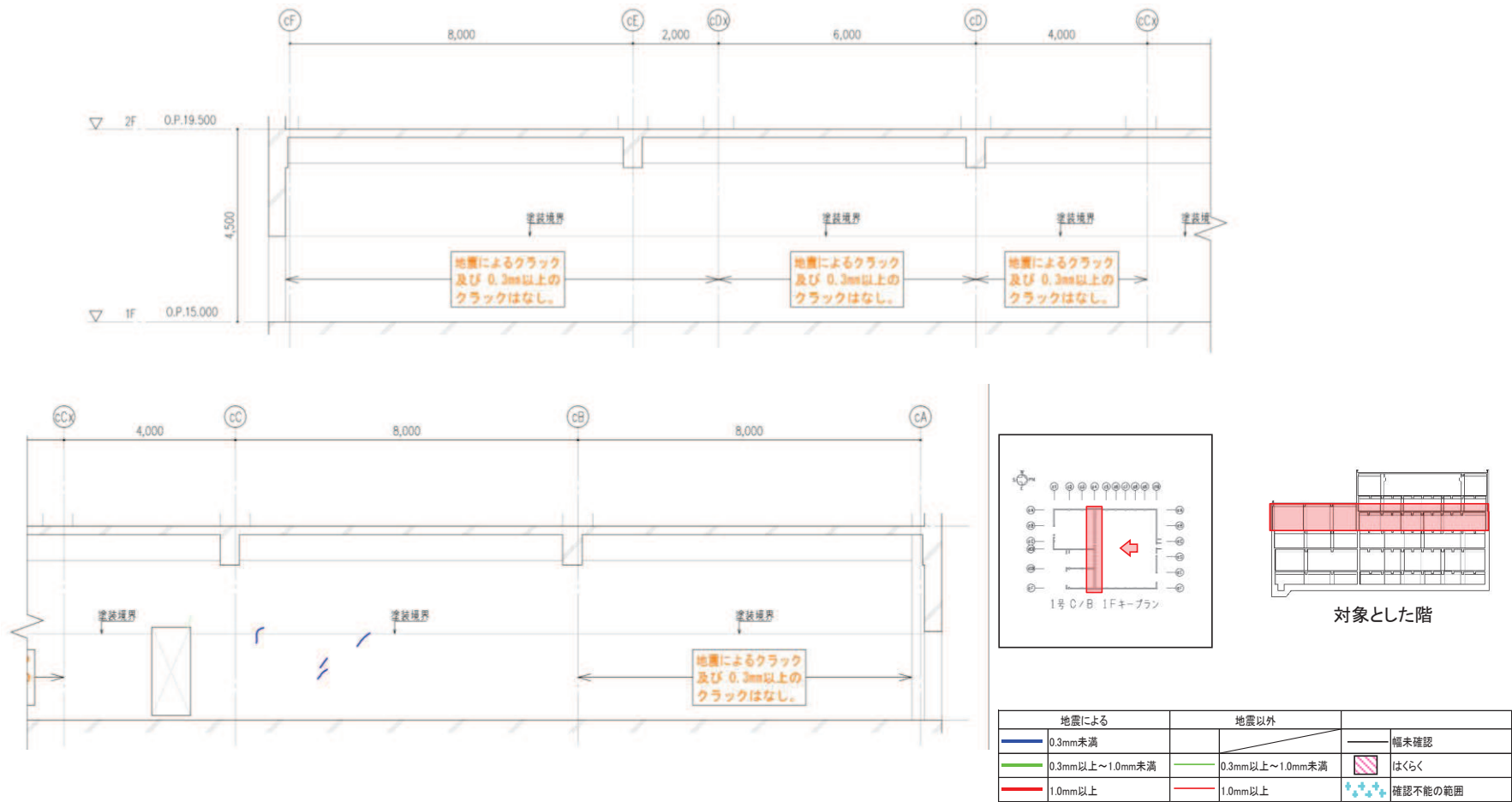


図 22 第 1 号機制御建屋のひび割れ分布 耐震壁 (22) 1 階 C4 通り

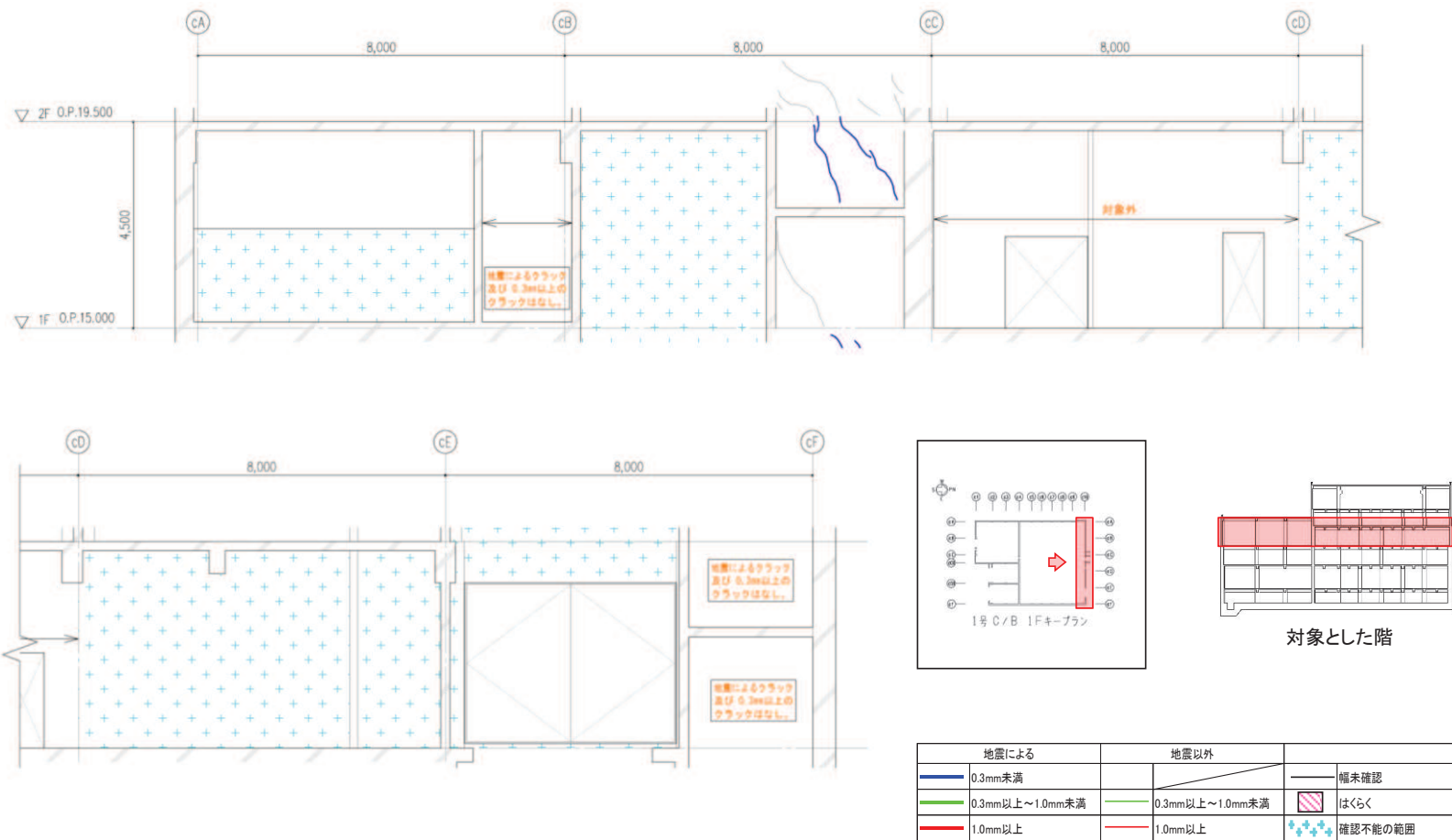


図 23 第 1 号機制御建屋のひび割れ分布 耐震壁 (23) 1 階 C10 通り

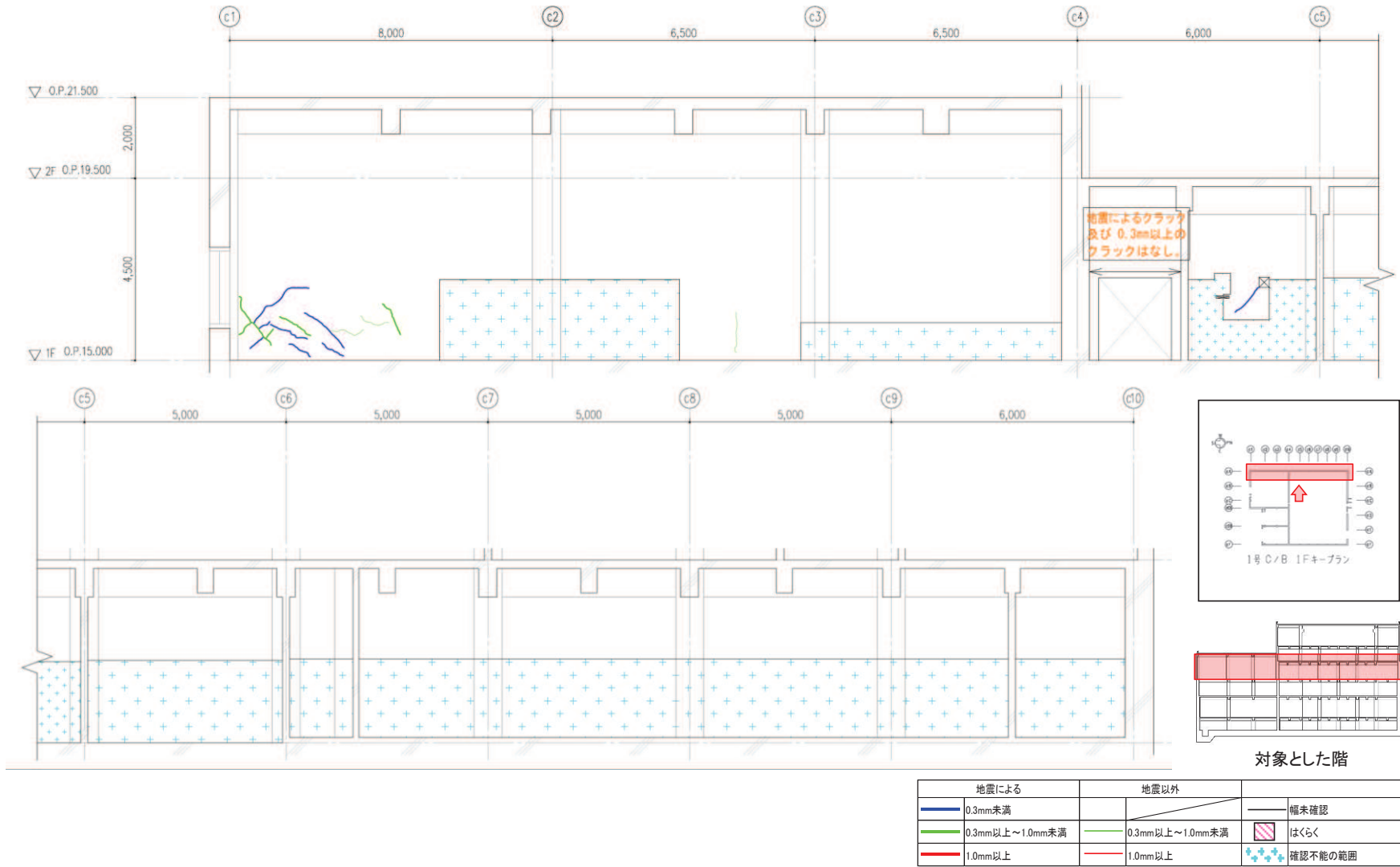


図 24 第 1 号機制御建屋のひび割れ分布 耐震壁 (24) 1 階 CA 通り

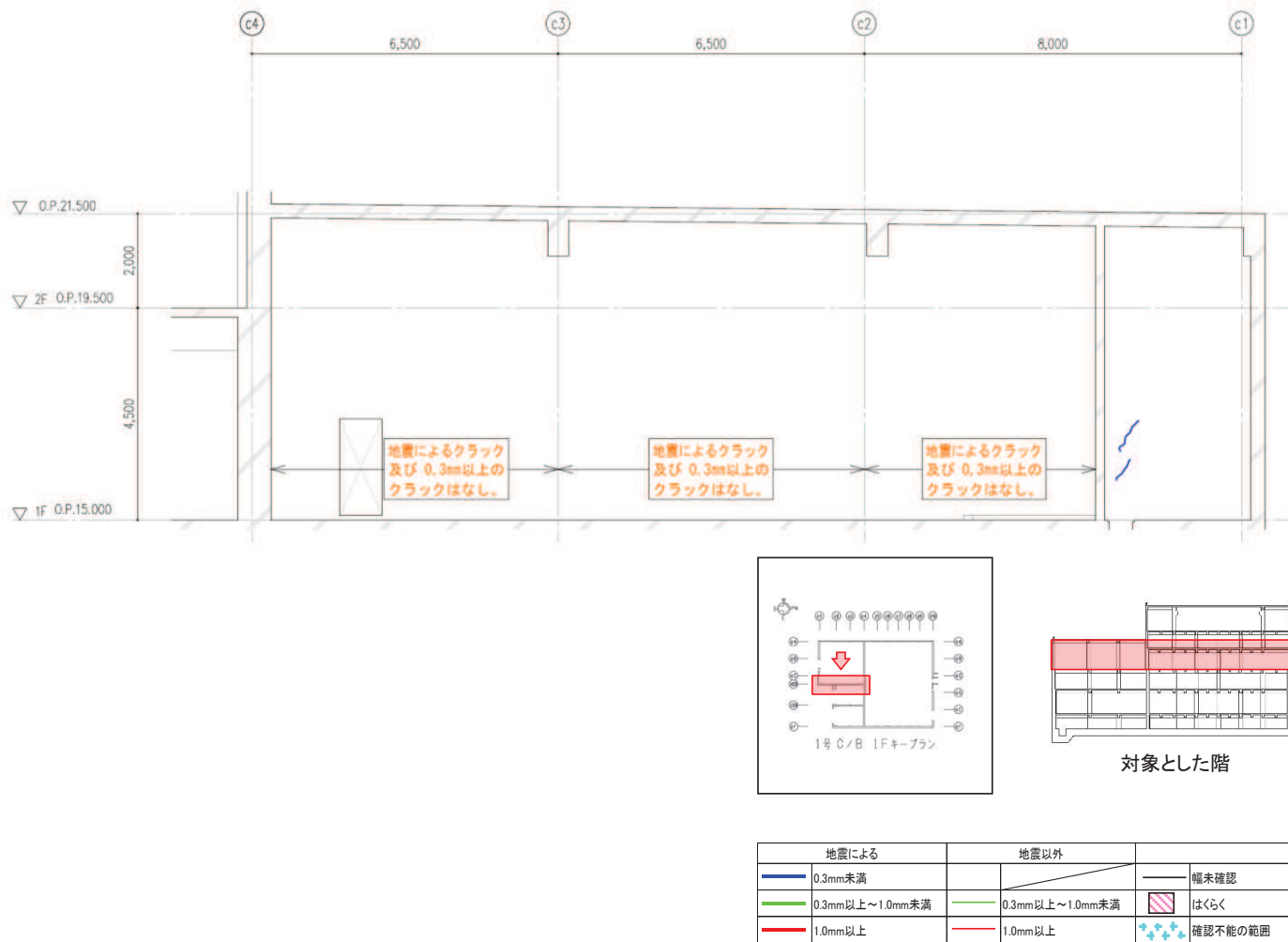


図 25 第 1 号機制御建屋のひび割れ分布 耐震壁 (25) 1 階 CC-CD 通り間

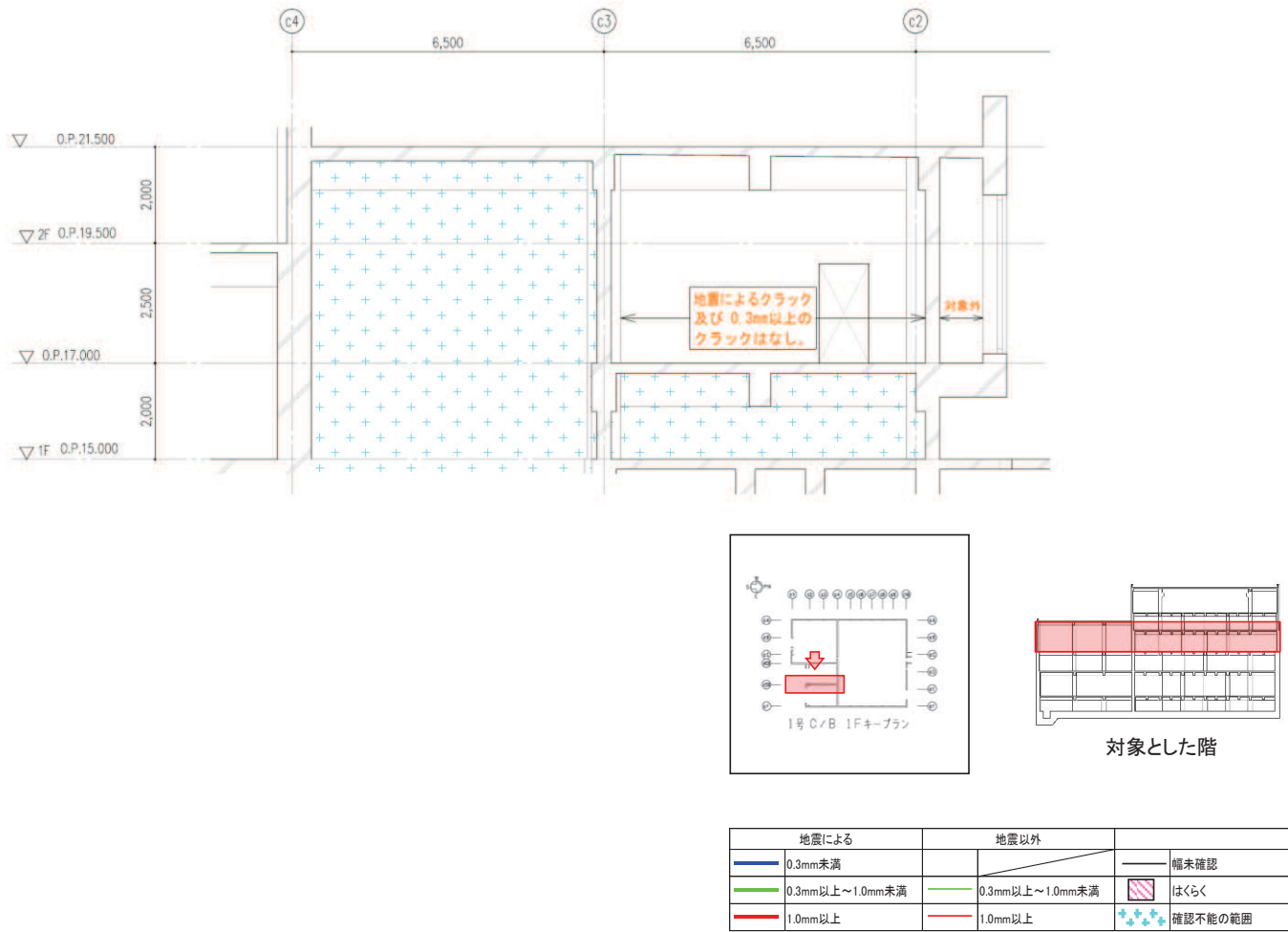


図 26 第 1 号機制御建屋のひび割れ分布 耐震壁 (26) 1 階 CD-CE 通り間

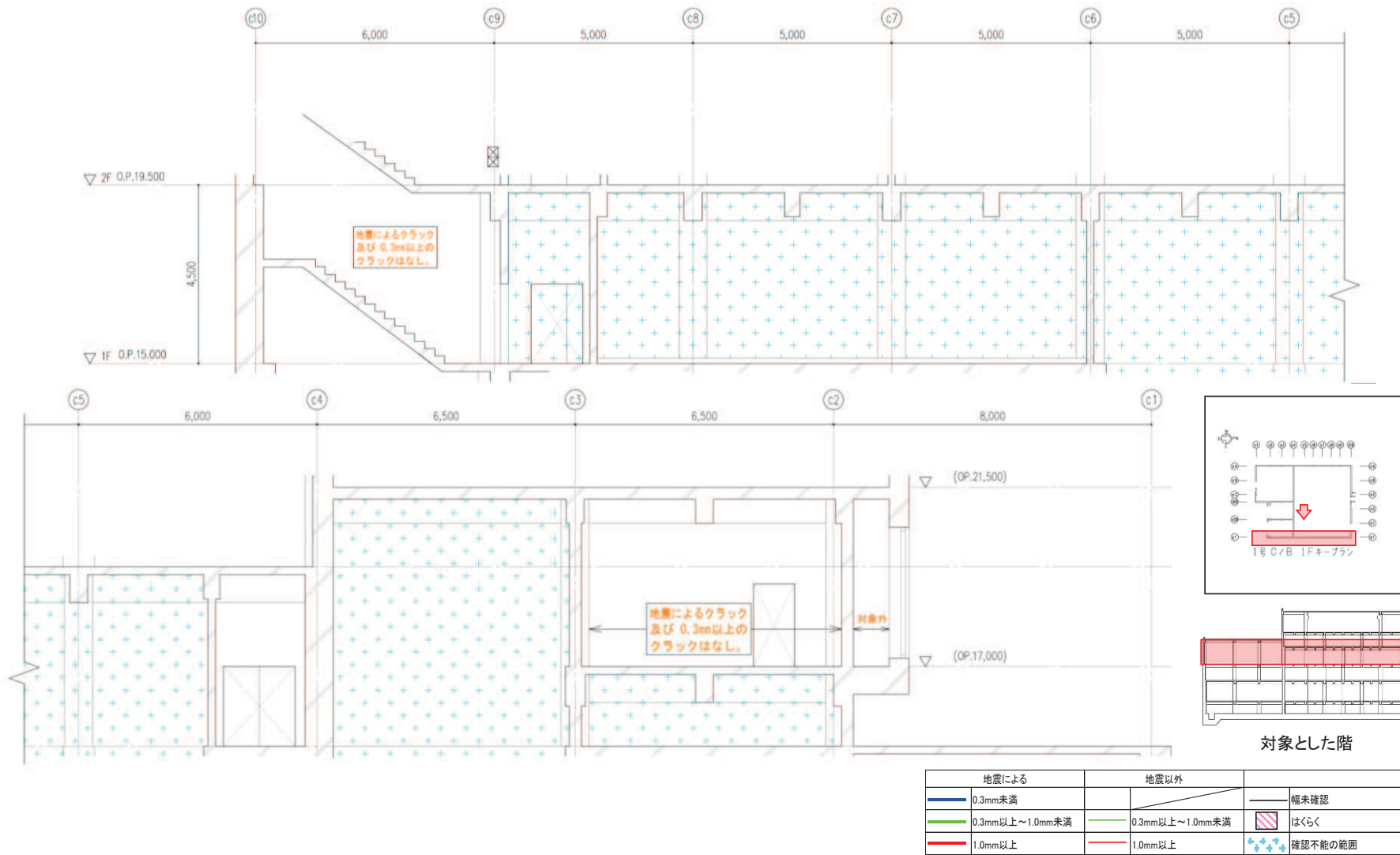


図 27 第 1 号機制御建屋のひび割れ分布 耐震壁 (27) 1 階 CF 通り

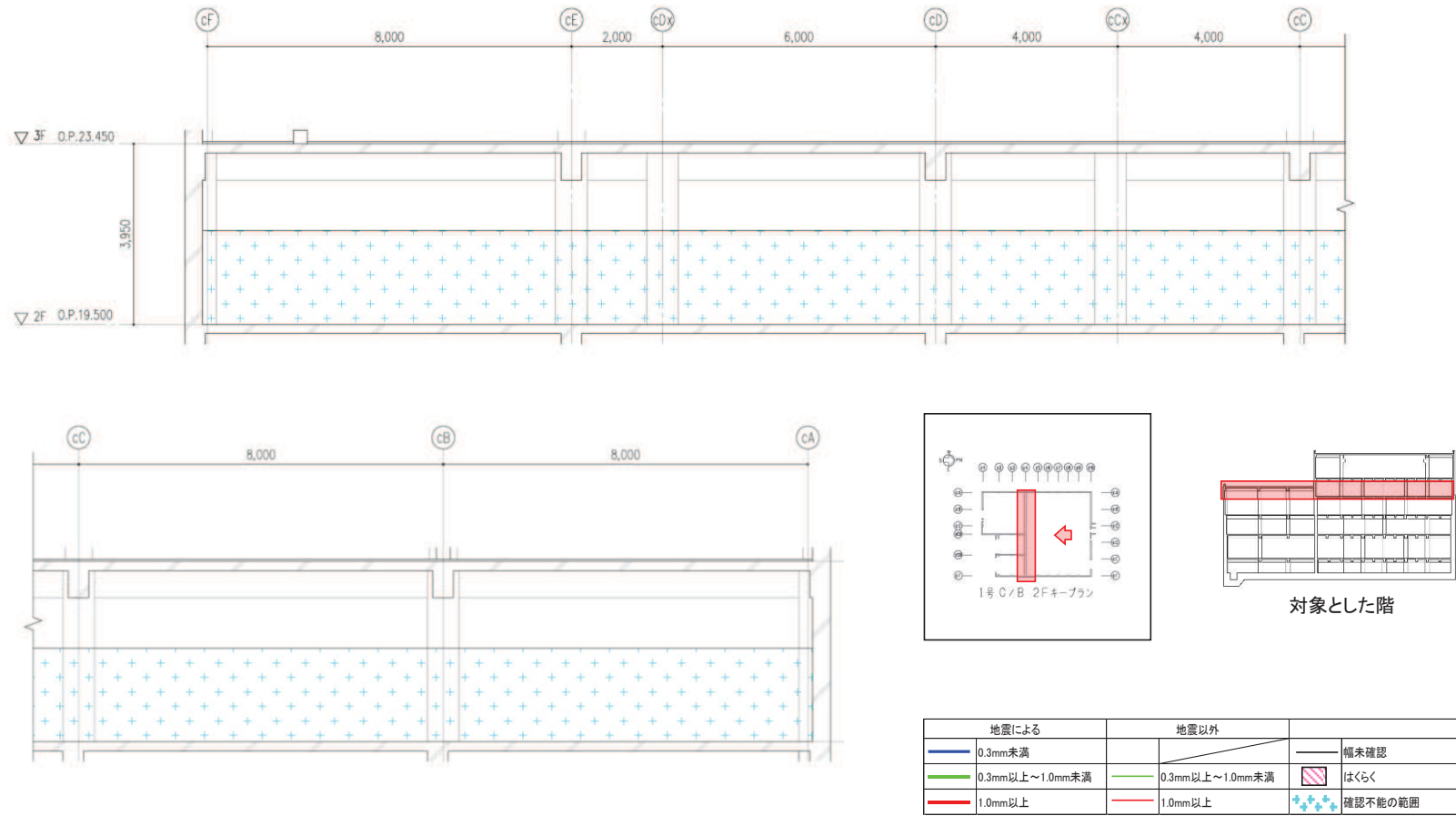


図 28 第 1 号機制御建屋のひび割れ分布 耐震壁 (28) 2 階 C4 通り

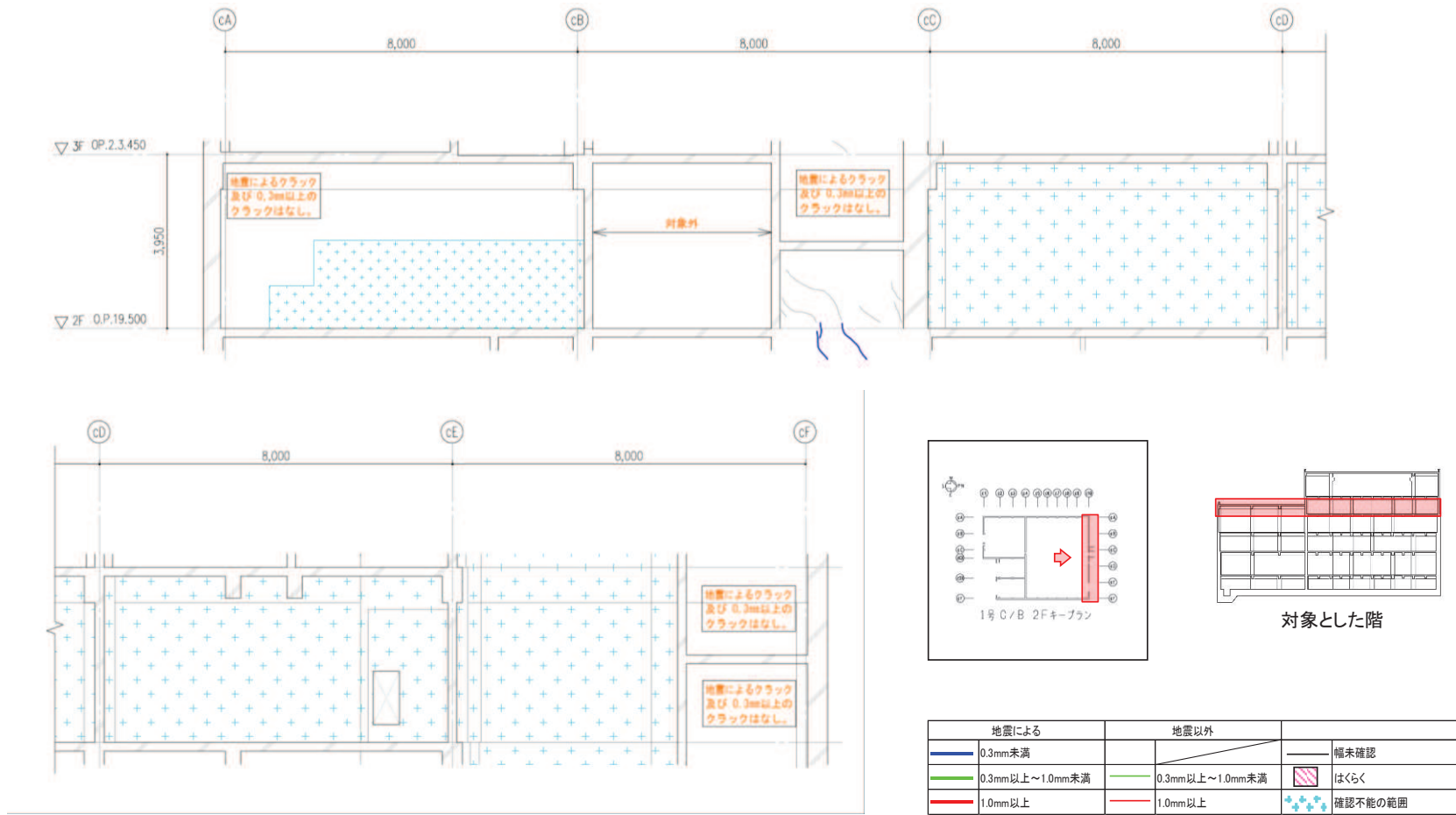


図 29 第 1 号機制御建屋のひび割れ分布 耐震壁 (29) 2 階 C10 通り

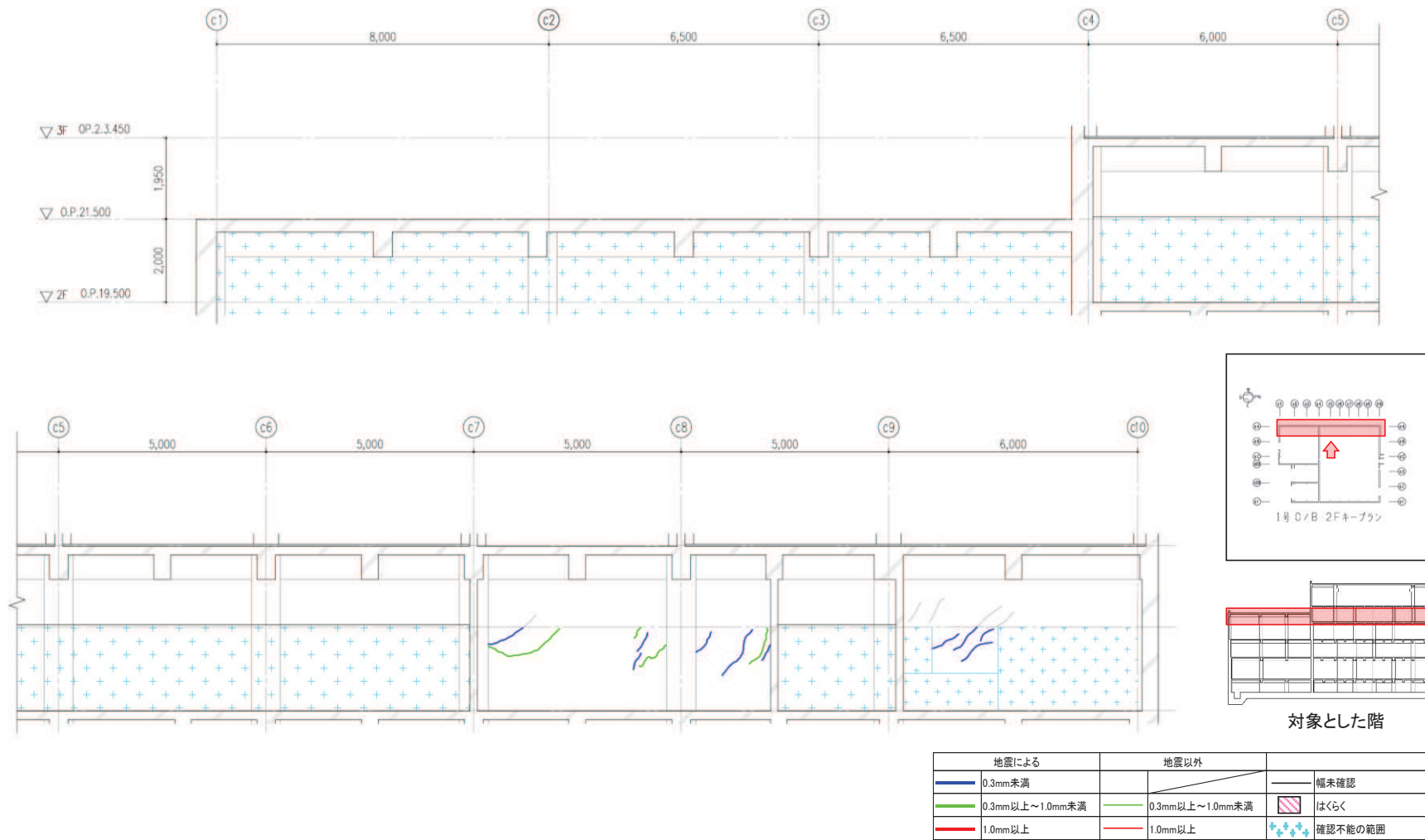


図 30 第 1 号機制御建屋のひび割れ分布 耐震壁 (30) 2 階 CA 通り

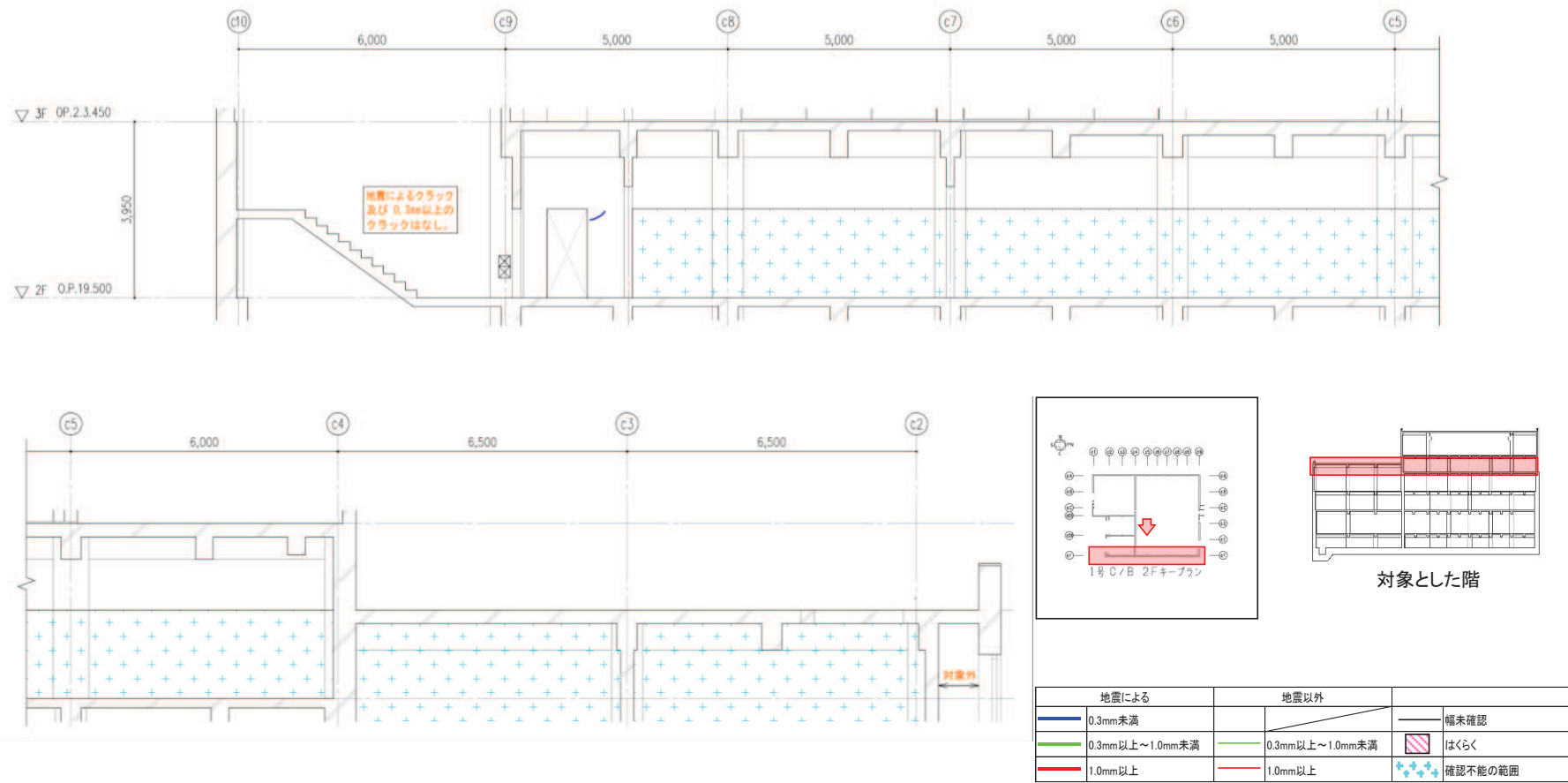


図 31 第 1 号機制御建屋のひび割れ分布 耐震壁 (31) 2 階 CF 通り

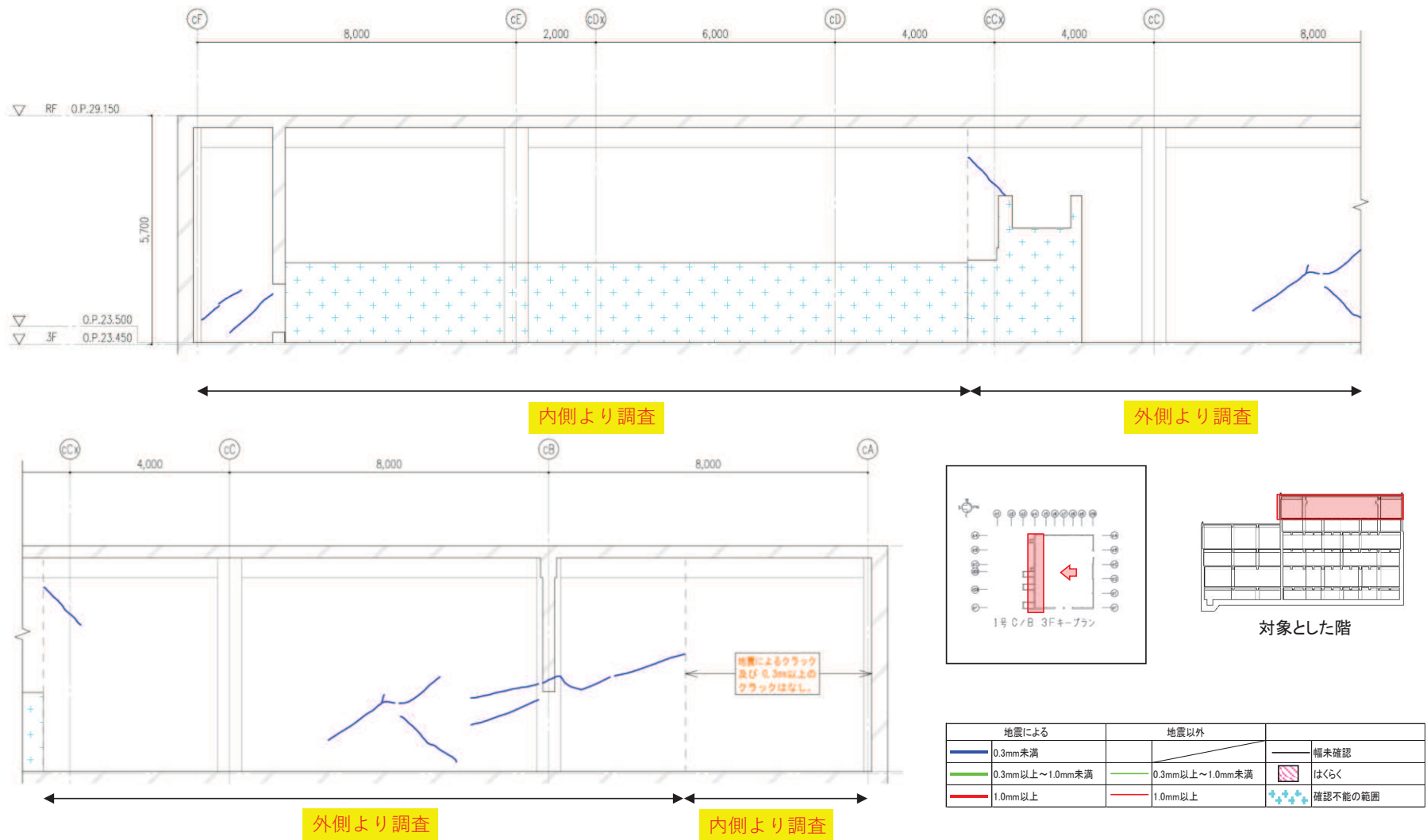


図 32 第 1 号機制御建屋のひび割れ分布 耐震壁 (32) 3 階 C4 通り

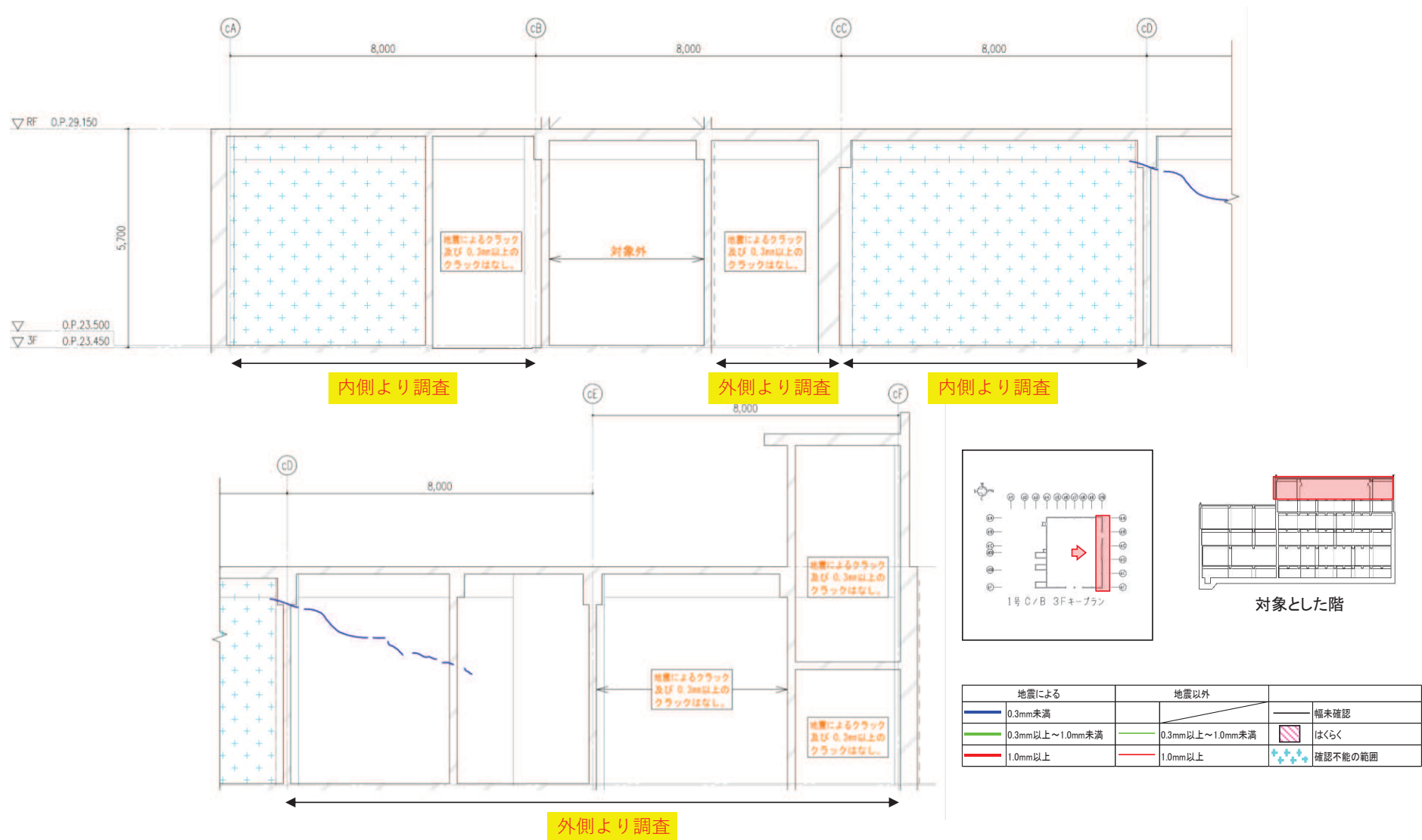


図 33 第 1 号機制御建屋のひび割れ分布 耐震壁 (33) 3 階 C10 通り

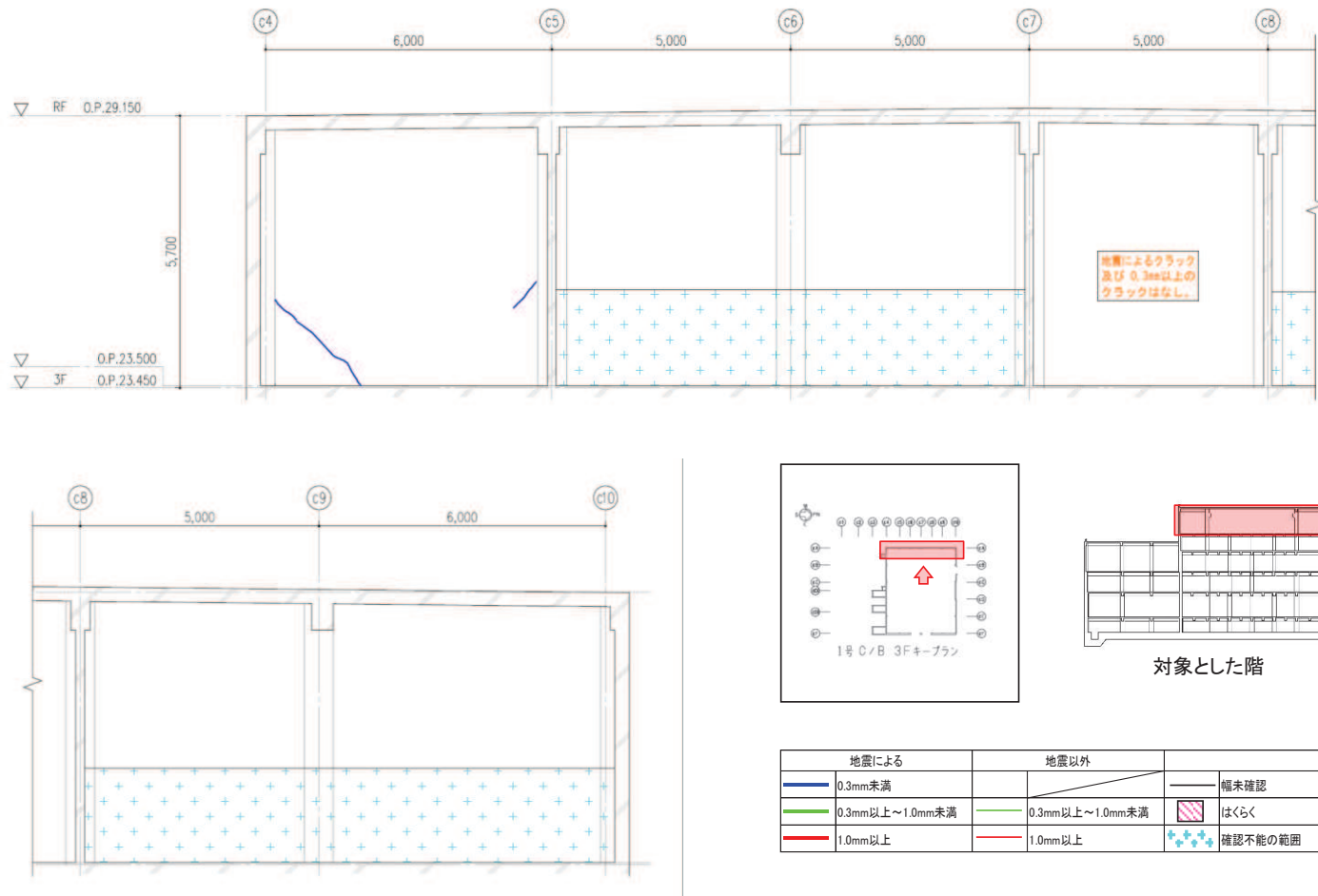


図 34 第 1 号機制御建屋のひび割れ分布 耐震壁 (34) 3 階 CA 通り

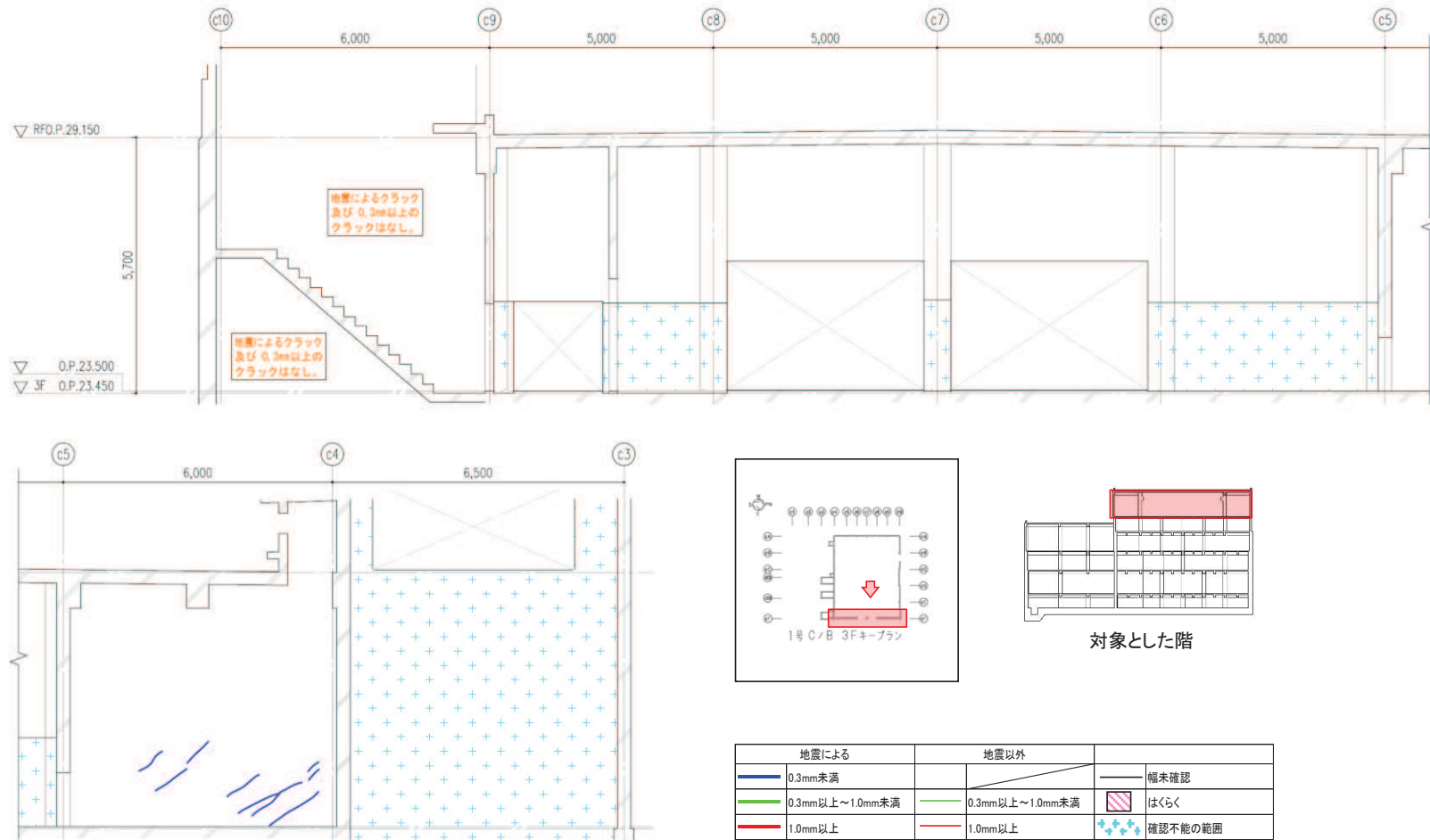


図 35 第 1 号機制御建屋のひび割れ分布 耐震壁 (35) 3 階 CF 通り

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。

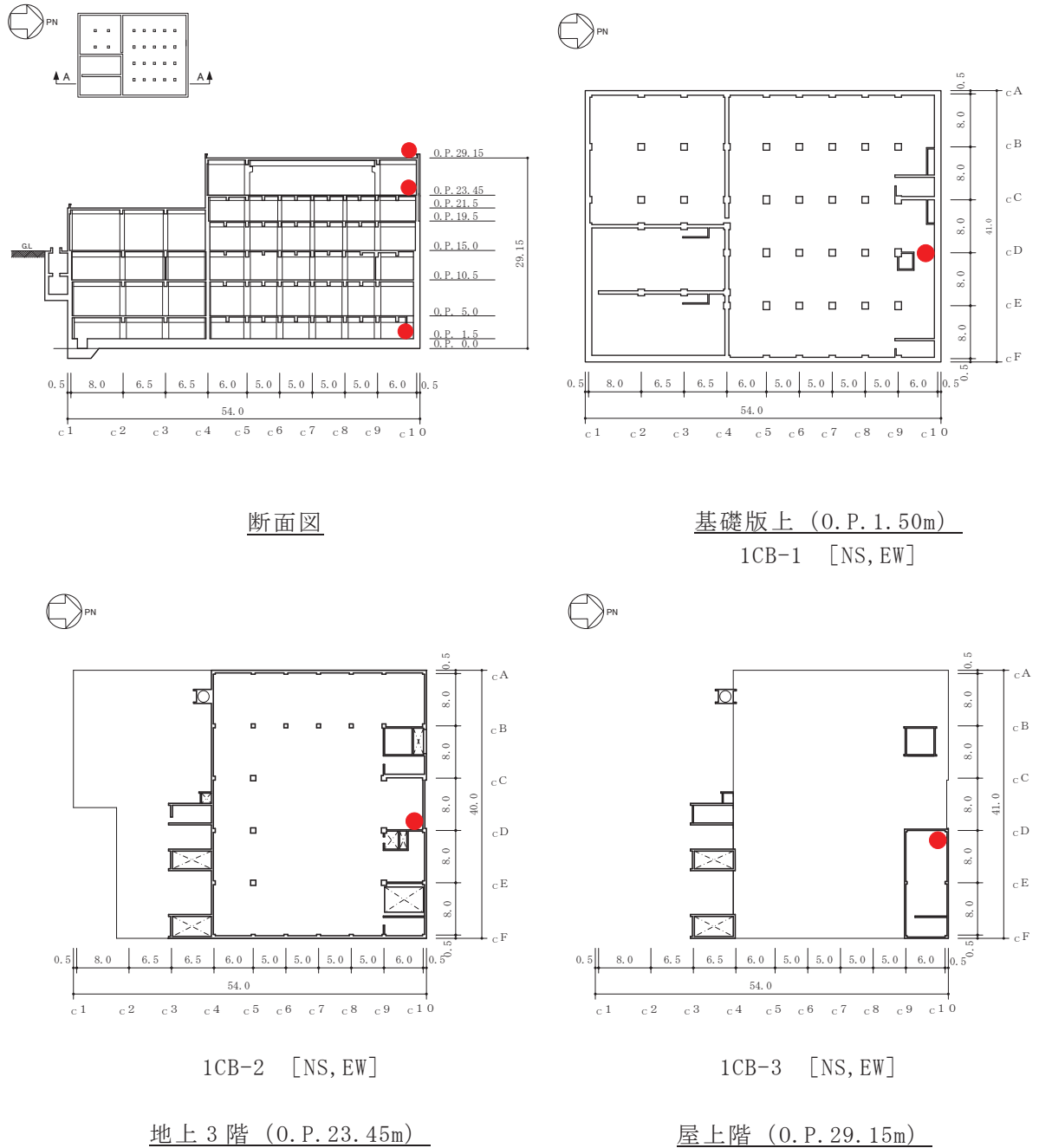


図2-1 地震計配置図

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。

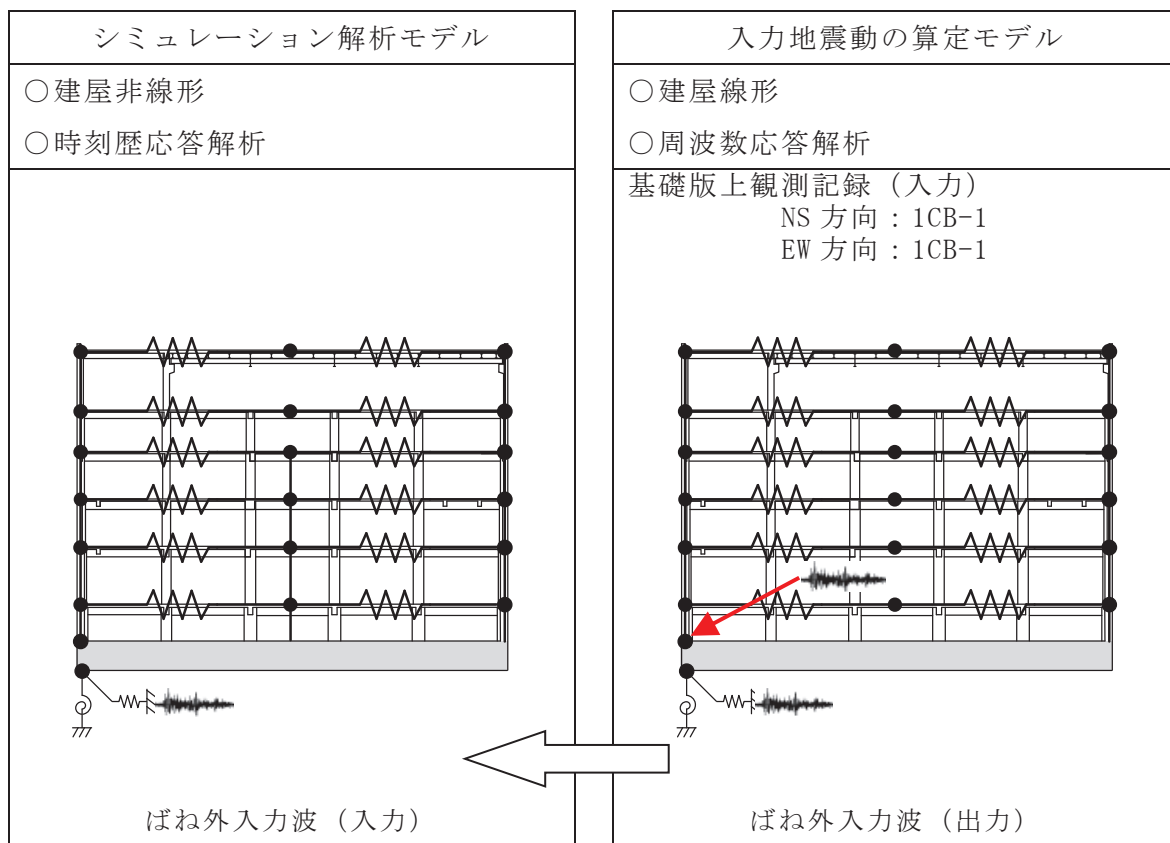


図 2-2 入力地震動の算出概念図

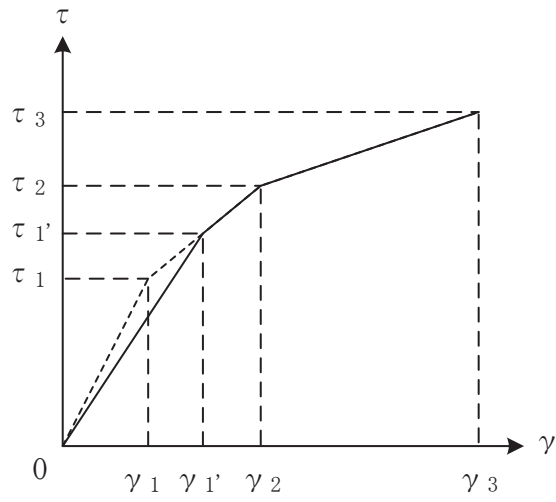
解析モデルは、地震観測記録と解析結果が整合するように次の3項目を見直して新たな解析モデルを構築した。

解析モデルの諸元の設定について表2-1に示す。

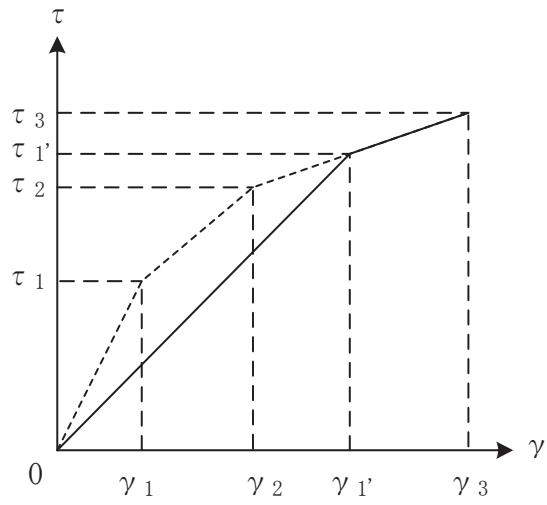
- ① 鉄筋コンクリート部の剛性評価は、耐震壁について観測記録と整合するように等価な剛性として設定し、図2-3に示すように復元力特性の第1勾配は設計時から見直した。建屋全体に一律の等価な剛性を設定した。
- ② 建屋の減衰定数は、観測記録と整合するように解析では全て鉄筋コンクリート部の減衰定数に代表させて5%に設定した。また、NS、EW方向ともに同じ減衰定数とした。
- ③ 既工認では1軸多質点系モデルとしていたが、第2号機制御建屋におけるシミュレーション解析（補足620-4参照）を参照の上、建屋の構造や地震計位置も踏まえて多軸床柔多質点系モデルとした。

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

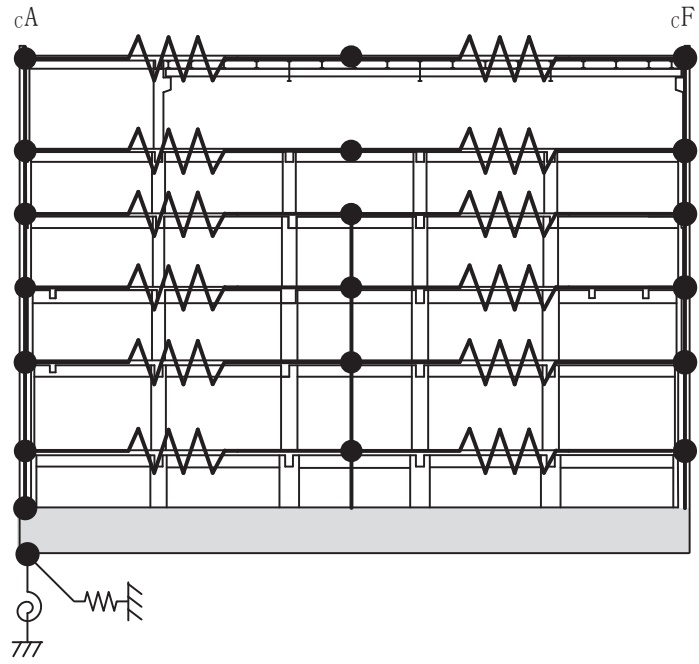
- ①制御建屋におけるシミュレーション解析結果（補足-620-3 参照）を踏まえて多軸多質点系床柔モデルを基本とした。
- ②地下 3 階から地上 2 階については、C1-C4 通り間、CC-CD 通り間の耐震壁を 1 軸に集約して中間位置に配置した。
- ③地上 3 階及び屋上階については、地震計位置との対応も考慮し、中間質点を設定した。

・EW 方向

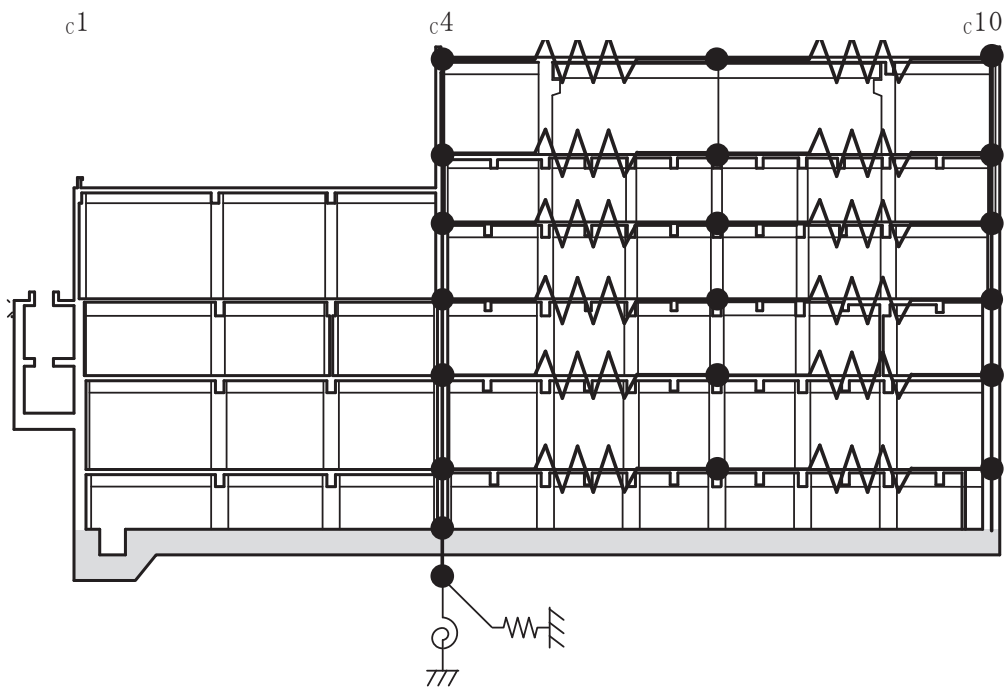
- ①制御建屋におけるシミュレーション解析結果（補足-620-3 参照）を踏まえて多軸多質点系床柔モデルを基本とした。
- ②C1-C4 通りが低層階となっていること、C1-C4 通りの屋根スラブの高さが C4-C10 通りの床スラブ位置とずれていることなどを踏まえて、C1 通りは C4 通りに集約してモデル化した。
- ③NS 方向モデルの地上 3 階及び屋上階と同様に、C4-C10 通り間は中央質点を設定した。

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)

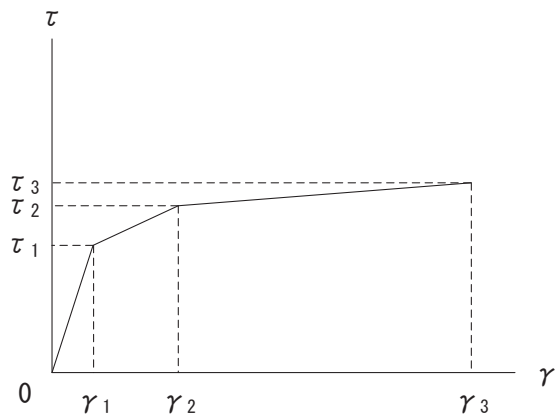
図 2-4 地震応答解析モデル (水平方向)

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

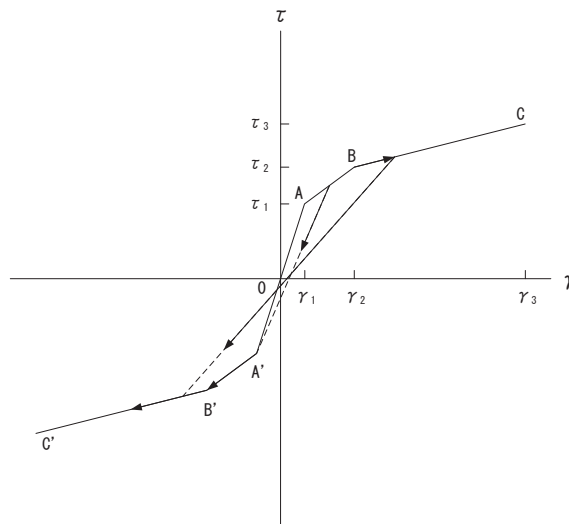
注記*：初期剛性補正係数は、観測記録と整合するように設定した耐震壁の初期剛性の設計値に対する係数

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



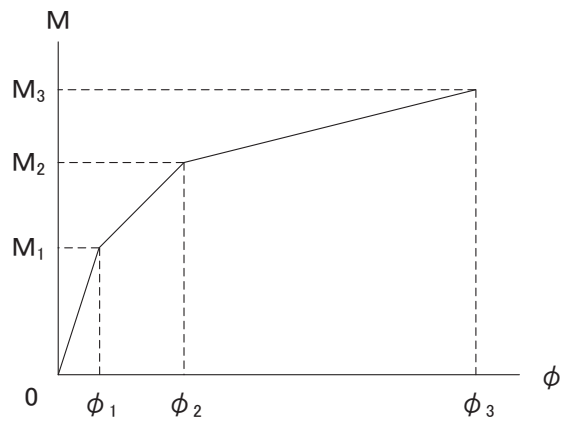
- τ_1 : 第1折点のせん断応力度
- τ_2 : 第2折点のせん断応力度
- τ_3 : 終局点のせん断応力度
- γ_1 : 第1折点のせん断ひずみ
- γ_2 : 第2折点のせん断ひずみ
- γ_3 : 終局点のせん断ひずみ ($=4 \times 10^{-3}$)

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

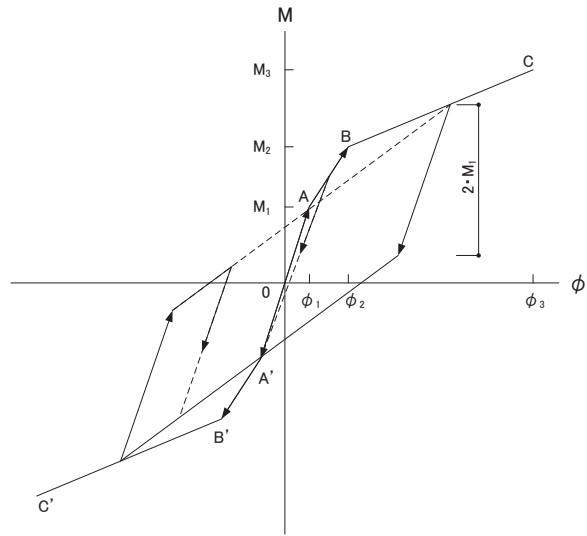
M_3 : 終局点の曲げモーメント

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)

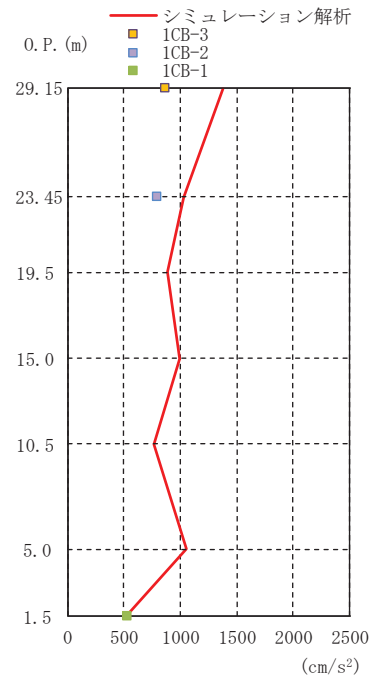
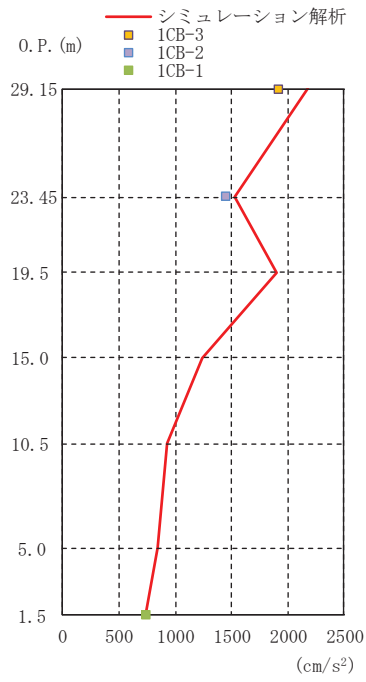
EW 方向

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。

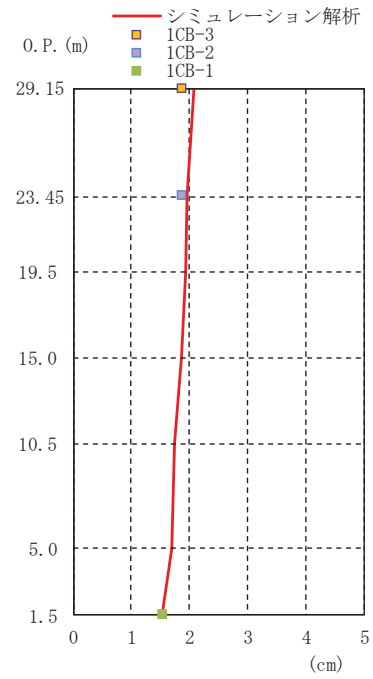
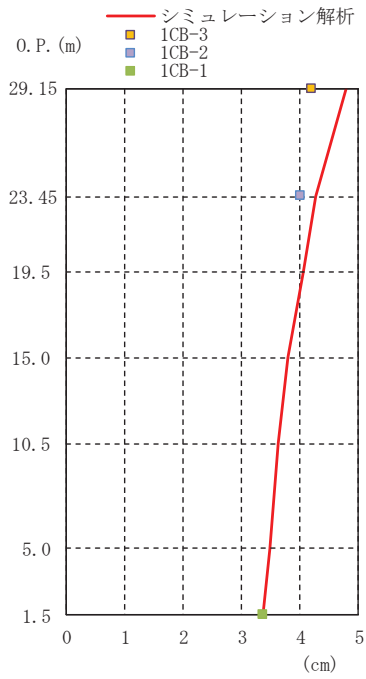
最大応答加速度，最大応答変位の比較から，部分的に解析結果が過大な評価となっているものの全体的に地震時の応答の傾向を捉えている。また，加速度応答スペクトルの比較から，解析結果は建屋の固有周期を概ね再現しているものの全体的に大きめの評価となっている。



NS 方向

EW 方向

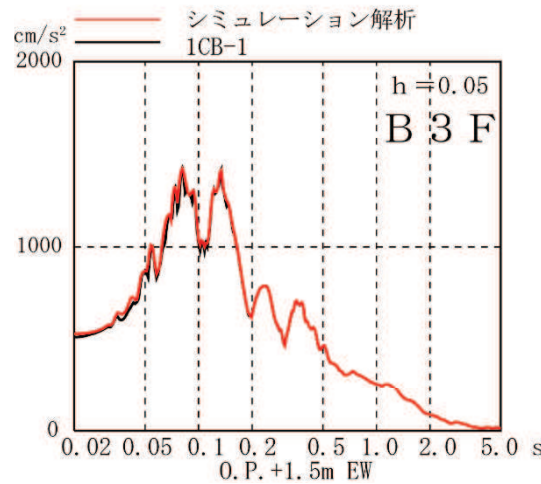
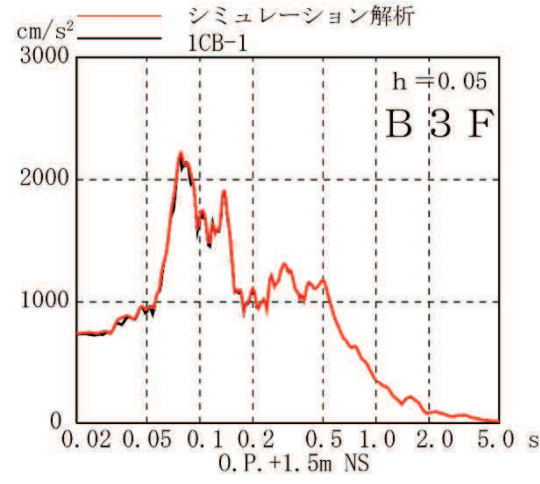
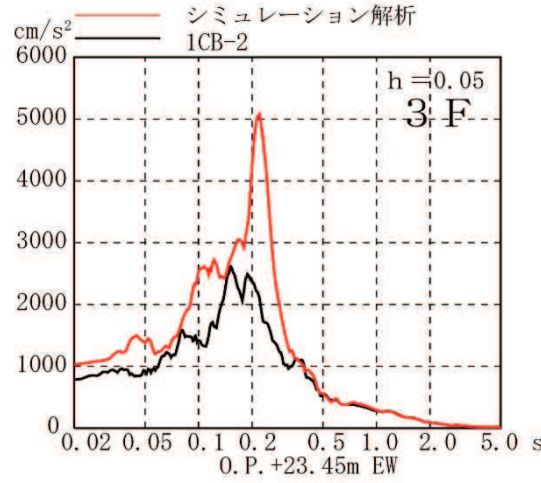
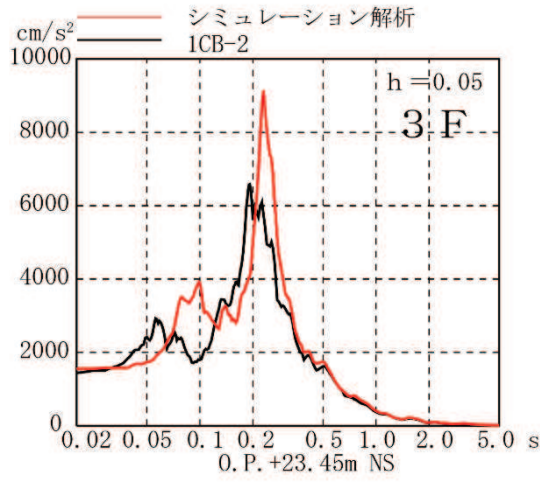
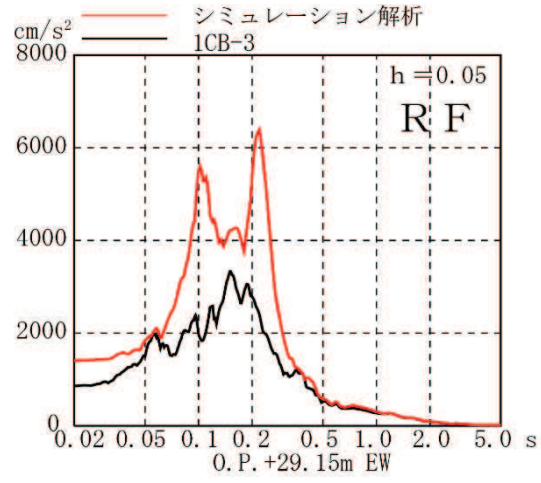
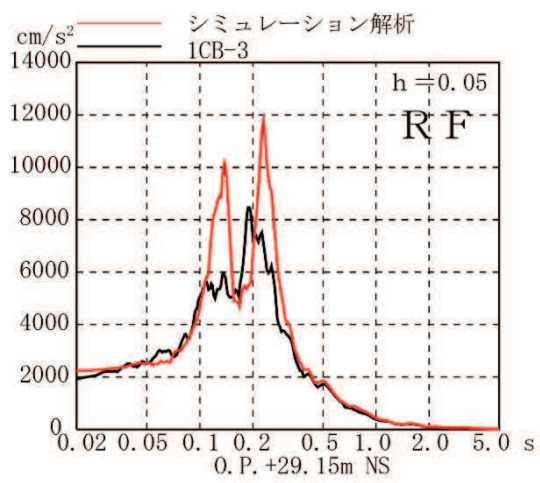
図 2-9 最大応答加速度の比較 (3.11 地震)



NS 方向

EW 方向

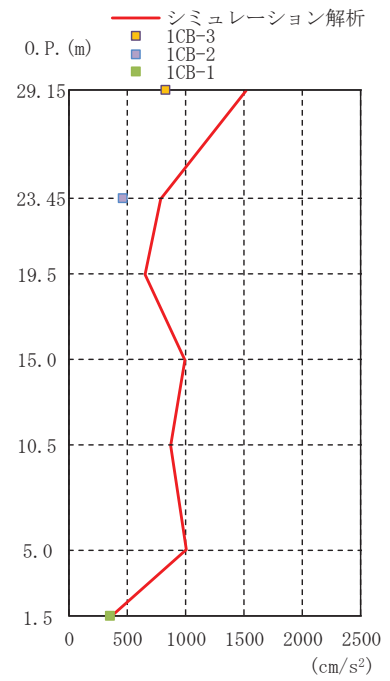
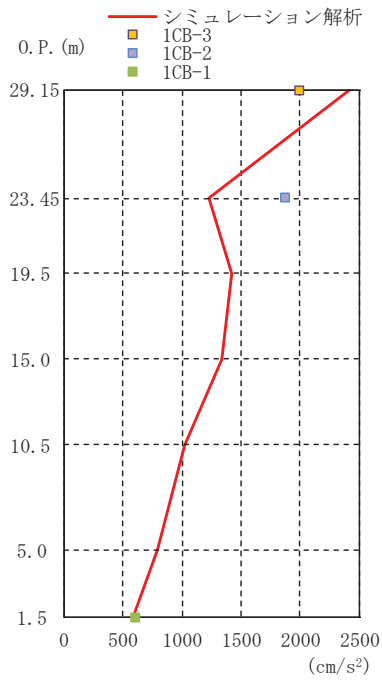
図 2-10 最大応答変位の比較 (3.11 地震)



NS 方向

EW 方向

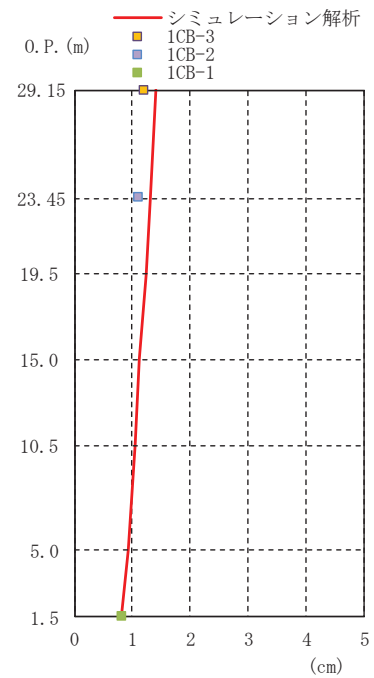
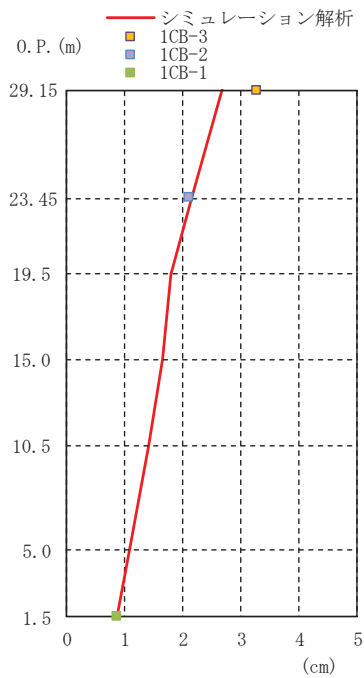
図 2-11 加速度応答スペクトルの比較 (3.11 地震)



NS 方向

EW 方向

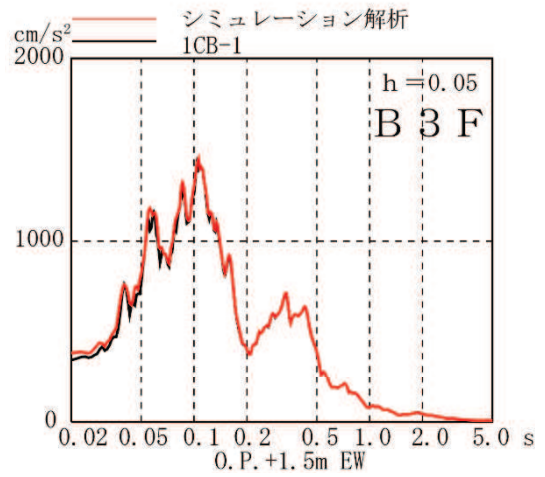
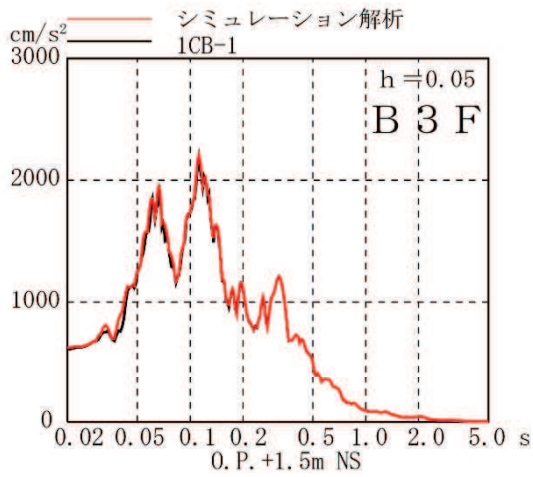
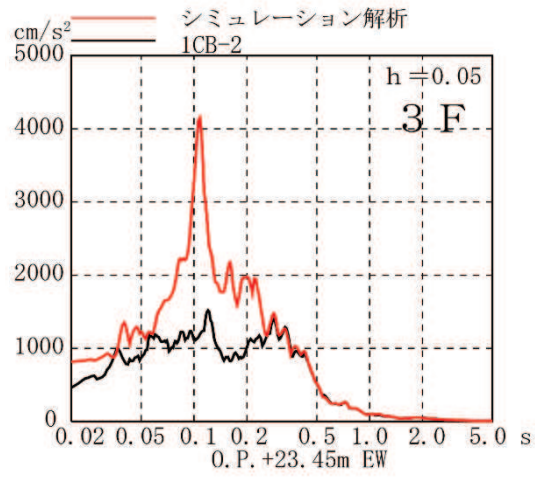
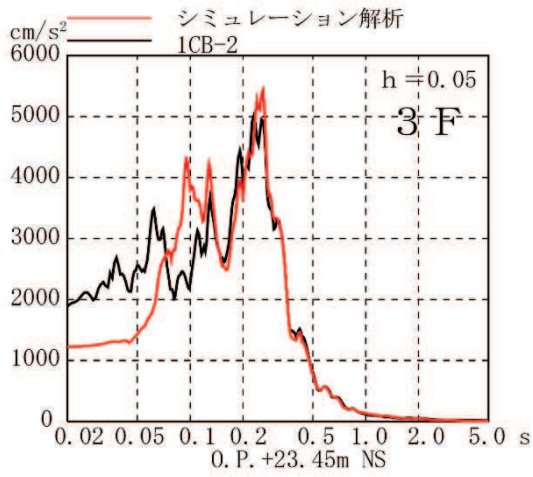
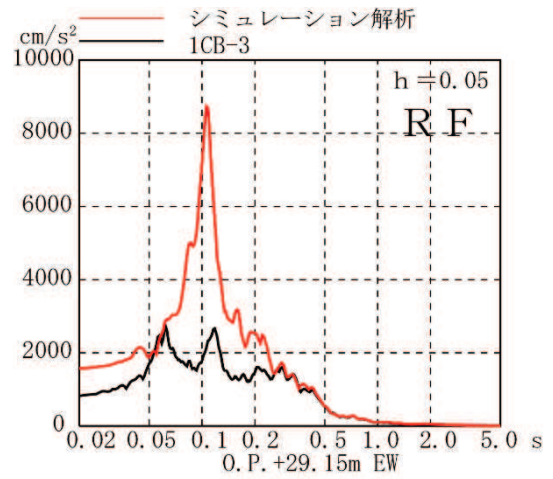
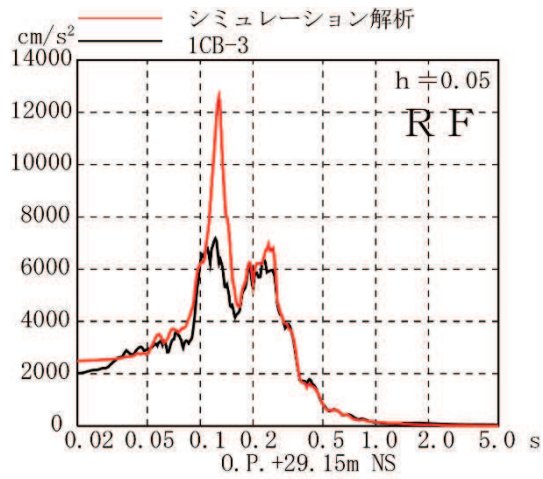
図 2-12 最大応答加速度の比較 (4.7地震)



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

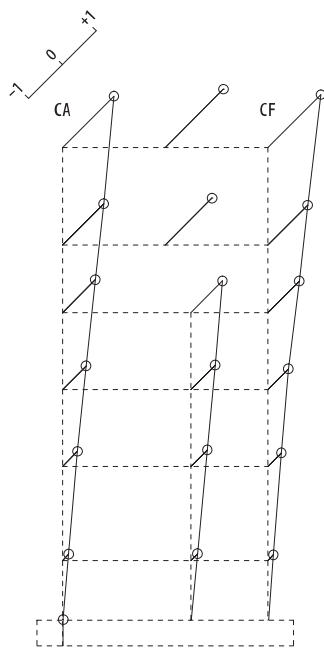
図 2-14 加速度応答スペクトルの比較 (4.7 地震)

表 2-7 固有値解析結果(NS 方向)
(剛性補正係数 0.35)

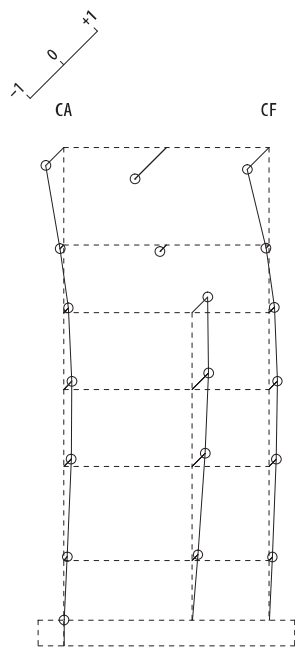
次数	固有周期(s)	振動数(Hz)	刺激係数
1	0.237	4.22	1.729
2	0.126	7.93	0.930
3	0.095	10.52	0.300
4	0.082	12.18	0.140
5	0.075	13.41	0.512
6	0.065	15.50	0.293
7	0.056	18.00	0.092
8	0.053	18.86	0.315
9	0.050	19.84	0.216

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



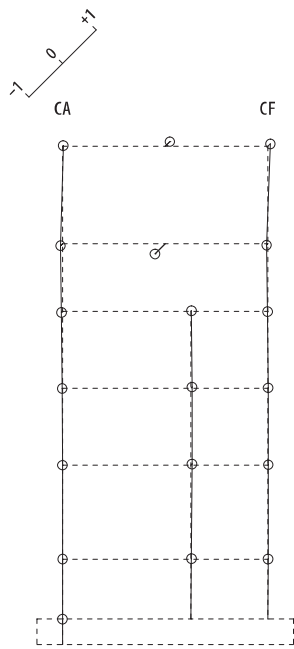
固有周期 0.237 s
固有振動数 4.22 Hz
刺激係数 1.729



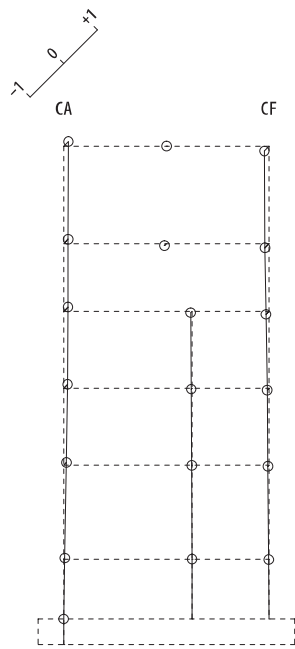
固有周期 0.126 s
固有振動数 7.93 Hz
刺激係数 0.930

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)

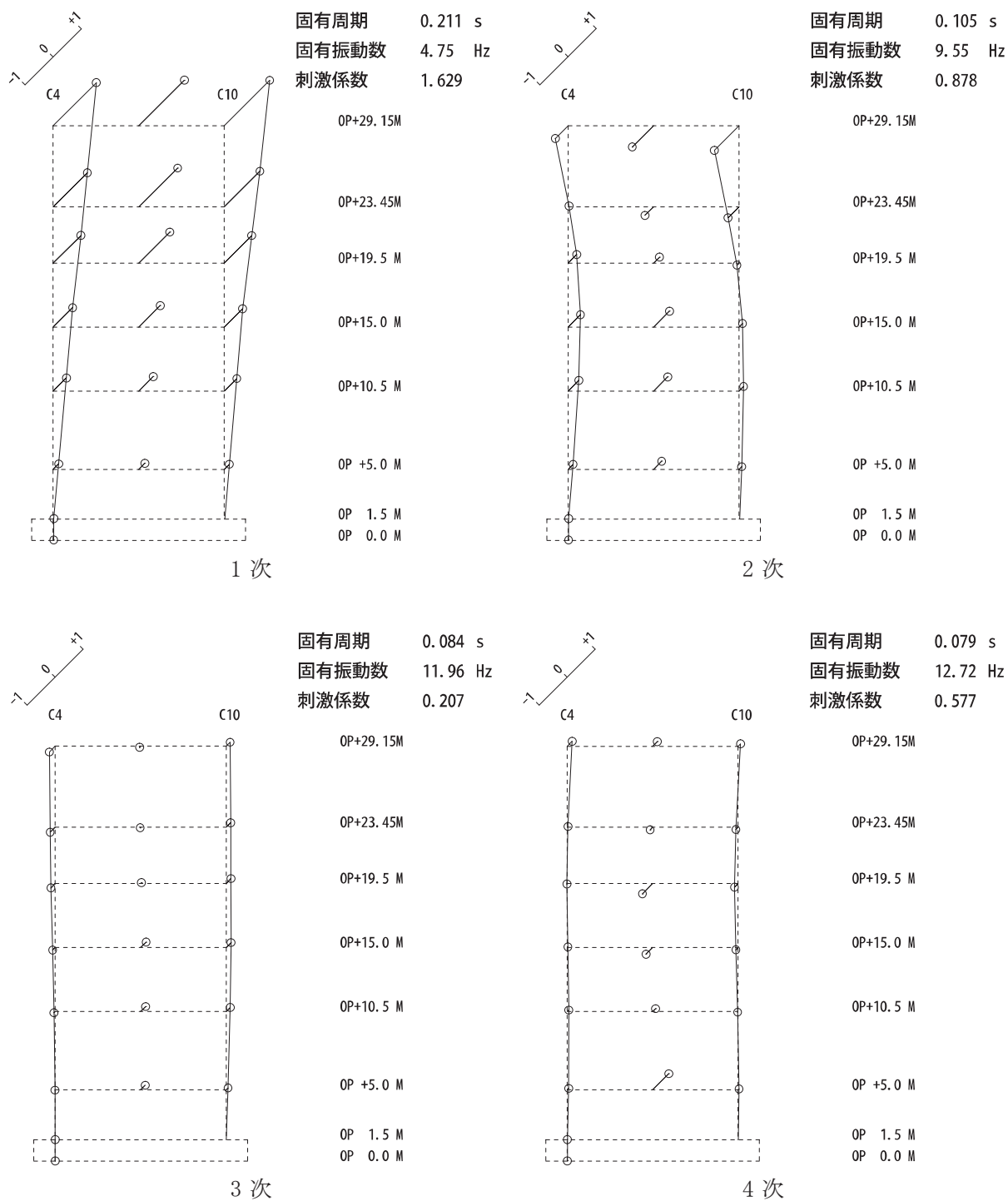


図 2-16 固有振動モード (EW 方向)

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。

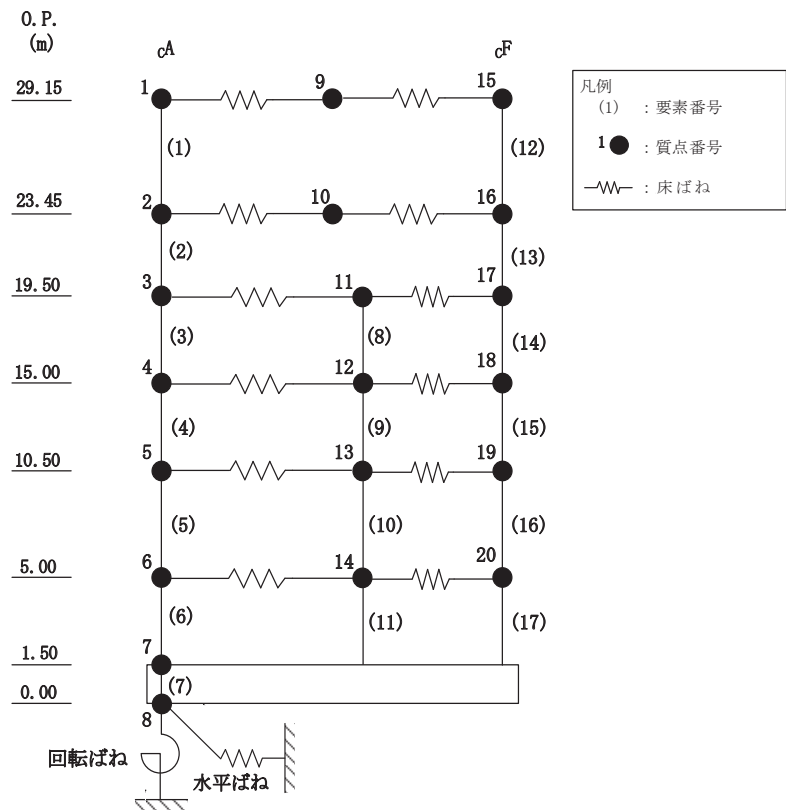
表 2-1 第 1 号機制御建屋の地震応答解析モデル及び手法の比較

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	—

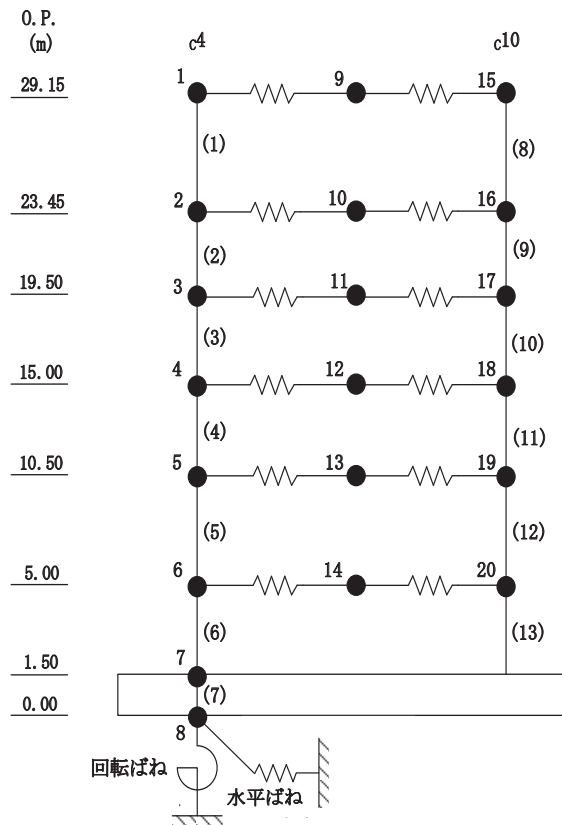
注記*：女川原子力発電所第一号機『工事計画認可申請書第 8 回添付資料「IV-5 参考資料-2 制御建屋の強度計算書」(56 資庁第 11510 号昭和 56 年 12 月 24 日認可)』

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

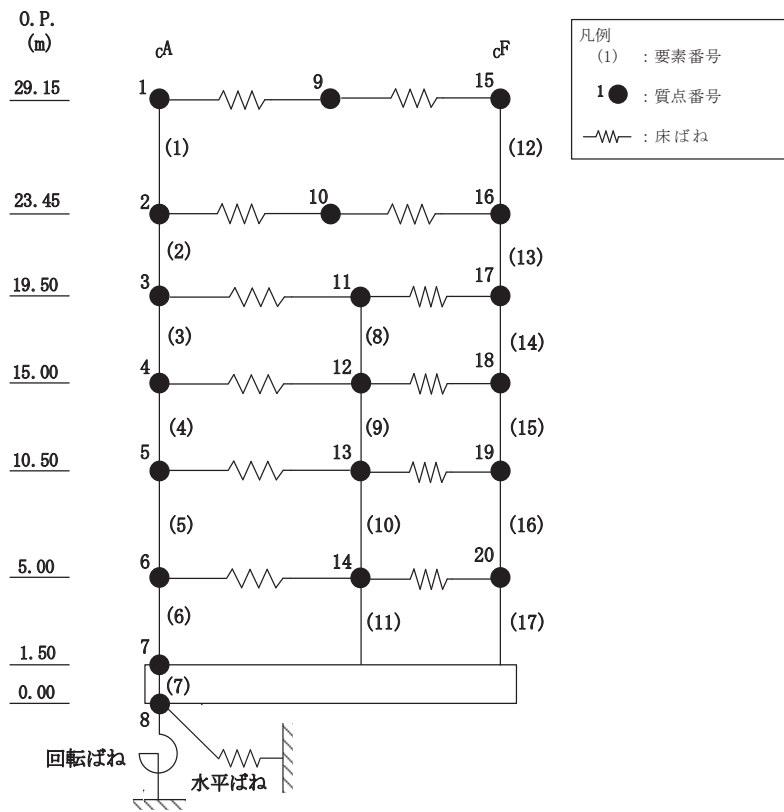


(b) EW 方向

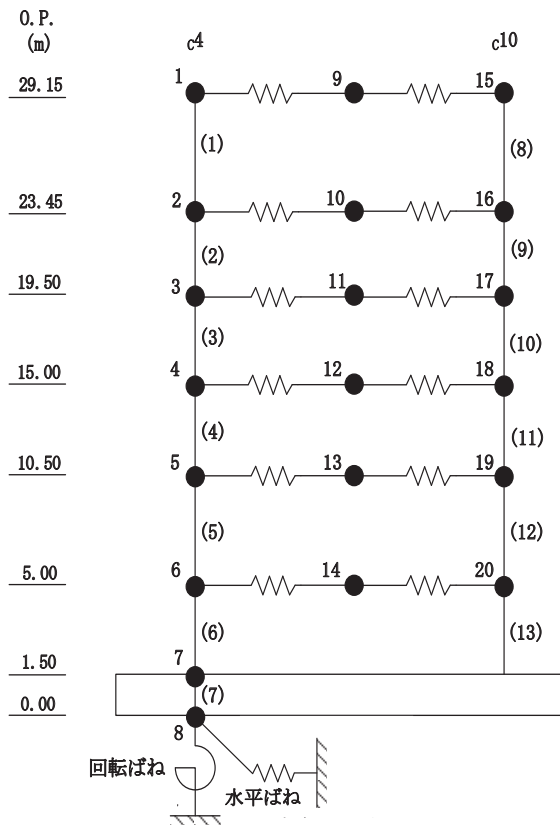
図 2-1 地震応答解析モデル (水平方向)

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)

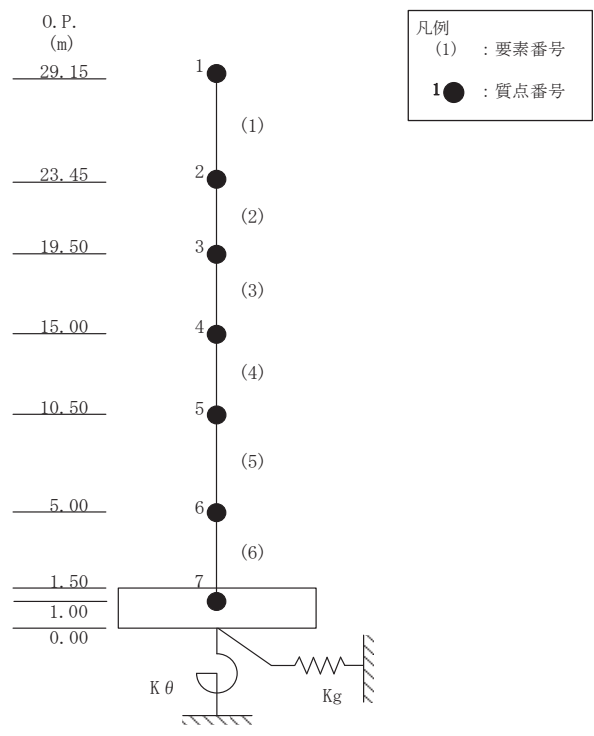
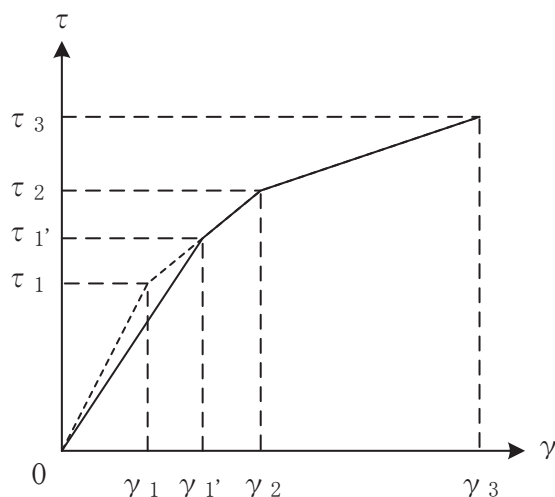


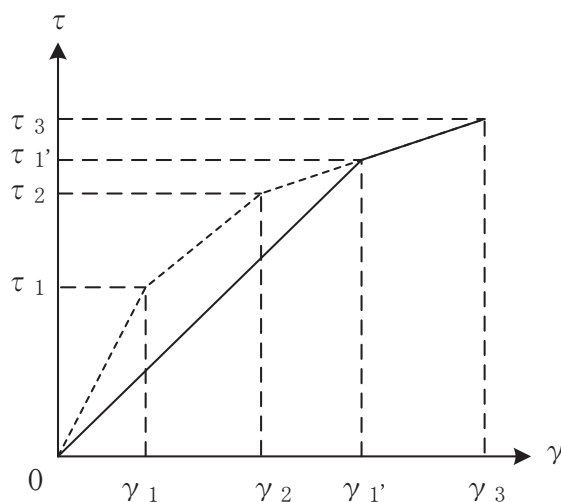
図 2-3 既工認モデル (水平方向)

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

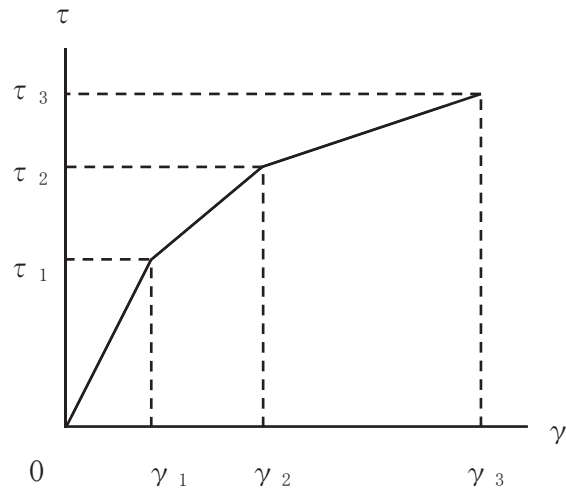
1. 概要.....	別紙 3- 1
2. 耐震壁の非線形特性の設定について.....	別紙 3- 2
2.1 第 1 折点の設定.....	別紙 3- 3
2.2 第 2 折点の設定.....	別紙 3- 3
2.3 終局点の設定.....	別紙 3- 4
2.4 初期剛性の補正.....	別紙 3- 5
3. せん断力のスケルトンカーブの設定について.....	別紙 3- 6
3.1 水平方向モデル.....	別紙 3- 6
3.2 使用材料の物性値と剛性補正係数.....	別紙 3-10
3.3 剛性低下による補正前の RC 造耐震壁のせん断力のスケルトンカーブ の諸数値.....	別紙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

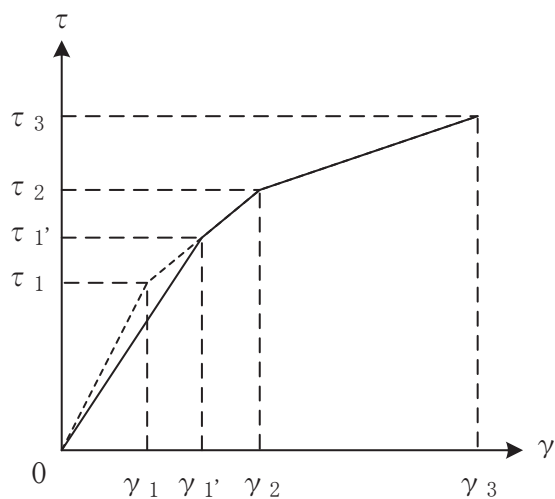
σ_v, σ_H : 縦, 横軸応力度 (kgf/cm²) (圧縮を正とする。)

$s \sigma_y$: 鉄筋降伏応力度 (kgf/cm²)

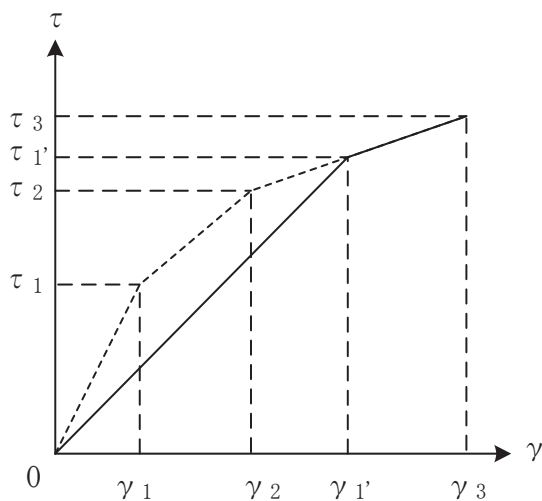
M/QD : シアスパン比

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



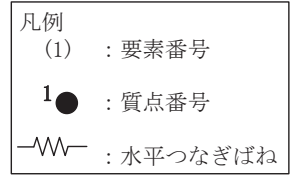
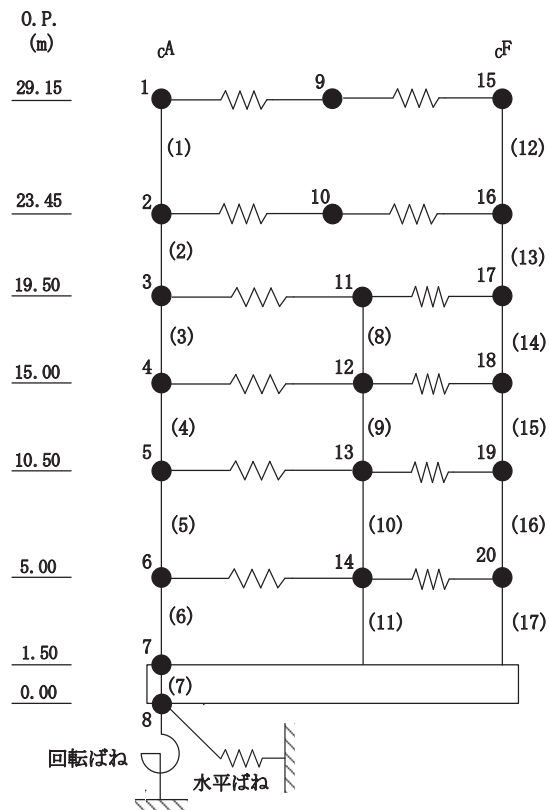
(b) 補正後の初期剛性が第3勾配と交わる場合

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

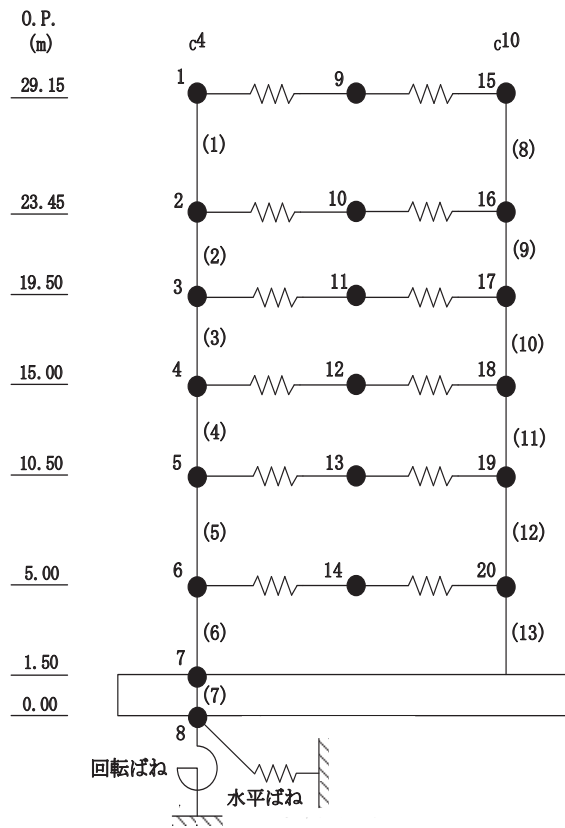
3. せん断力のスケルトンカーブの設定について

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。



(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=5.28×10⁷kN・m²/rad

(d) せん断断面積・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)

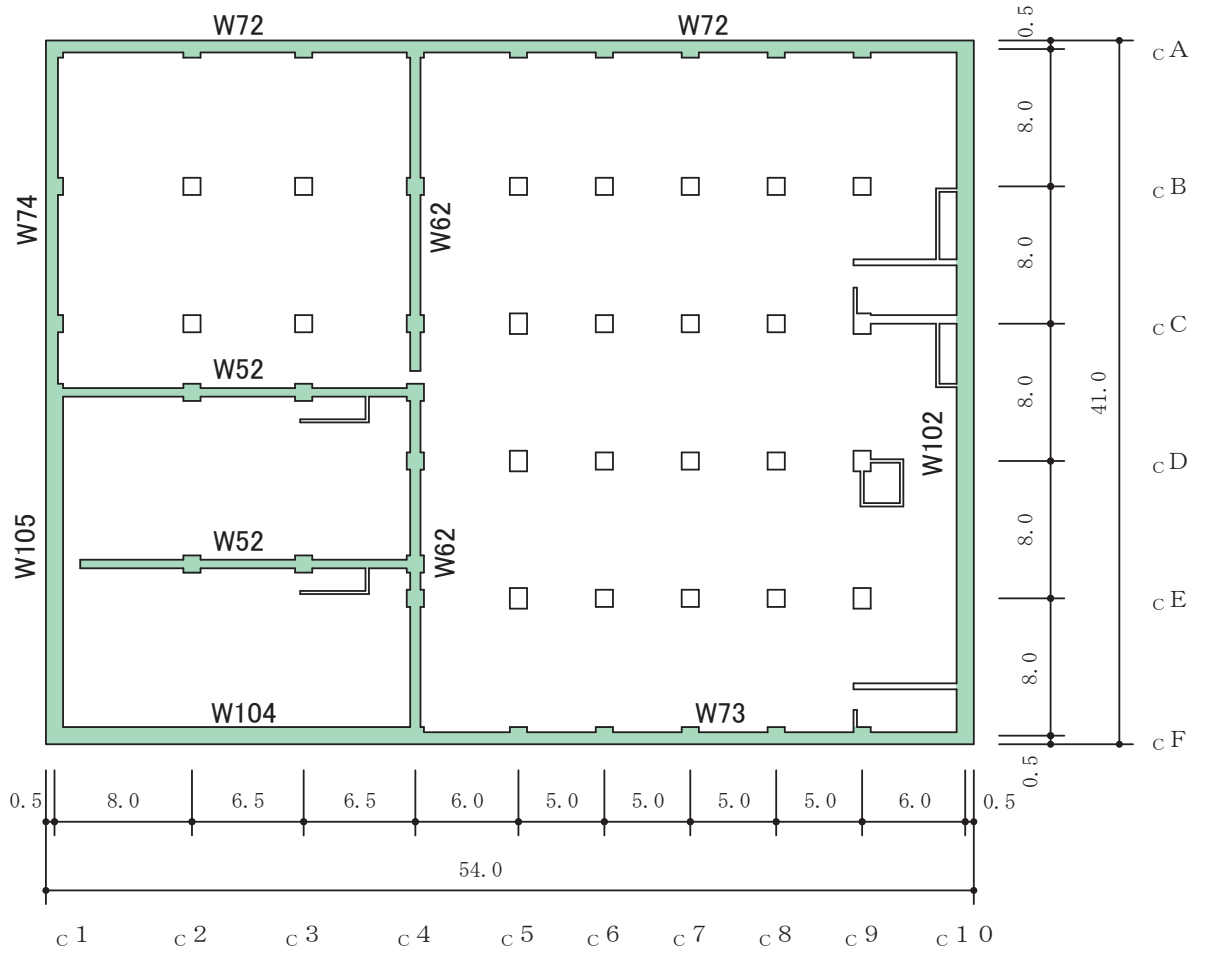
(a) NS 方向

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。

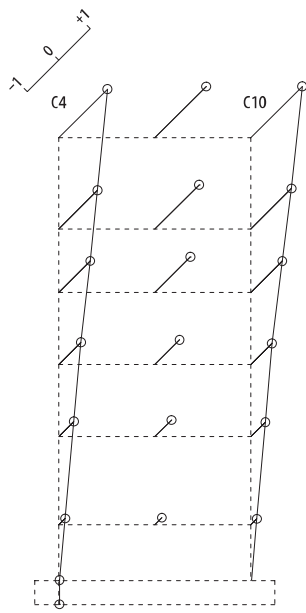
2. 固有値解析結果

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)

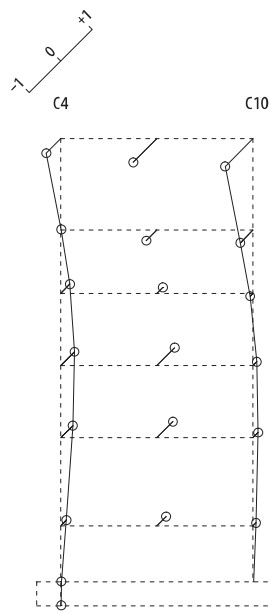
次数	固有周期 (s)	固有振動数 (Hz)	刺激係数	備考
1	0.209	4.79	1.628	建屋全体 1 次
2	0.104	9.64	0.881	建屋全体 2 次
3	0.083	12.01	0.199	
4	0.078	12.74	0.584	建屋全体 3 次
5	0.076	13.12	0.040	
6	0.075	13.42	0.068	
7	0.071	14.07	0.006	
8	0.064	15.67	0.248	
9	0.051	19.52	0.304	



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

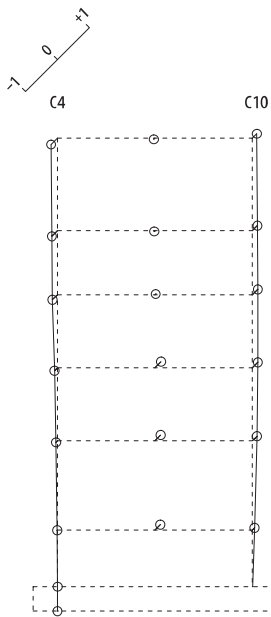
1 次



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

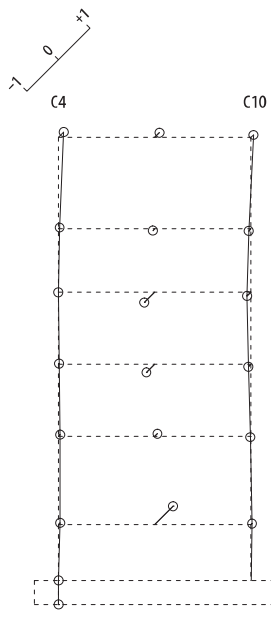
2 次



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。

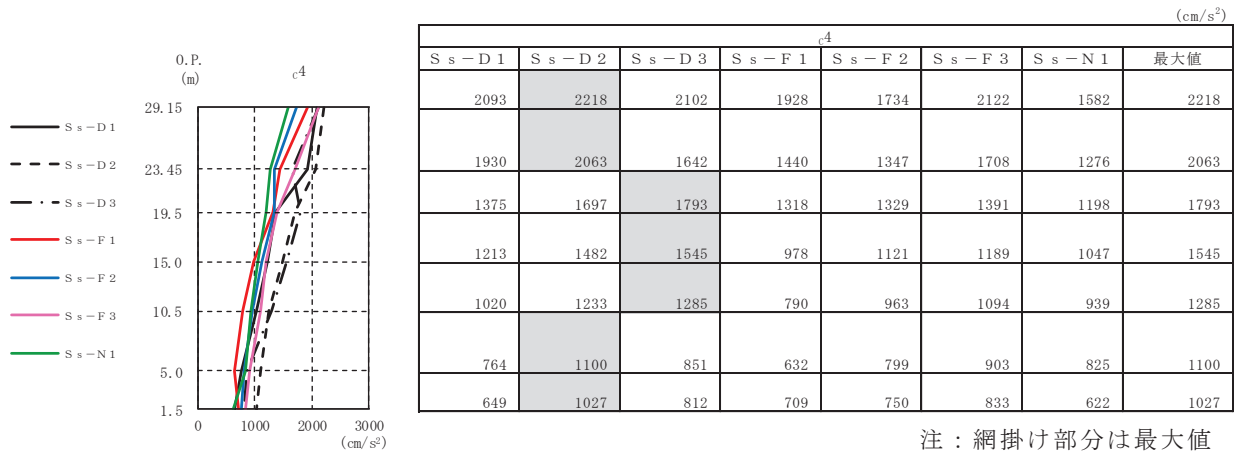


図 3-1(1) 最大応答加速度（基準地震動 S_s，EW 方向）

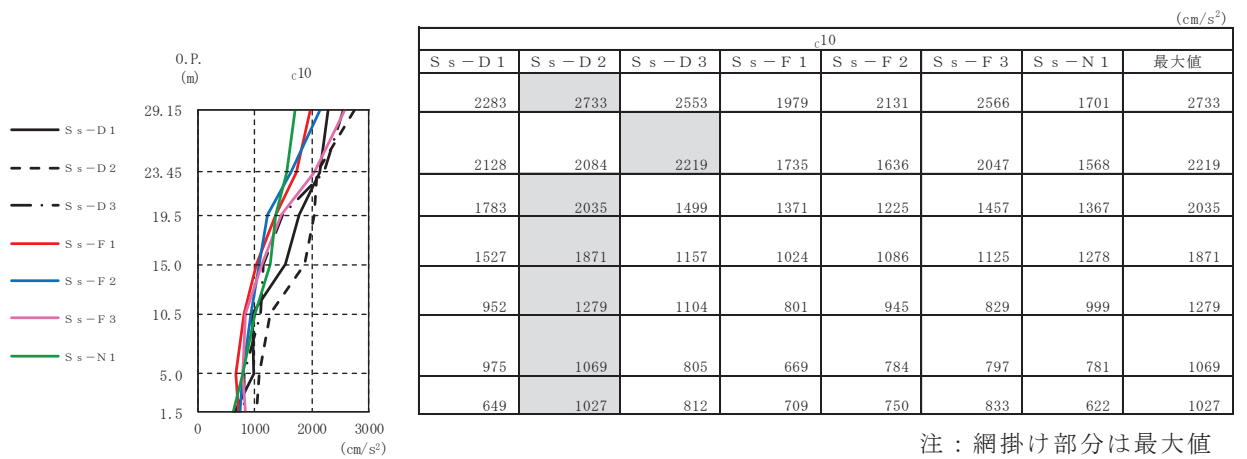
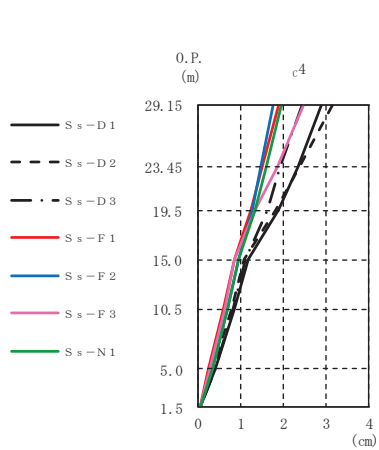


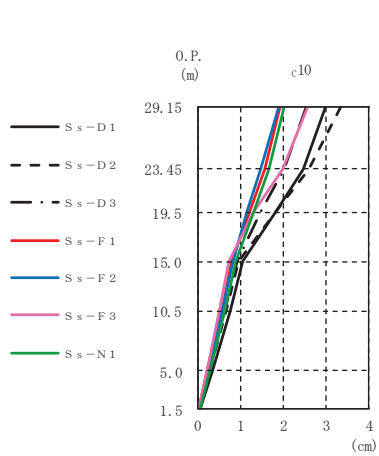
図 3-1(2) 最大応答加速度（基準地震動 S_s，EW 方向）



							(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)

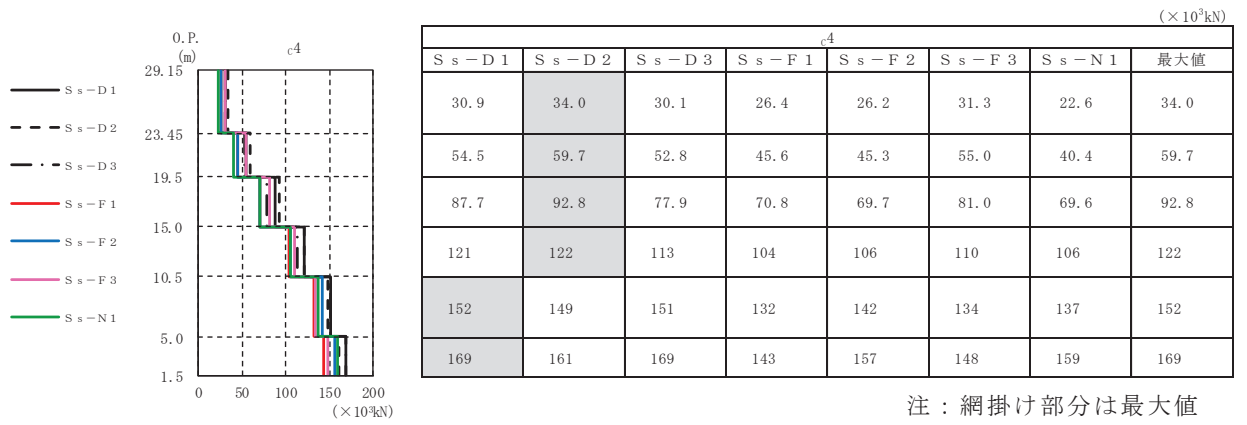


図 3-3(1) 最大応答せん断力 (基準地震動 S_s, EW 方向)

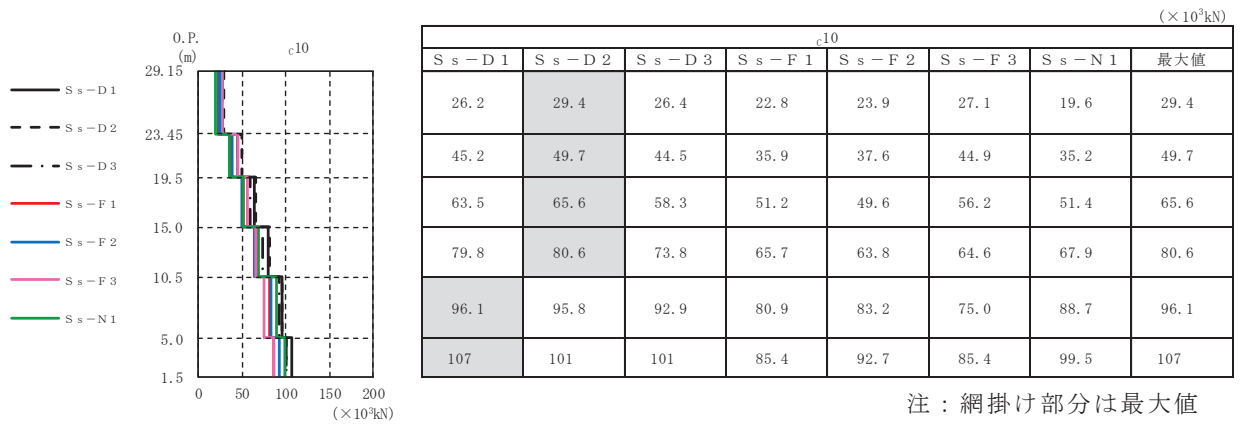


図 3-3(2) 最大応答せん断力 (基準地震動 S_s, EW 方向)

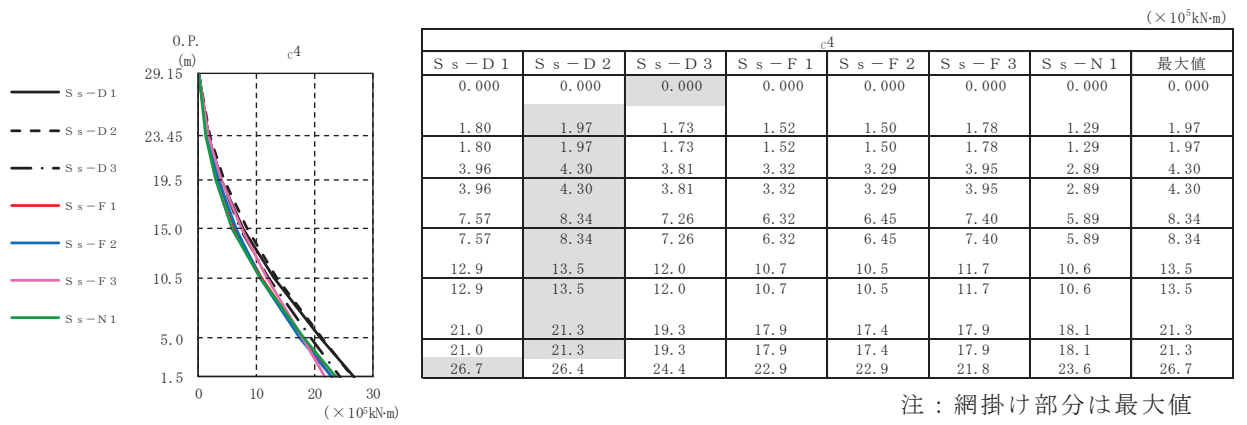


図 3-4(1) 最大応答曲げモーメント (基準地震動 S s , EW 方向)

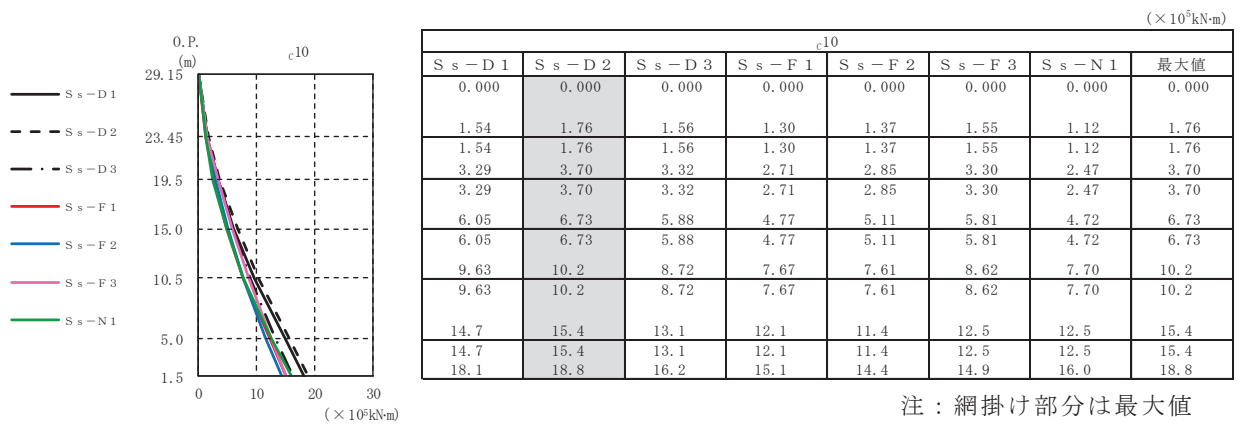
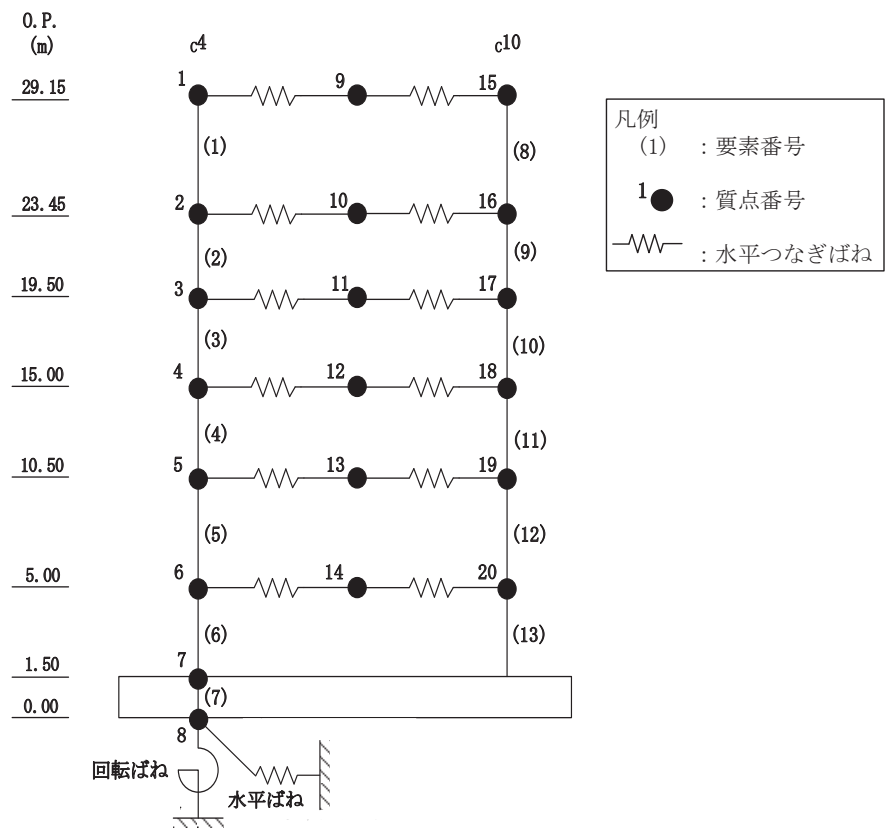


図 3-4(2) 最大応答曲げモーメント (基準地震動 S s , EW 方向)

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。

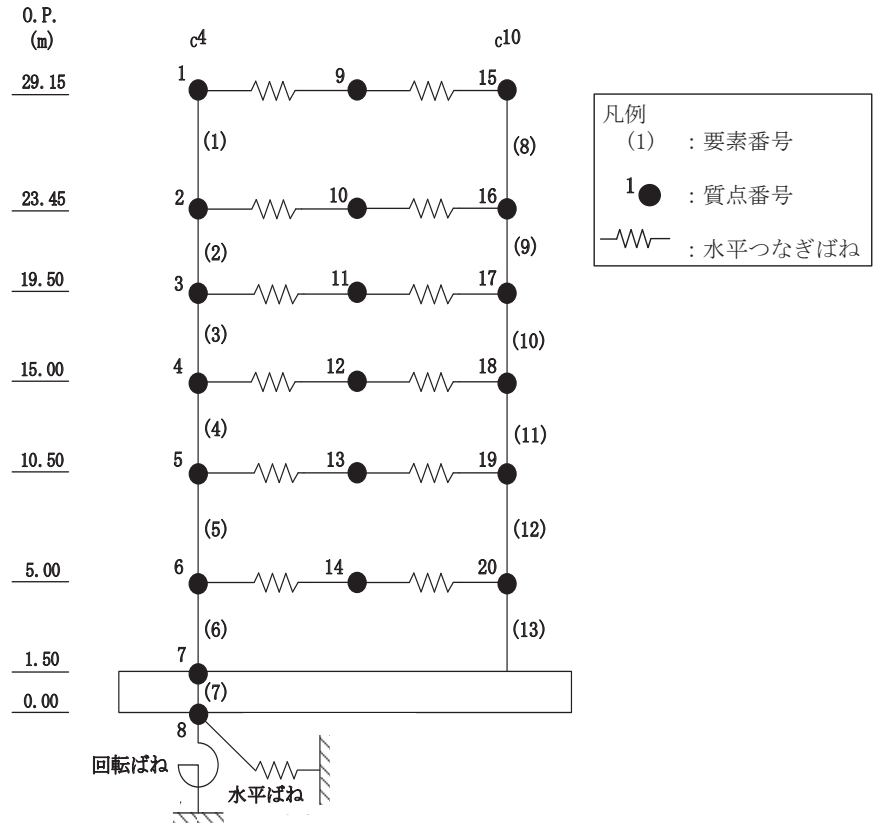


図 4-1 第 1 号機制御建屋の地震応答解析モデル (EW 方向)

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

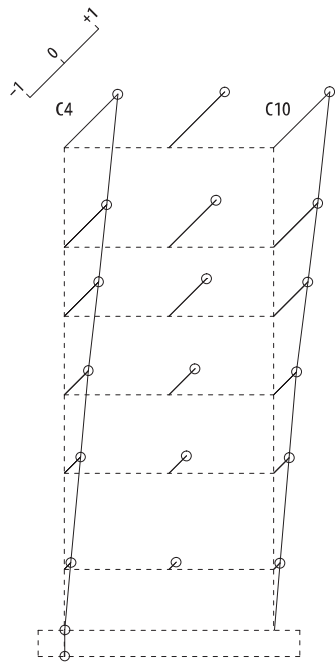
建屋剛性を変動させた解析モデルの固有値解析結果を表 4-2、刺激関数図を図 4-2 に示す。

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。

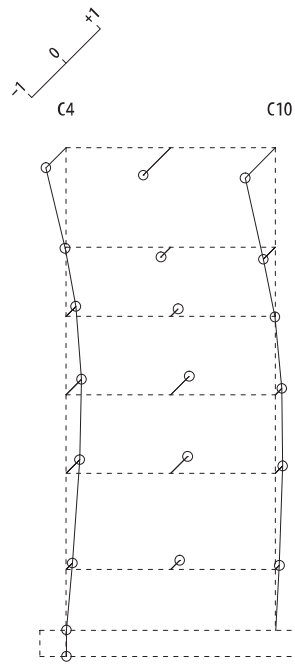
表 4-2 固有値解析結果の比較 (EW 方向)
(単位 : Hz)

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



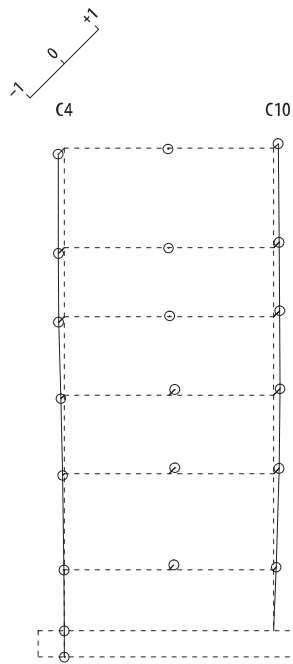
固有周期 0.238 s
固有振動数 4.20 Hz
刺激係数 1.628



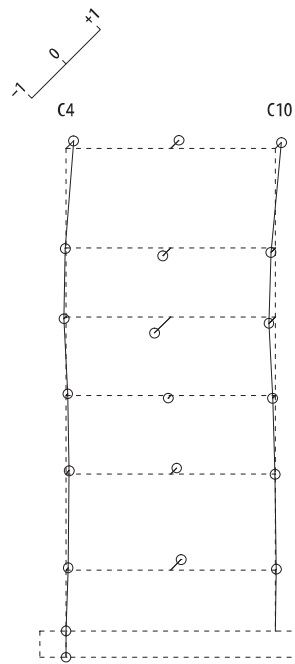
固有周期 0.116 s
固有振動数 8.65 Hz
刺激係数 0.879

1 次

2 次



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



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

3 次

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。

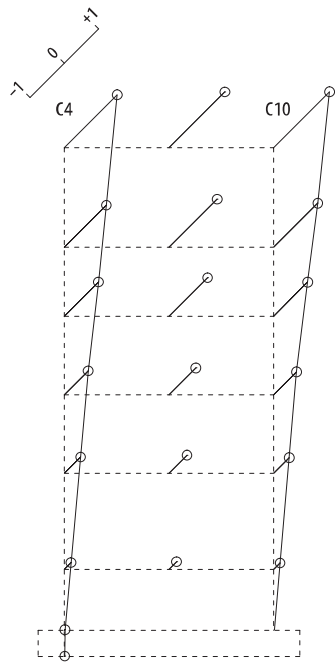
基本ケースに対する地盤物性を変動させた解析モデルの固有振動数の変動について、変動は小さく1次モード及び2次モードともに1%未満であった。

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)

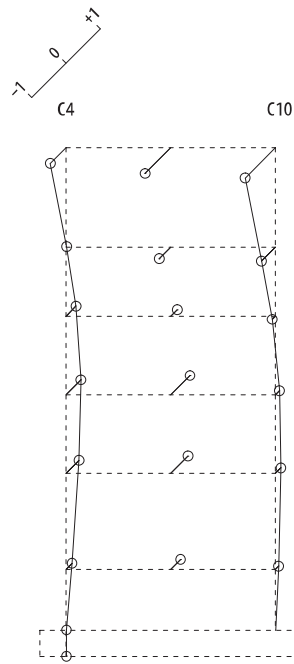
注 : () 内は基本モデルに対する比率



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

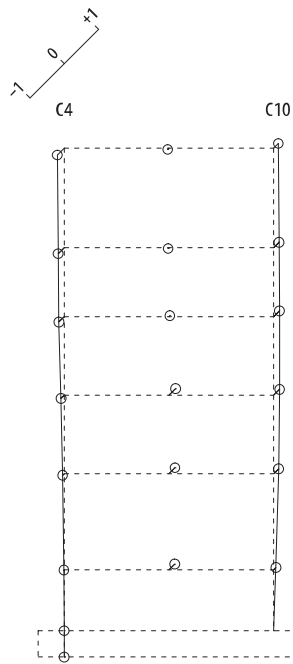
1 次



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

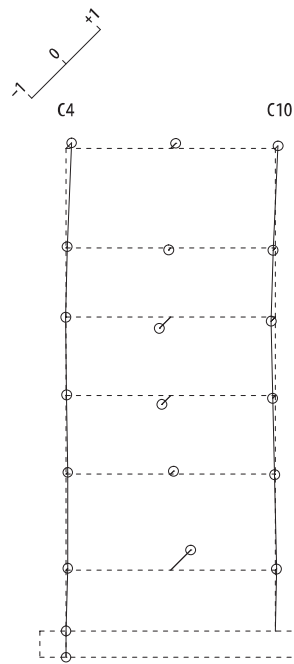
2 次



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

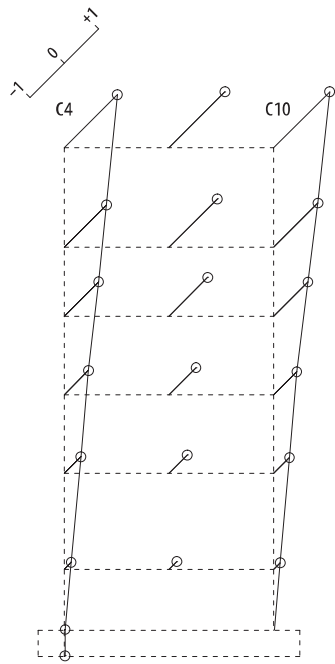


固有周期 0.078 s
固有振動数 12.74 Hz
刺激係数 0.584

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

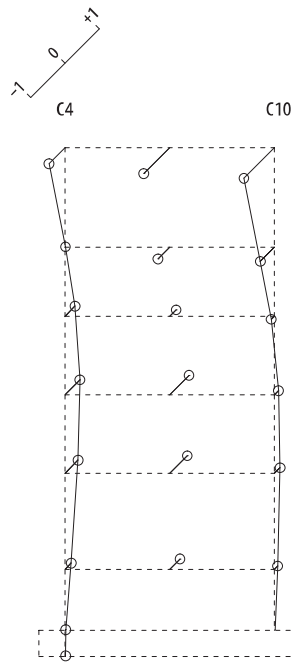
図 4-3 刺激関数図 (ケース 2) (EW 方向 1 次~4 次)



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

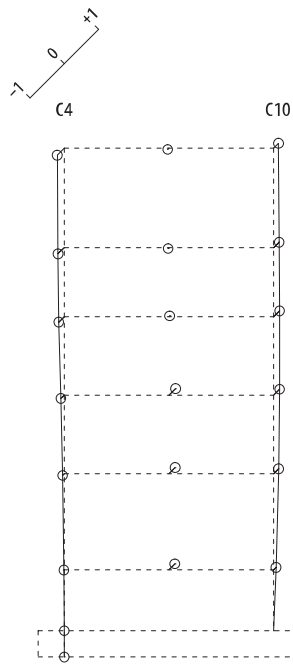
1 次



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

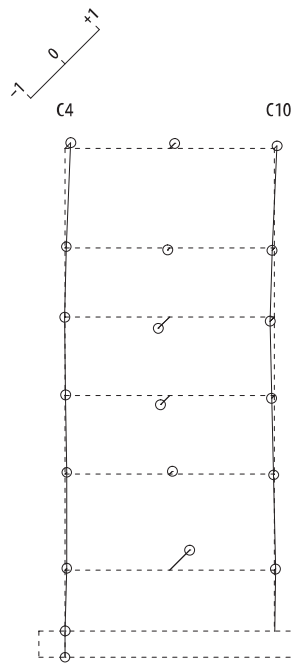
2 次



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。

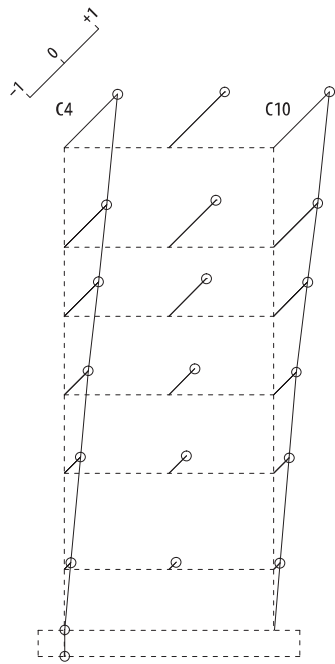
基本ケースに対する建屋剛性及び地盤物性を変動させた解析モデルの固有振動数の変動について、硬質岩盤に立地しているため、地盤の影響が小さく、建屋剛性を変動させたモデルと概ね同等でケース 5 では 12%（1 次モード）及び 10%（2 次モード）、ケース 6 では 13%（1 次モード）及び 10%（2 次モード）低振動数側にシフトした。

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)

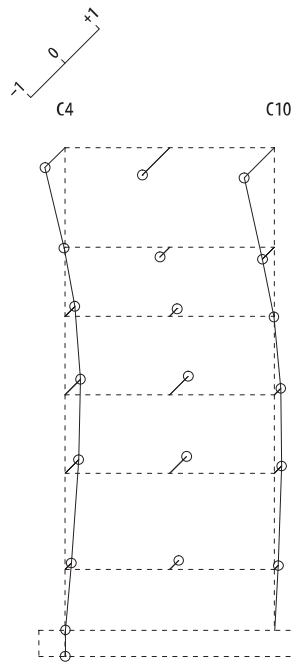
注 : () 内は基本モデルに対する比率



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

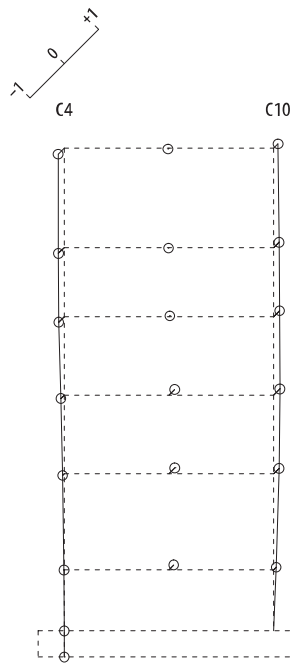
1 次



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

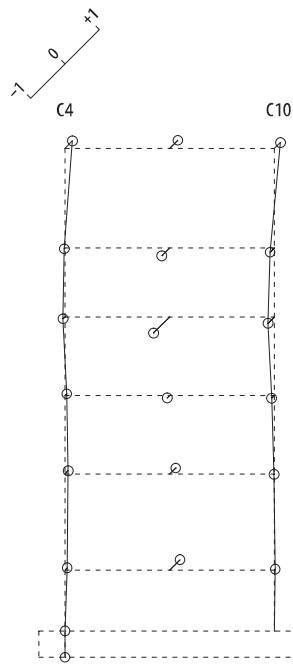
2 次



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

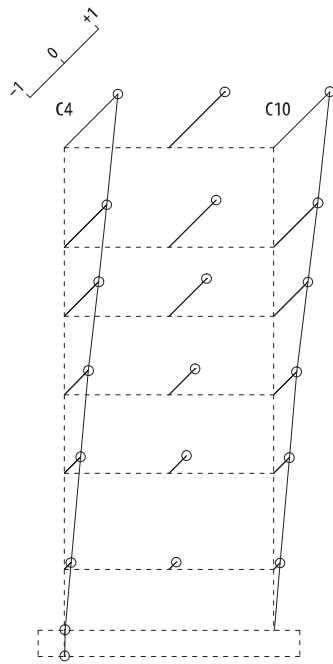


固有周期 0.082 s
固有振動数 12.21 Hz
刺激係数 0.467

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

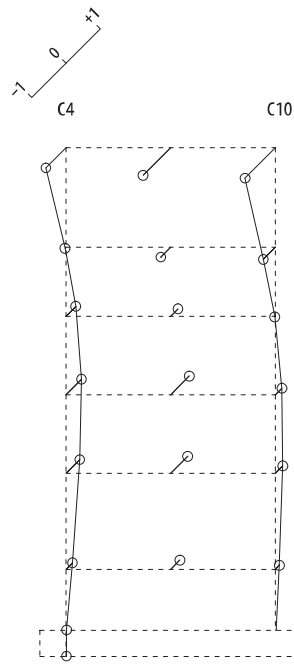
図 4-5 刺激関数図 (ケース 5) (EW 方向 1 次~4 次)



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

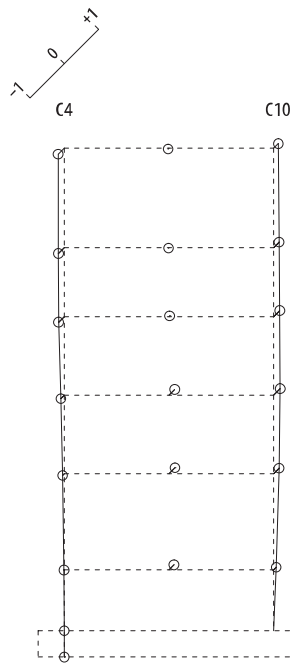
1 次



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

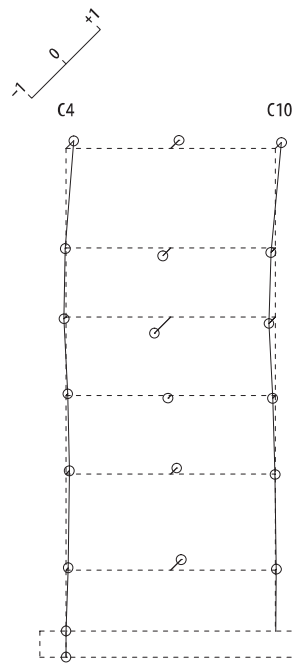
2 次



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

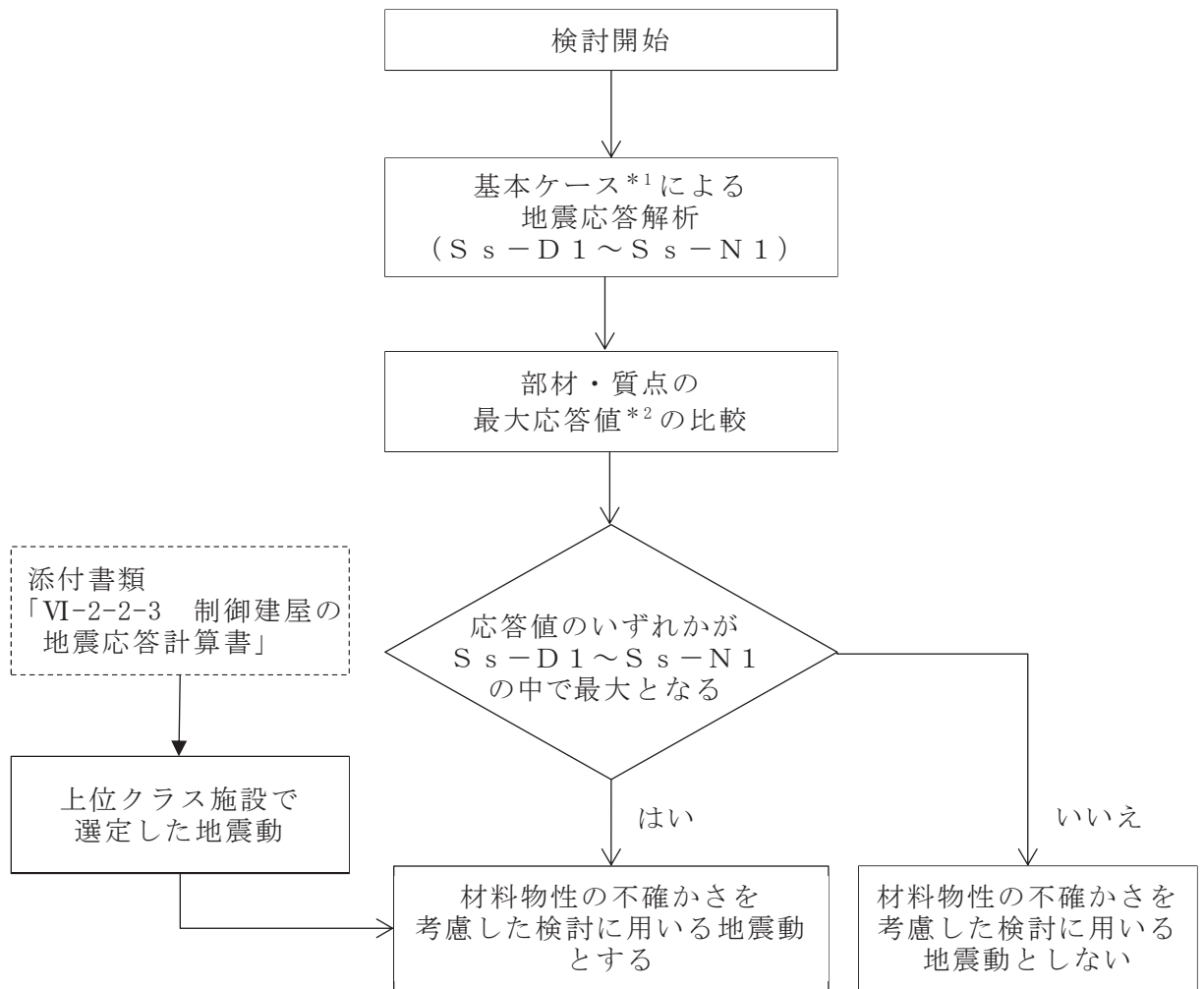
1. 概要

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 -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	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 -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	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

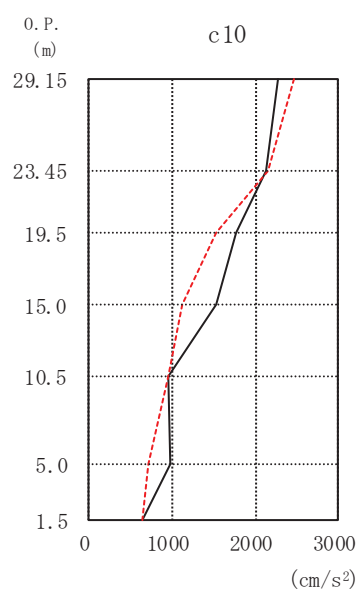
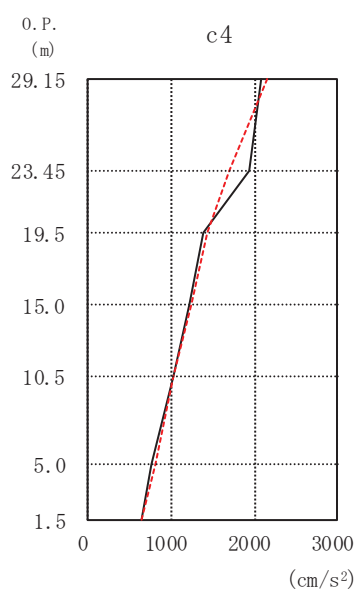
本資料は、第1号機制御建屋の地震応答解析において材料物性の不確かさを考慮した地震応答解析結果を示すものである。

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。

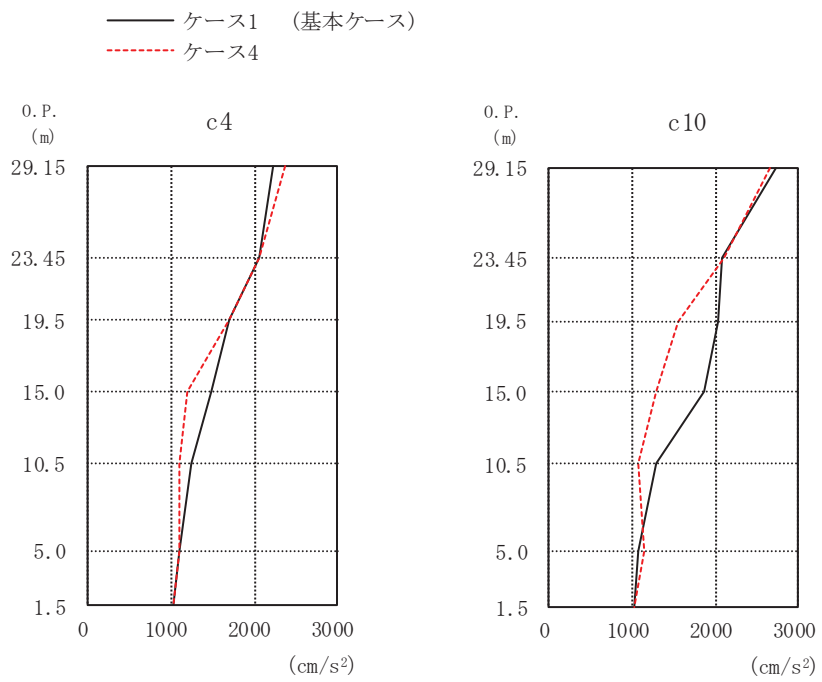
— ケース1 (基本ケース)
 - - - ケース4



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)

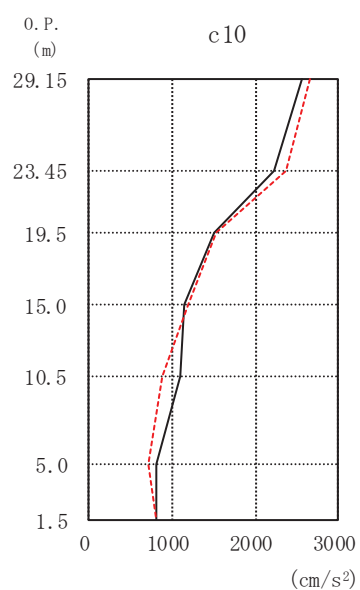
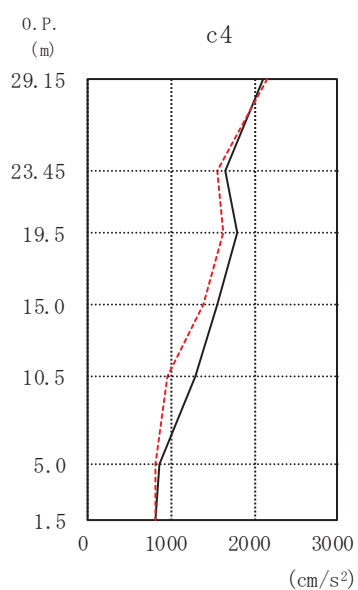


0. P. (m)	(cm/s ²)	
	ケース1 (基本ケース)	ケース4
29.15	2218	2367
23.45	2063	2050
19.5	1697	1704
15.0	1482	1196
10.5	1233	1096
5.0	1100	1108
1.5	1027	1029

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)

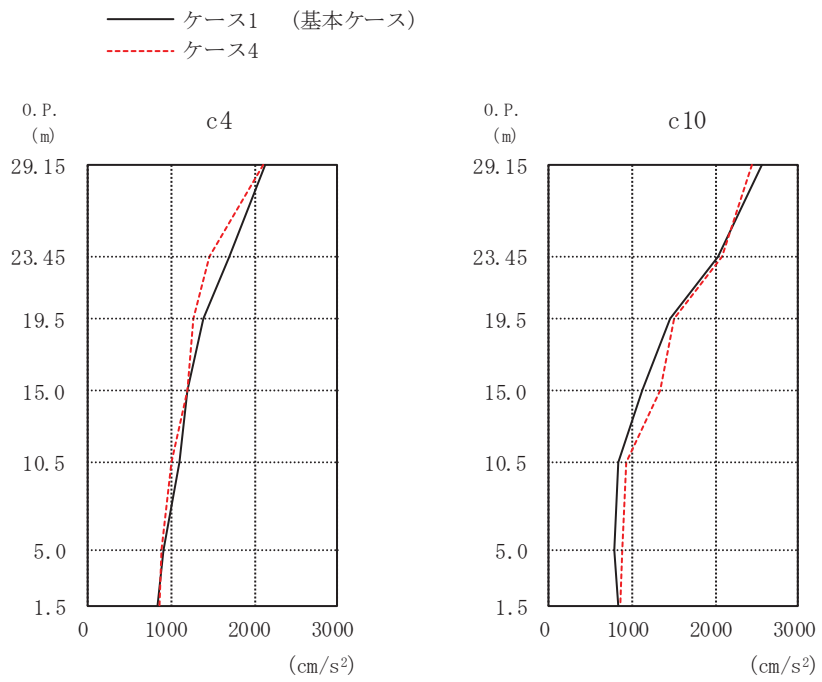
— ケース1 (基本ケース)
 - - - ケース4



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)

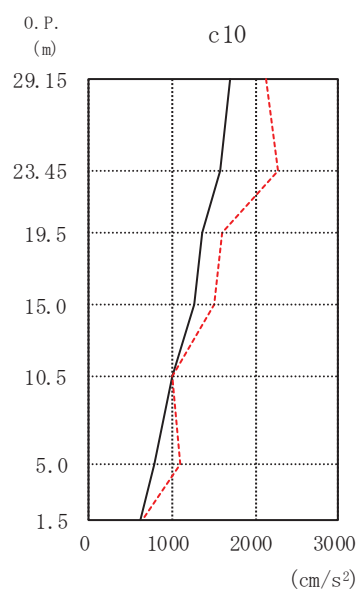
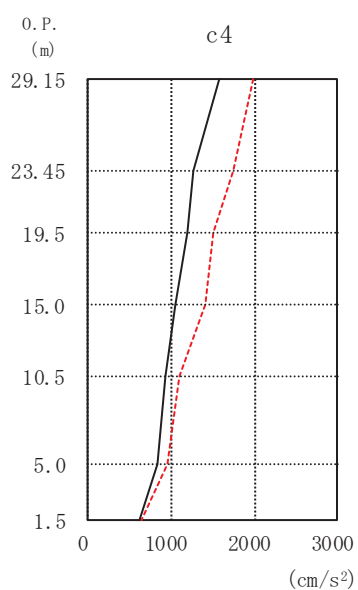


0. P. (m)	(cm/s ²)	
	ケース1 (基本ケース)	ケース4
29.15	2122	2100
23.45	1708	1467
19.5	1391	1256
15.0	1189	1193
10.5	1094	1003
5.0	903	892
1.5	833	851

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)

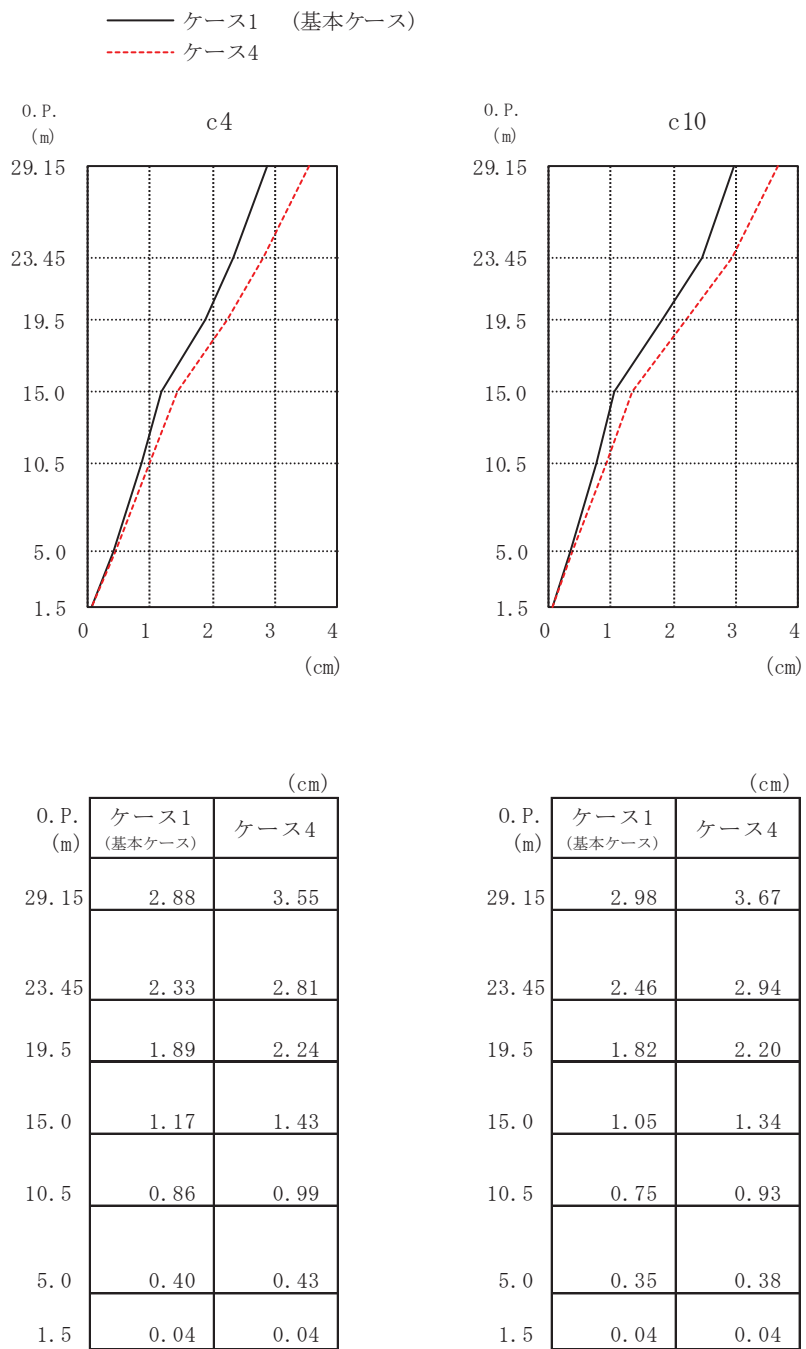
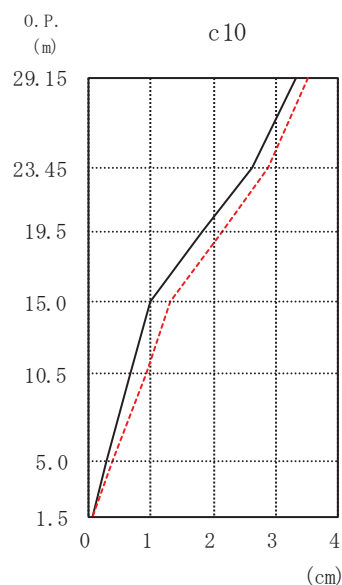
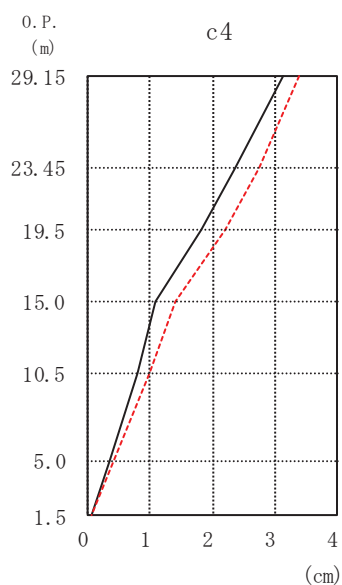


図 2-6 最大応答変位 (S s - D 1, EW 方向)

— 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)

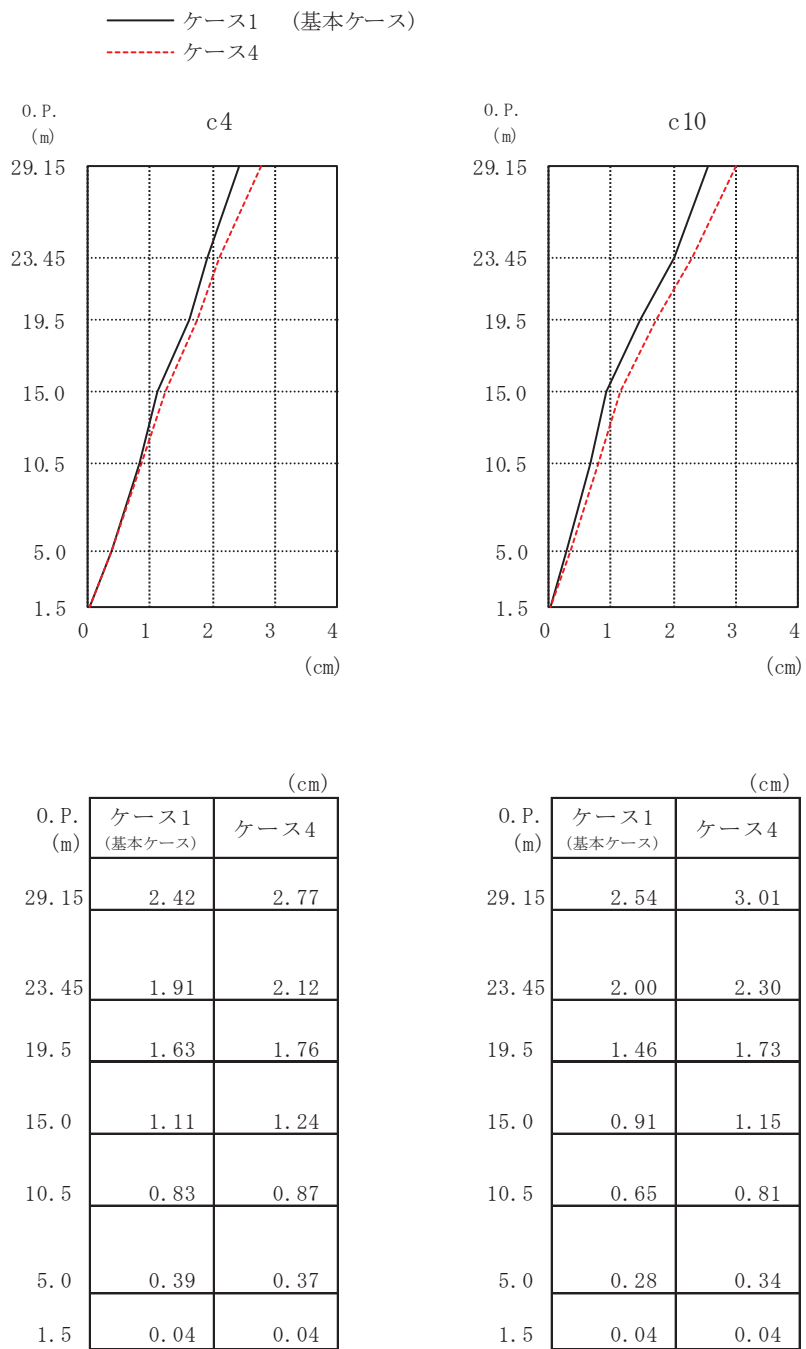
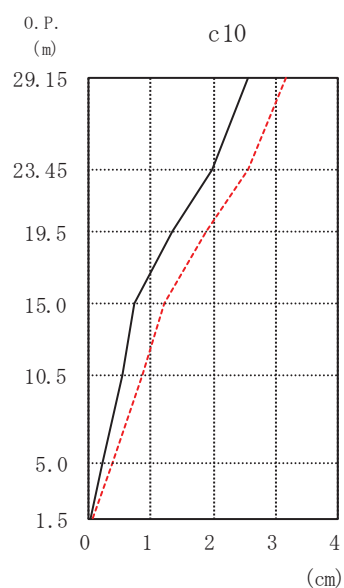
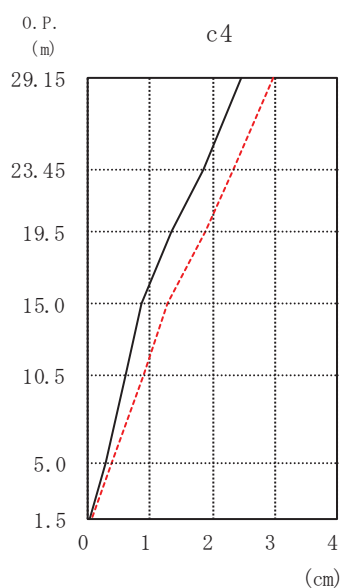


図 2-8 最大応答変位 (S s - D 3, EW 方向)

— 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)

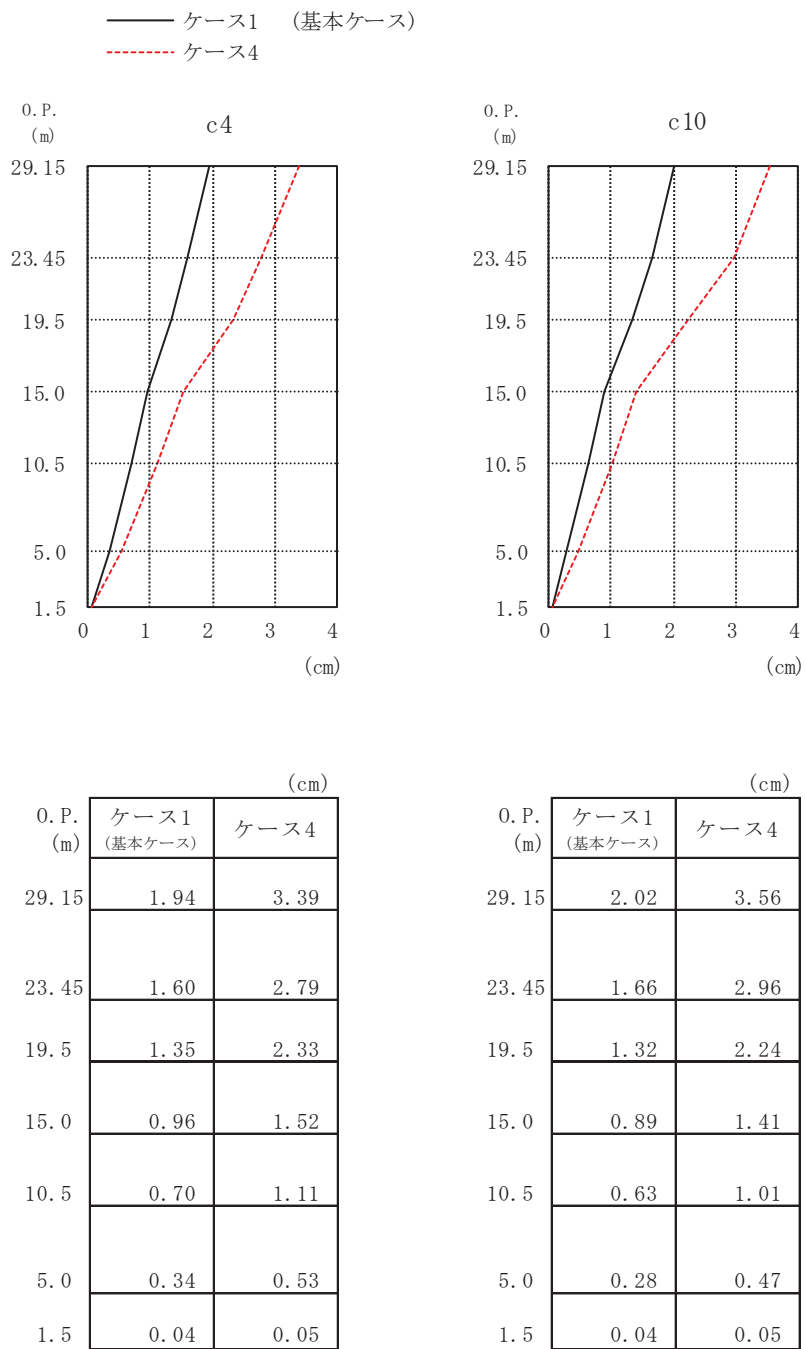
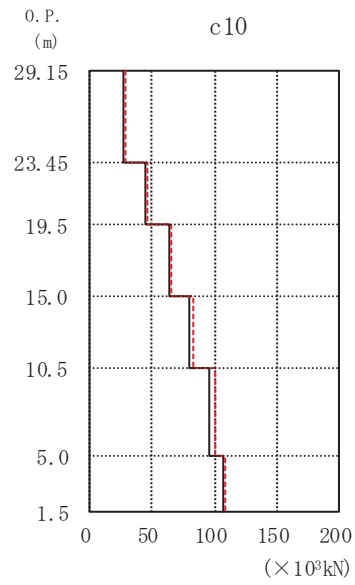
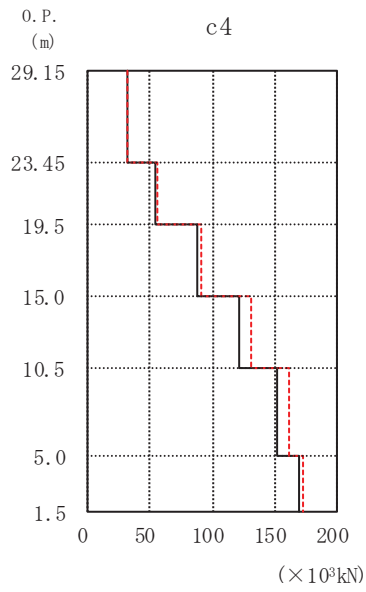


図 2-10 最大応答変位 (S_s-N1, EW 方向)

— ケース1 (基本ケース)
 - - - ケース4

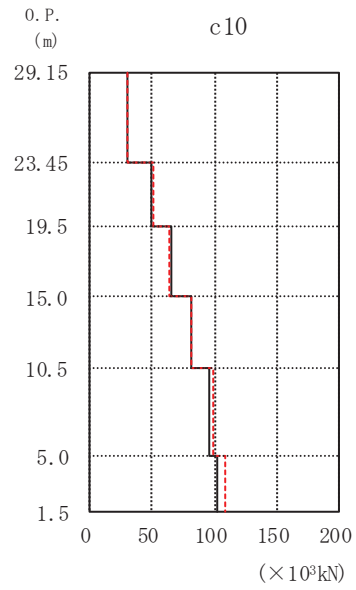
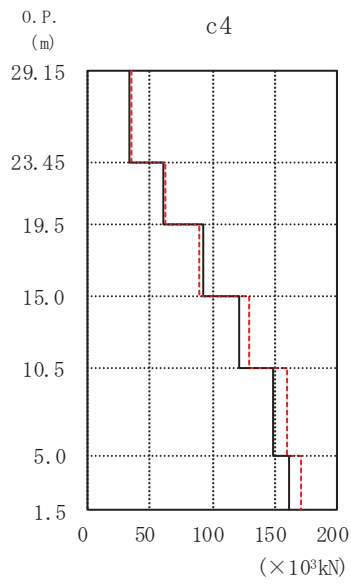


0. P. (m)	($\times 10^3 \text{kN}$)	
	ケース1 (基本ケース)	ケース4
29.15	30.9	31.9
23.45	54.5	56.3
19.5	87.7	91.6
15.0	121	131
10.5	152	161
5.0	169	173

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

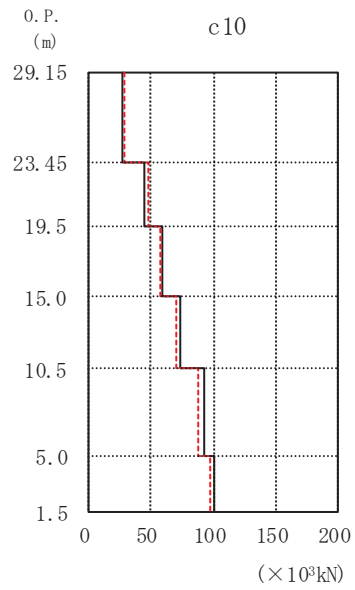
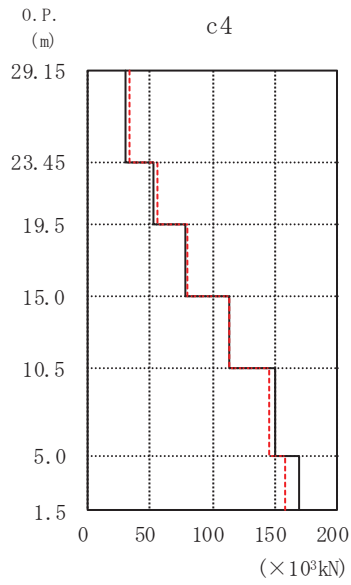


0.P. (m)	(×10 ³ kN)	
	ケース1 (基本ケース)	ケース4
29.15	34.0	34.8
23.45	59.7	61.6
19.5	92.8	89.9
15.0	122	130
10.5	149	159
5.0	161	172
1.5		

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

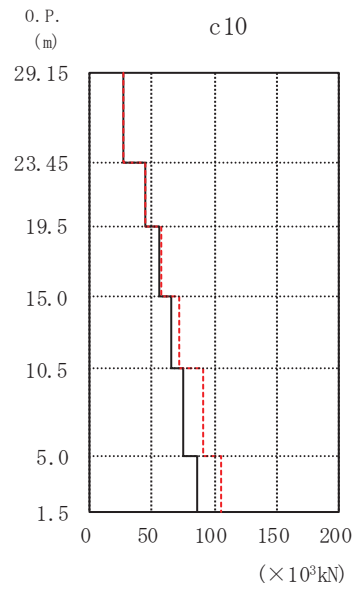
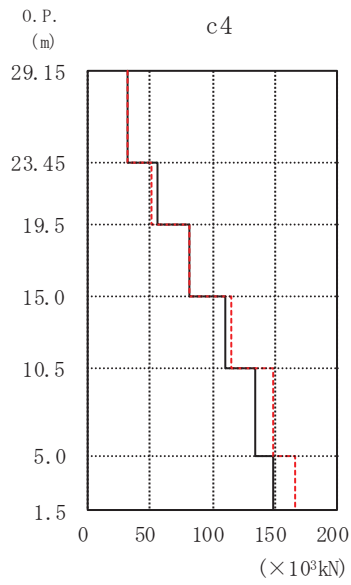


0. P. (m)	($\times 10^3 \text{kN}$)	
	ケース1 (基本ケース)	ケース4
29.15	30.1	32.4
23.45	52.8	54.8
19.5	77.9	79.7
15.0	113	113
10.5	151	146
5.0	169	159

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

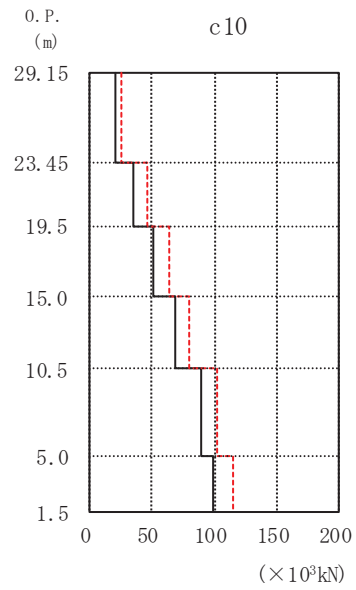
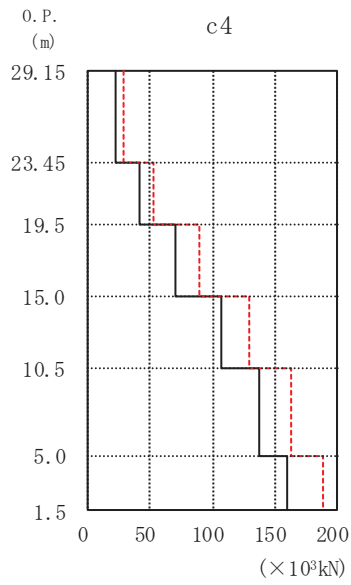


0. P. (m)	($\times 10^3 \text{kN}$)	
	ケース1 (基本ケース)	ケース4
29.15	31.3	31.1
23.45	55.0	50.9
19.5	81.0	81.9
15.0	110	115
10.5	134	149
5.0	148	166

0. P. (m)	($\times 10^3 \text{kN}$)	
	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

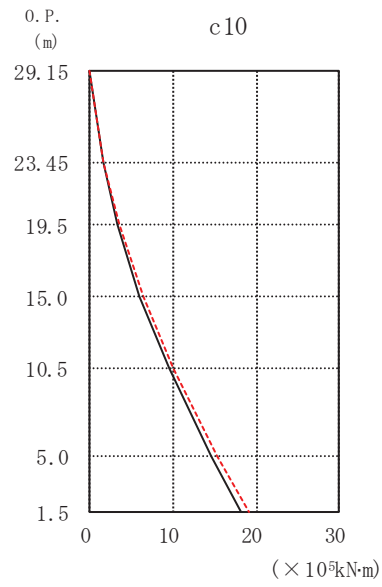
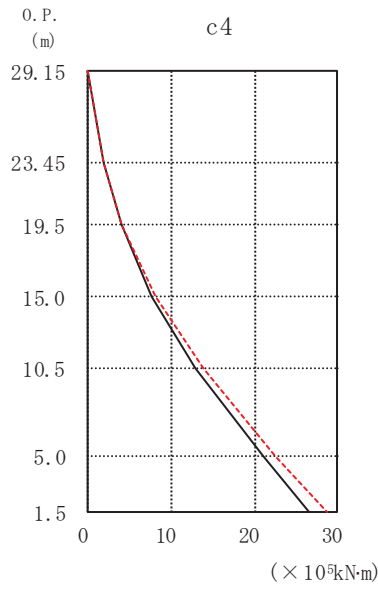


0. P. (m)	($\times 10^3 \text{kN}$)	
	ケース1 (基本ケース)	ケース4
29.15	22.6	29.2
23.45	40.4	52.3
19.5	69.6	90.1
15.0	106	129
10.5	137	163
5.0	159	189

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

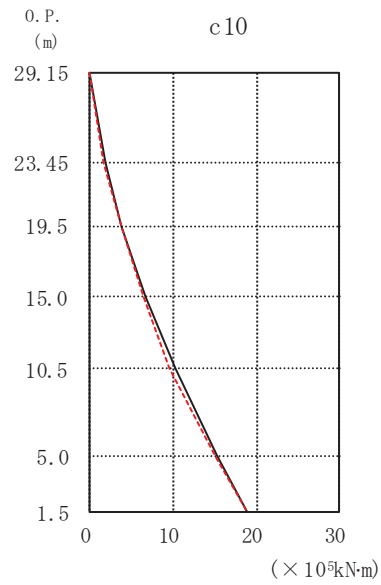
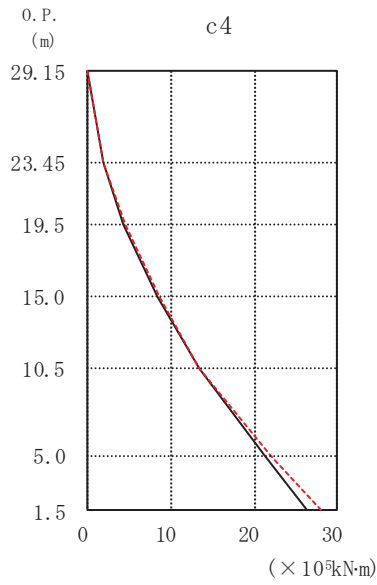


0. P. (m)	($\times 10^5 \text{kN}\cdot\text{m}$)	
	ケース1 (基本ケース)	ケース4
29.15	0.000	0.000
23.45	1.80	1.86
19.5	3.96	4.08
15.0	7.57	8.20
10.5	12.9	13.9
5.0	21.0	22.6
1.5	26.7	28.7

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)

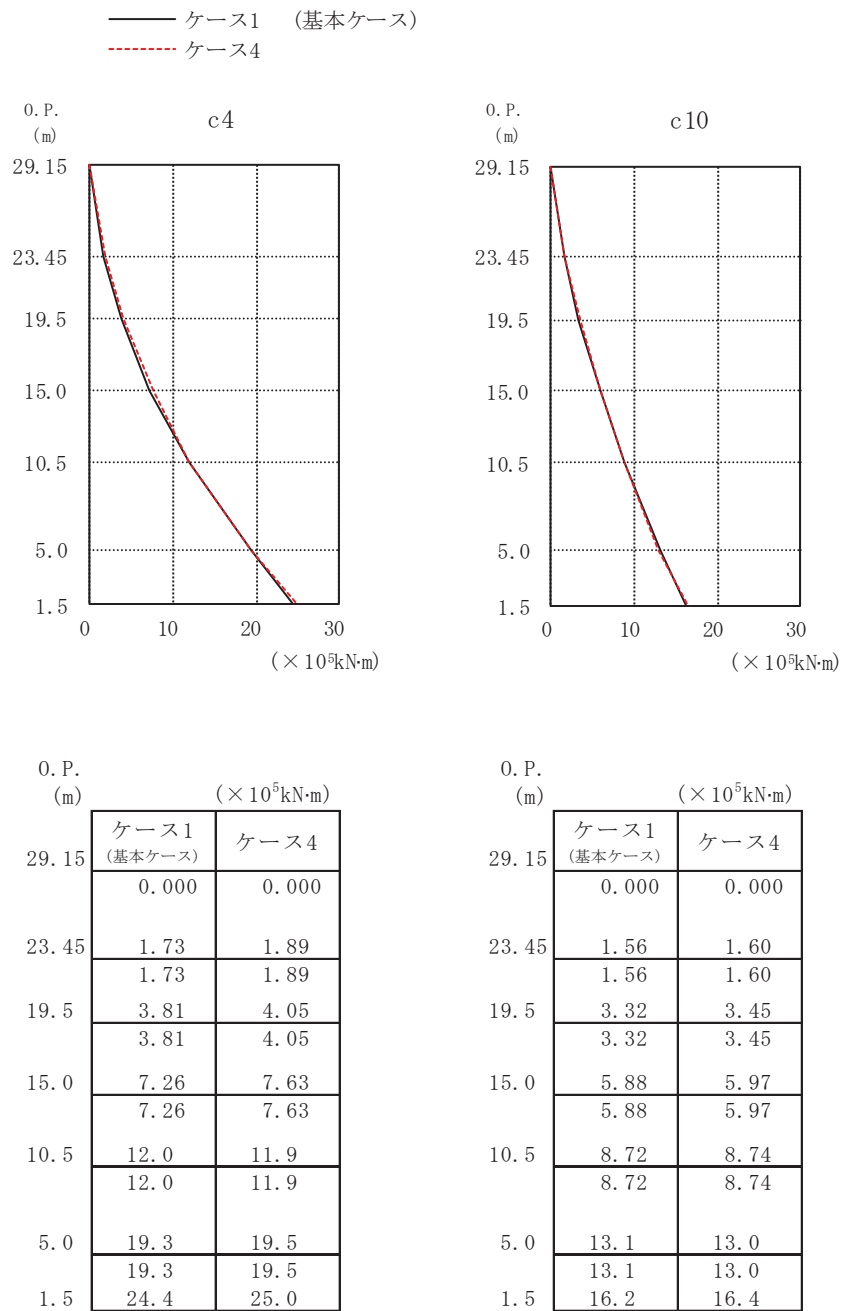
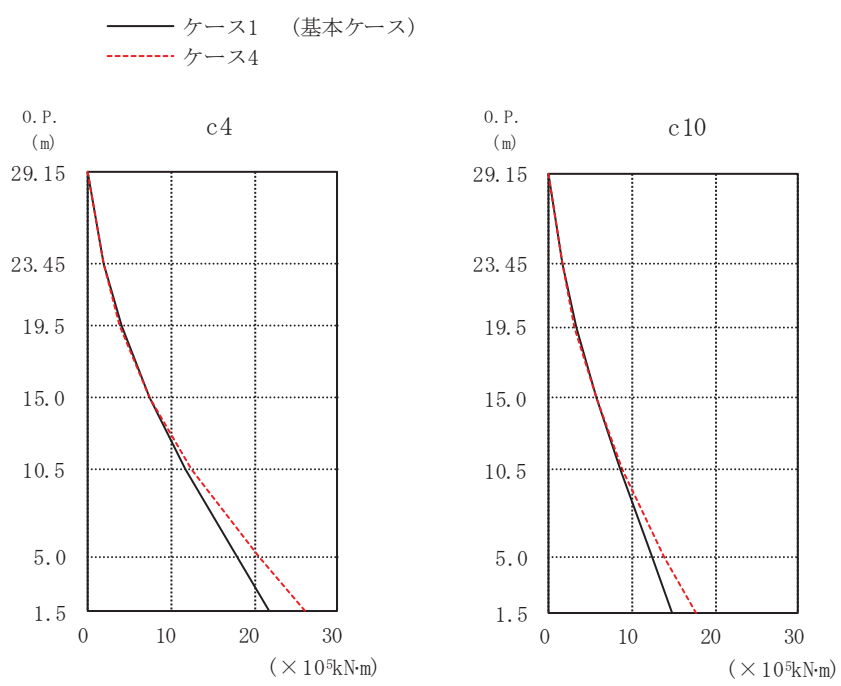


図 2-18 最大応答曲げモーメント (S s - D 3, EW 方向)



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)

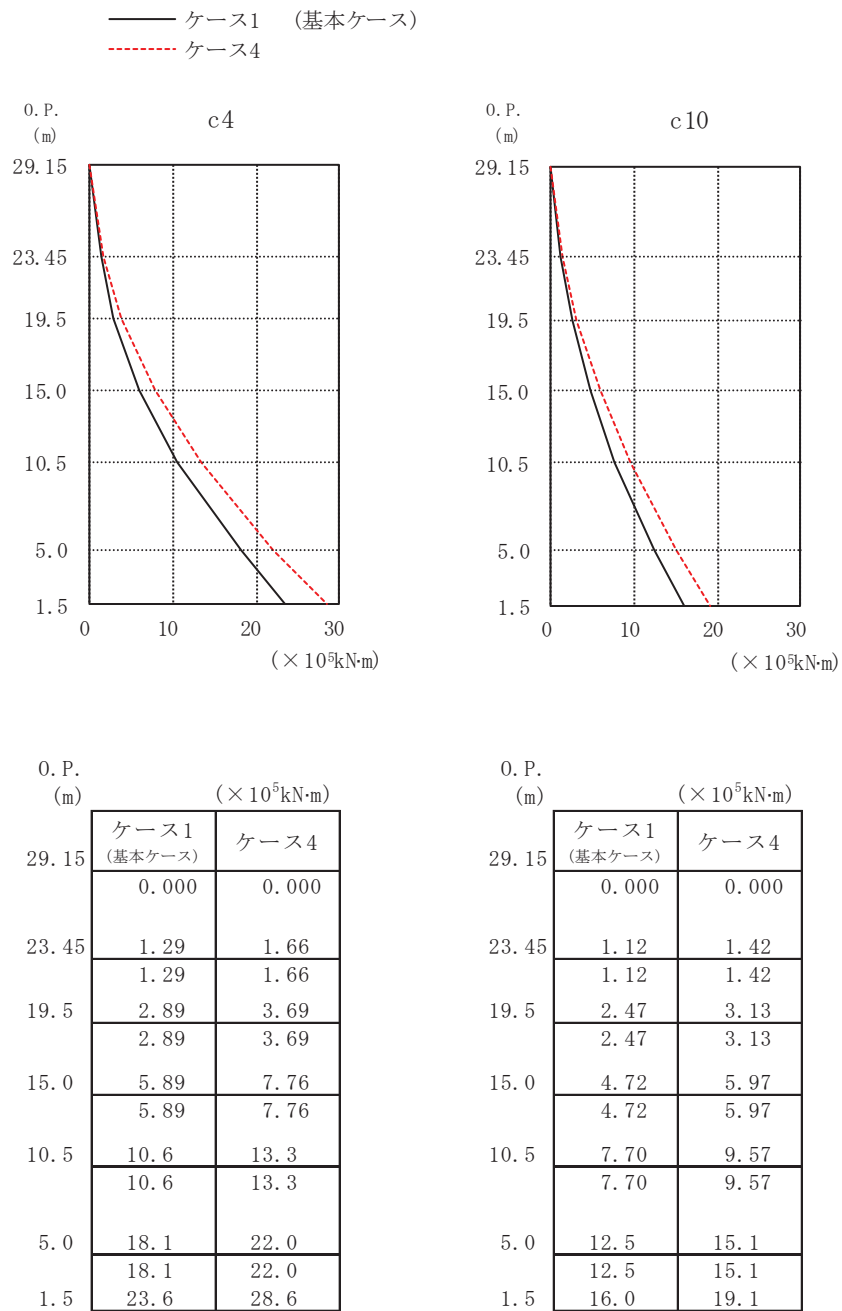
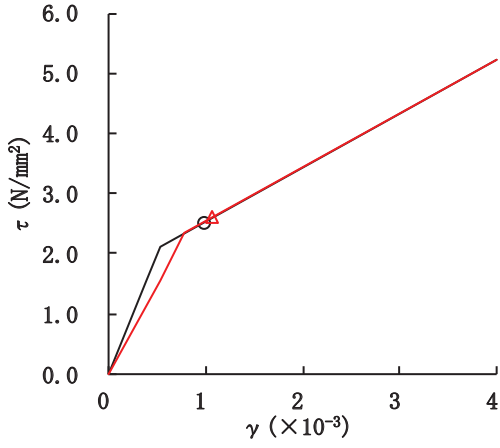
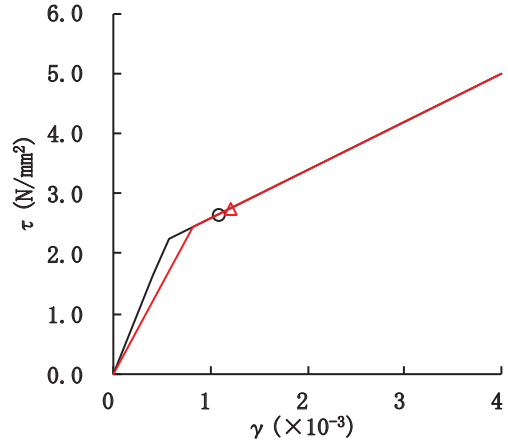


図 2-20 最大応答曲げモーメント (S s - N 1, EW 方向)

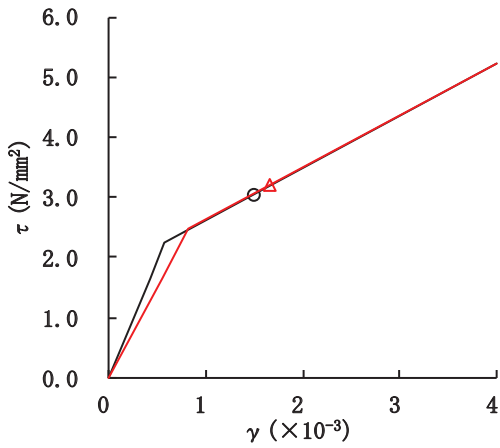
○ ケース 1(基本ケース)
△ ケース 4



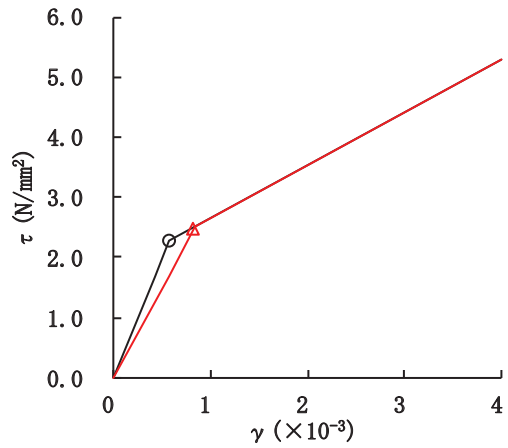
要素番号(1)



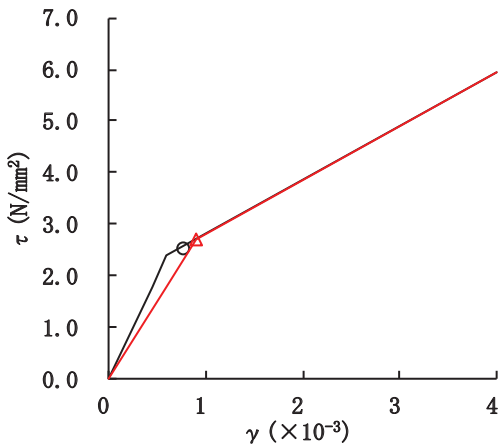
要素番号(2)



要素番号(3)



要素番号(4)



要素番号(5)

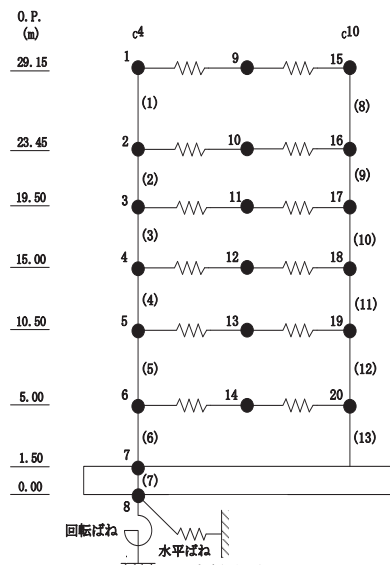
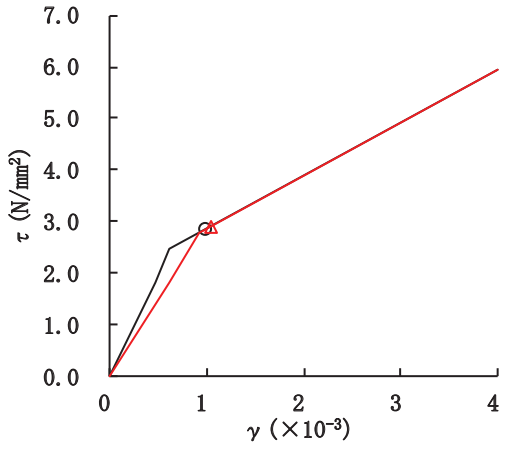
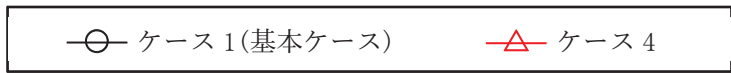
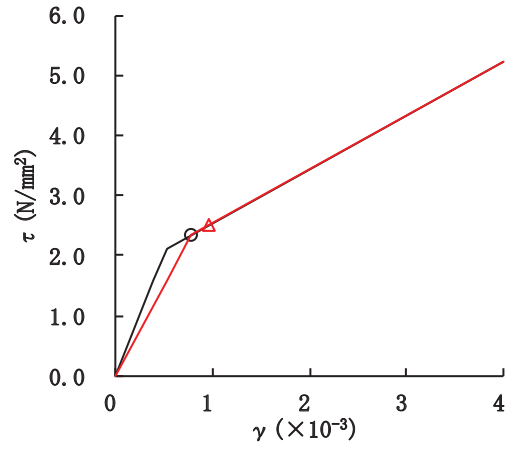


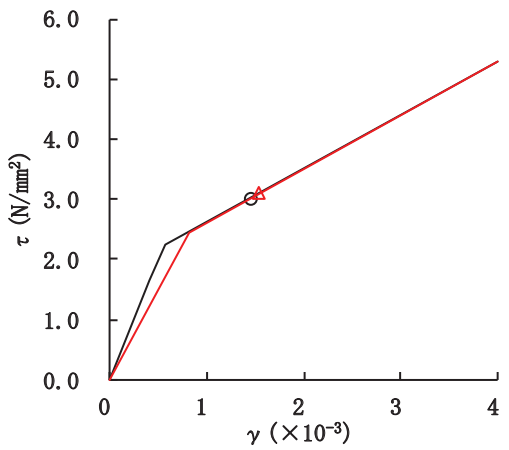
図 2-21(1) せん断スケルトンカーブ上の最大応答値 (S s - D 1, EW 方向)



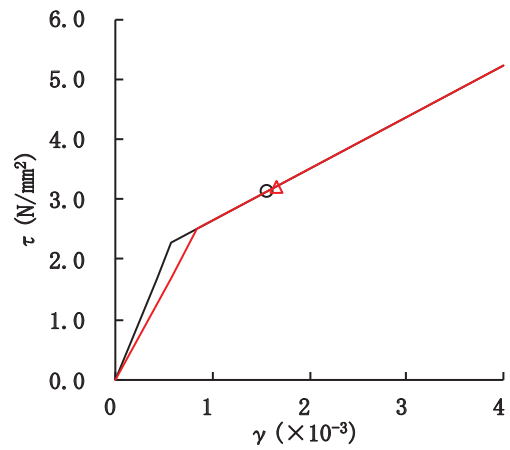
要素番号(6)



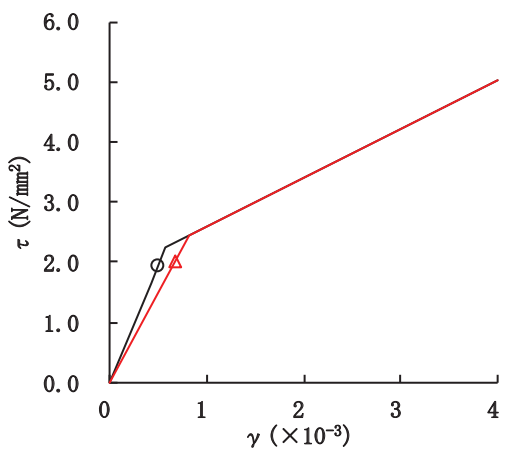
要素番号(8)



要素番号(9)



要素番号(10)



要素番号(11)

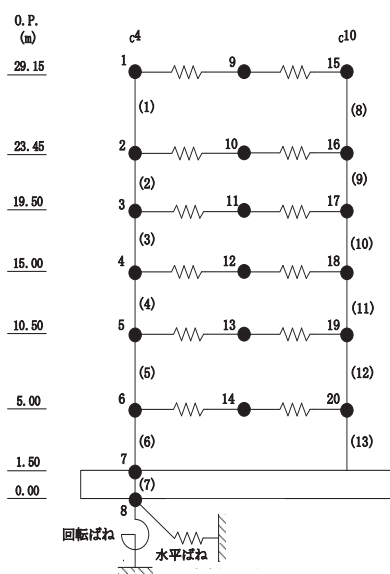
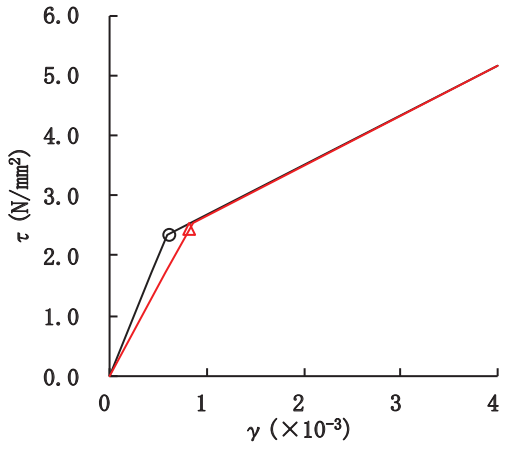
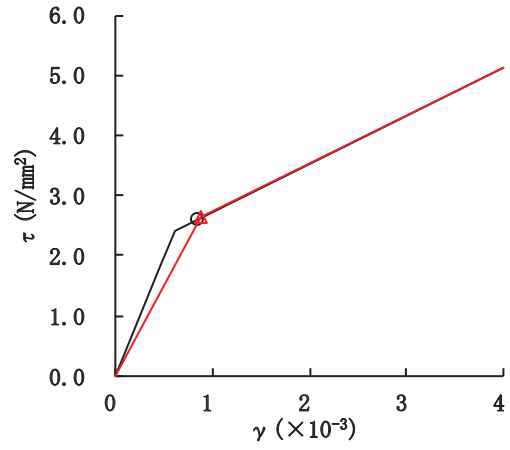


図 2-21(2) せん断スケルトンカーブ上の最大応答値 (S s - D 1, EW 方向)

○ ケース 1(基本ケース)
△ ケース 4



要素番号(12)



要素番号(13)

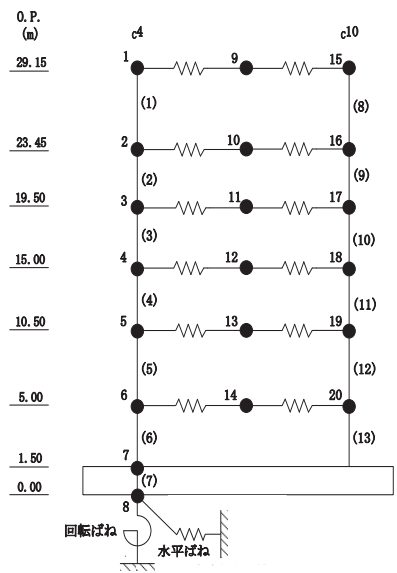


図 2-21(3) せん断スケルトンカーブ上の最大応答値 (S s - D 1, EW 方向)

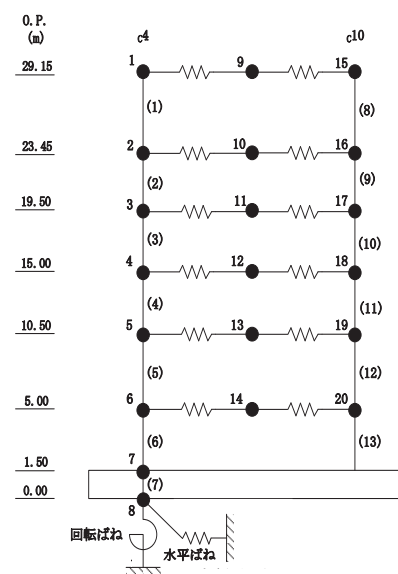
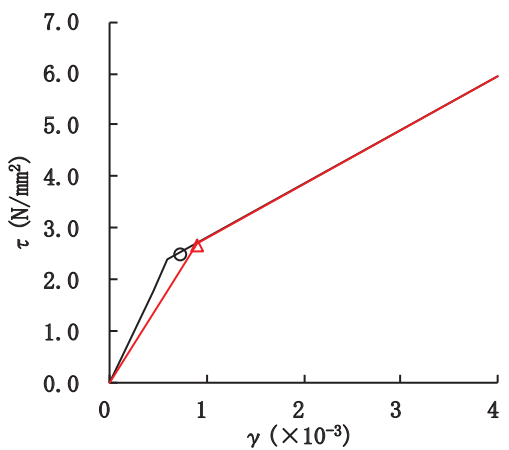
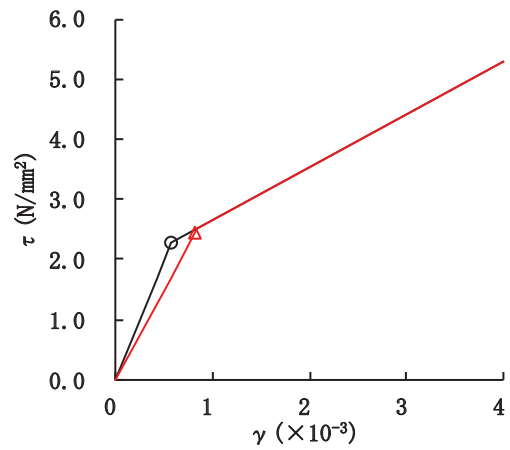
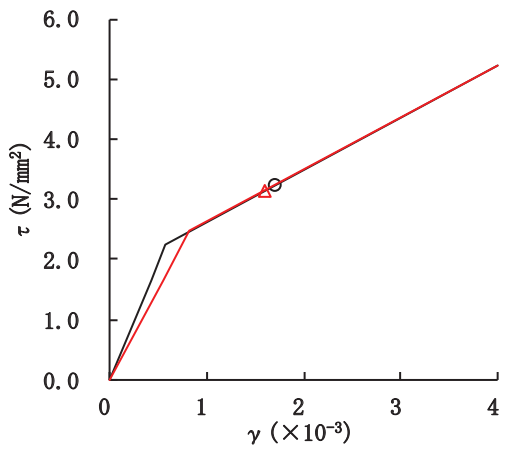
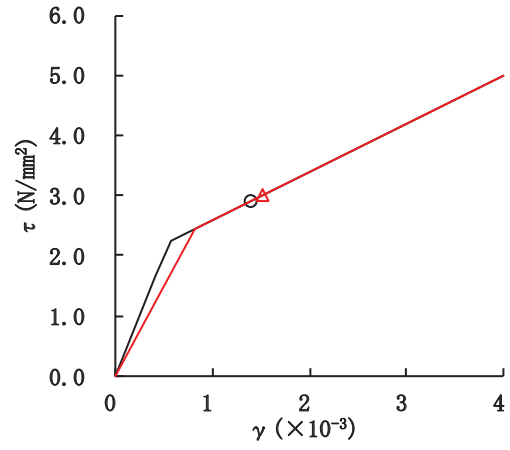
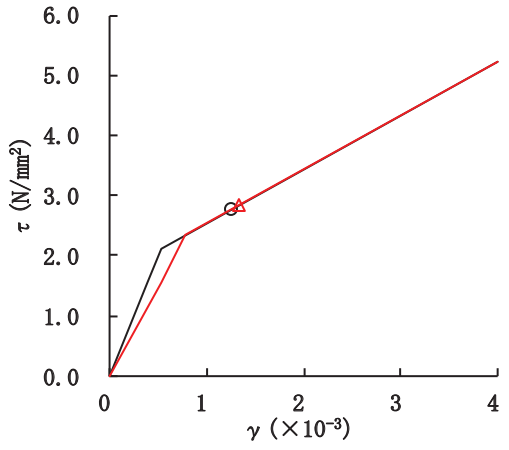
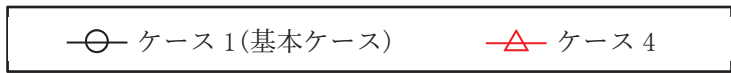
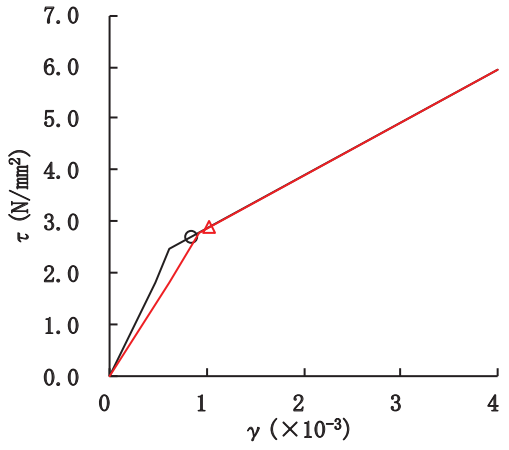
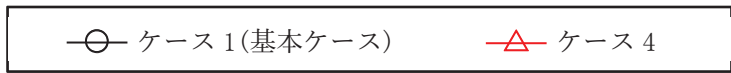
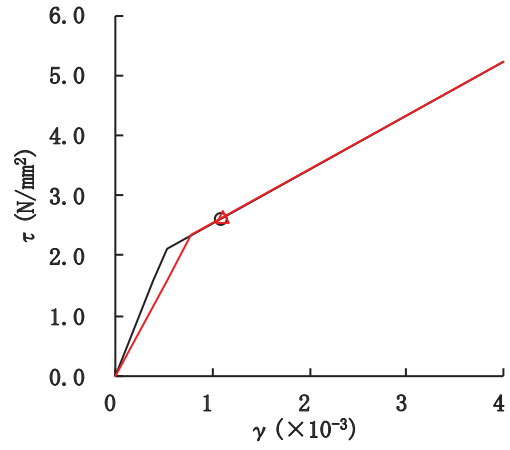


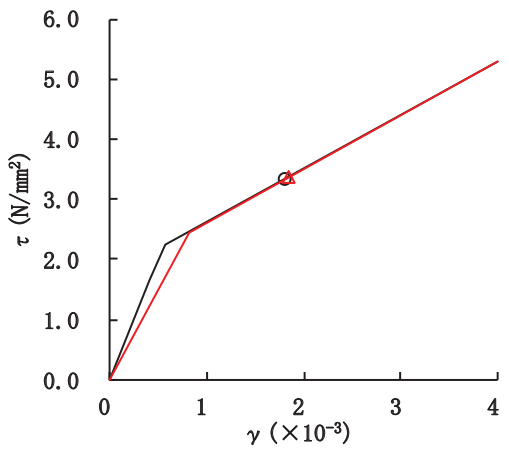
図 2-22(1) せん断スケルトンカーブ上の最大応答値 (S s - D 2, EW 方向)



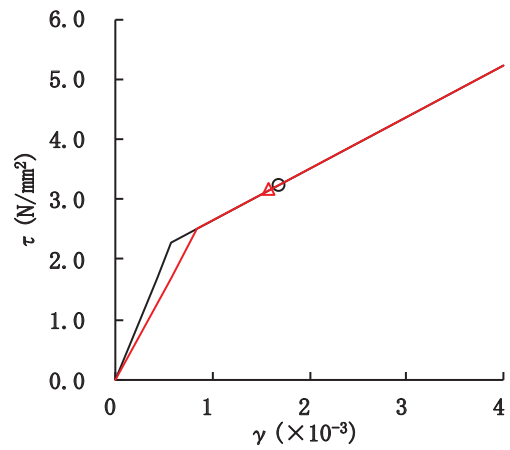
要素番号(6)



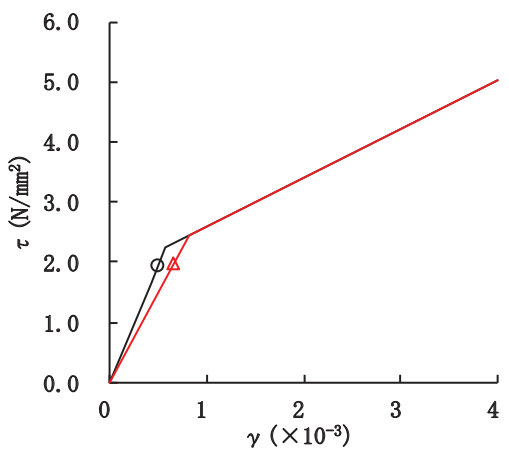
要素番号(8)



要素番号(9)



要素番号(10)



要素番号(11)

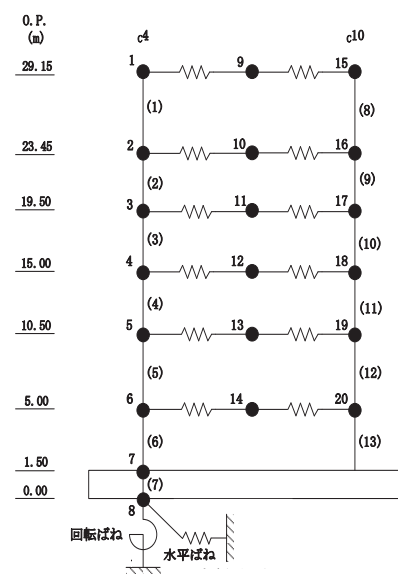
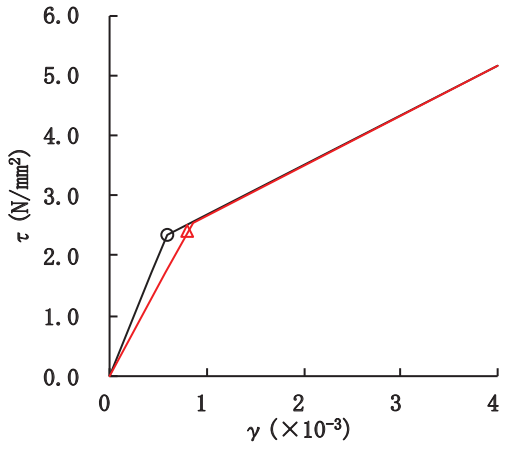
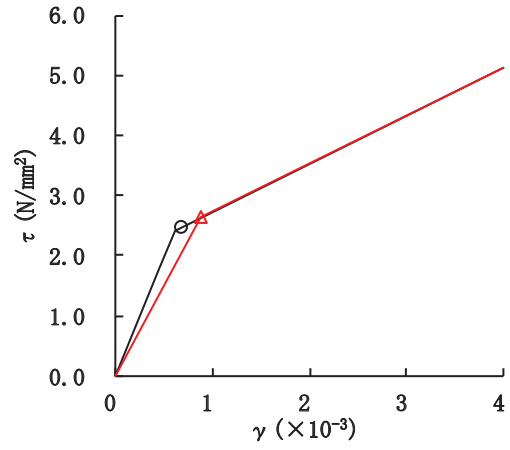


図 2-22(2) セン断スケルトンカーブ上の最大応答値 (S s - D 2, EW 方向)

○ ケース 1(基本ケース)
△ ケース 4



要素番号(12)



要素番号(13)

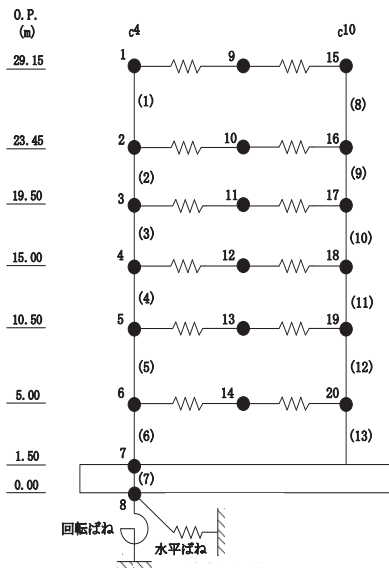
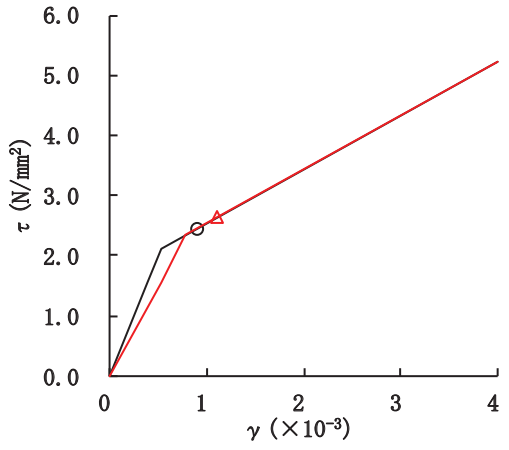
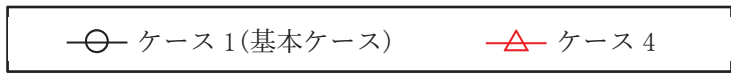
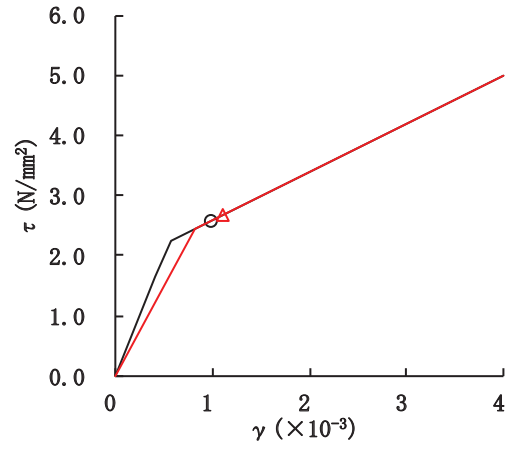


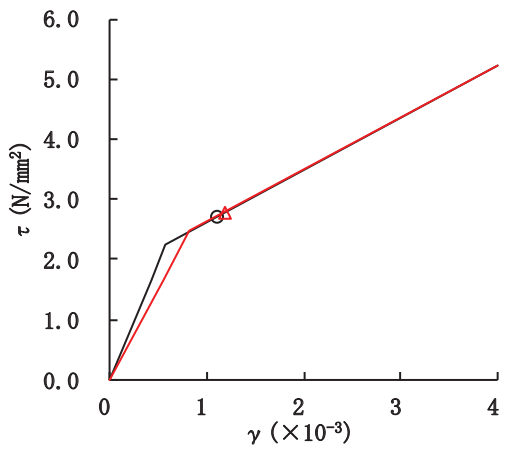
図 2-22 (3) せん断スケルトンカーブ上の最大応答値 (S s - D 2, EW 方向)



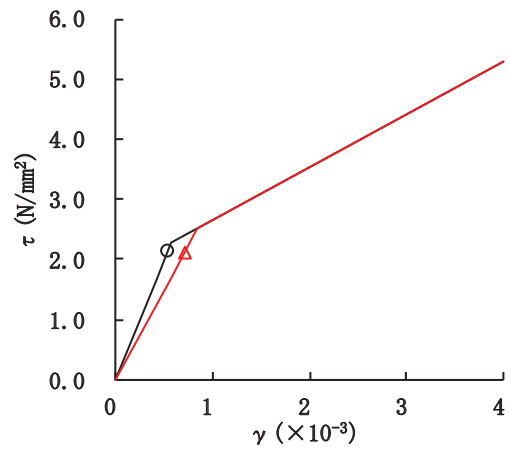
要素番号(1)



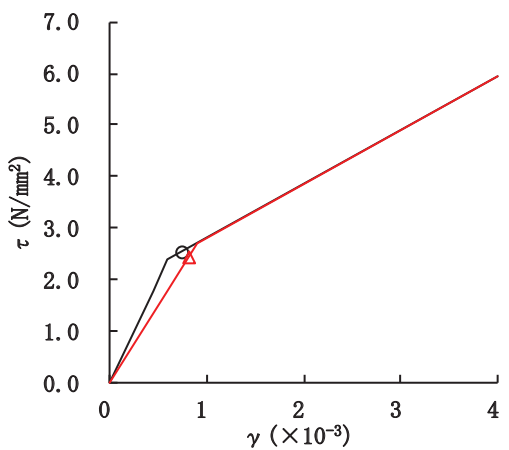
要素番号(2)



要素番号(3)



要素番号(4)



要素番号(5)

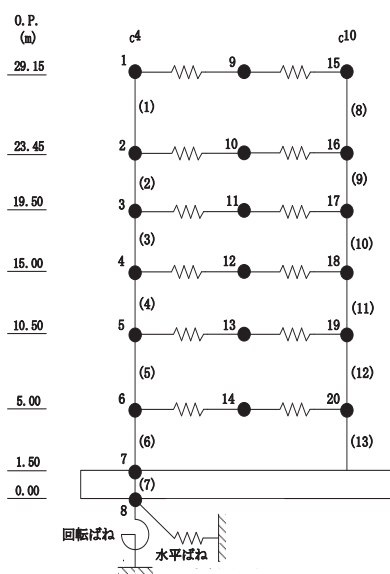
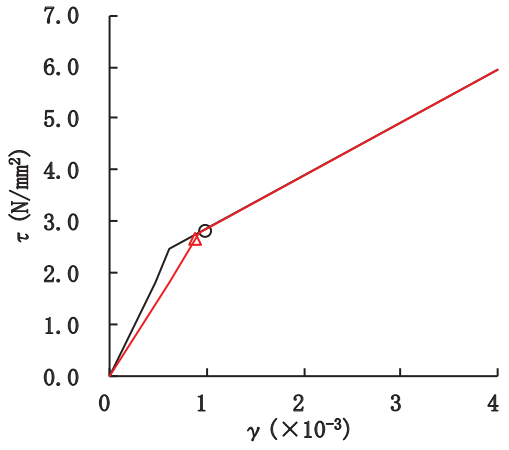
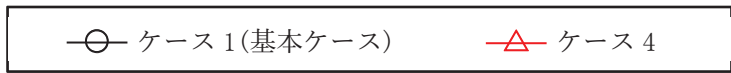
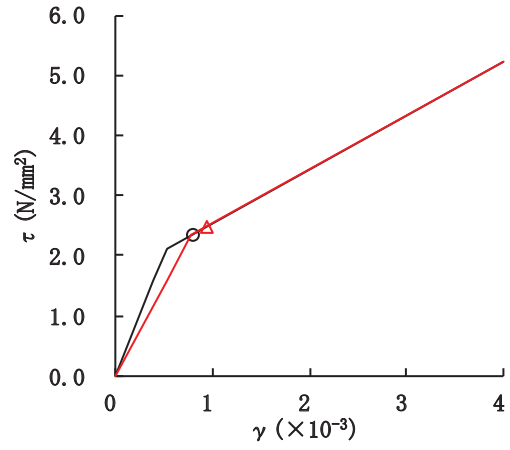


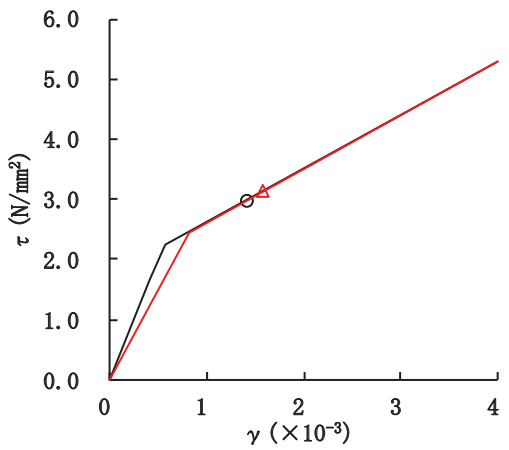
図 2-23(1) せん断スケルトンカーブ上の最大応答値 (S s - D 3, EW 方向)



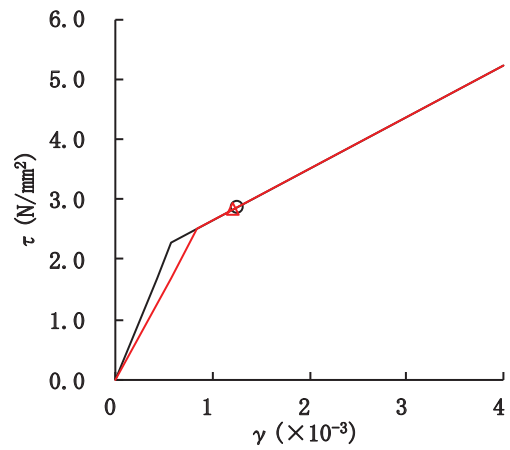
要素番号(6)



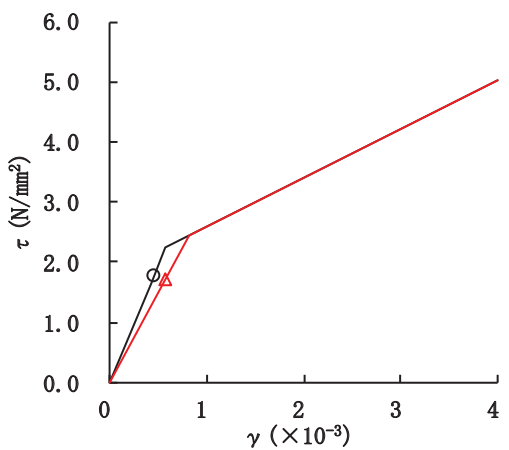
要素番号(8)



要素番号(9)



要素番号(10)



要素番号(11)

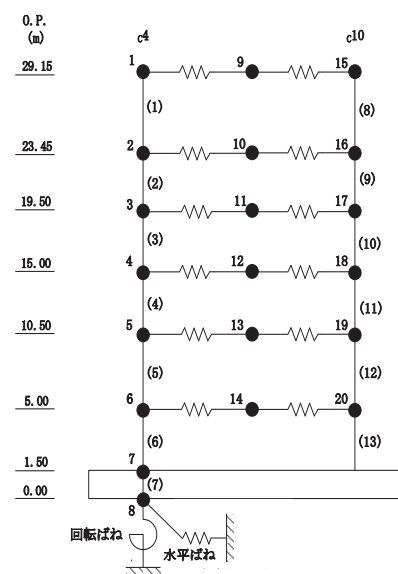
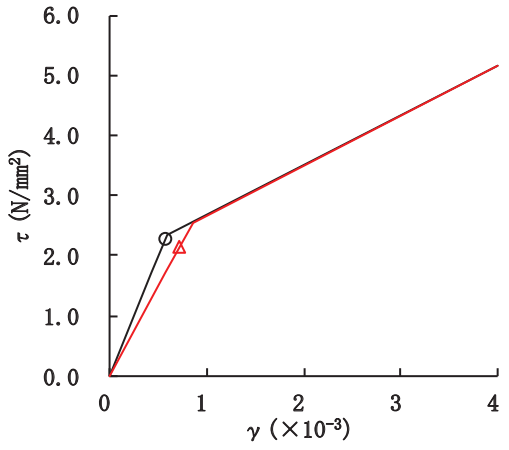
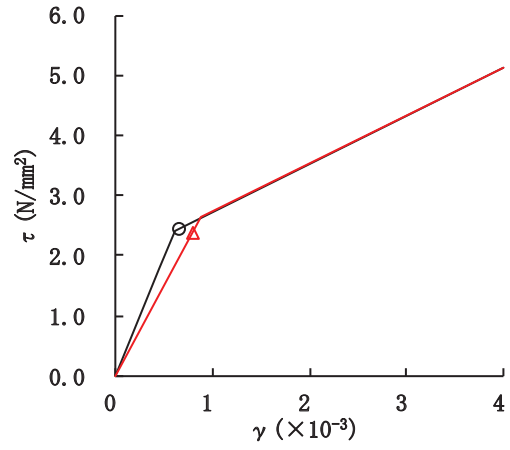


図 2-23(2) せん断スケルトンカーブ上の最大応答値 (S s - D 3, EW 方向)

○ ケース 1(基本ケース)
△ ケース 4



要素番号(12)



要素番号(13)

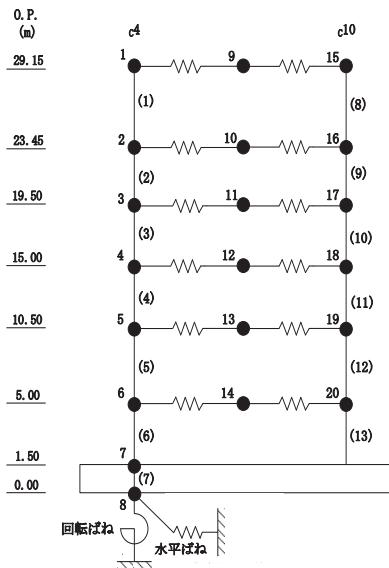
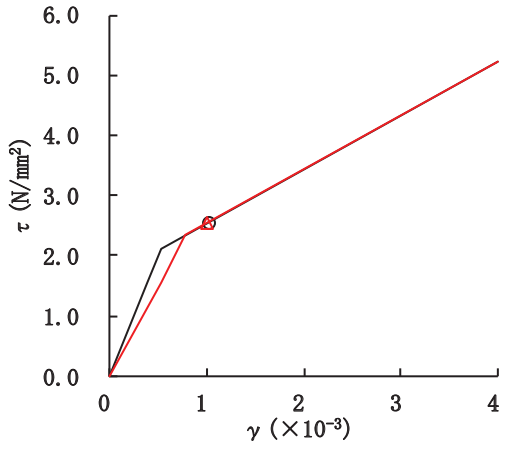
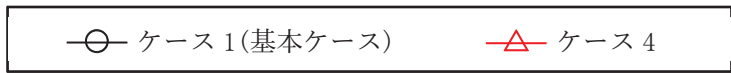
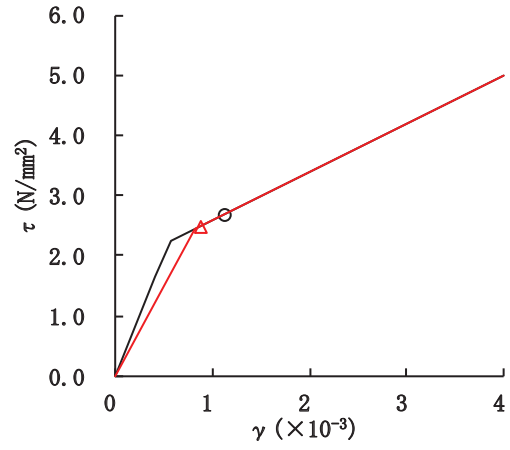


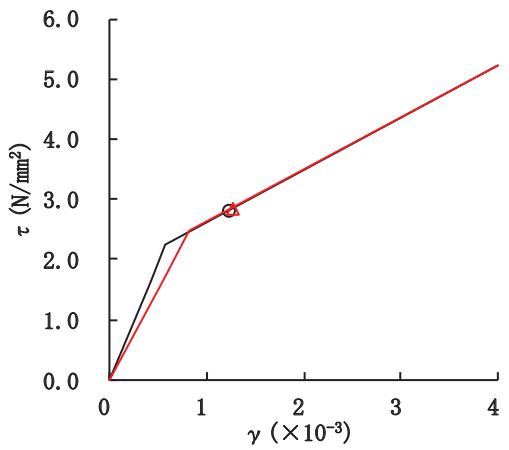
図 2-23 (3) せん断スケルトンカーブ上の最大応答値 (S s - D 3, EW 方向)



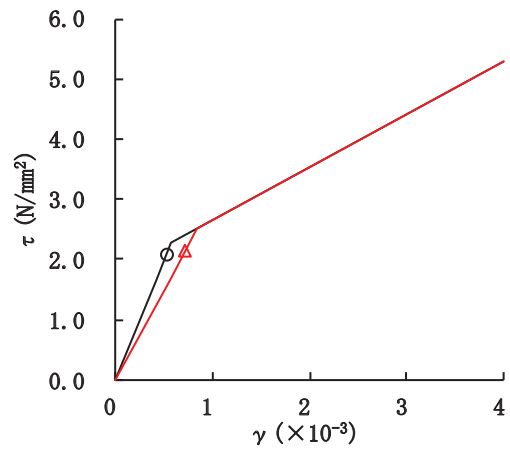
要素番号(1)



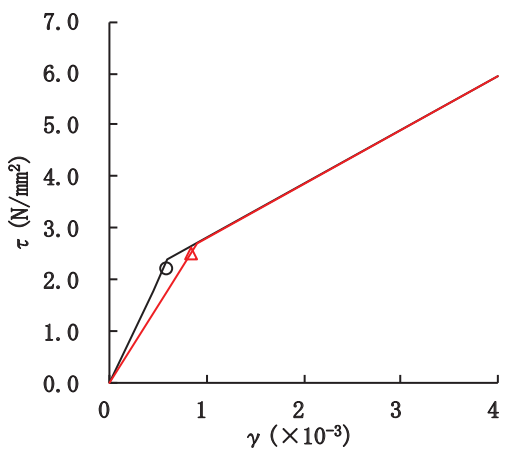
要素番号(2)



要素番号(3)



要素番号(4)



要素番号(5)

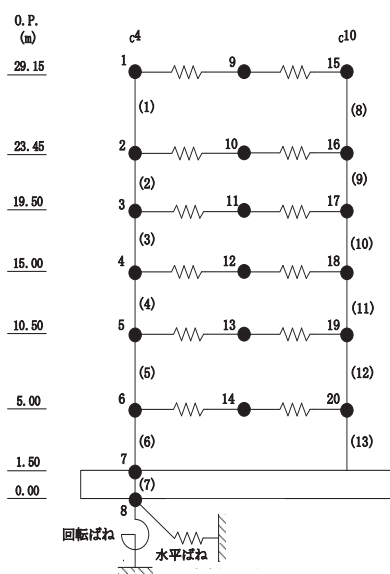
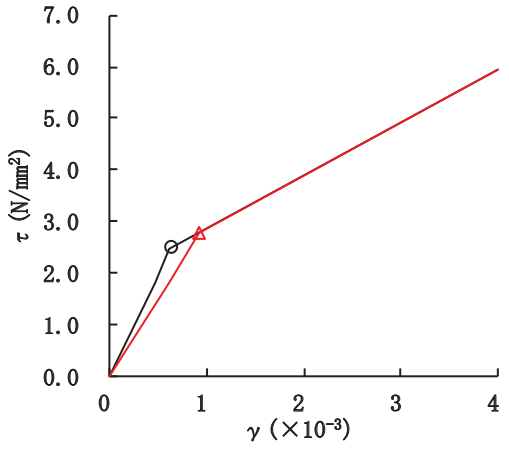
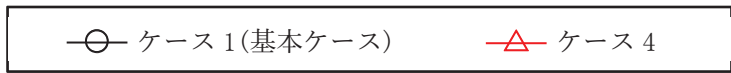
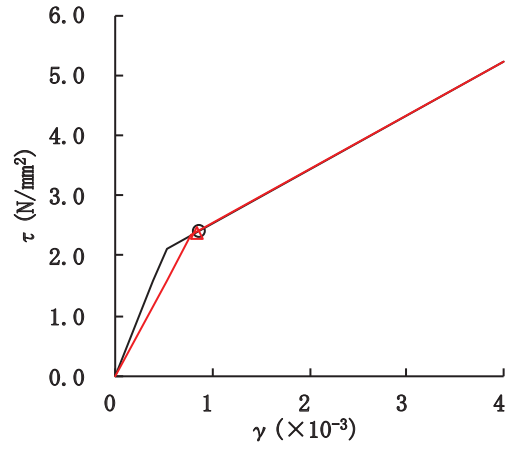


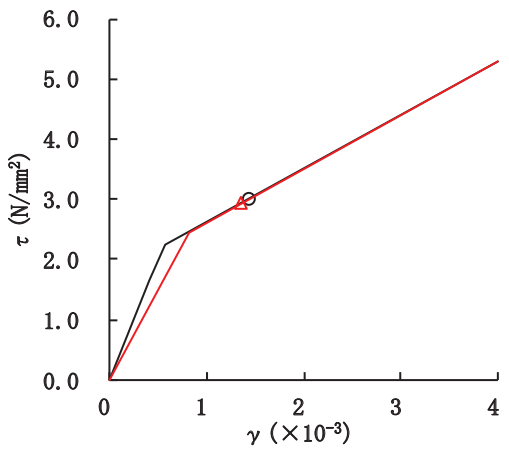
図 2-24(1) せん断スケルトンカーブ上の最大応答値 (S s - F 3, EW 方向)



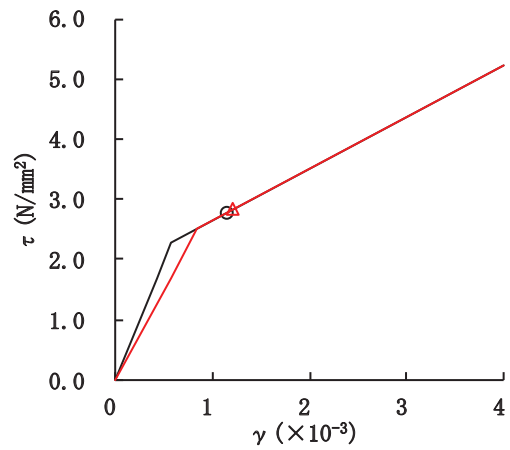
要素番号(6)



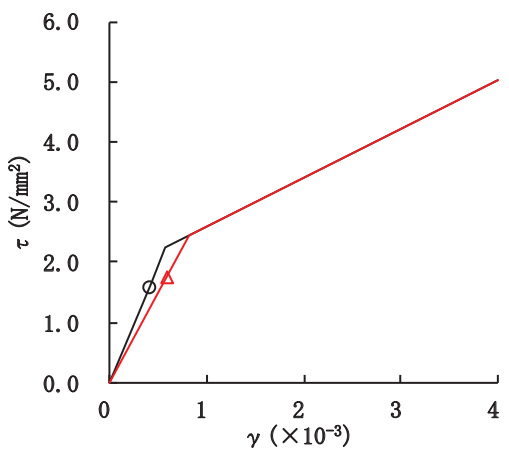
要素番号(8)



要素番号(9)



要素番号(10)



要素番号(11)

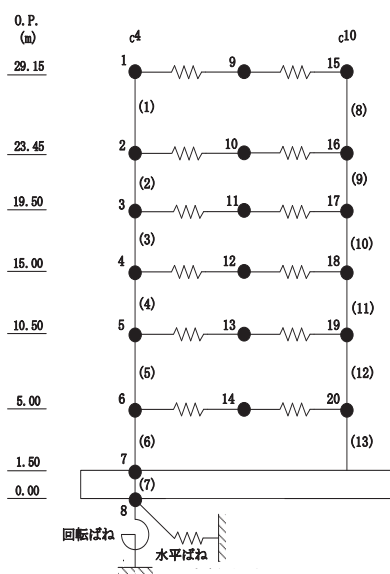
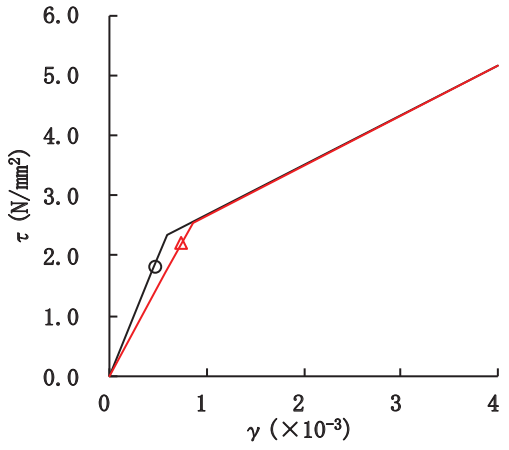
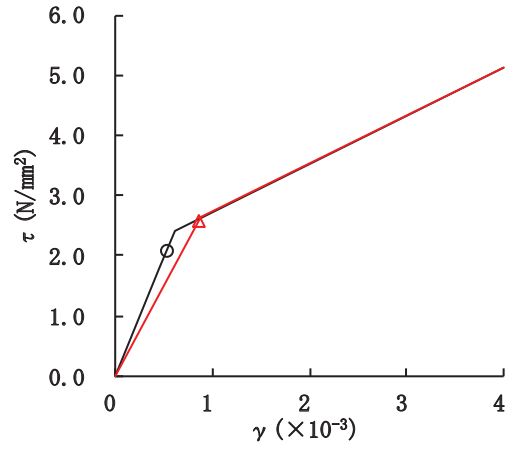


図 2-24(2) せん断スケルトンカーブ上の最大応答値 (S s - F 3, EW 方向)

○ ケース 1(基本ケース)
△ ケース 4



要素番号(12)



要素番号(13)

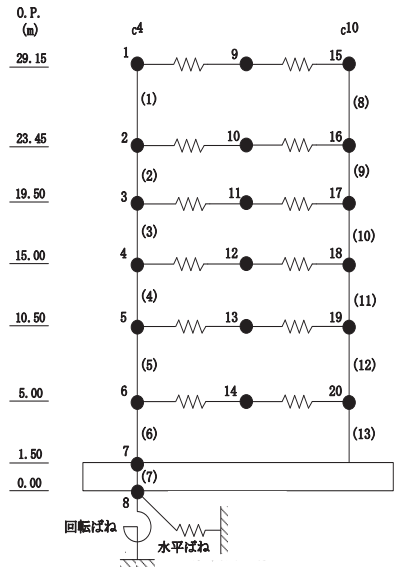
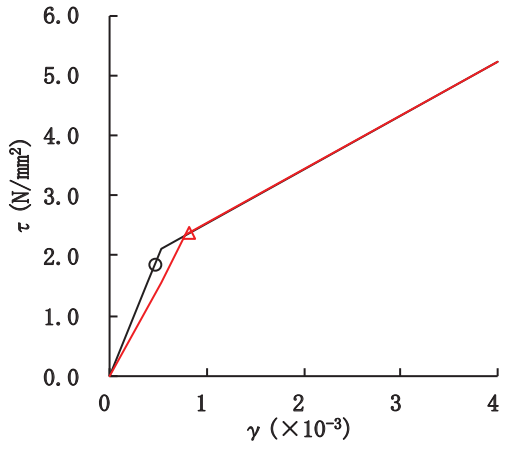
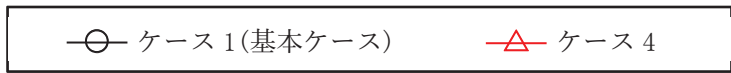
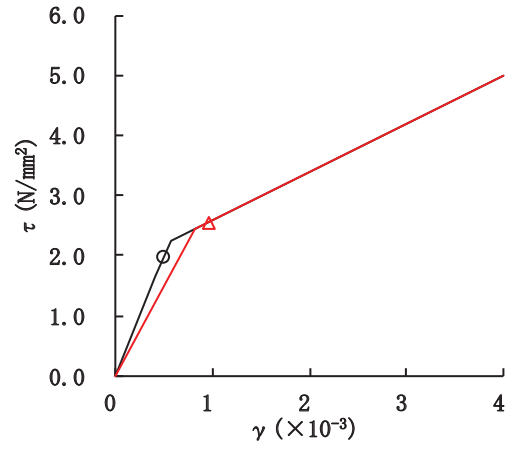


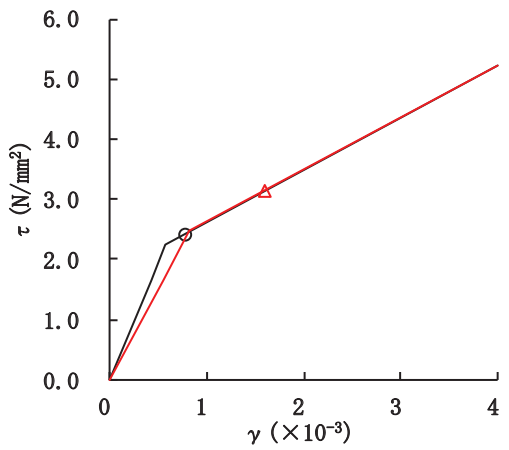
図 2-24(3) せん断スケルトンカーブ上の最大応答値 (S s - F 3, EW 方向)



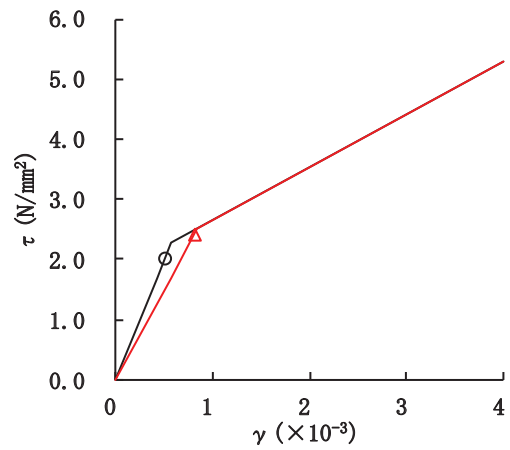
要素番号(1)



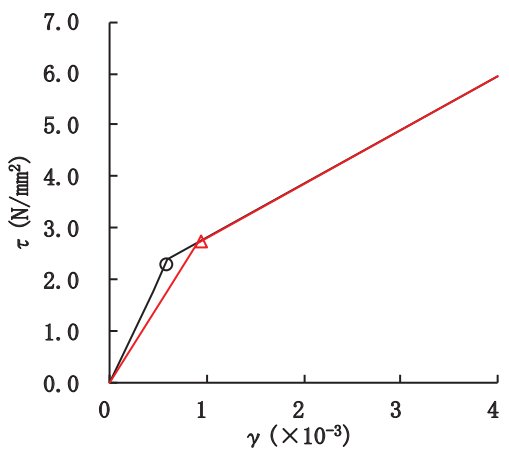
要素番号(2)



要素番号(3)



要素番号(4)



要素番号(5)

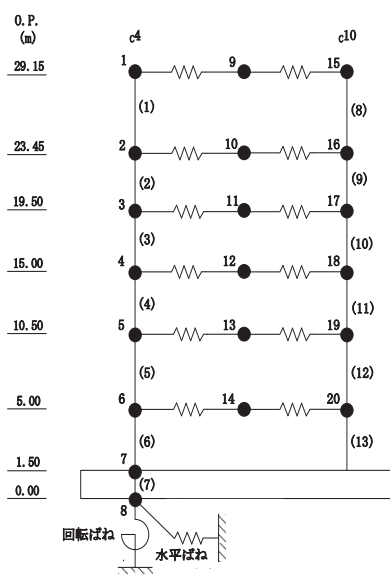
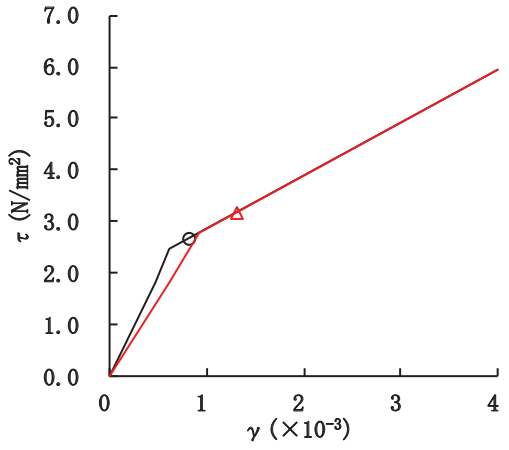
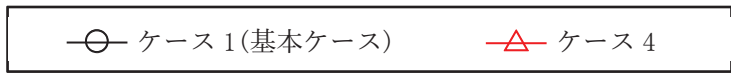
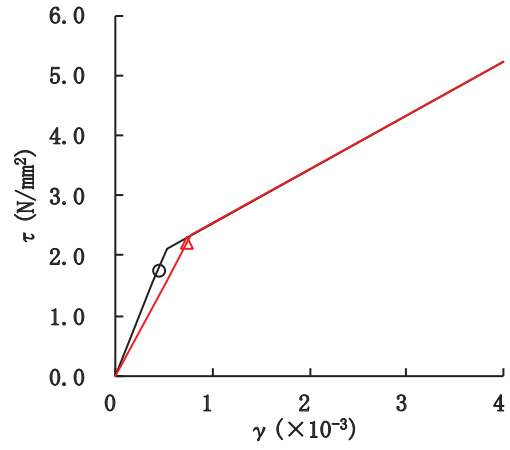


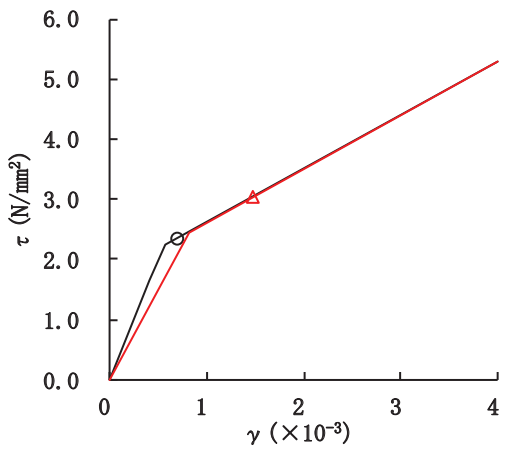
図 2-25(1) せん断スケルトンカーブ上の最大応答値 (S s - N 1, EW 方向)



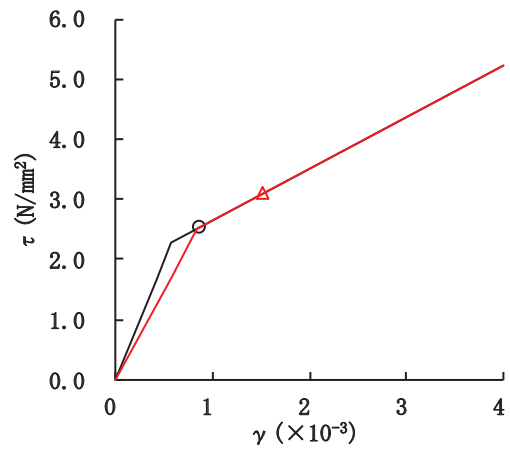
要素番号(6)



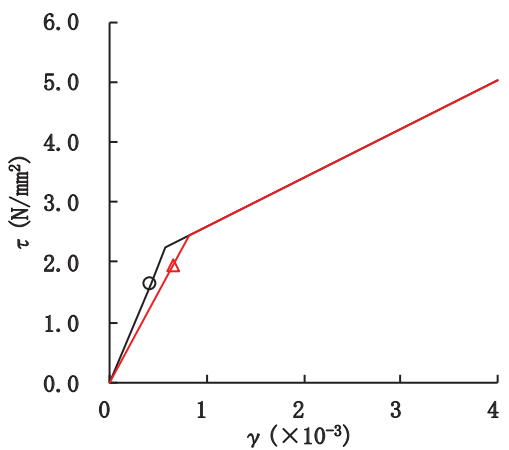
要素番号(8)



要素番号(9)



要素番号(10)



要素番号(11)

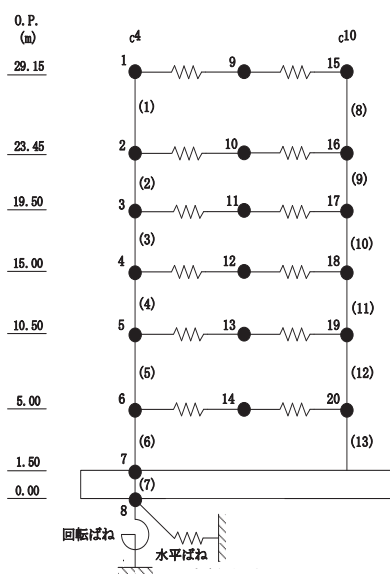
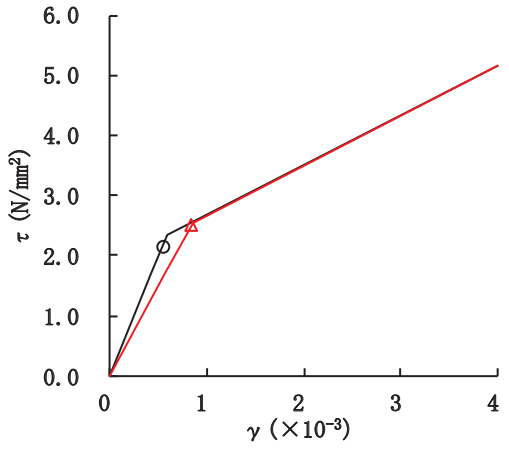
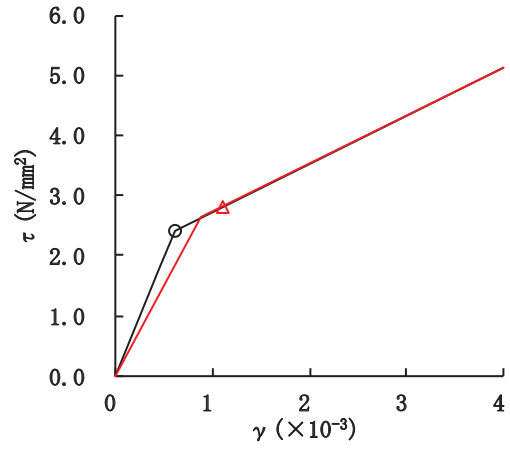


図 2-25(2) せん断スケルトンカーブ上の最大応答値 (S s - N 1, EW 方向)

○ ケース 1(基本ケース)
△ ケース 4



要素番号(12)



要素番号(13)

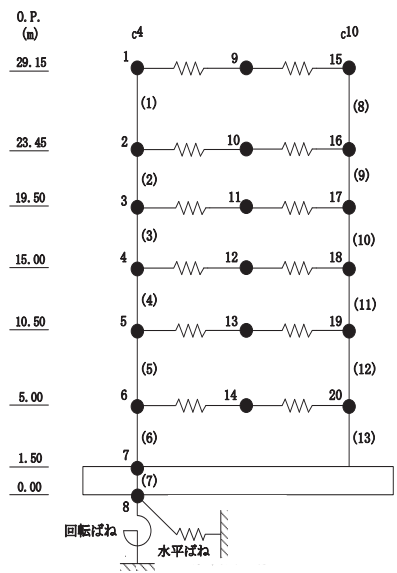
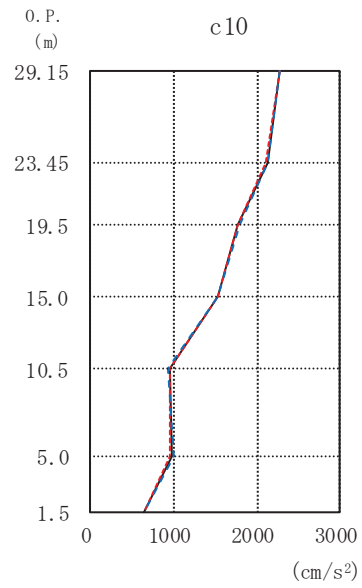
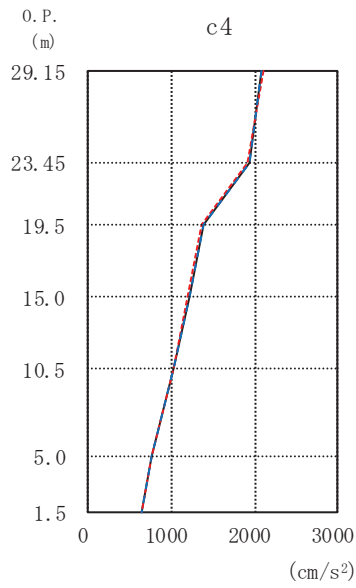


図 2-25(3) せん断スケルトンカーブ上の最大応答値 (S s - N 1, EW 方向)

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。

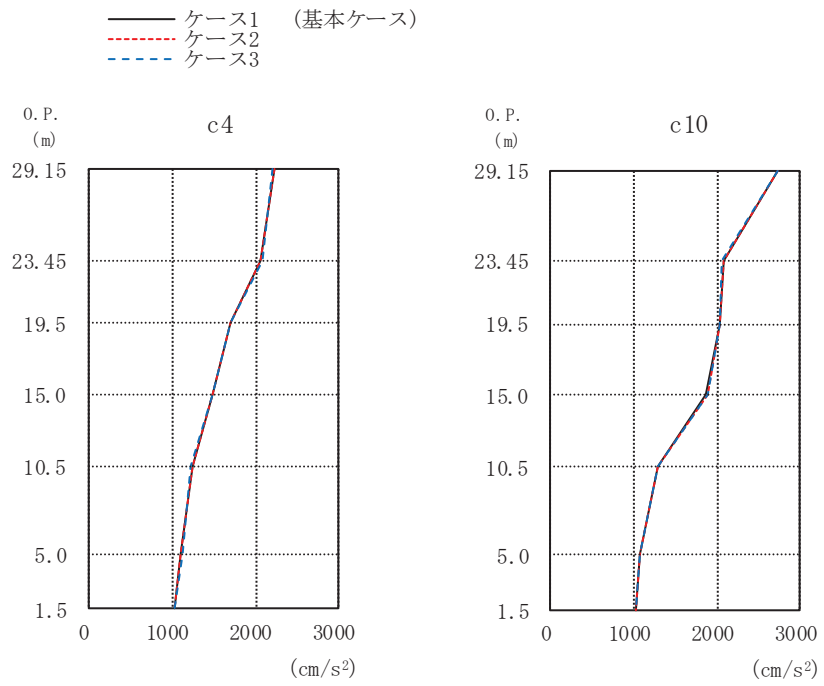
— ケース1 (基本ケース)
 - - - ケース2
 - · - ケース3



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

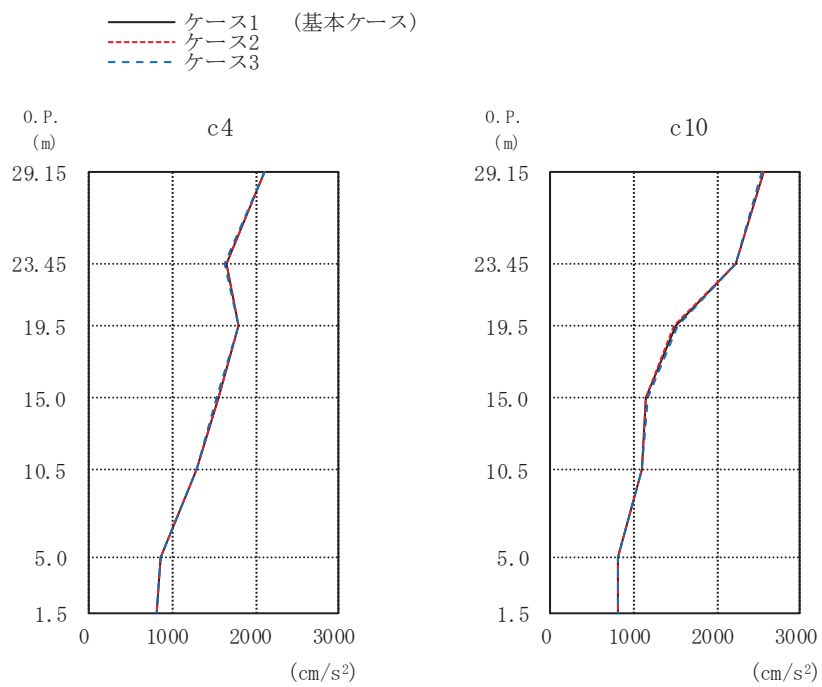
O. P. (m)	(cm/s ²)		
	ケース1 (基本ケース)	ケース2	ケース3
29.15	2283	2286	2282
23.45	2128	2117	2139
19.5	1783	1775	1804
15.0	1527	1540	1537
10.5	952	959	940
5.0	975	957	1000
1.5	649	651	646

図 2-26 最大応答加速度 (S s - D 1, EW 方向)



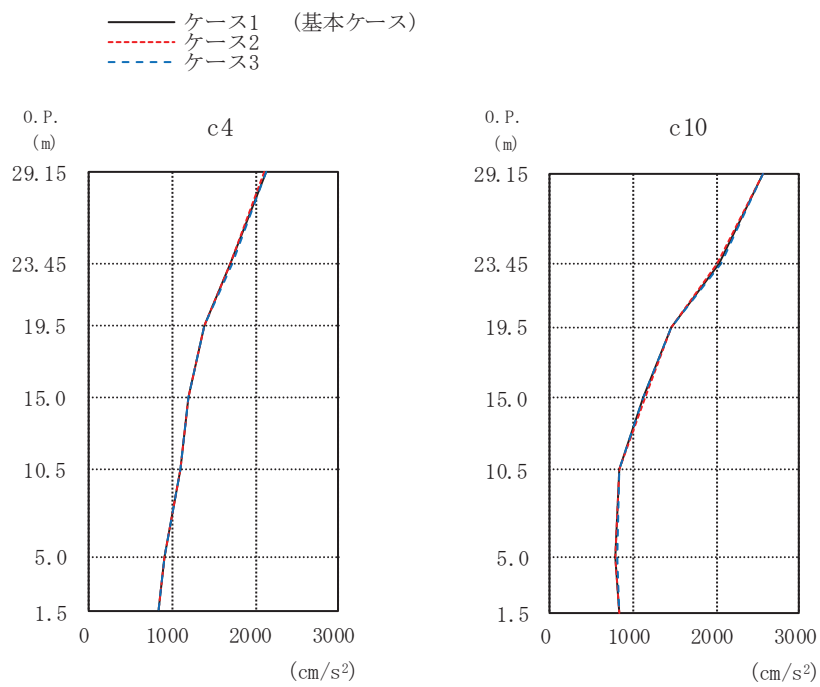
(cm/s ²)				(cm/s ²)			
0. P. (m)	ケース1 (基本ケース)	ケース2	ケース3	0. P. (m)	ケース1 (基本ケース)	ケース2	ケース3
29.15	2218	2227	2210	29.15	2733	2730	2721
23.45	2063	2067	2078	23.45	2084	2088	2051
19.5	1697	1701	1691	19.5	2035	2030	2045
15.0	1482	1483	1481	15.0	1871	1892	1880
10.5	1233	1237	1229	10.5	1279	1297	1293
5.0	1100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



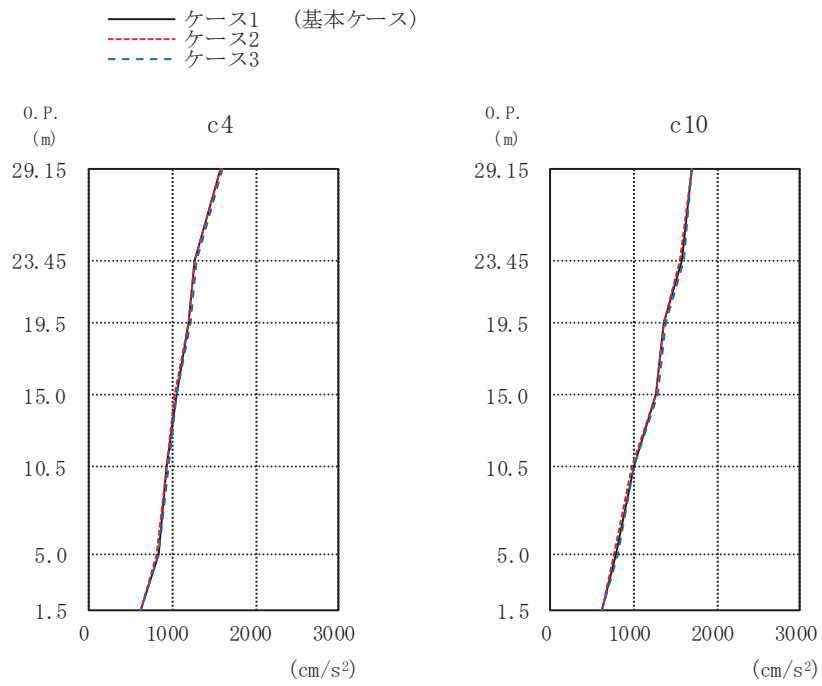
(cm/s ²)				(cm/s ²)			
0. P. (m)	ケース1 (基本ケース)	ケース2	ケース3	0. P. (m)	ケース1 (基本ケース)	ケース2	ケース3
29.15	2102	2113	2106	29.15	2553	2559	2549
23.45	1642	1653	1623	23.45	2219	2224	2221
19.5	1793	1798	1787	19.5	1499	1481	1529
15.0	1545	1548	1537	15.0	1157	1158	1168
10.5	1285	1287	1283	10.5	1104	1104	1104
5.0	851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



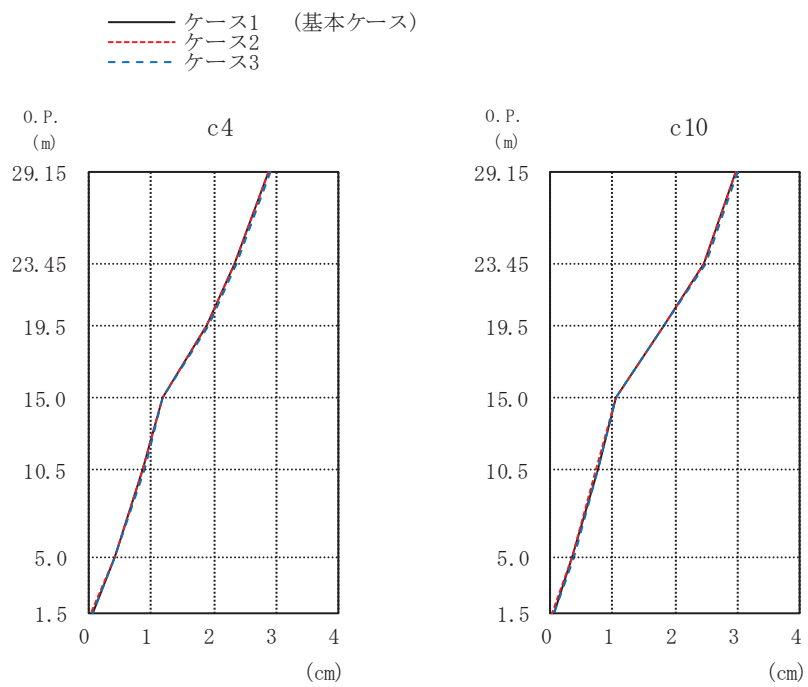
(cm/s ²)				(cm/s ²)			
0. P. (m)	ケース1 (基本ケース)	ケース2	ケース3	0. P. (m)	ケース1 (基本ケース)	ケース2	ケース3
29.15	2122	2118	2125	29.15	2566	2564	2565
23.45	1708	1697	1717	23.45	2047	2023	2062
19.5	1391	1391	1391	19.5	1457	1470	1449
15.0	1189	1192	1186	15.0	1125	1157	1125
10.5	1094	1094	1093	10.5	829	829	831
5.0	903	900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



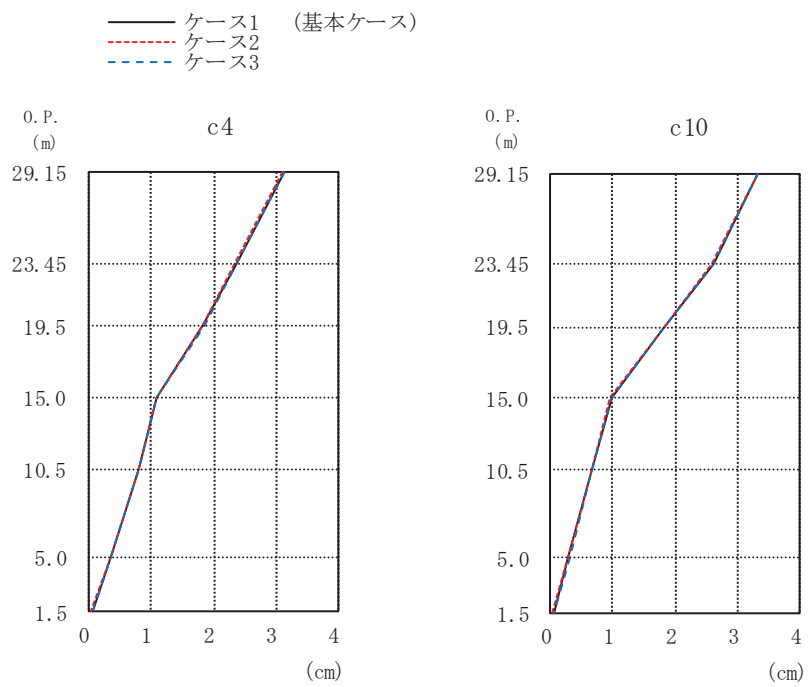
(cm/s ²)				(cm/s ²)			
0. P. (m)	ケース1 (基本ケース)	ケース2	ケース3	0. P. (m)	ケース1 (基本ケース)	ケース2	ケース3
29.15	1582	1570	1597	29.15	1701	1706	1692
23.45	1276	1265	1289	23.45	1568	1545	1593
19.5	1198	1186	1213	19.5	1367	1355	1381
15.0	1047	1038	1057	15.0	1278	1266	1293
10.5	939	929	949	10.5	999	990	1008
5.0	825	817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



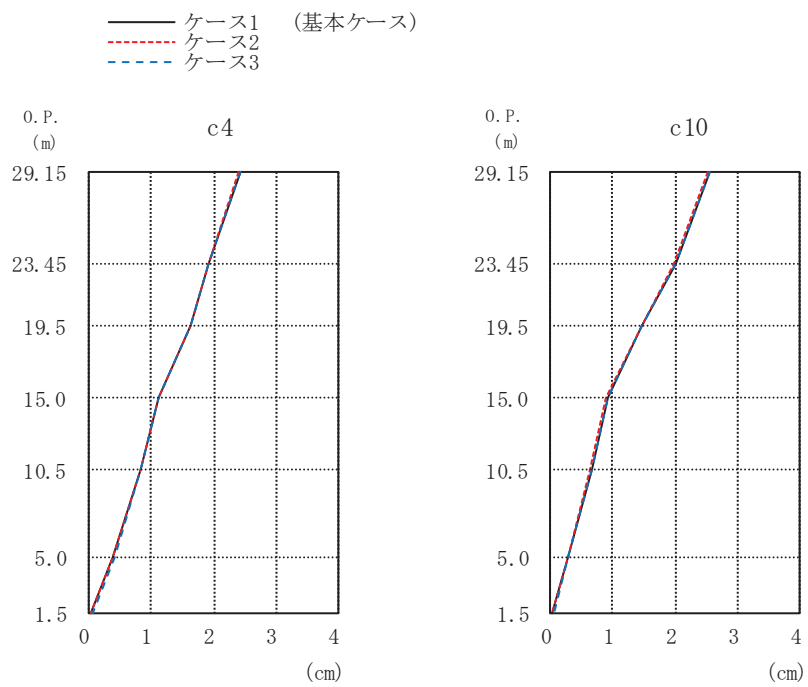
		(cm)					(cm)		
0. P. (m)	ケース1 (基本ケース)	ケース2	ケース3	0. P. (m)	ケース1 (基本ケース)	ケース2	ケース3		
29.15	2.88	2.87	2.90	29.15	2.98	2.96	3.00		
23.45	2.33	2.32	2.35	23.45	2.46	2.44	2.48		
19.5	1.89	1.88	1.91	19.5	1.82	1.80	1.83		
15.0	1.17	1.16	1.19	15.0	1.05	1.03	1.06		
10.5	0.86	0.85	0.87	10.5	0.75	0.74	0.76		
5.0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

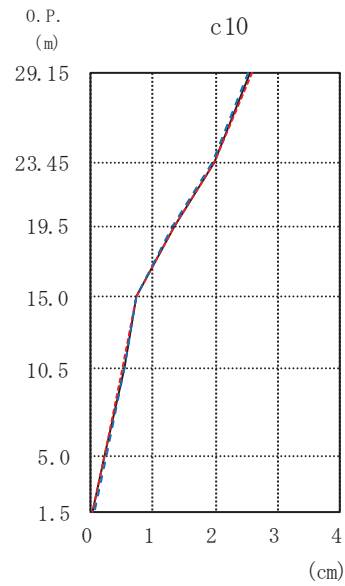
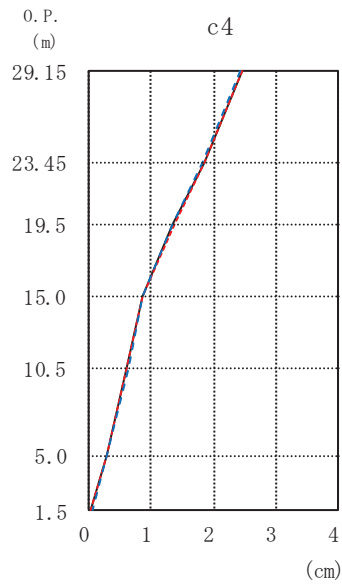
図 2-32 最大応答変位 (S_s-D2, EW 方向)



(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)

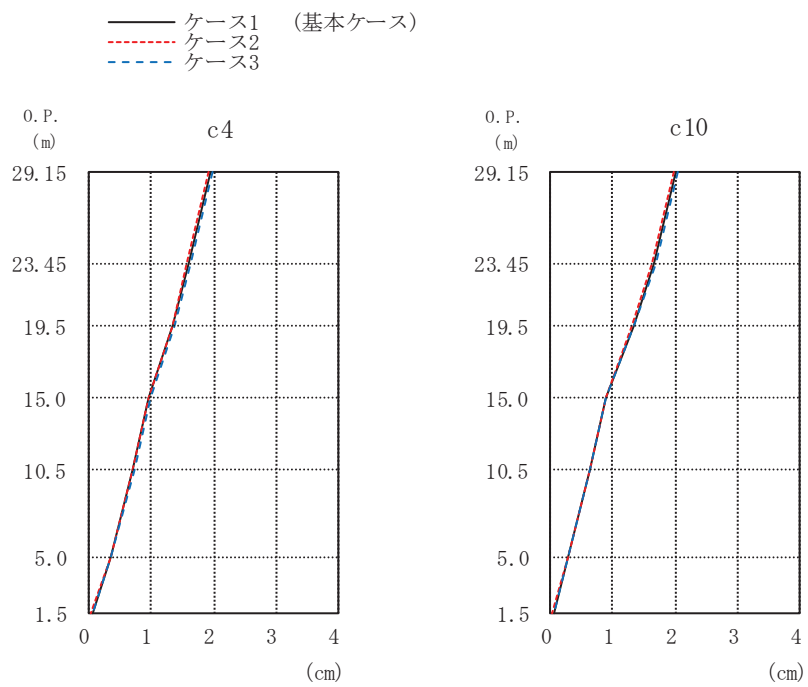
— ケース1 (基本ケース)
 - - - ケース2
 - · - ケース3



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

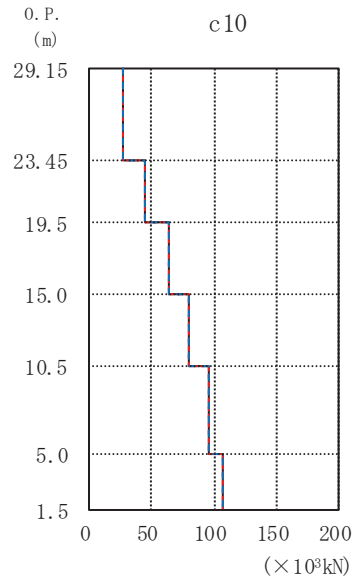
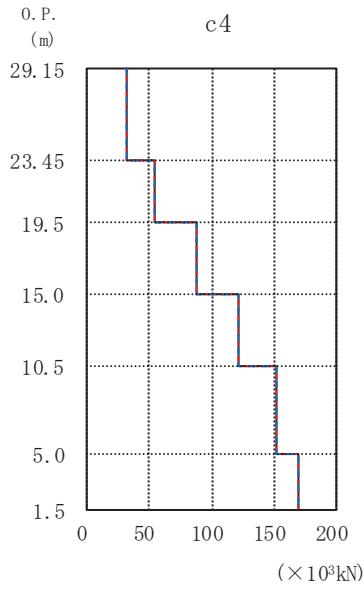
図 2-34 最大応答変位 (S_s-F3, EW 方向)



(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

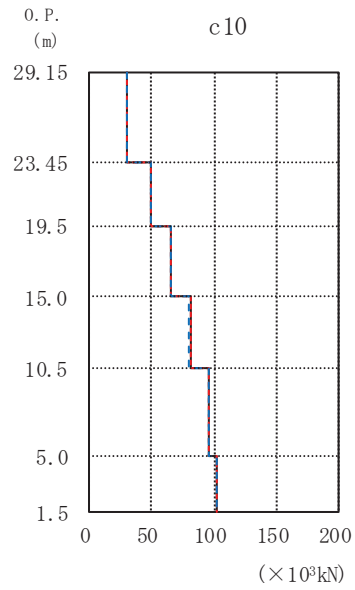
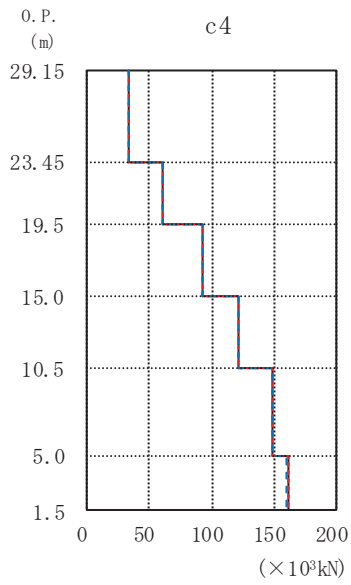


0. P. (m)	($\times 10^3 \text{kN}$)		
	ケース1 (基本ケース)	ケース2	ケース3
29.15	30.9	31.0	30.9
23.45	54.5	54.5	54.5
19.5	87.7	87.5	87.7
15.0	121	121	121
10.5	152	152	152
5.0	169	169	169

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

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

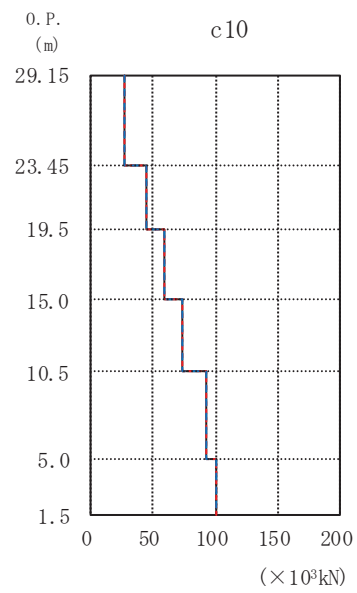
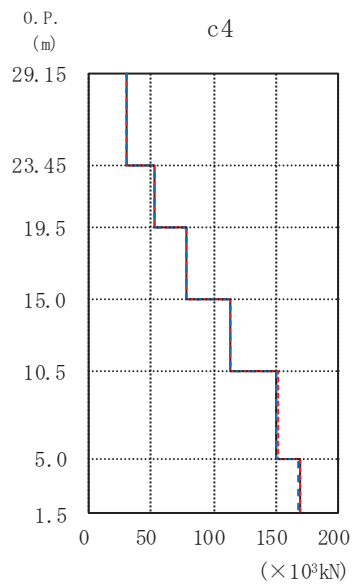


0. P. (m)	($\times 10^3 \text{kN}$)		
	ケース1 (基本ケース)	ケース2	ケース3
29.15	34.0	34.0	33.9
23.45	59.7	59.7	59.7
19.5	92.8	92.8	92.6
15.0	122	122	122
10.5	149	149	149
5.0	161	161	161

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

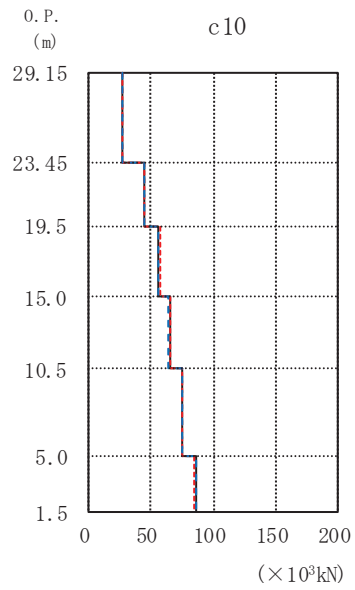
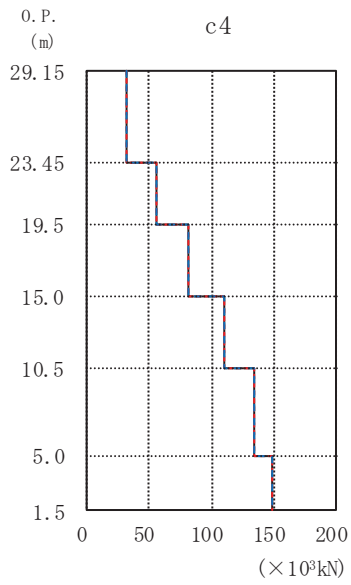


0. P. (m)	($\times 10^3 \text{kN}$)		
	ケース1 (基本ケース)	ケース2	ケース3
29.15	30.1	30.2	30.0
23.45	52.8	52.8	52.8
19.5	77.9	78.0	77.7
15.0	113	113	113
10.5	151	151	151
5.0	169	169	168

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

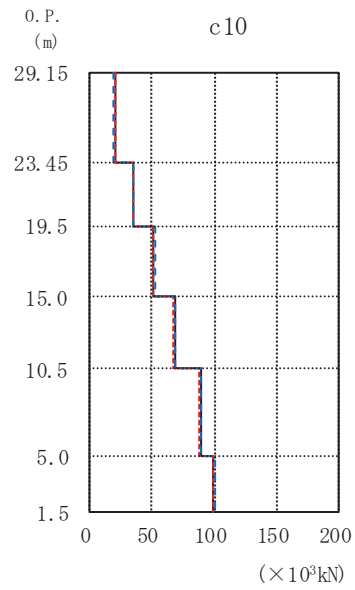
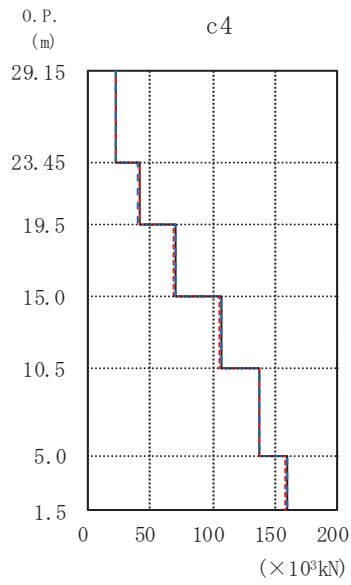


0. P. (m)	($\times 10^3 \text{kN}$)		
	ケース1 (基本ケース)	ケース2	ケース3
29.15	31.3	31.3	31.3
23.45	55.0	54.9	55.0
19.5	81.0	81.4	80.5
15.0	110	110	110
10.5	134	134	134
5.0	148	148	148

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

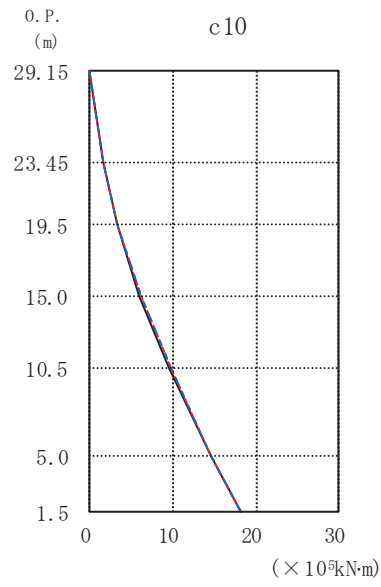
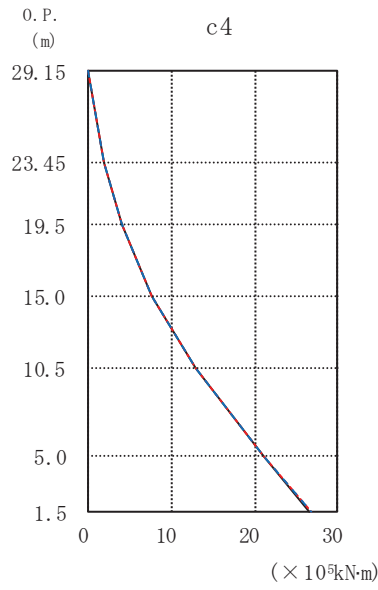


0. P. (m)	($\times 10^3 \text{kN}$)		
	ケース1 (基本ケース)	ケース2	ケース3
29.15	22.6	22.7	22.5
23.45	40.4	40.6	40.3
19.5	69.6	69.2	70.0
15.0	106	106	107
10.5	137	137	138
5.0	159	158	160

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

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)

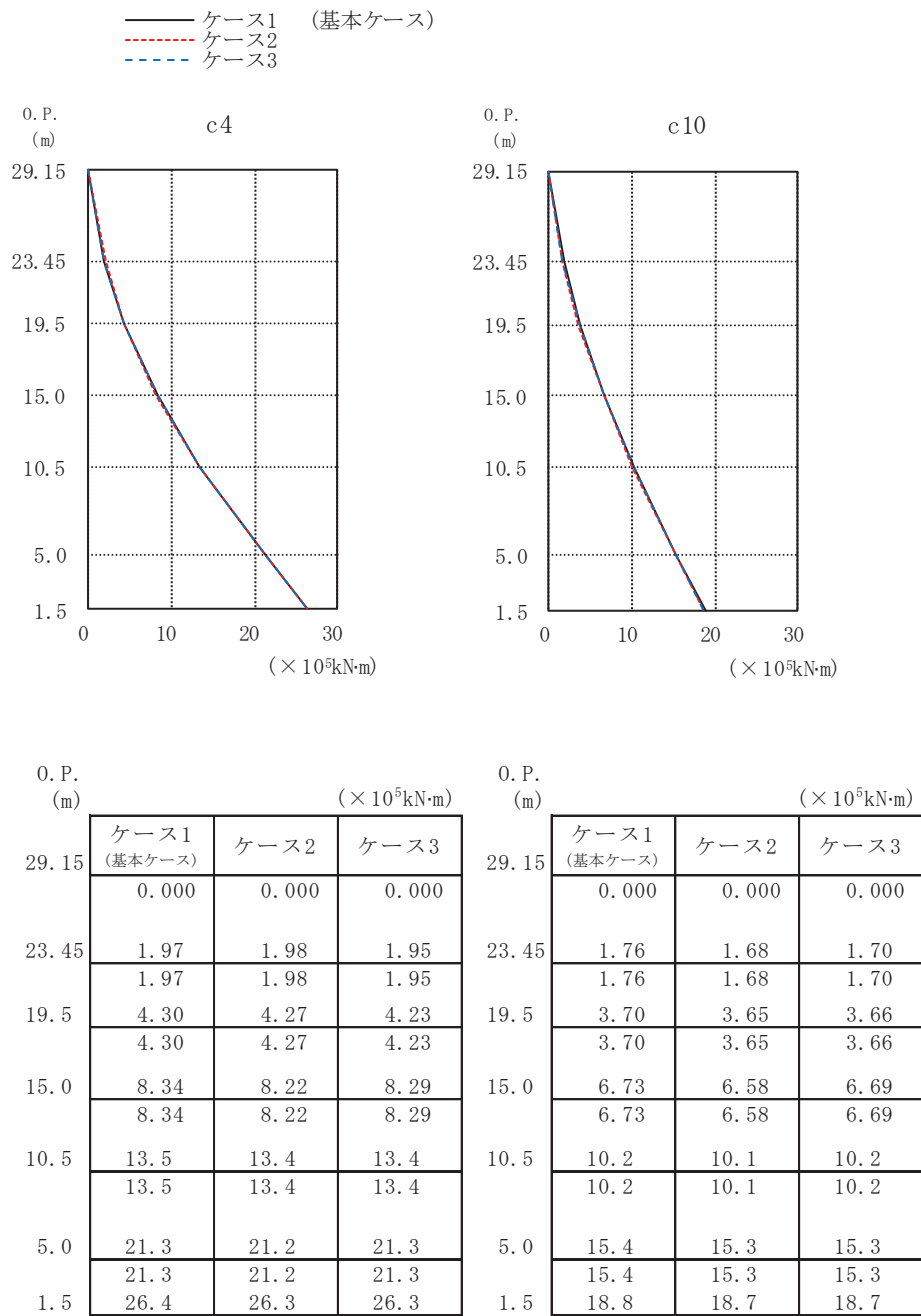


図 2-42 最大応答曲げモーメント (S s - D 2, EW 方向)

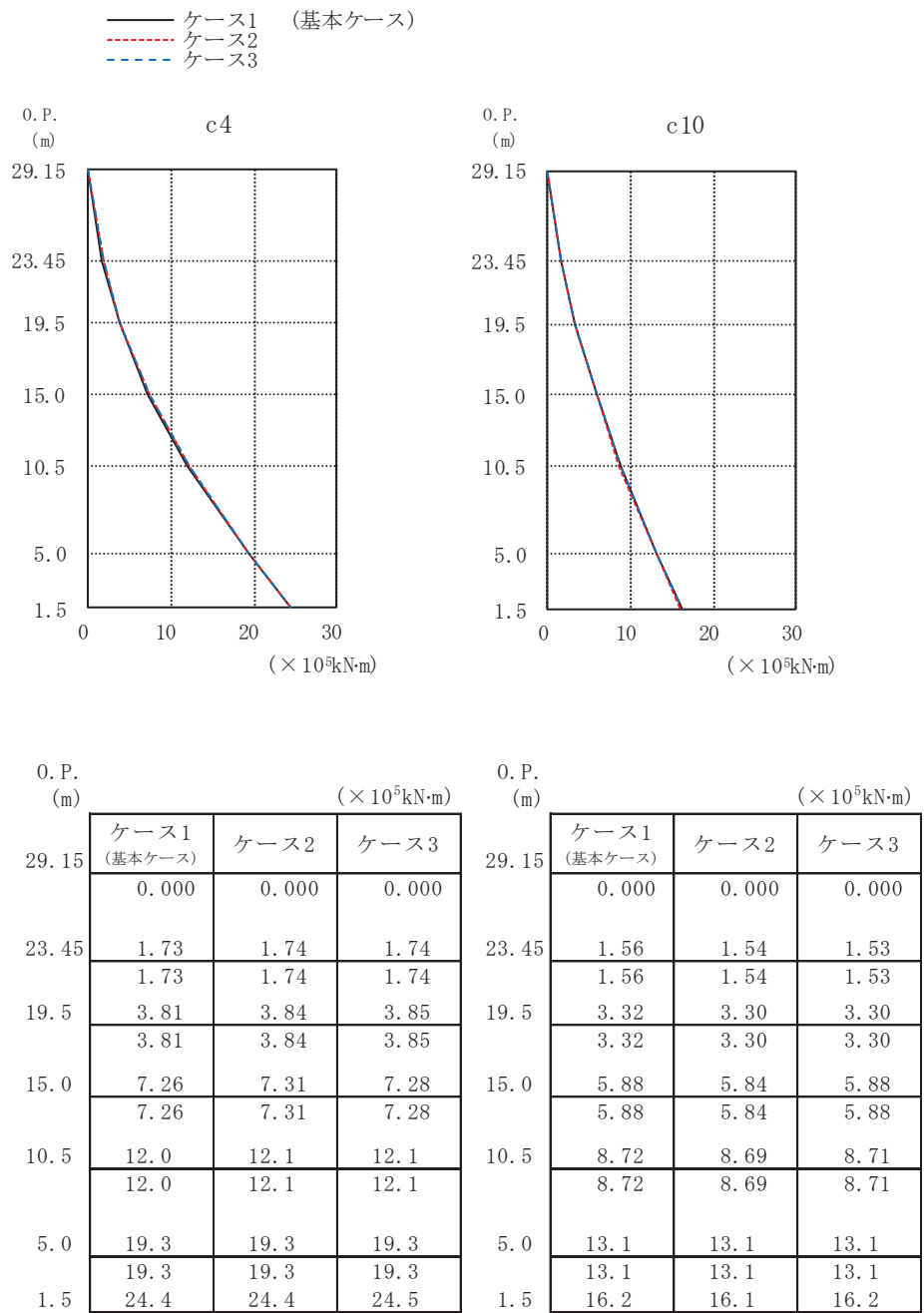
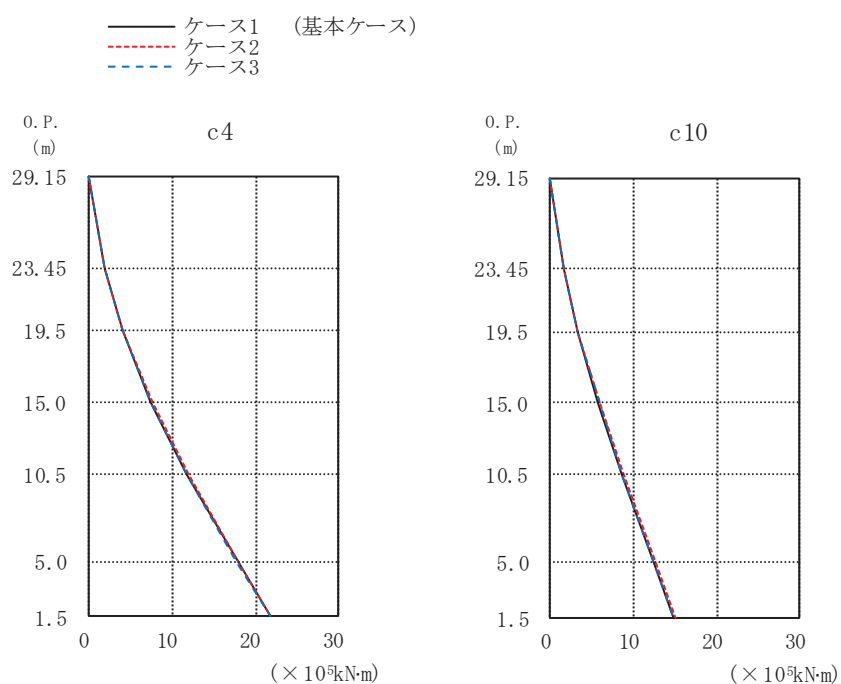


図 2-43 最大応答曲げモーメント (S s - D 3, EW 方向)



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)

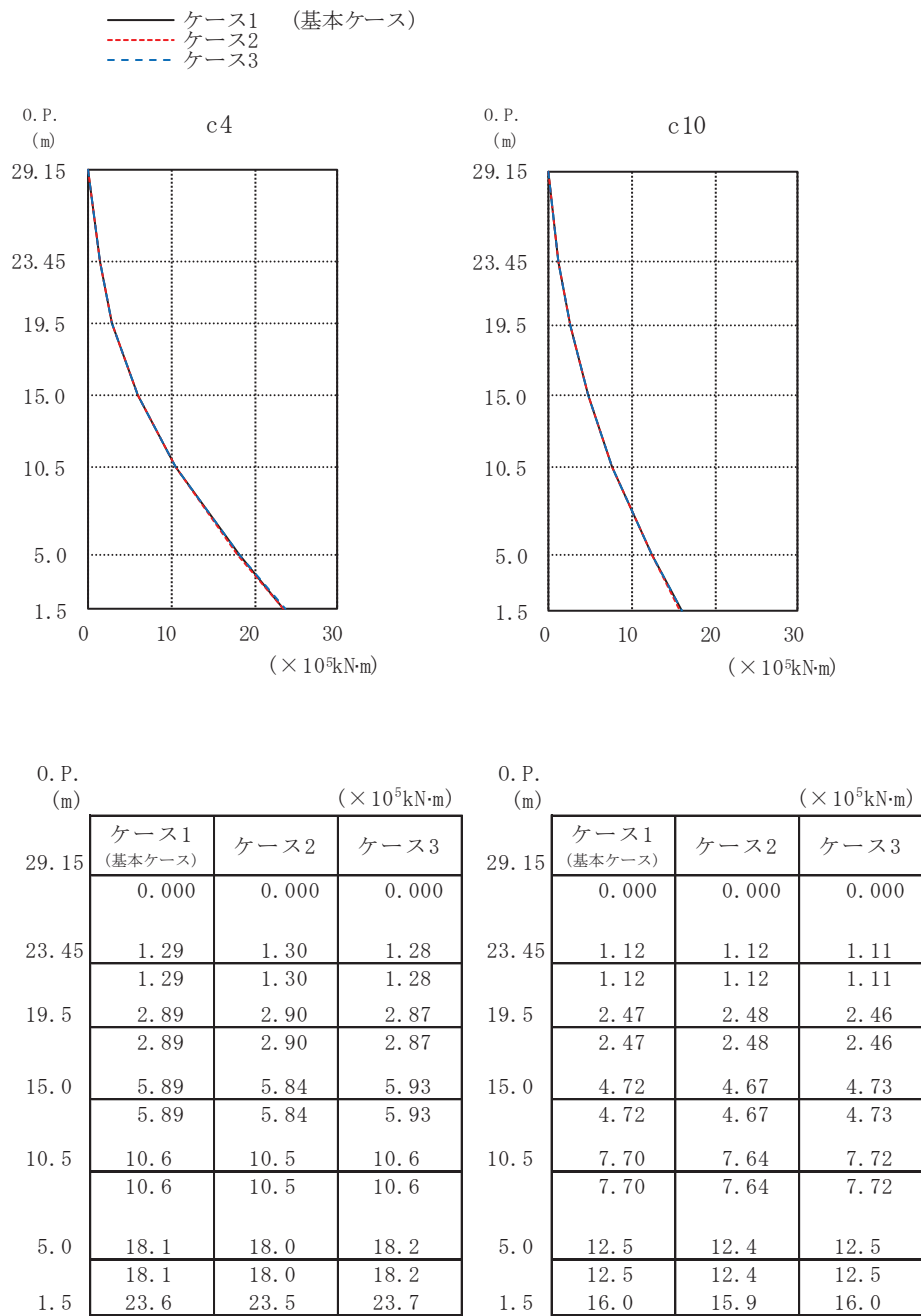
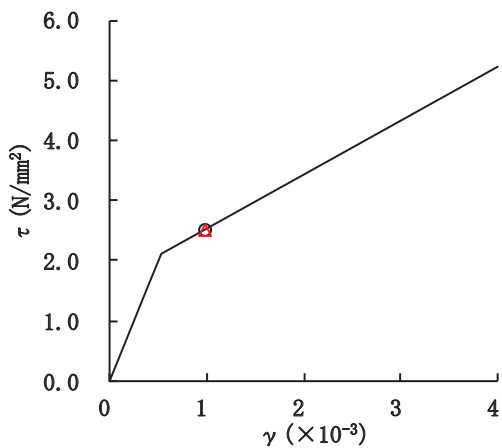
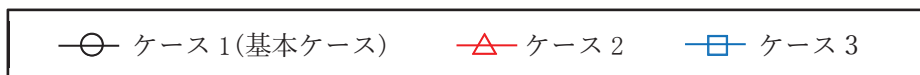
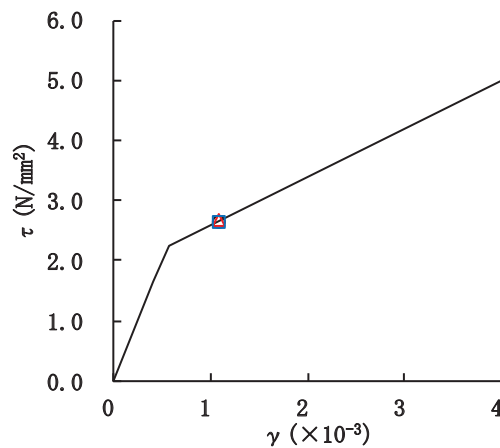


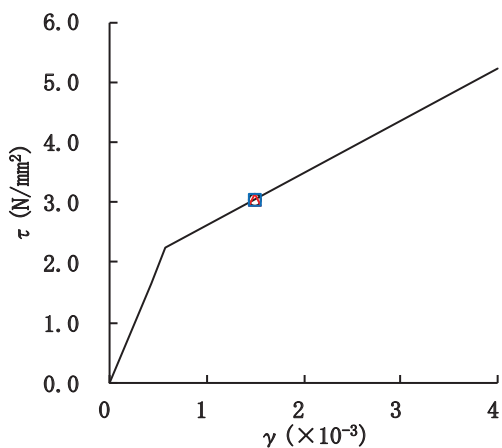
図 2-45 最大応答曲げモーメント (S s - N 1, EW 方向)



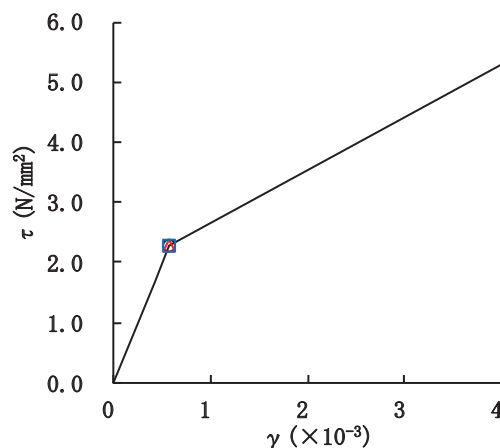
要素番号(1)



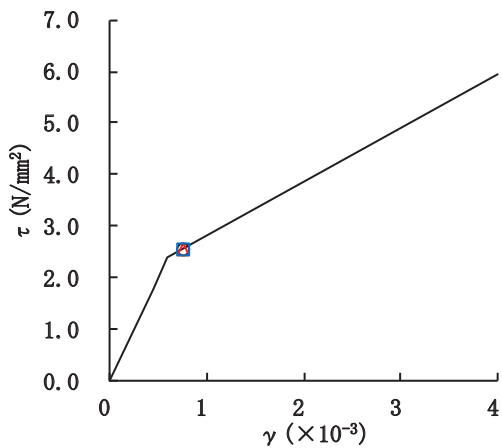
要素番号(2)



要素番号(3)



要素番号(4)



要素番号(5)

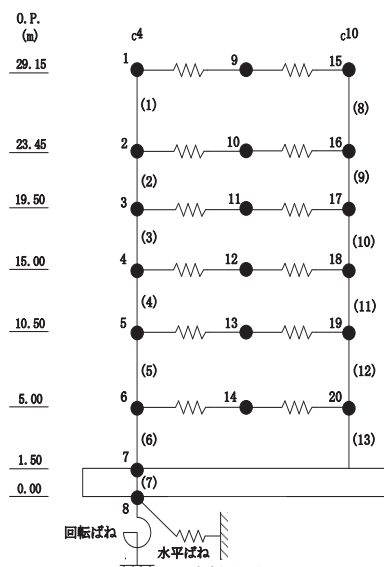
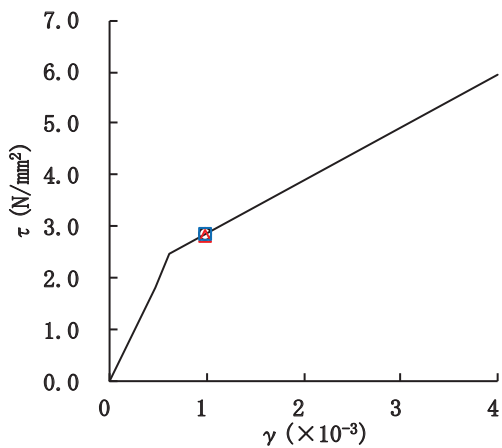
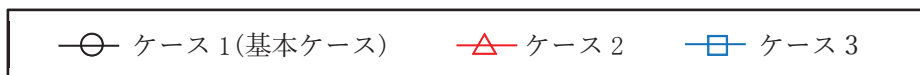
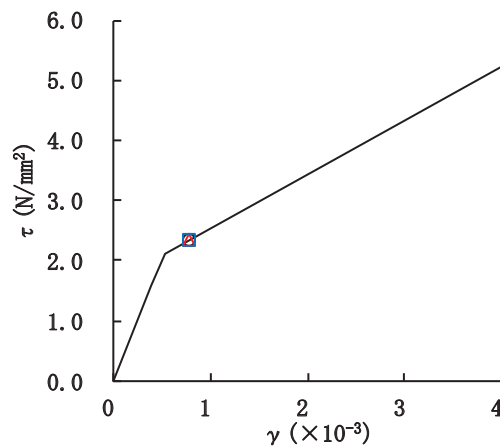


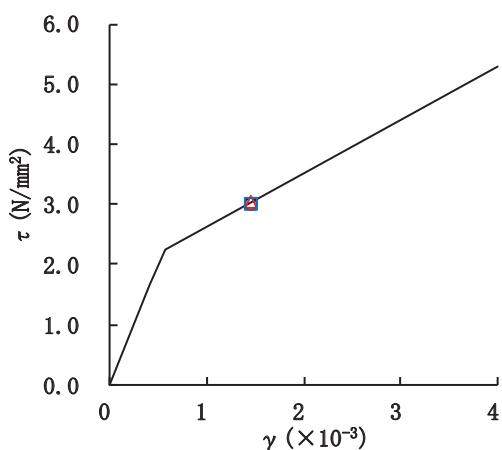
図 2-46(1) せん断スケルトンカーブ上の最大応答値 (S s - D 1, EW 方向)



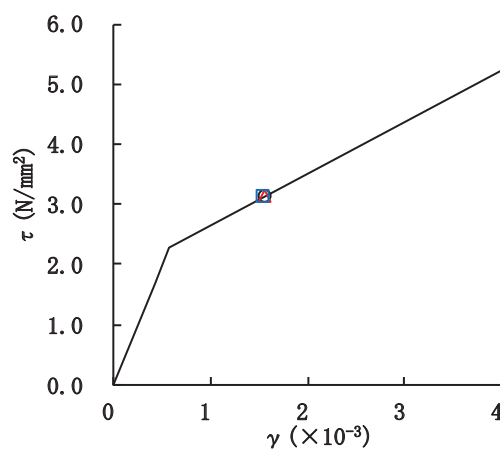
要素番号(6)



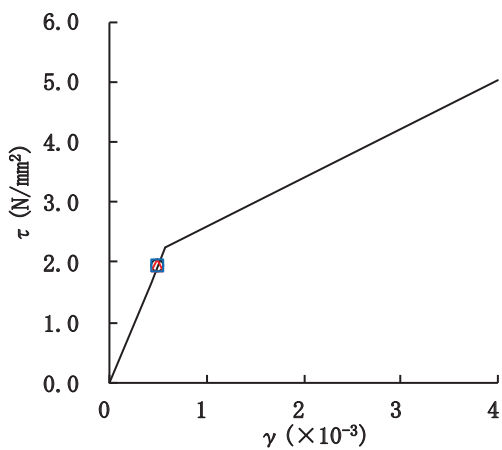
要素番号(8)



要素番号(9)



要素番号(10)



要素番号(11)

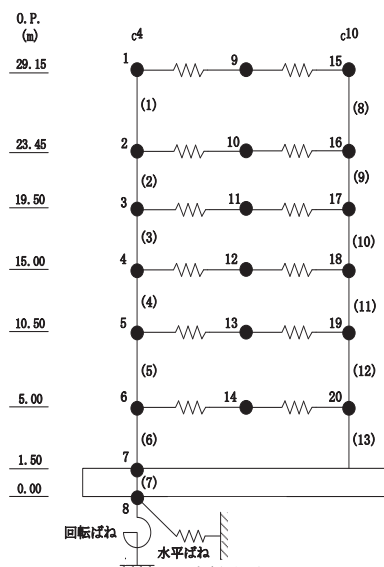
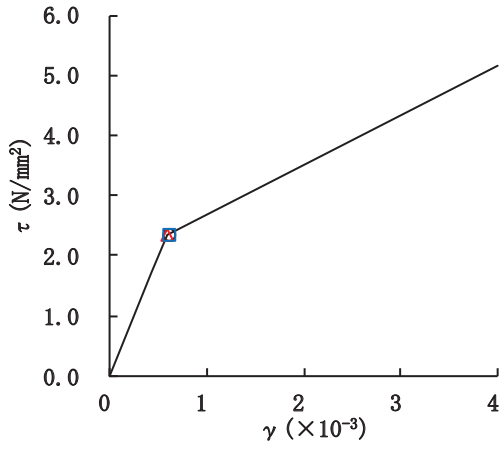
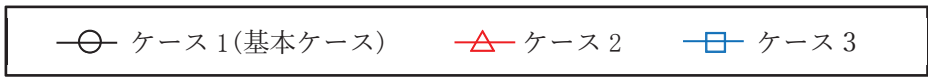
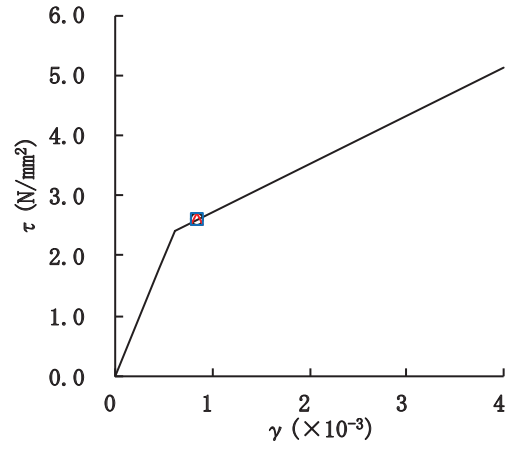


図 2-46(2) せん断スケルトンカーブ上の最大応答値 (S s - D 1, EW 方向)



要素番号(12)



要素番号(13)

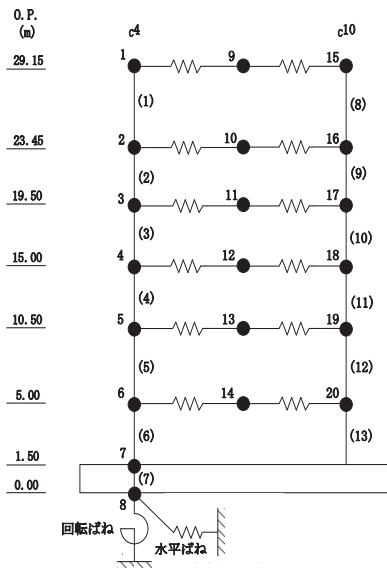
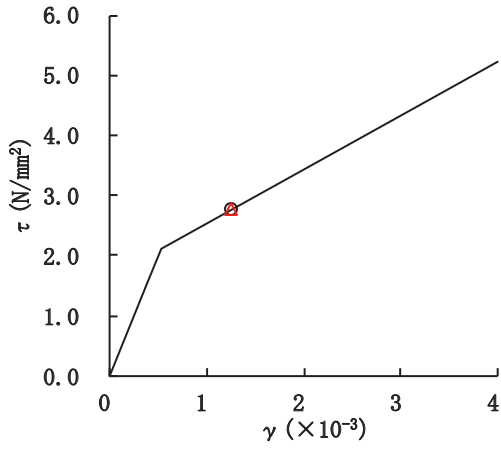
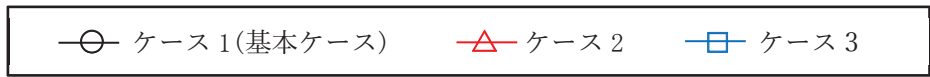
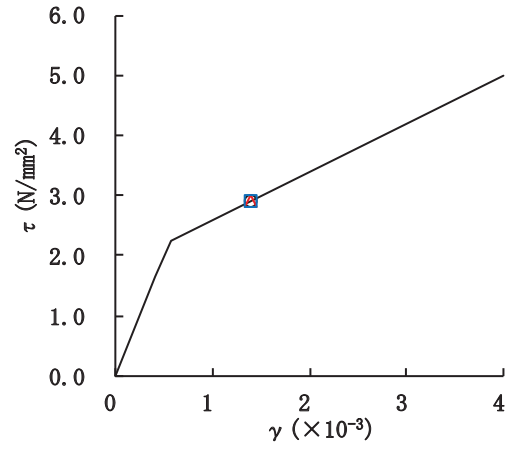


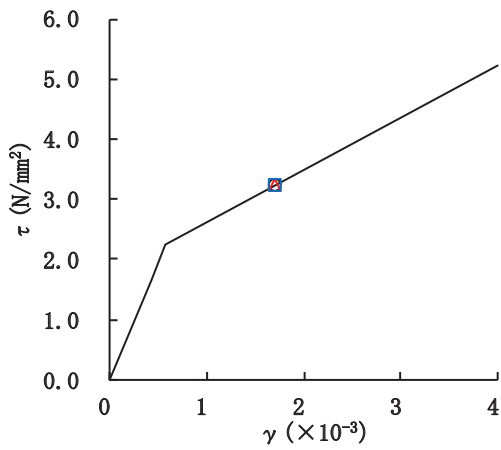
図 2-46 (3) せん断スケルトンカーブ上の最大応答値 (S s - D 1, EW 方向)



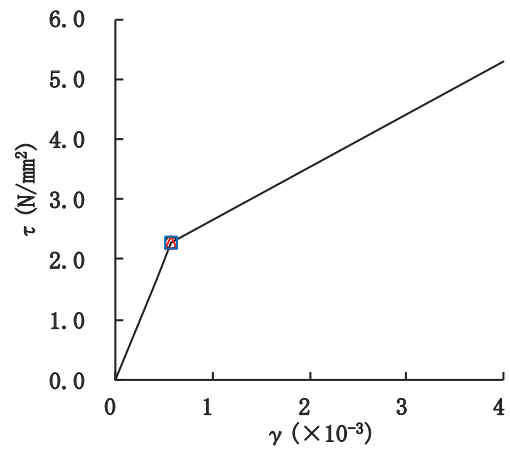
要素番号(1)



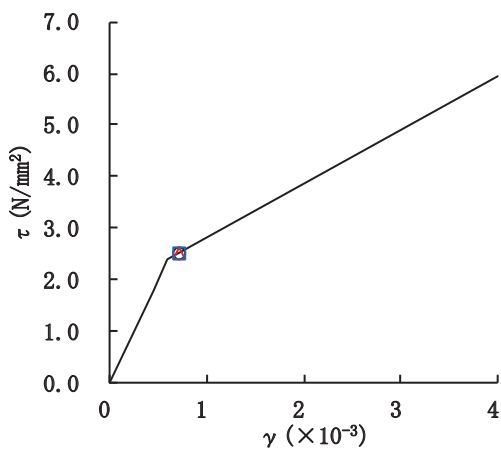
要素番号(2)



要素番号(3)



要素番号(4)



要素番号(5)

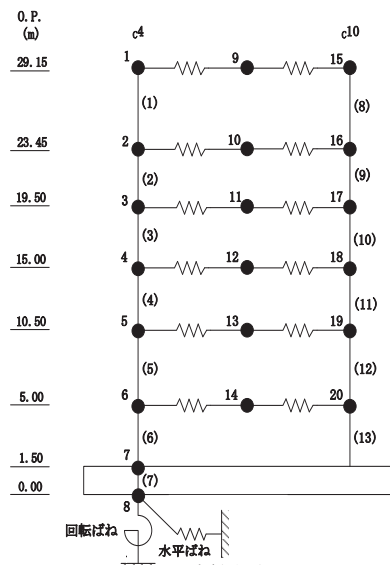
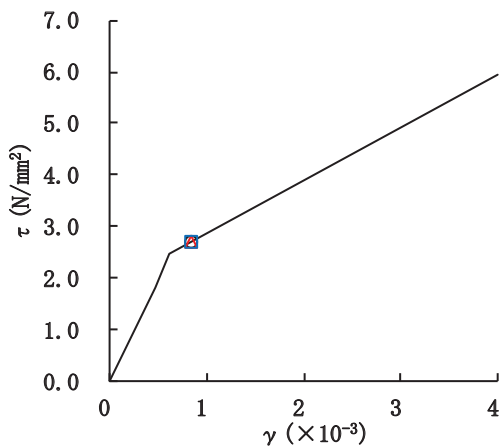
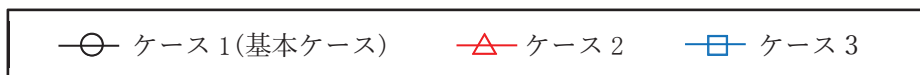
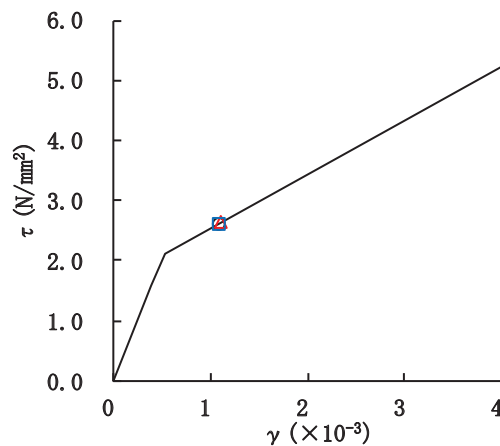


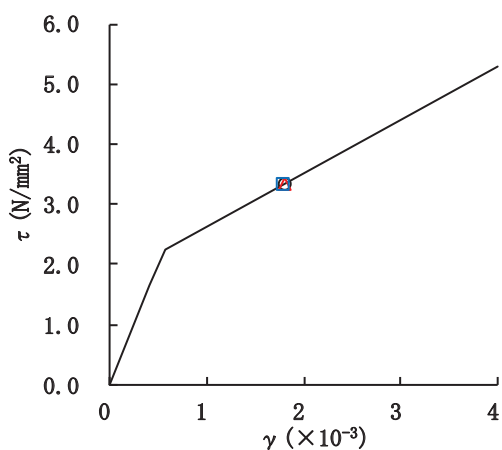
図 2-47(1) セン断スケルトンカーブ上の最大応答値 (S s - D 2, EW 方向)



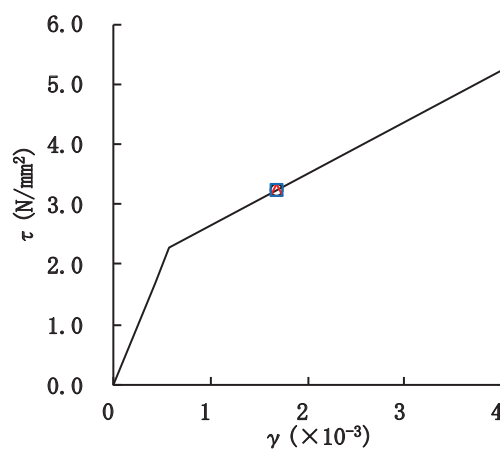
要素番号(6)



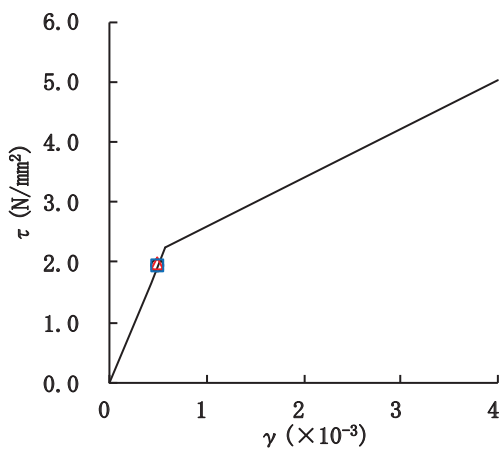
要素番号(8)



要素番号(9)



要素番号(10)



要素番号(11)

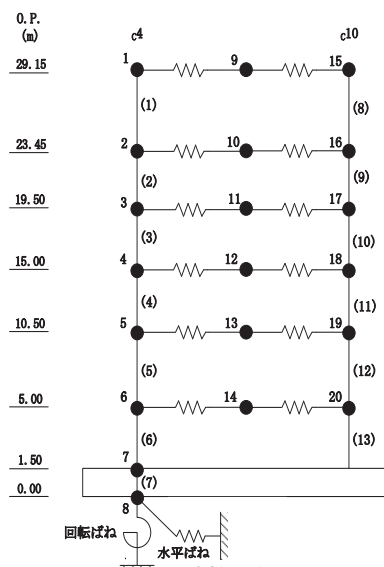
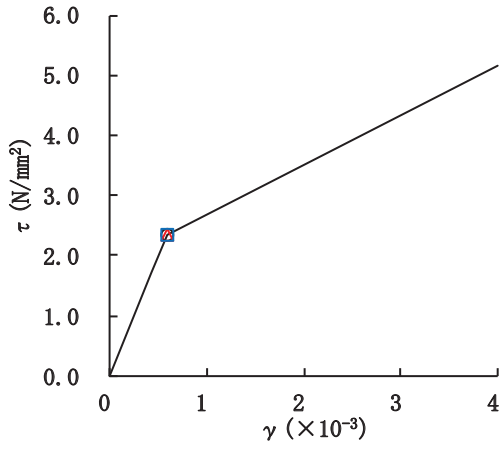
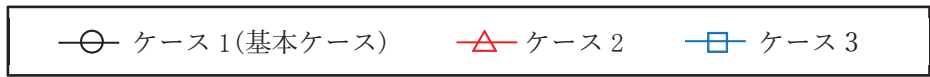
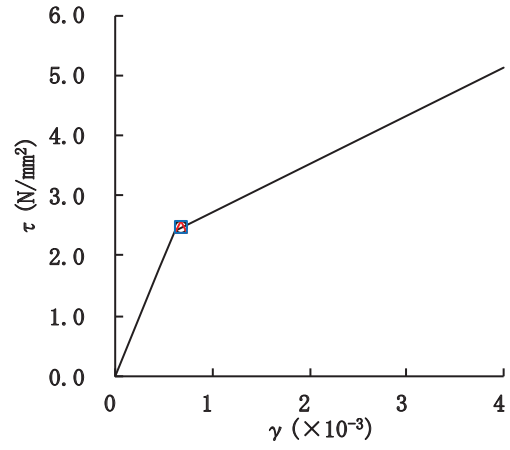


図 2-47(2) せん断スケルトンカーブ上の最大応答値 (S s - D 2, EW 方向)



要素番号(12)



要素番号(13)

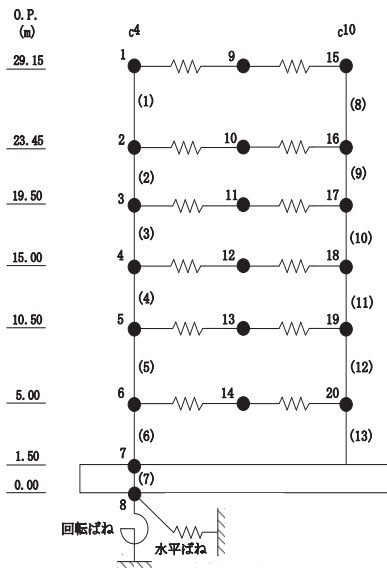
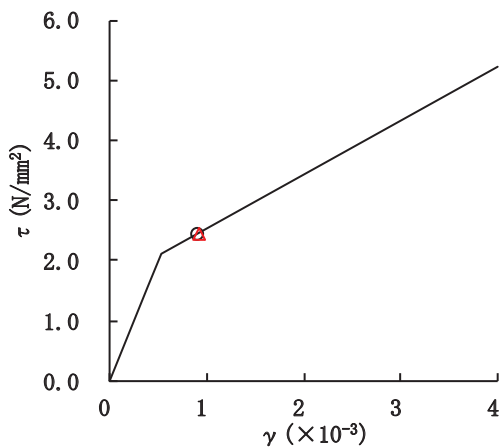
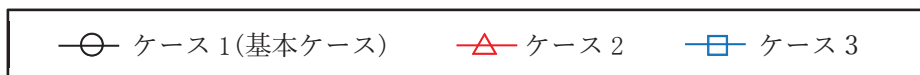
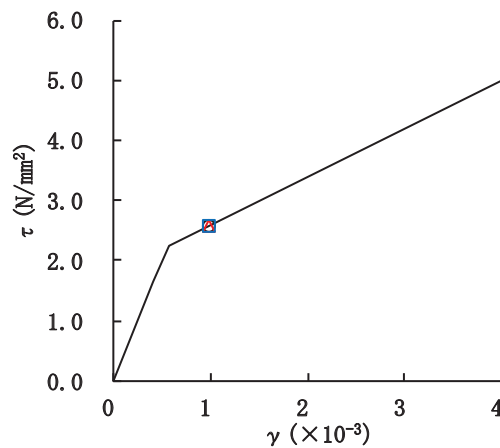


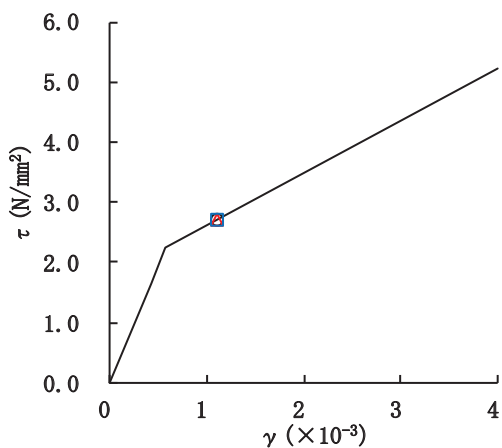
図 2-47(3) せん断スケルトンカーブ上の最大応答値 (S s - D 2, EW 方向)



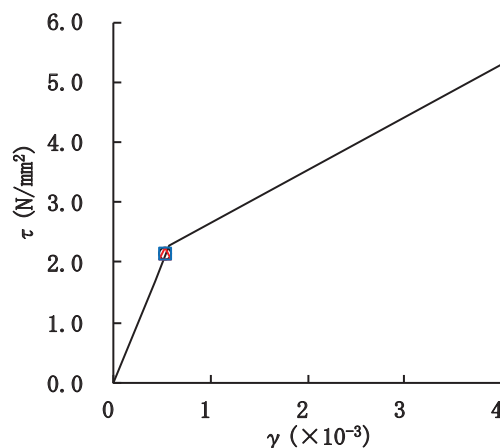
要素番号(1)



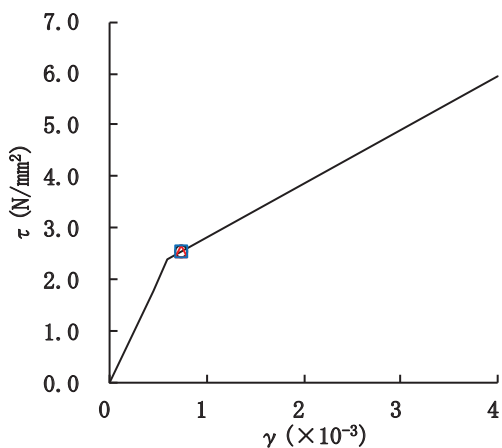
要素番号(2)



要素番号(3)



要素番号(4)



要素番号(5)

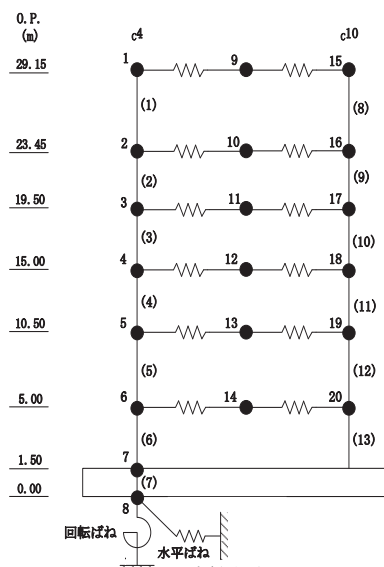
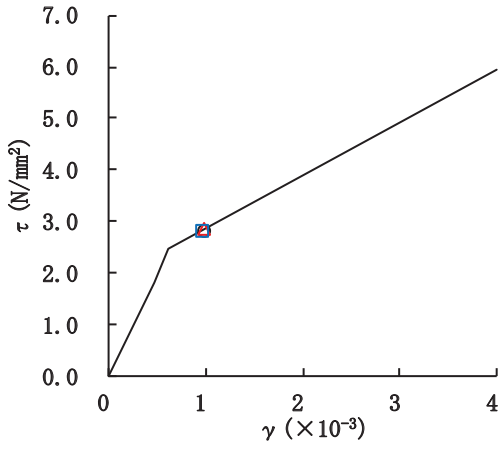
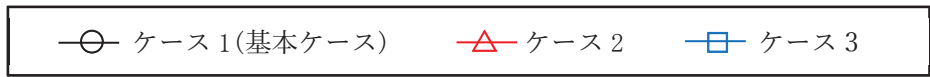
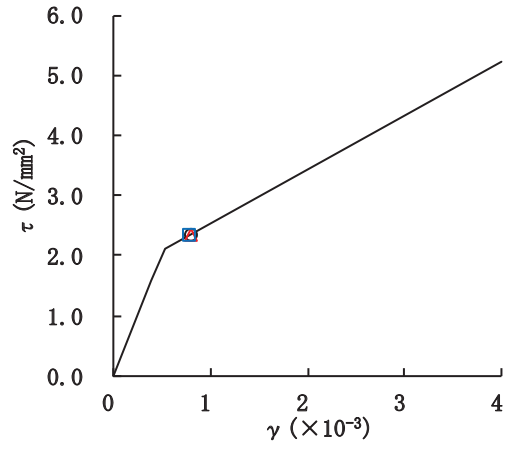


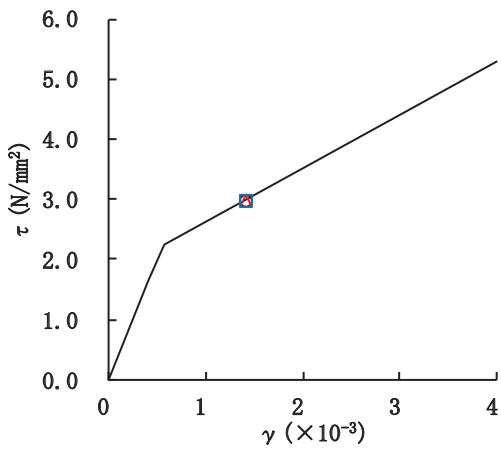
図 2-48(1) セン断スケルトンカーブ上の最大応答値 (S s - D 3, EW 方向)



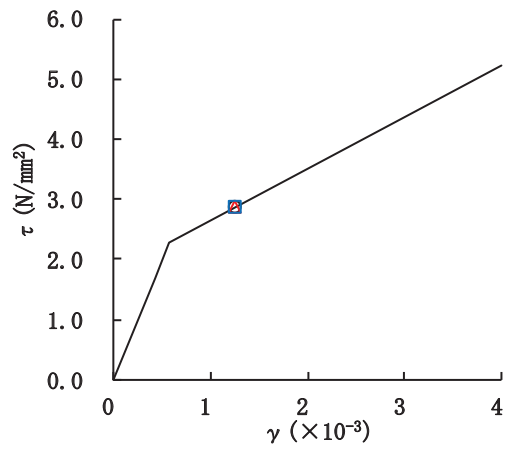
要素番号(6)



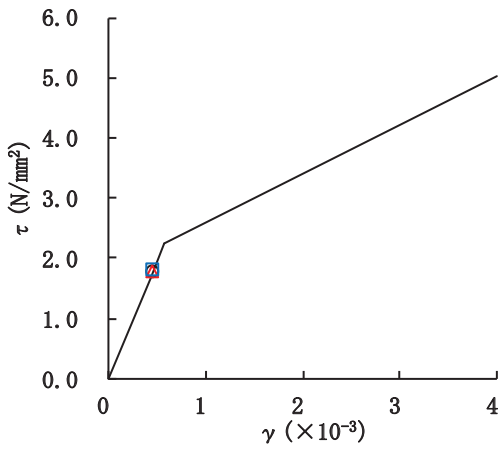
要素番号(8)



要素番号(9)



要素番号(10)



要素番号(11)

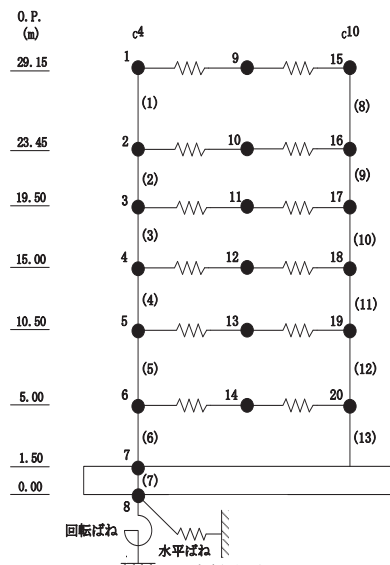
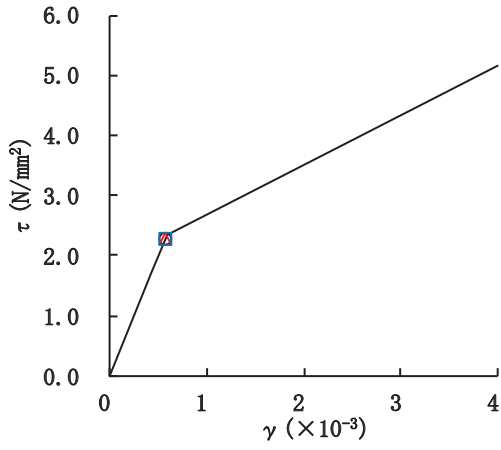
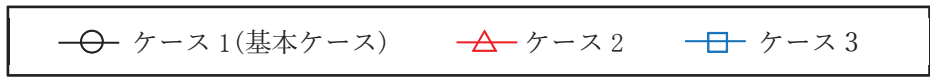
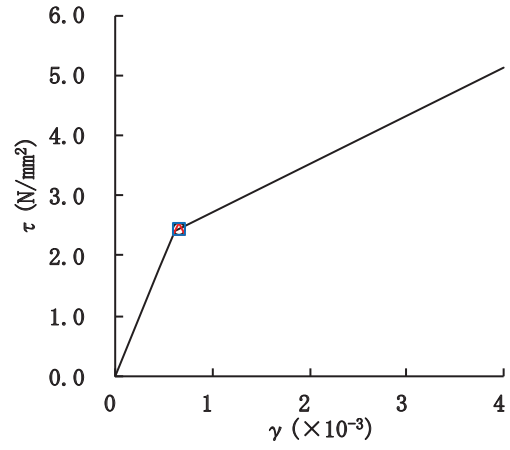


図 2-48(2) せん断スケルトンカーブ上の最大応答値 (S s - D 3, EW 方向)



要素番号(12)



要素番号(13)

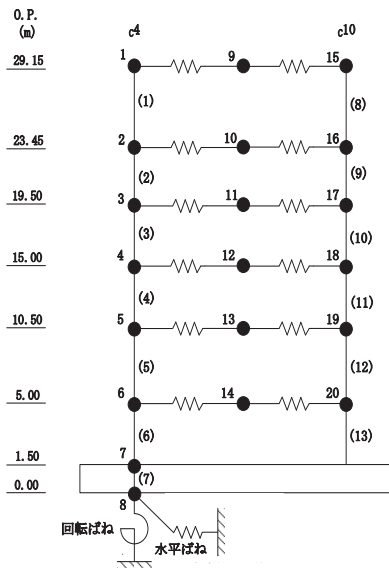
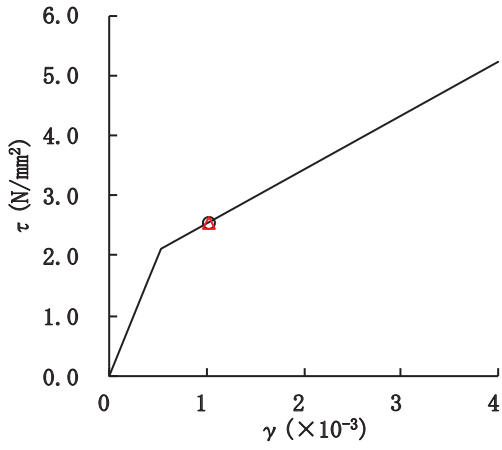
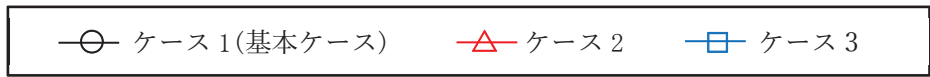
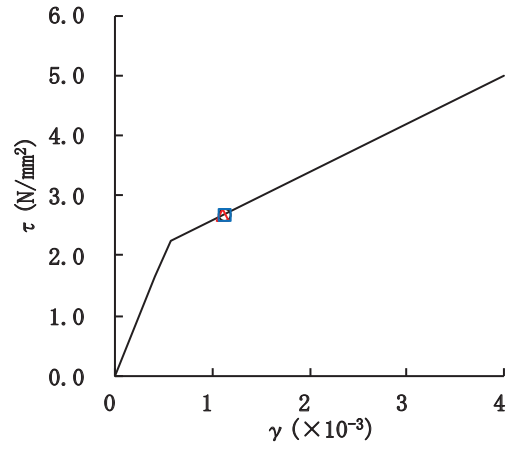


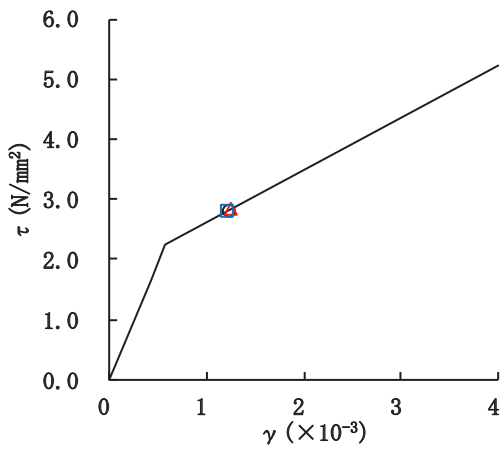
図 2-48 (3) せん断スケルトンカーブ上の最大応答値 (S s - D 3, EW 方向)



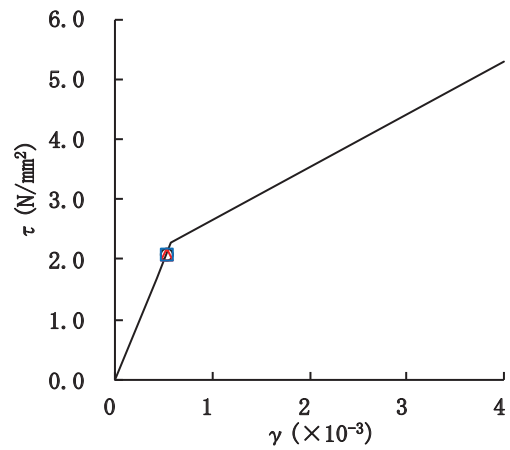
要素番号(1)



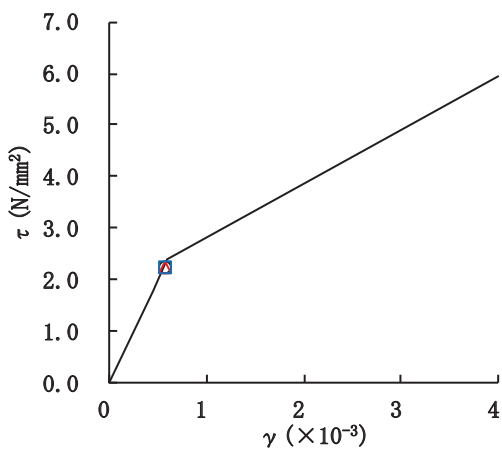
要素番号(2)



要素番号(3)



要素番号(4)



要素番号(5)

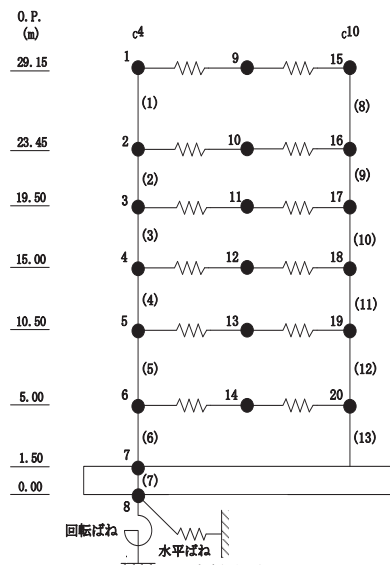
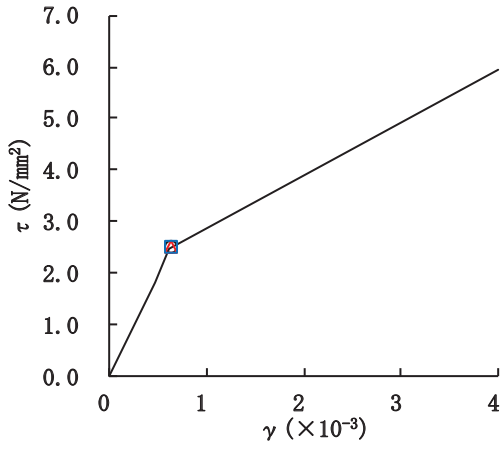
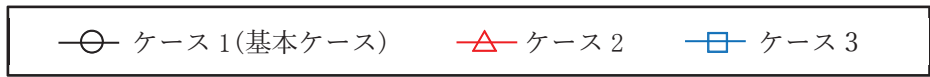
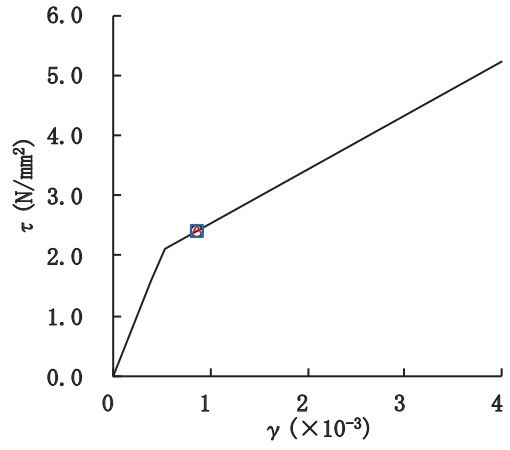


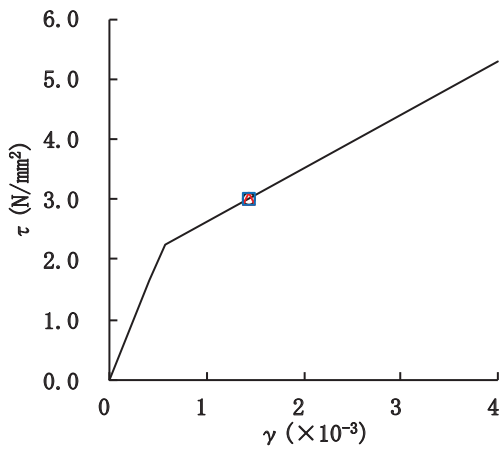
図 2-49(1) せん断スケルトンカーブ上の最大応答値 (S s - F 3, EW 方向)



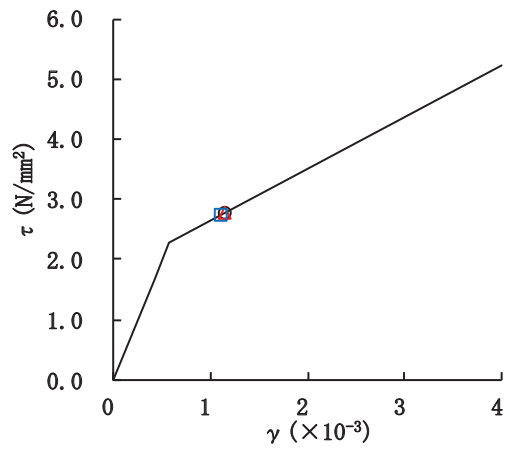
要素番号(6)



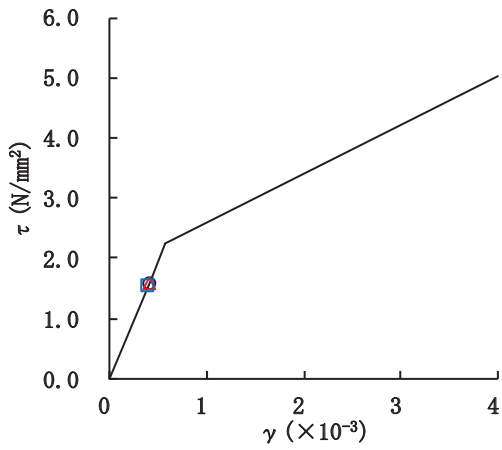
要素番号(8)



要素番号(9)



要素番号(10)



要素番号(11)

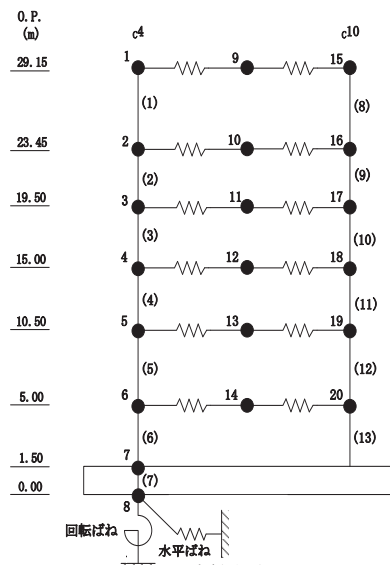
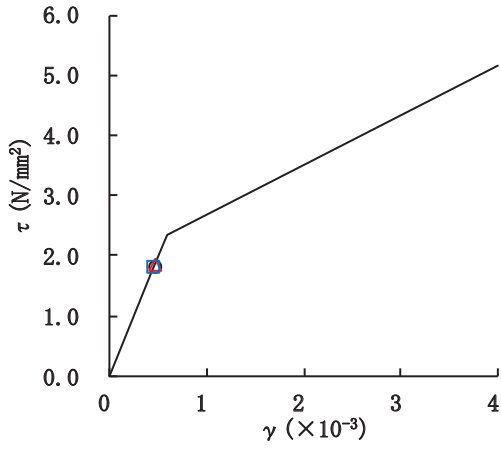
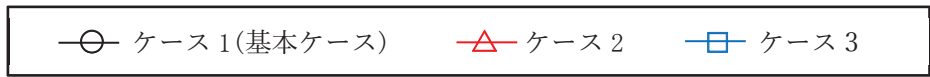
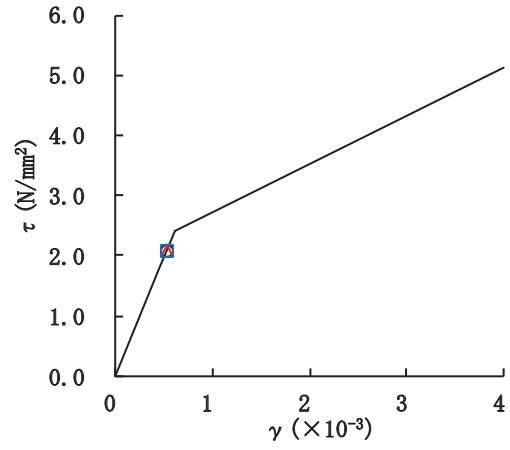


図 2-49(2) せん断スケルトンカーブ上の最大応答値 (S s - F 3, EW 方向)



要素番号(12)



要素番号(13)

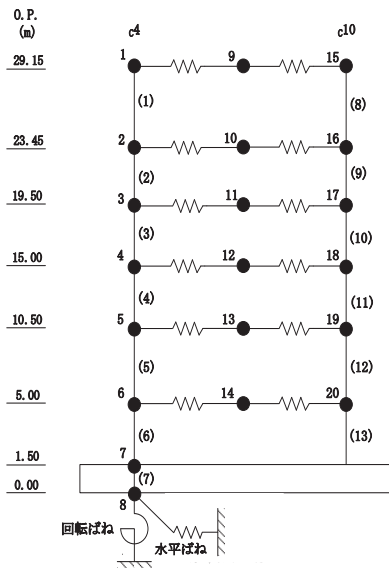
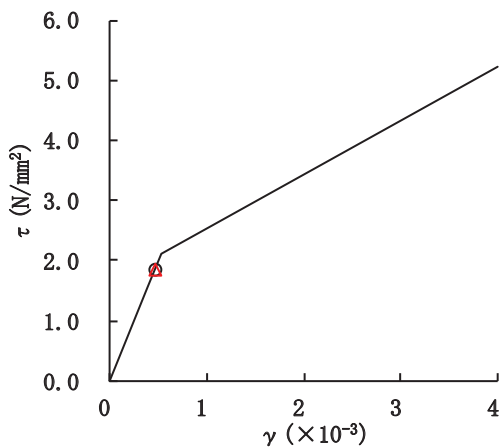
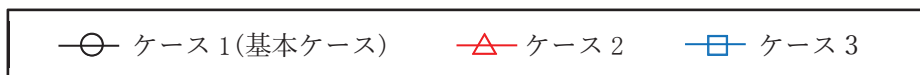
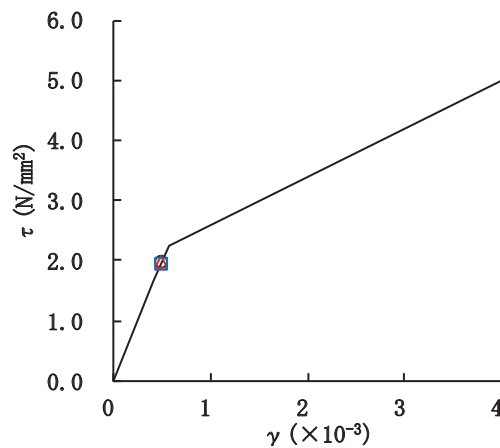


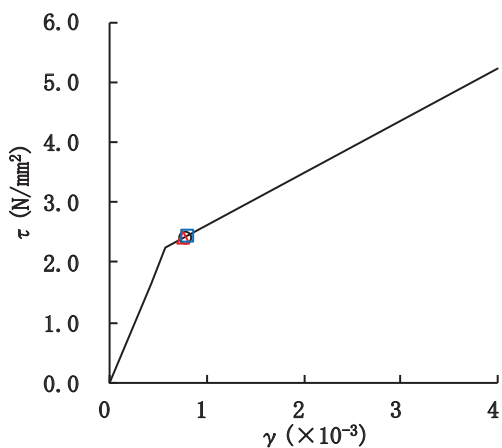
図 2-49(3) せん断スケルトンカーブ上の最大応答値 (S s - F 3, EW 方向)



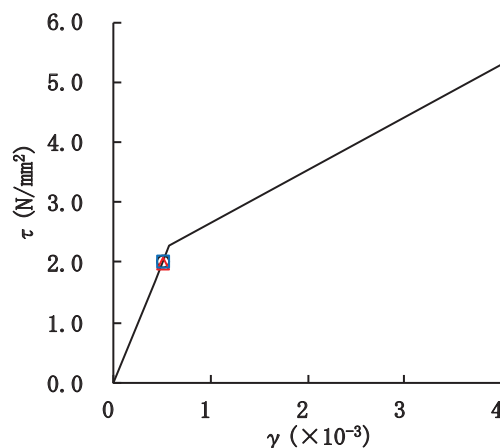
要素番号(1)



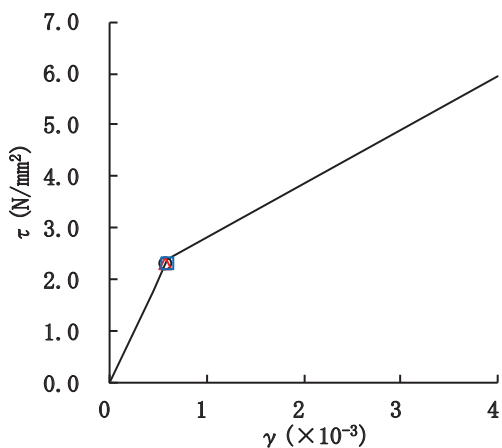
要素番号(2)



要素番号(3)



要素番号(4)



要素番号(5)

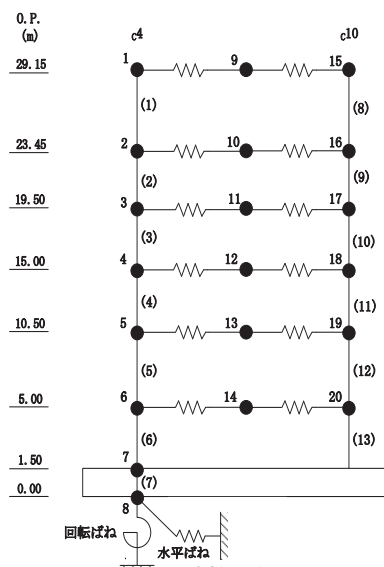
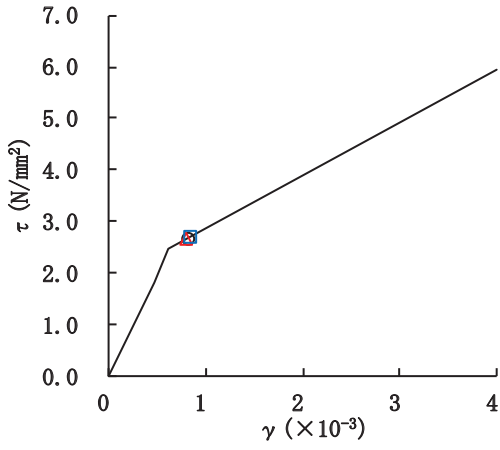
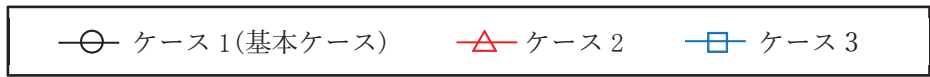
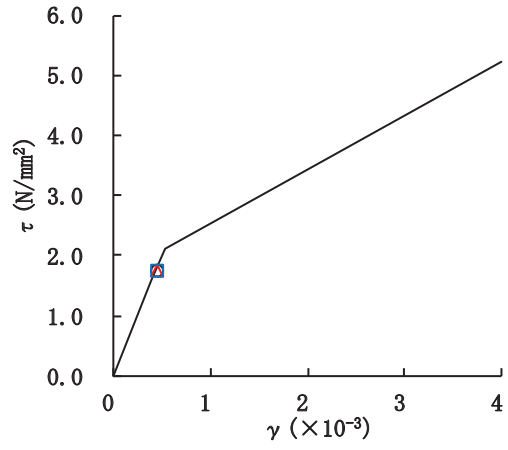


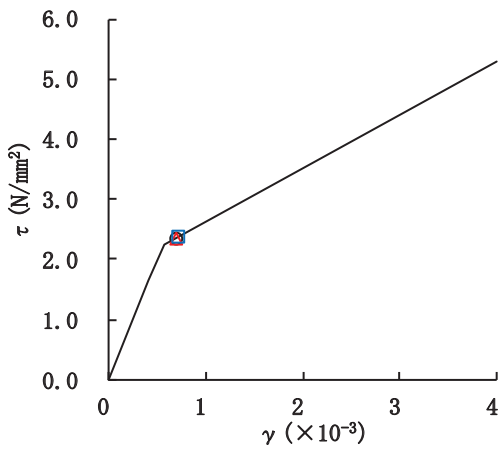
図 2-50(1) せん断スケルトンカーブ上の最大応答値 (S s - N 1, EW 方向)



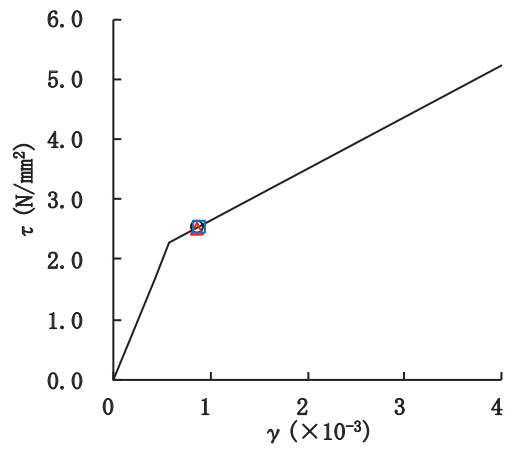
要素番号(6)



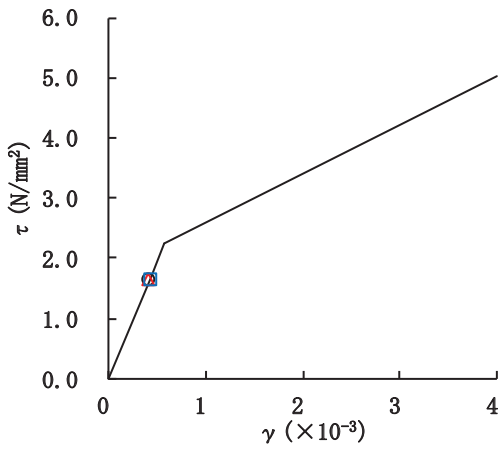
要素番号(8)



要素番号(9)



要素番号(10)



要素番号(11)

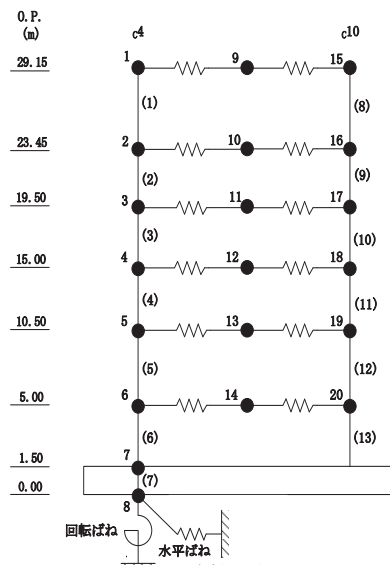
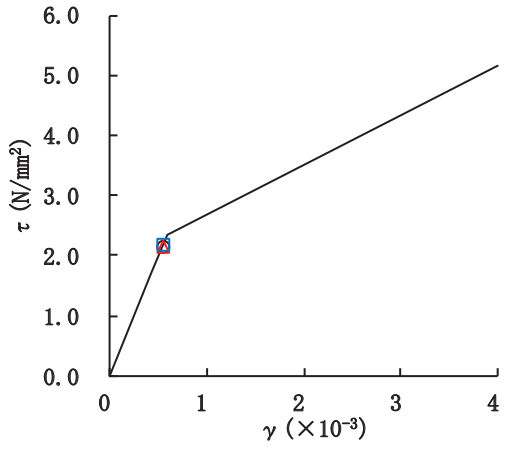
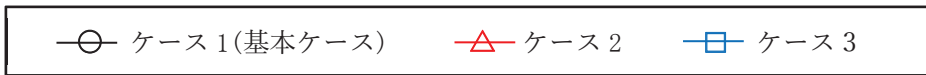
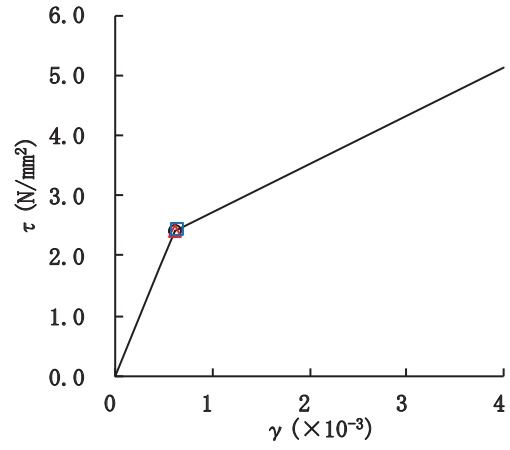


図 2-50(2) せん断スケルトンカーブ上の最大応答値 (S s - N 1, EW 方向)



要素番号(12)



要素番号(13)

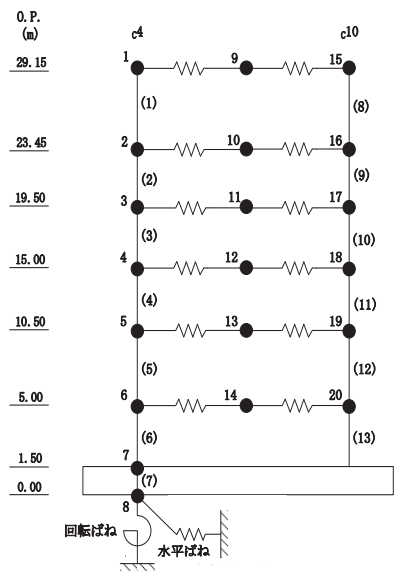
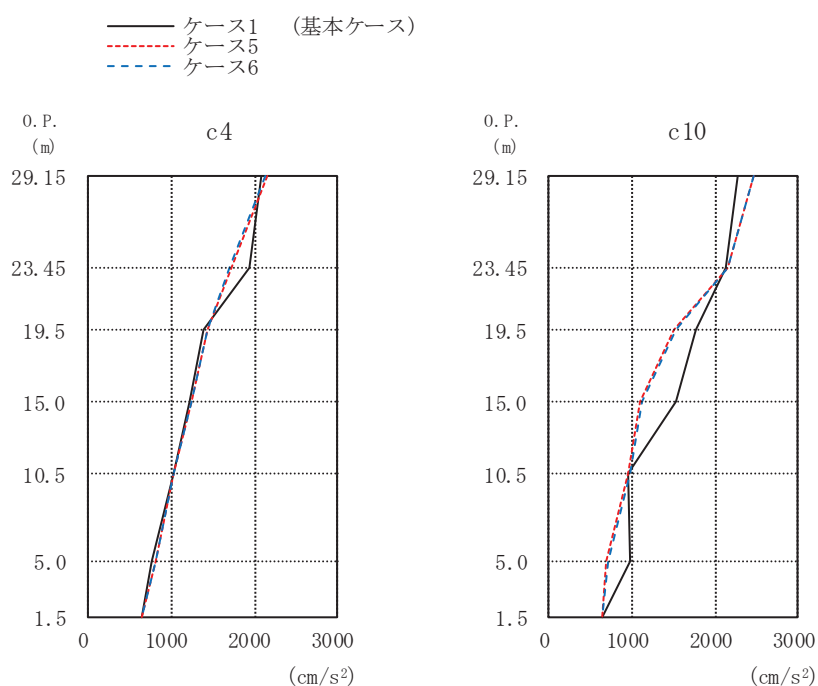


図 2-50(3) せん断スケルトンカーブ上の最大応答値 (S s - N 1, EW 方向)

2.3 建屋剛性及び地盤物性の不確かさ

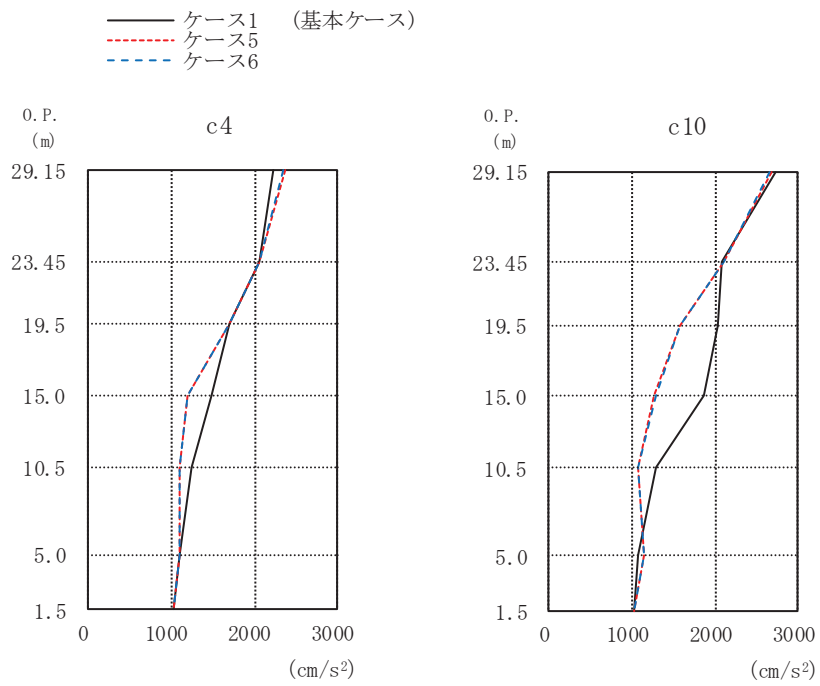
建屋剛性及び地盤物性の不確かさを考慮した基準地震動 S_s に対する地震応答解析結果を図 2-51～図 2-75 に示す。



	(cm/s ²)		
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
23.45	1930	1727	1691
19.5	1375	1446	1447
15.0	1213	1239	1238
10.5	1020	1024	1024
5.0	764	806	809
1.5	649	649	644

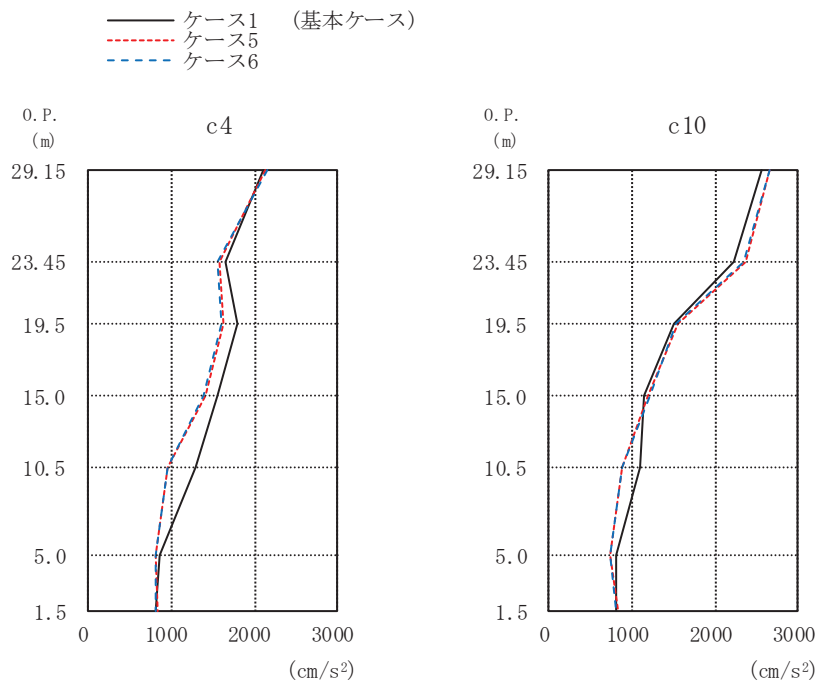
	(cm/s ²)		
0. P. (m)	ケース1 (基本ケース)	ケース5	ケース6
29.15	2283	2478	2459
23.45	2128	2156	2165
19.5	1783	1519	1540
15.0	1527	1098	1115
10.5	952	952	967
5.0	975	701	707
1.5	649	649	644

図 2-51 最大応答加速度 (S s - D 1, EW 方向)



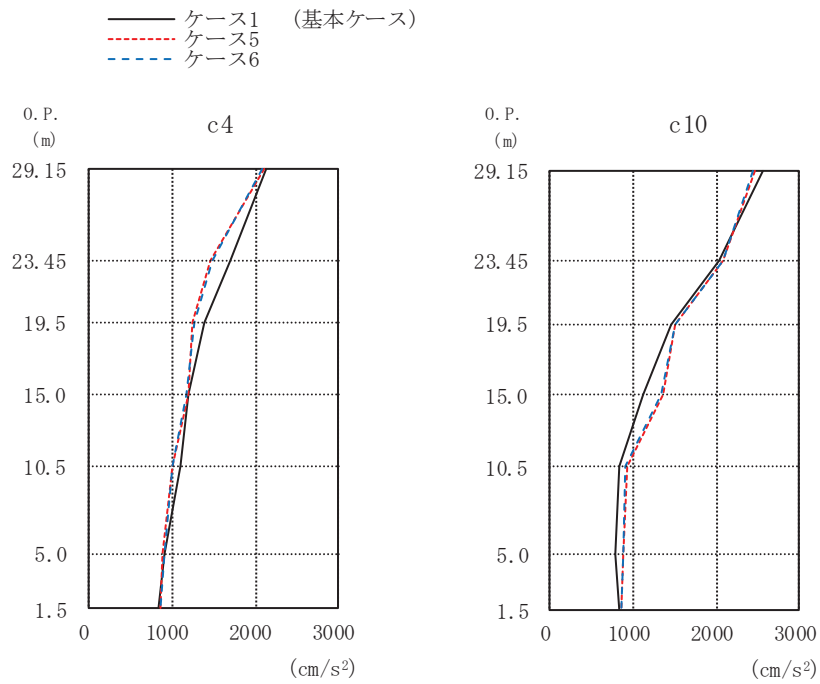
(cm/s ²)				(cm/s ²)			
0. P. (m)	ケース1 (基本ケース)	ケース5	ケース6	0. P. (m)	ケース1 (基本ケース)	ケース5	ケース6
29.15	2218	2376	2357	29.15	2733	2674	2664
23.45	2063	2051	2049	23.45	2084	2101	2113
19.5	1697	1708	1699	19.5	2035	1572	1569
15.0	1482	1196	1196	15.0	1871	1266	1281
10.5	1233	1098	1092	10.5	1279	1075	1075
5.0	1100	1110	1106	5.0	1069	1150	1150
1.5	1027	1033	1024	1.5	1027	1033	1024

図 2-52 最大応答加速度 (S s - D 2, EW 方向)



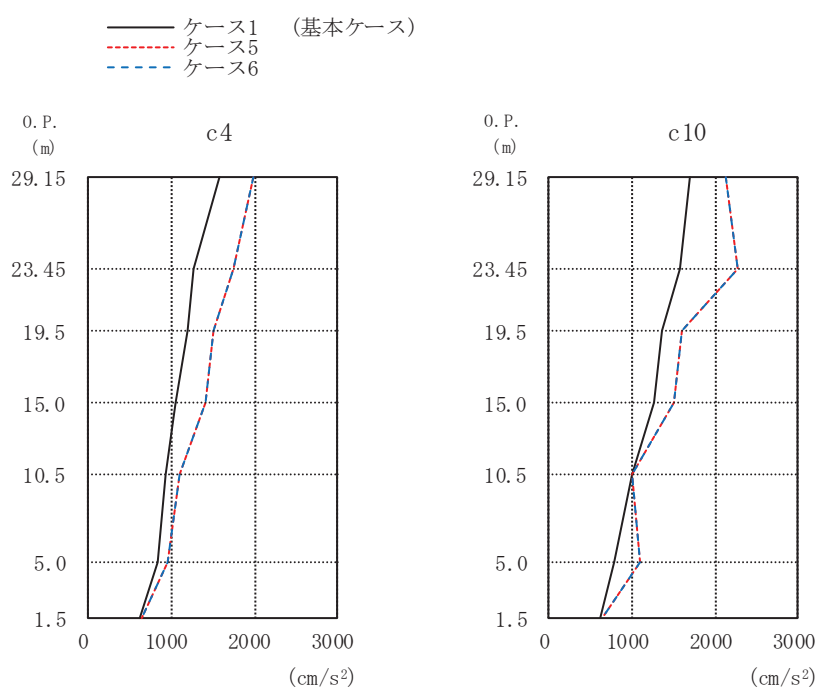
(cm/s ²)				(cm/s ²)			
0. P. (m)	ケース1 (基本ケース)	ケース5	ケース6	0. P. (m)	ケース1 (基本ケース)	ケース5	ケース6
29.15	2102	2143	2145	29.15	2553	2653	2652
23.45	1642	1572	1551	23.45	2219	2380	2348
19.5	1793	1633	1607	19.5	1499	1555	1522
15.0	1545	1403	1382	15.0	1157	1198	1209
10.5	1285	964	949	10.5	1104	876	875
5.0	851	817	815	5.0	805	727	728
1.5	812	823	812	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

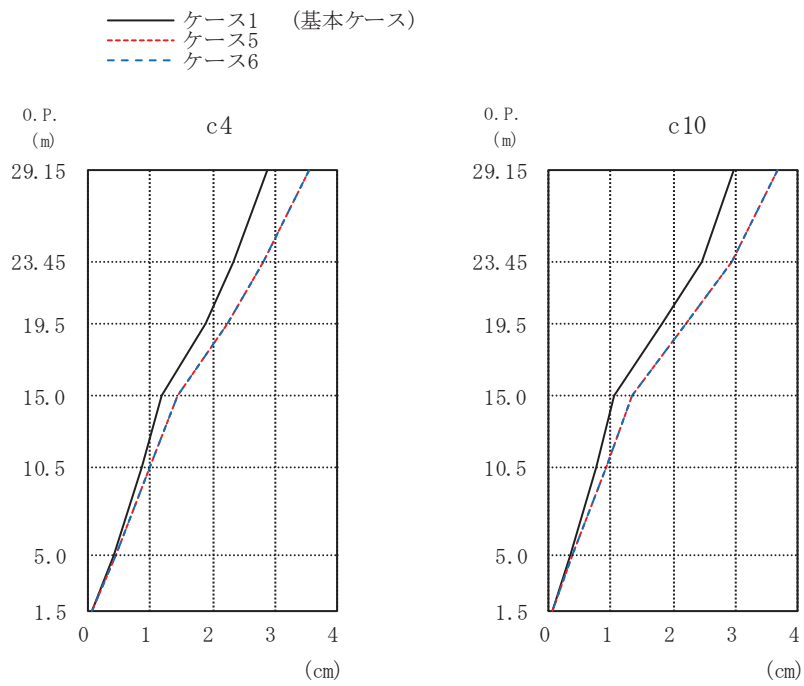
図 2-54 最大応答加速度 (S s - F 3, EW 方向)



	(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

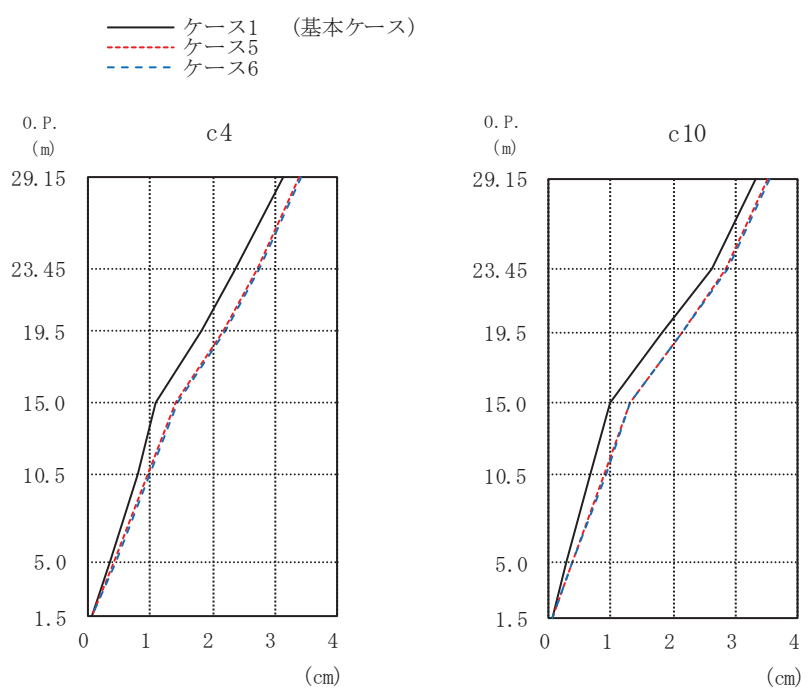
	(cm/s ²)		
0. P. (m)	ケース1 (基本ケース)	ケース5	ケース6
29.15	1701	2131	2136
23.45	1568	2273	2281
19.5	1367	1609	1606
15.0	1278	1501	1506
10.5	999	1006	1013
5.0	781	1091	1101
1.5	622	634	636

図 2-55 最大応答加速度 (S s - N 1, EW 方向)



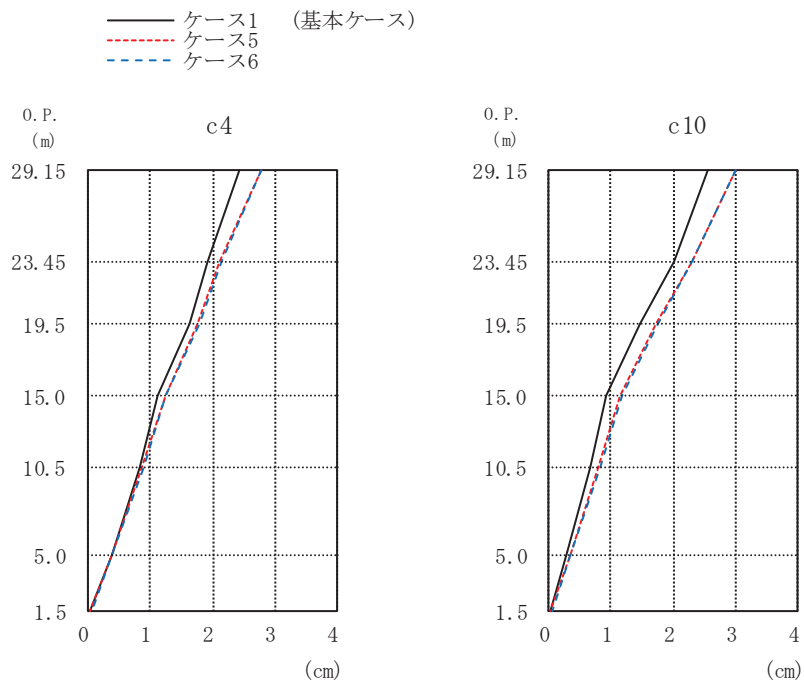
(cm)				(cm)			
0. P. (m)	ケース1 (基本ケース)	ケース5	ケース6	0. P. (m)	ケース1 (基本ケース)	ケース5	ケース6
29.15	2.88	3.55	3.54	29.15	2.98	3.67	3.67
23.45	2.33	2.81	2.80	23.45	2.46	2.94	2.94
19.5	1.89	2.24	2.24	19.5	1.82	2.19	2.20
15.0	1.17	1.42	1.44	15.0	1.05	1.33	1.35
10.5	0.86	0.98	1.00	10.5	0.75	0.92	0.93
5.0	0.40	0.43	0.44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



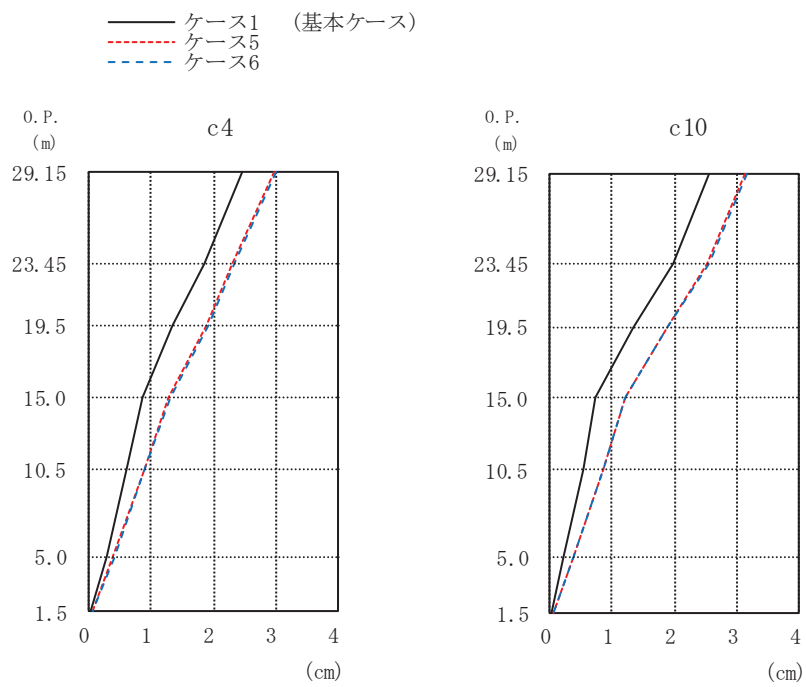
(cm)				(cm)			
0. P. (m)	ケース1 (基本ケース)	ケース5	ケース6	0. P. (m)	ケース1 (基本ケース)	ケース5	ケース6
29.15	3.12	3.39	3.41	29.15	3.33	3.52	3.54
23.45	2.35	2.72	2.74	23.45	2.61	2.86	2.88
19.5	1.83	2.18	2.20	19.5	1.81	2.13	2.15
15.0	1.08	1.40	1.42	15.0	0.97	1.30	1.32
10.5	0.78	0.96	0.98	10.5	0.67	0.90	0.92
5.0	0.35	0.42	0.43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



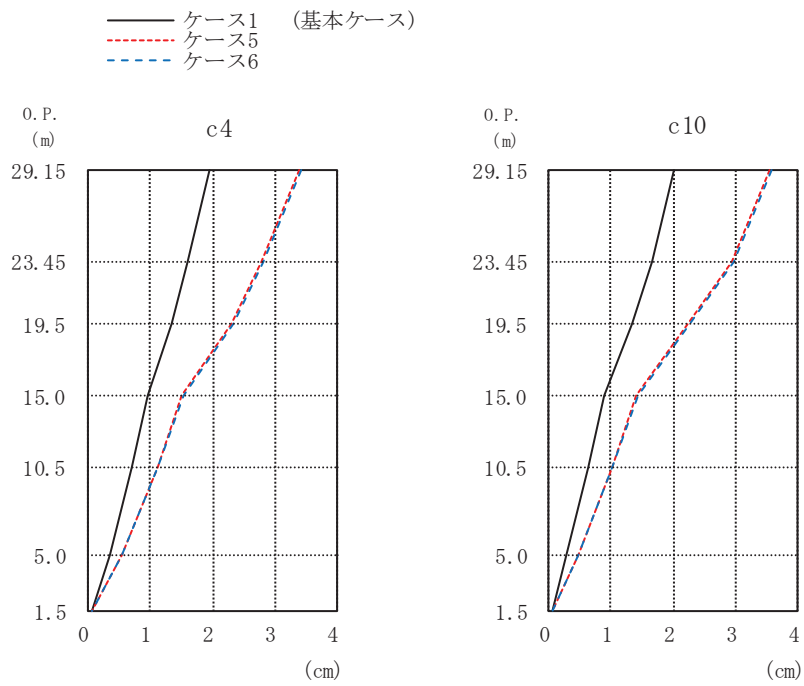
		(cm)					(cm)		
0. P. (m)	ケース1 (基本ケース)	ケース5	ケース6	0. P. (m)	ケース1 (基本ケース)	ケース5	ケース6		
29.15	2.42	2.78	2.77	29.15	2.54	3.02	3.01		
23.45	1.91	2.11	2.13	23.45	2.00	2.31	2.30		
19.5	1.63	1.75	1.77	19.5	1.46	1.72	1.74		
15.0	1.11	1.23	1.25	15.0	0.91	1.15	1.16		
10.5	0.83	0.86	0.87	10.5	0.65	0.80	0.81		
5.0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

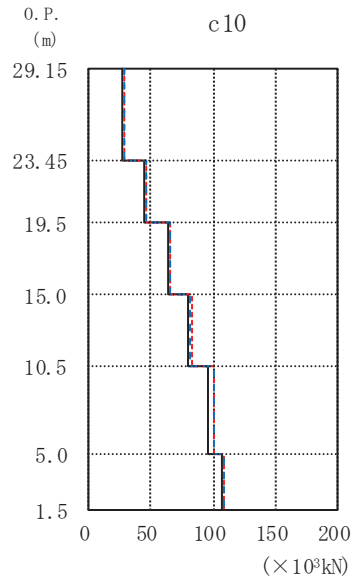
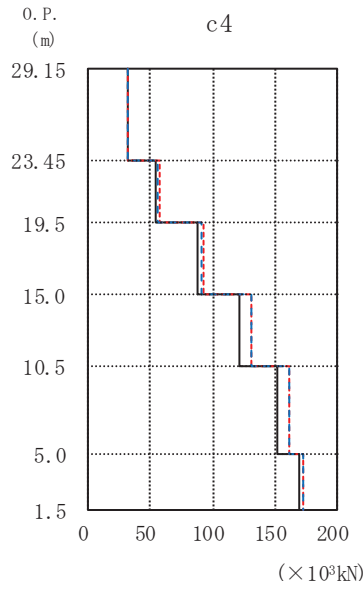
図 2-59 最大応答変位 (S_s-F3, EW 方向)



(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

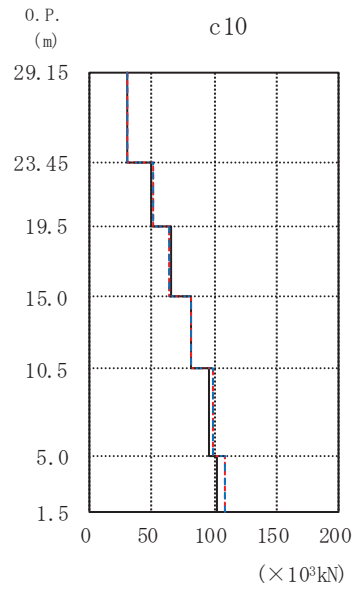
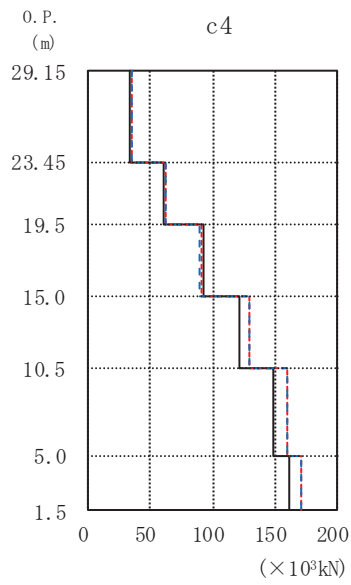


0. P. (m)	($\times 10^3 \text{kN}$)		
	ケース1 (基本ケース)	ケース5	ケース6
29.15	30.9	32.0	31.8
23.45	54.5	56.6	56.0
19.5	87.7	91.8	91.3
15.0	121	131	131
10.5	152	161	161
5.0	169	173	173

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

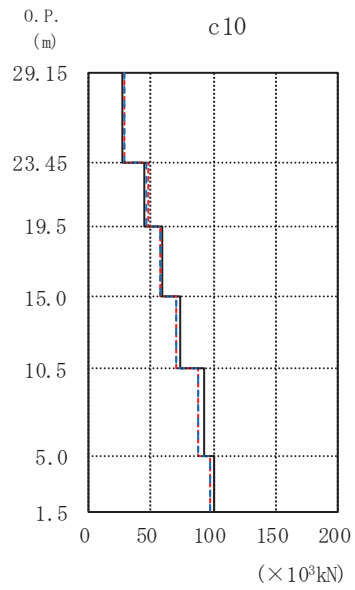
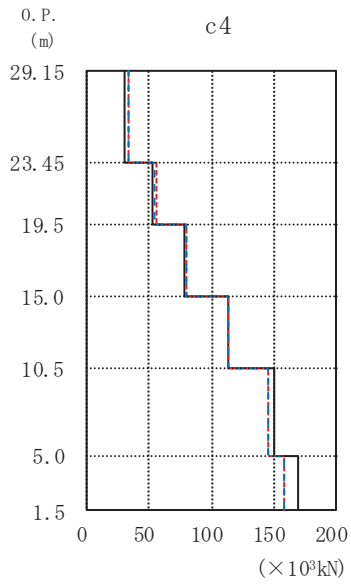


0. P. (m)	($\times 10^3 \text{kN}$)		
	ケース1 (基本ケース)	ケース5	ケース6
29.15	34.0	34.9	34.7
23.45	59.7	61.8	61.4
19.5	92.8	90.2	89.7
15.0	122	130	130
10.5	149	159	159
5.0	161	172	171

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

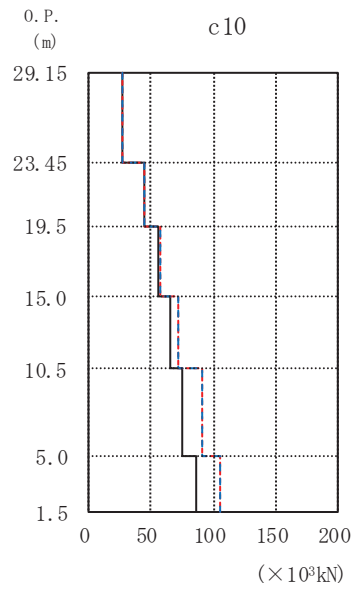
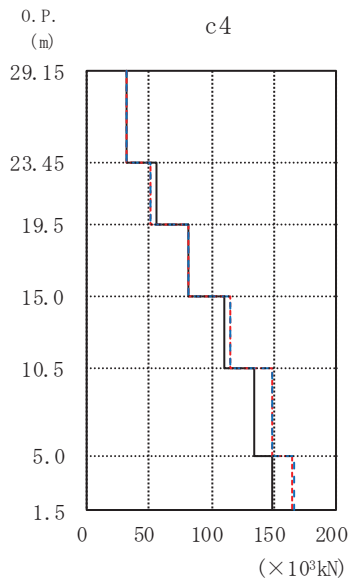


0. P. (m)	($\times 10^3 \text{kN}$)		
	ケース1 (基本ケース)	ケース5	ケース6
29.15	30.1	32.5	32.4
23.45	52.8	55.0	54.7
19.5	77.9	80.0	79.3
15.0	113	113	113
10.5	151	145	146
5.0	169	158	159
1.5			

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)

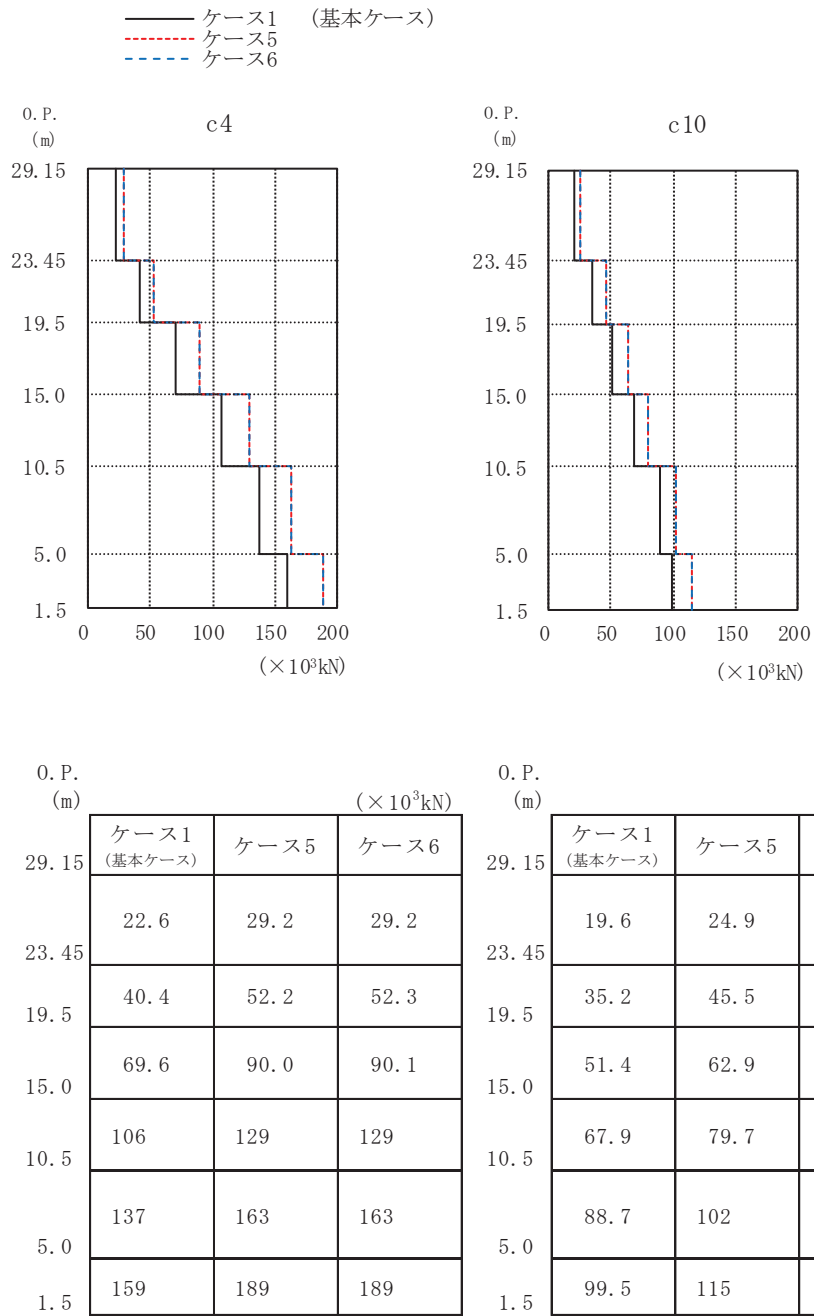
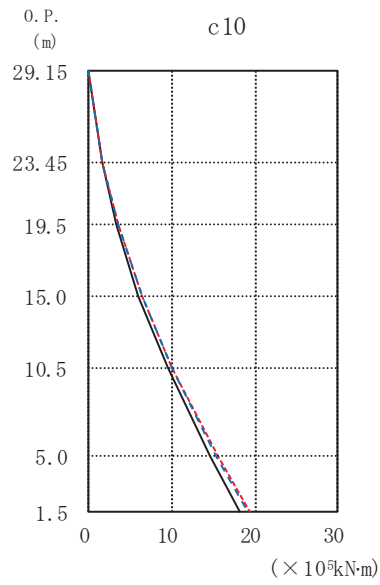
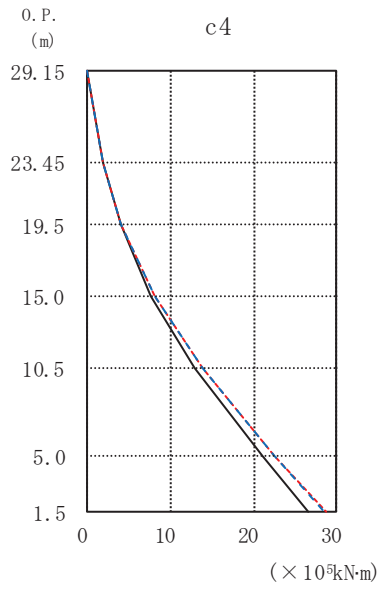


図 2-65 最大応答せん断力 (S s - N 1, EW 方向)

— 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)

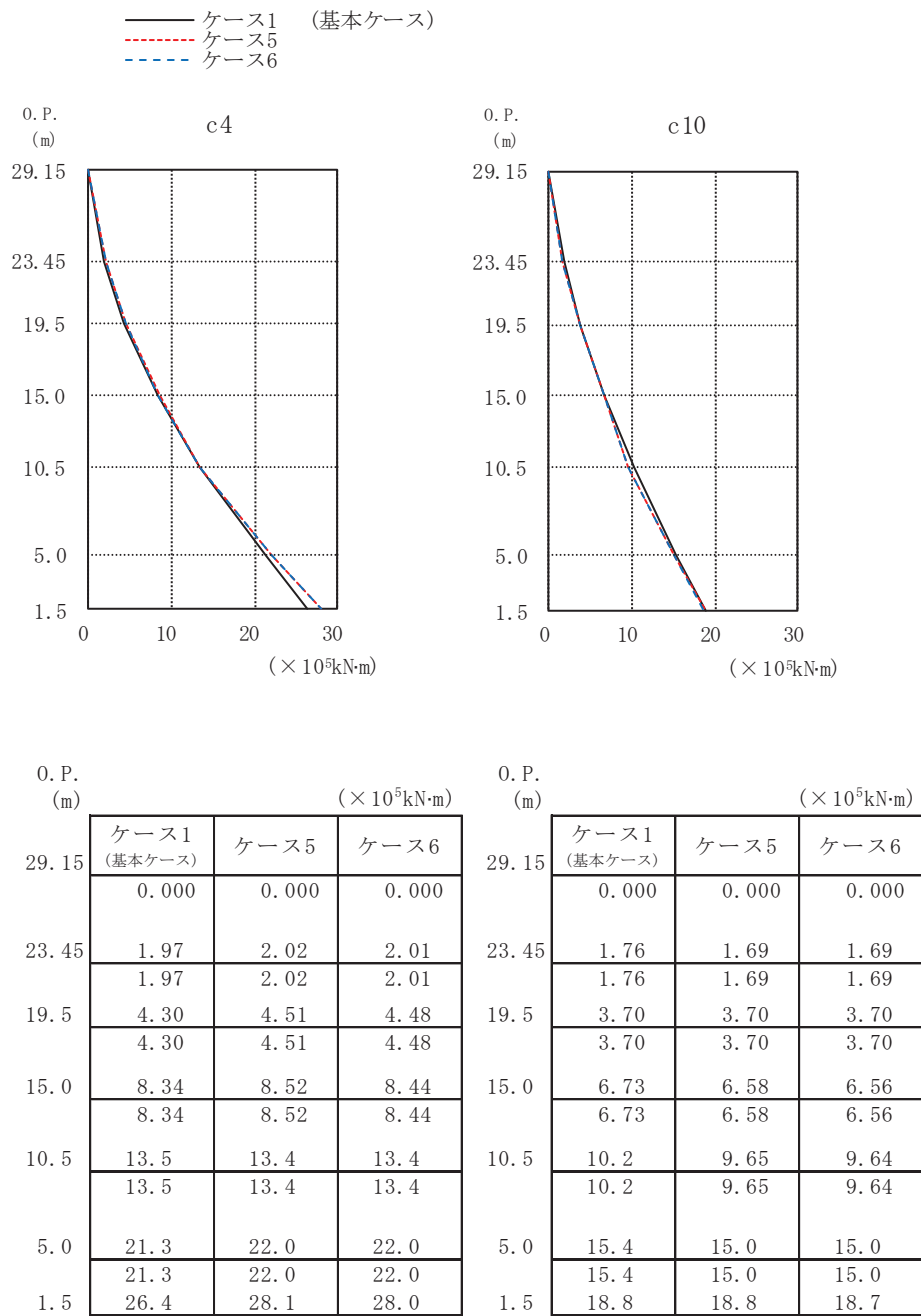
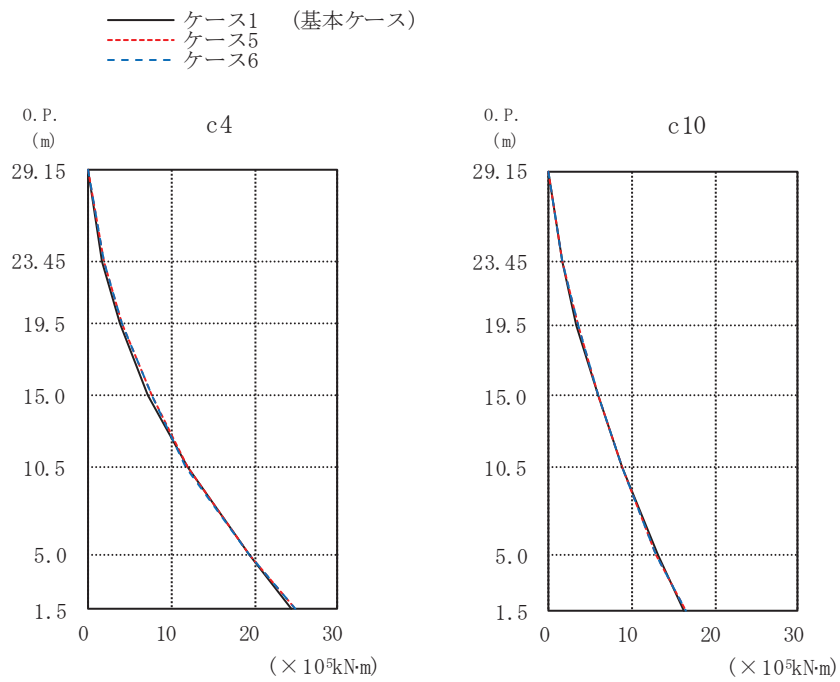
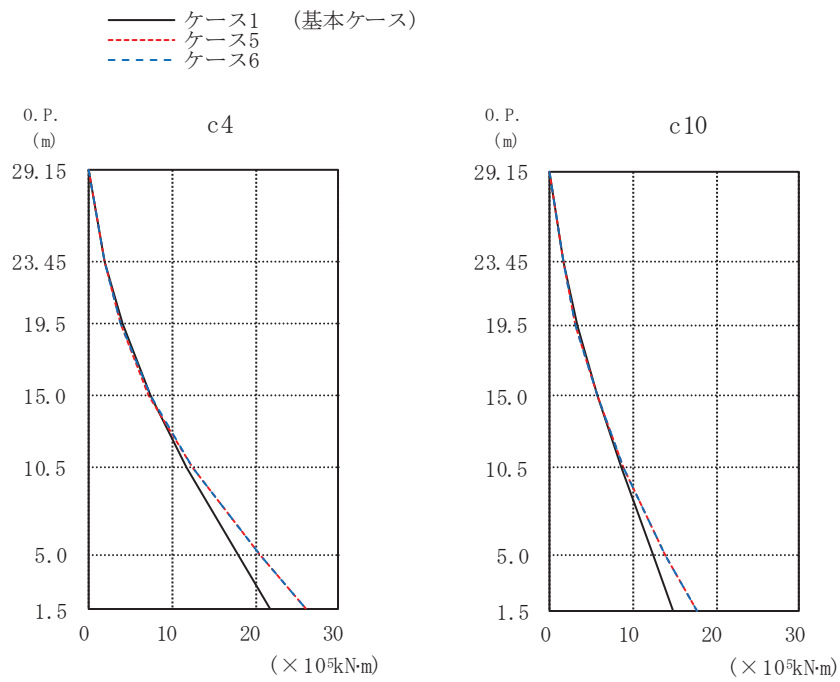


図 2-67 最大応答曲げモーメント (S s - D 2, EW 方向)



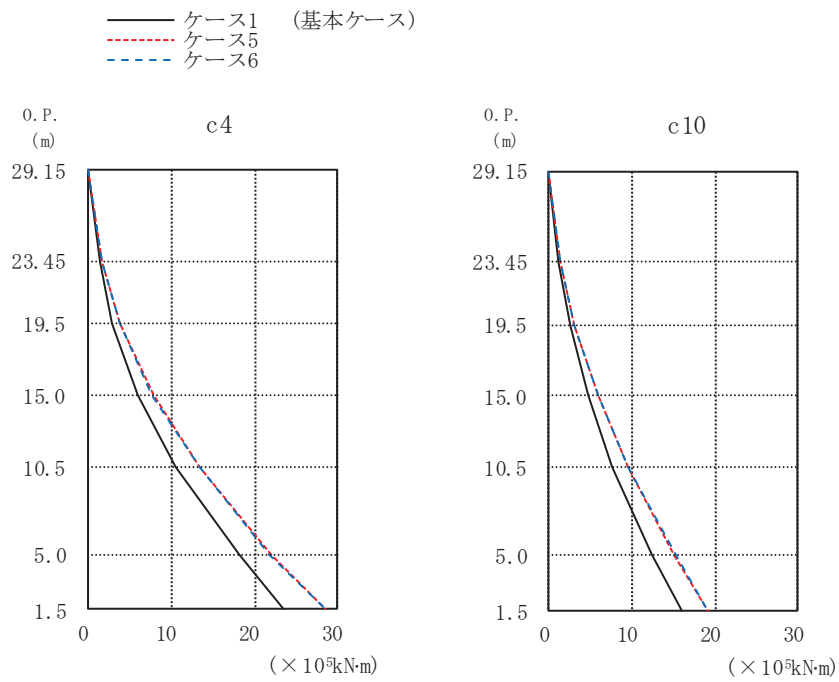
0. P. (m)	($\times 10^5 \text{kN}\cdot\text{m}$)			0. P. (m)	($\times 10^5 \text{kN}\cdot\text{m}$)		
	ケース1 (基本ケース)	ケース5	ケース6		ケース1 (基本ケース)	ケース5	ケース6
29.15	0.000	0.000	0.000	29.15	0.000	0.000	0.000
23.45	1.73	1.86	1.88	23.45	1.56	1.60	1.59
19.5	3.81	4.04	4.05	19.5	3.32	3.48	3.45
15.0	7.26	7.61	7.59	15.0	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)



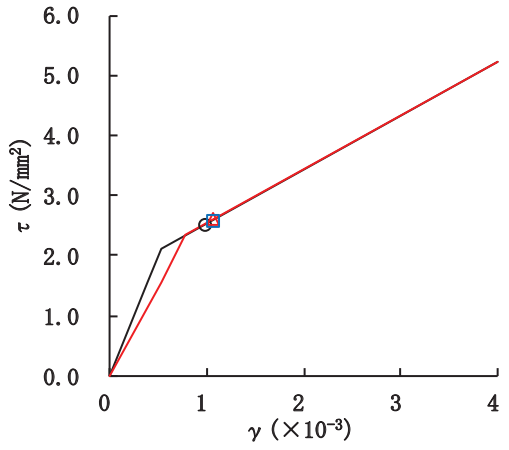
0. P. (m)	($\times 10^5 \text{kN}\cdot\text{m}$)			0. P. (m)	($\times 10^5 \text{kN}\cdot\text{m}$)		
	ケース1 (基本ケース)	ケース5	ケース6		ケース1 (基本ケース)	ケース5	ケース6
29.15	0.000	0.000	0.000	29.15	0.000	0.000	0.000
23.45	1.78	1.82	1.78	23.45	1.55	1.54	1.53
19.5	3.95	3.78	3.74	19.5	3.30	3.10	3.12
15.0	7.40	7.26	7.28	15.0	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)

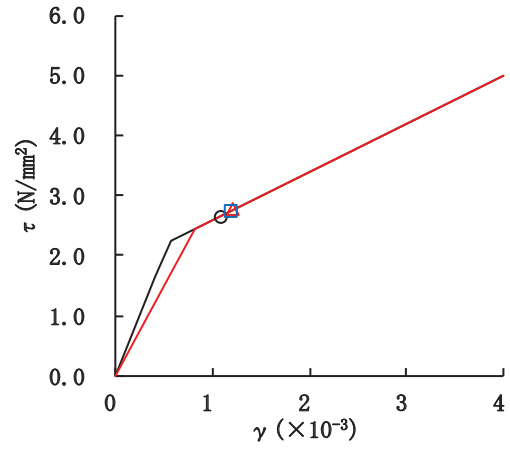


0. P. (m)	($\times 10^5 \text{kN}\cdot\text{m}$)			0. P. (m)	($\times 10^5 \text{kN}\cdot\text{m}$)		
	ケース1 (基本ケース)	ケース5	ケース6		ケース1 (基本ケース)	ケース5	ケース6
29.15	0.000	0.000	0.000	29.15	0.000	0.000	0.000
23.45	1.29	1.67	1.67	23.45	1.12	1.42	1.42
19.5	2.89	3.68	3.69	19.5	2.47	3.14	3.12
15.0	5.89	7.76	7.74	15.0	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

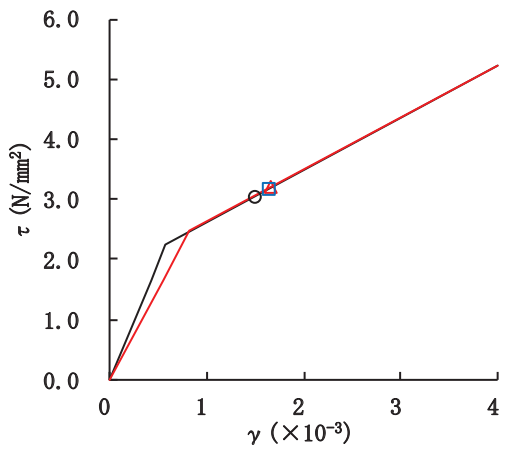
図 2-70 最大応答曲げモーメント (S s - N 1, EW 方向)



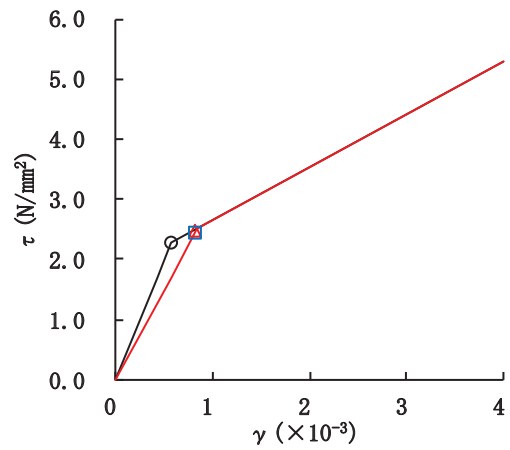
要素番号(1)



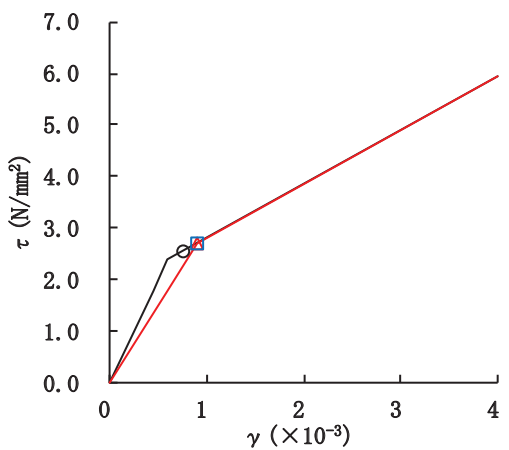
要素番号(2)



要素番号(3)



要素番号(4)



要素番号(5)

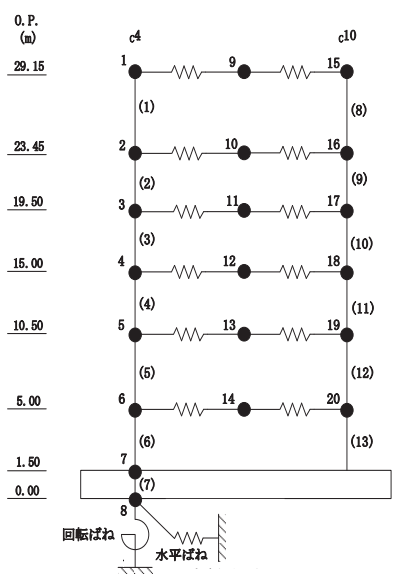
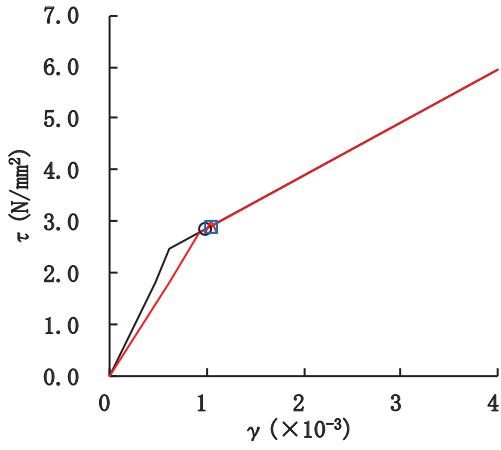
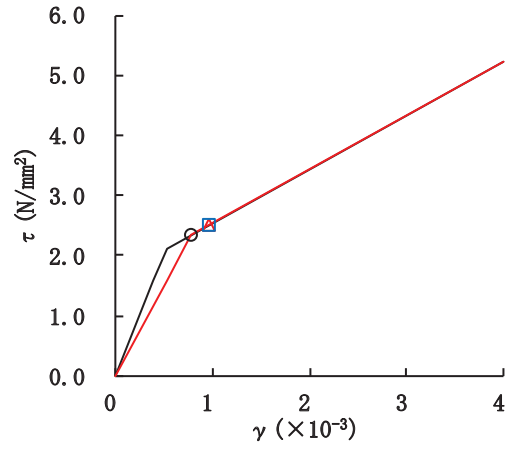


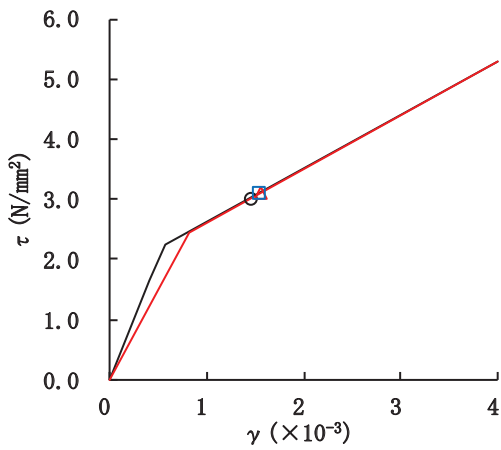
図 2-71(1) せん断スケルトンカーブ上の最大応答値 (S s - D 1, EW 方向)



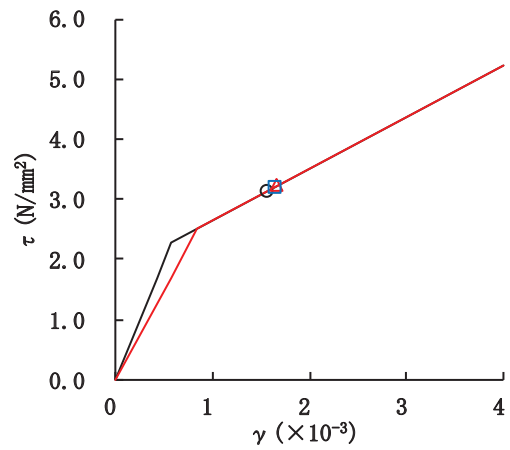
要素番号(6)



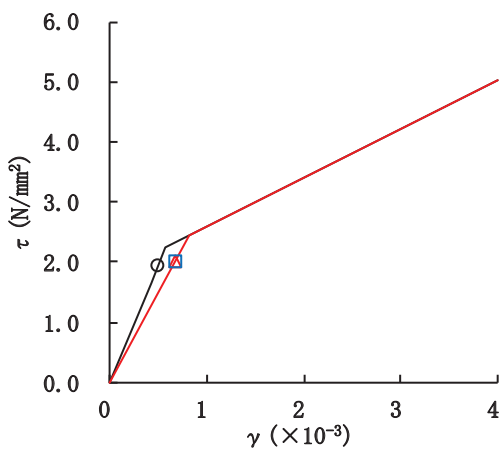
要素番号(8)



要素番号(9)



要素番号(10)



要素番号(11)

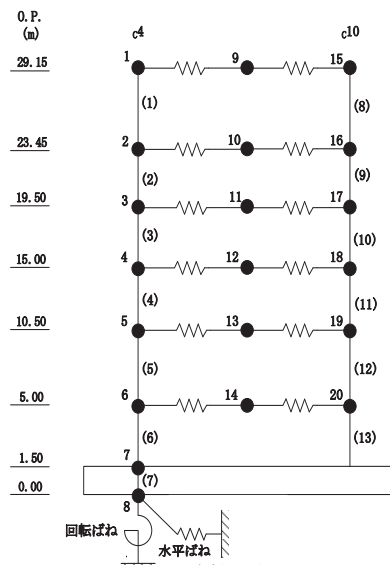
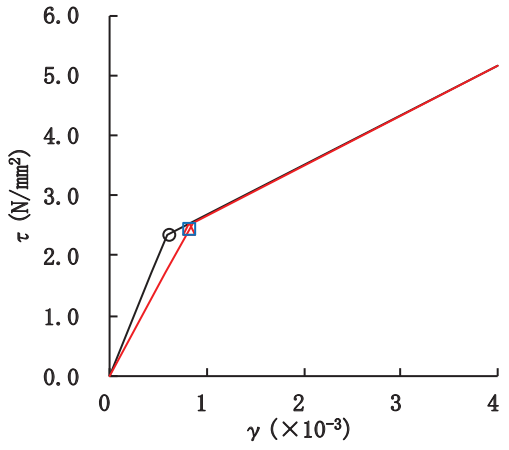
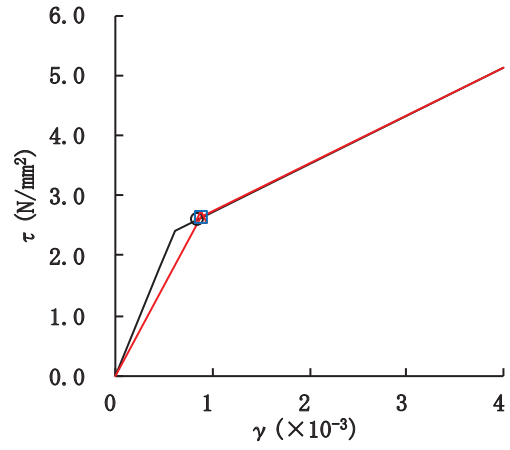


図 2-71(2) せん断スケルトンカーブ上の最大応答値 (S s - D 1, EW 方向)



要素番号(12)



要素番号(13)

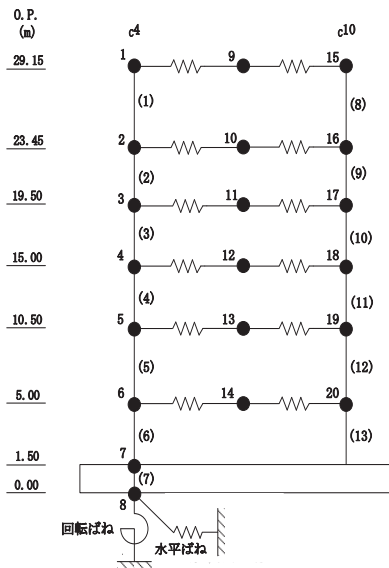
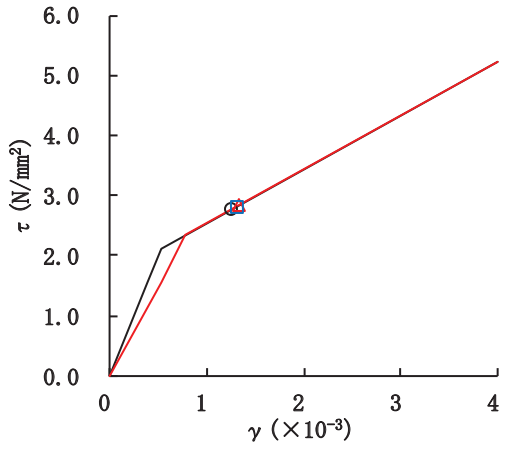
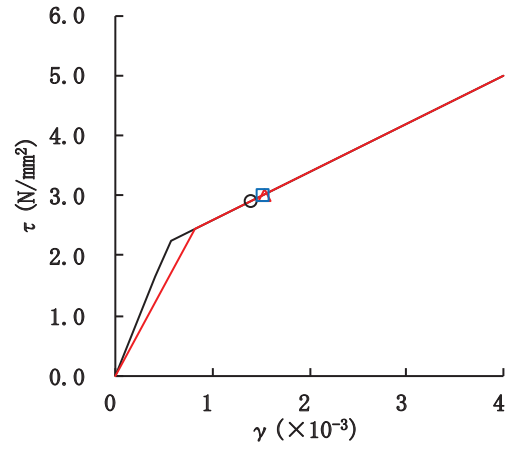


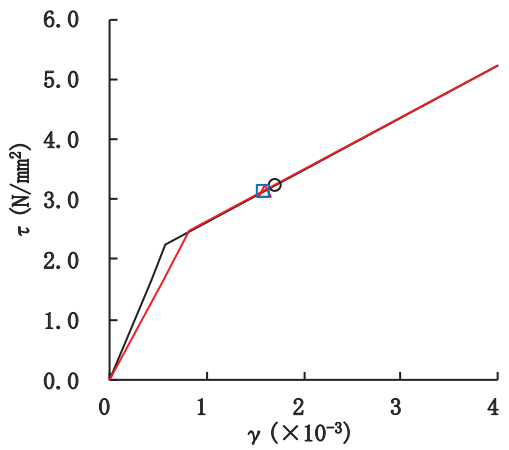
図 2-71(3) せん断スケルトンカーブ上の最大応答値 (S s - D 1, EW 方向)



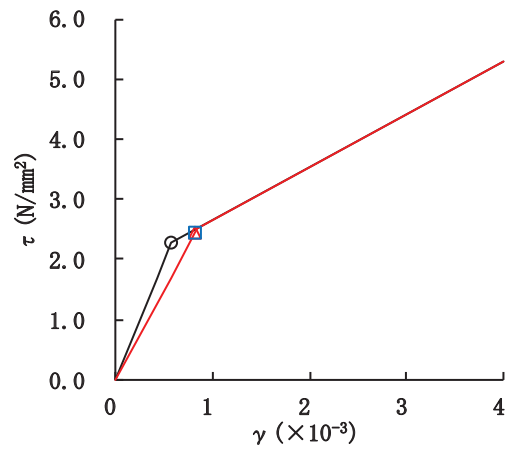
要素番号(1)



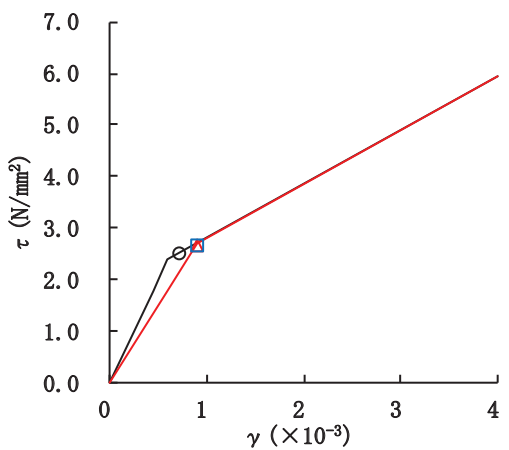
要素番号(2)



要素番号(3)



要素番号(4)



要素番号(5)

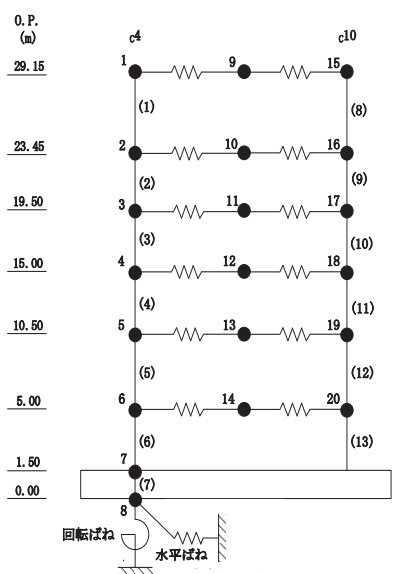
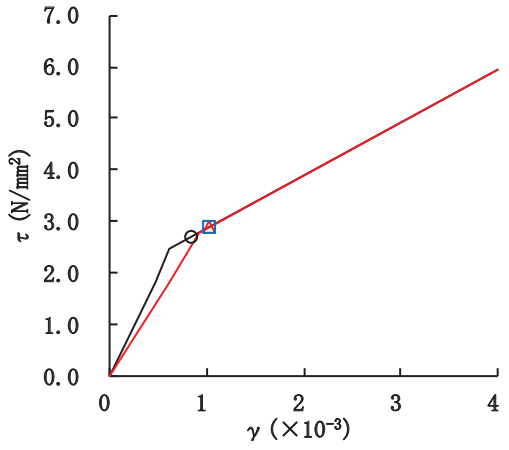
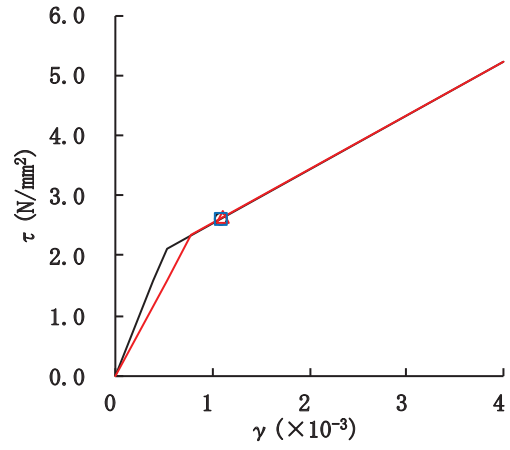


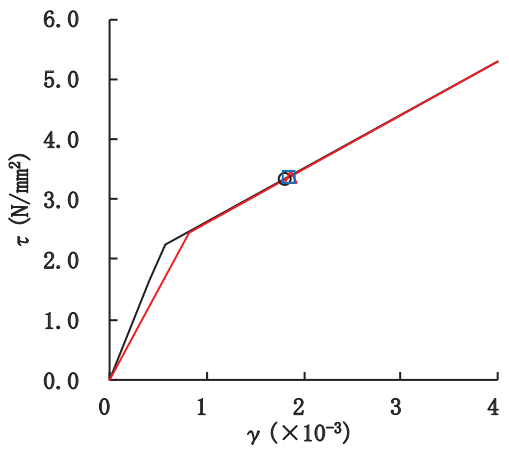
図 2-72(1) せん断スケルトンカーブ上の最大応答値 (S s - D 2, EW 方向)



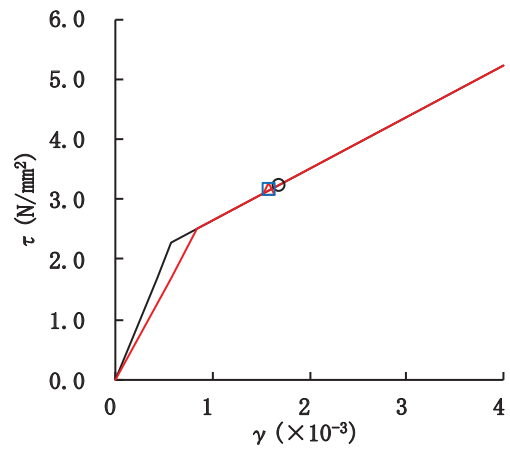
要素番号(6)



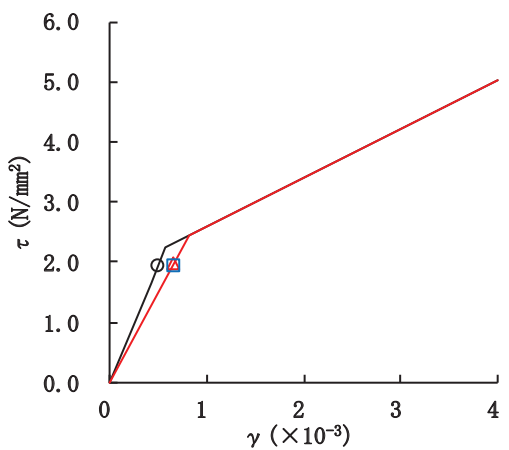
要素番号(8)



要素番号(9)



要素番号(10)



要素番号(11)

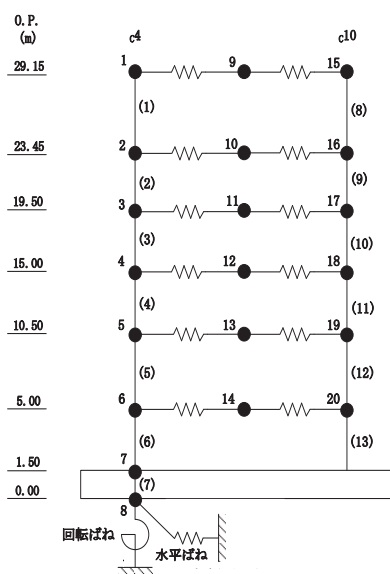
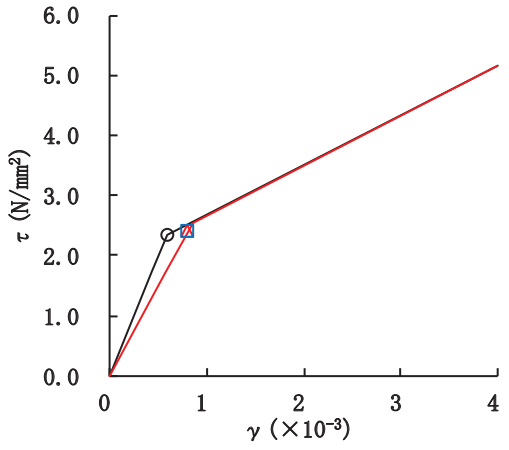
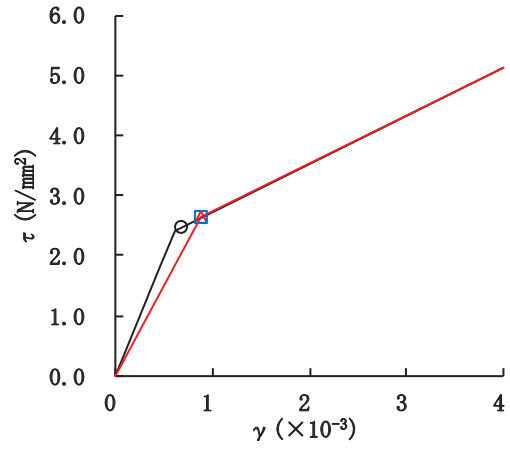


図 2-72(2) せん断スケルトンカーブ上の最大応答値 (S s - D 2, EW 方向)



要素番号(12)



要素番号(13)

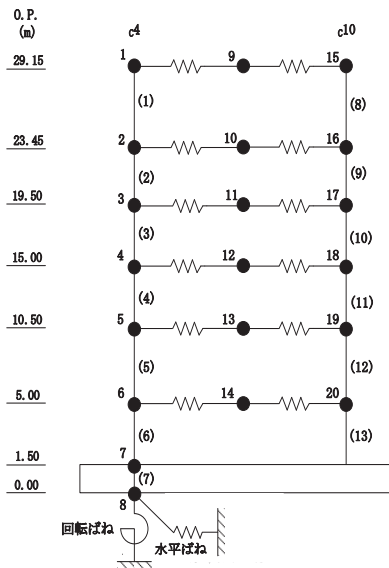
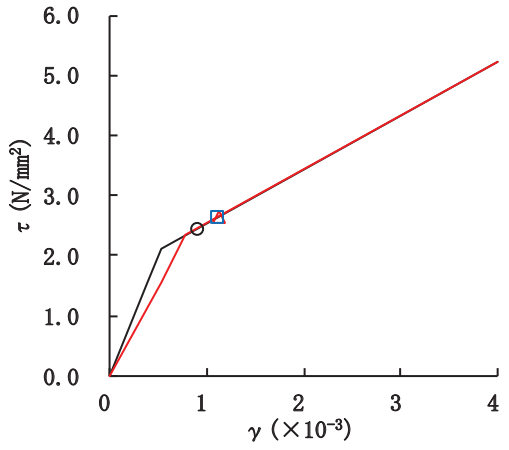
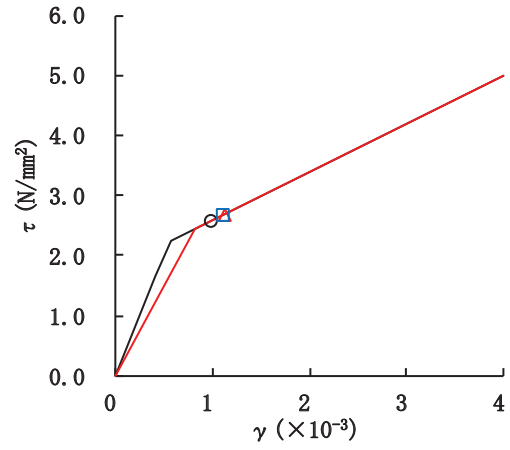


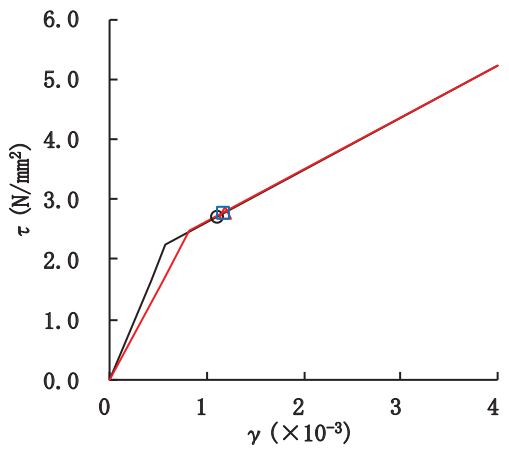
図 2-72(3) せん断スケルトンカーブ上の最大応答値 (S s - D 2, EW 方向)



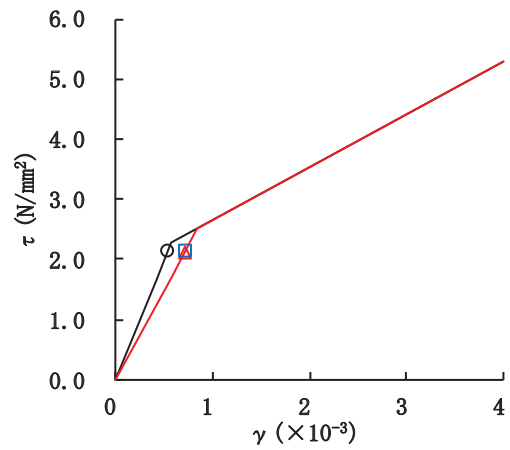
要素番号(1)



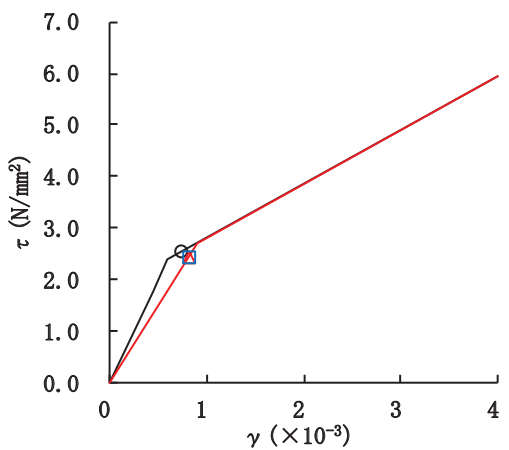
要素番号(2)



要素番号(3)



要素番号(4)



要素番号(5)

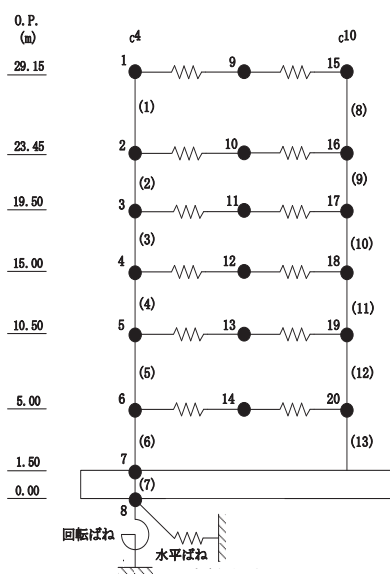
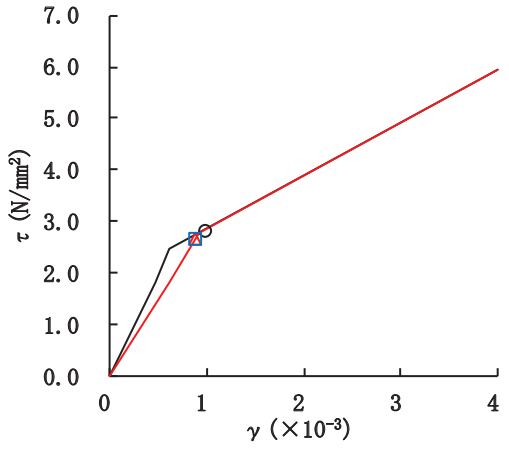
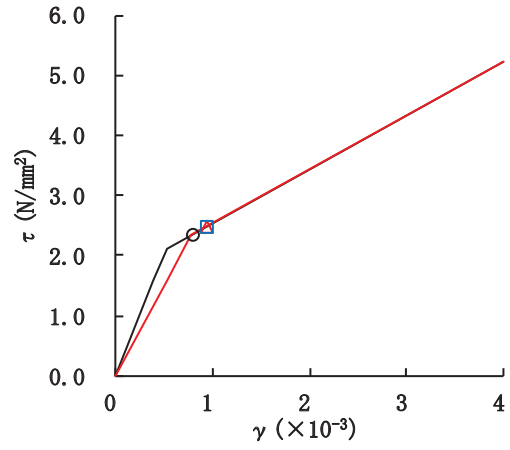


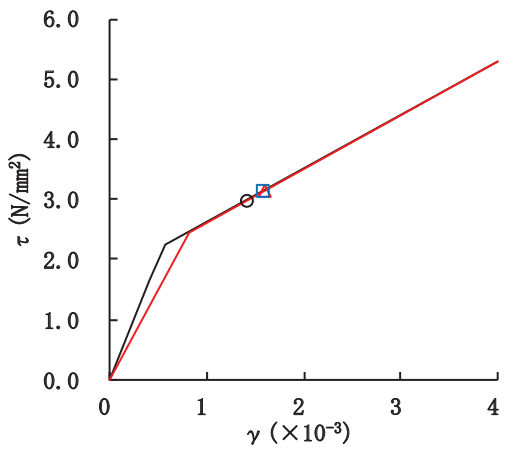
図 2-73(1) せん断スケルトンカーブ上の最大応答値 (S s - D 3, EW 方向)



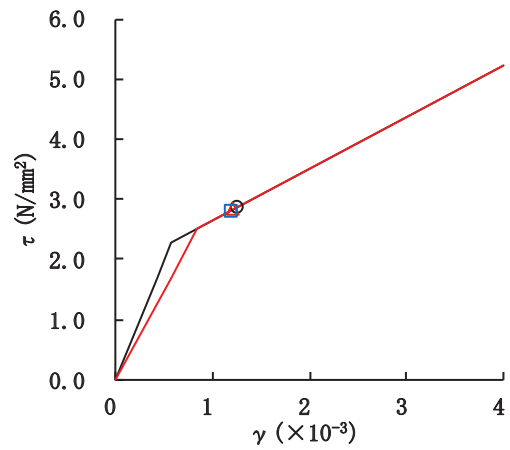
要素番号(6)



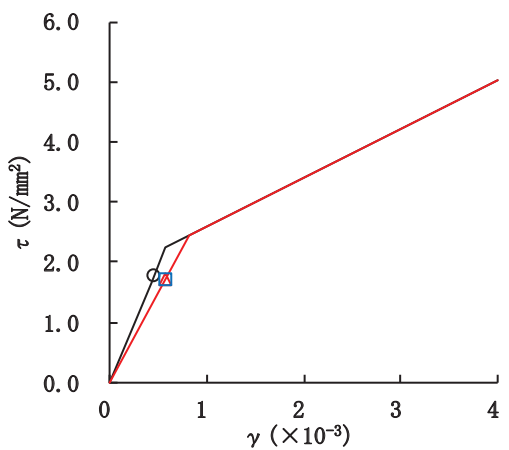
要素番号(8)



要素番号(9)



要素番号(10)



要素番号(11)

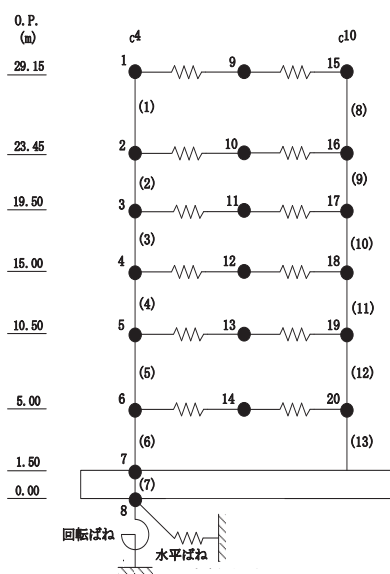
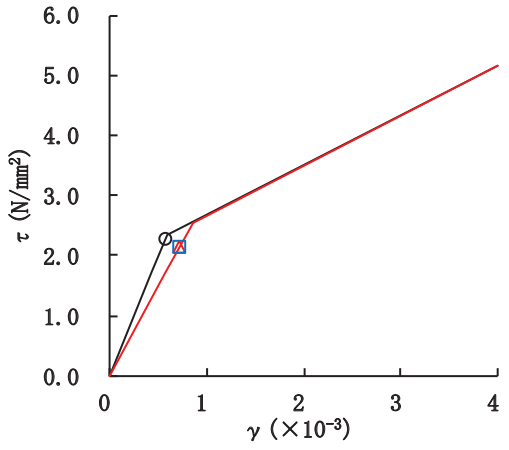
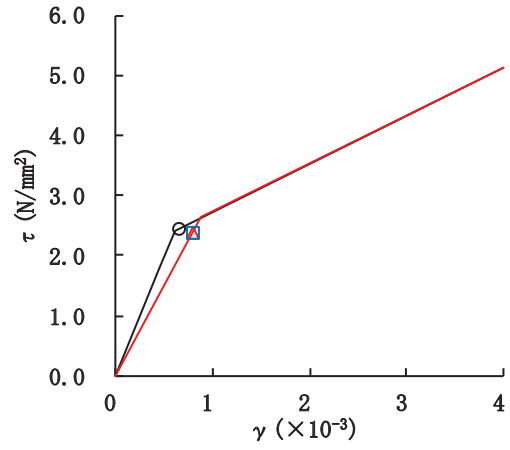


図 2-73(2) せん断スケルトンカーブ上の最大応答値 (S s - D 3, EW 方向)



要素番号(12)



要素番号(13)

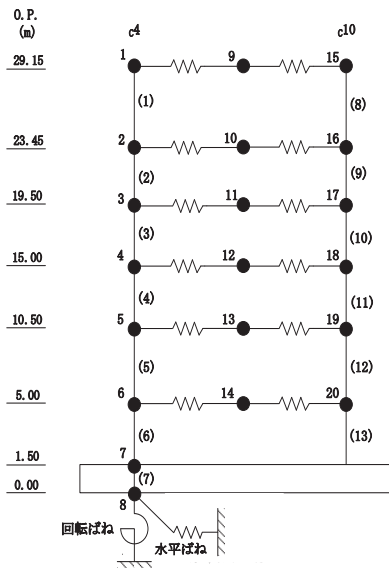
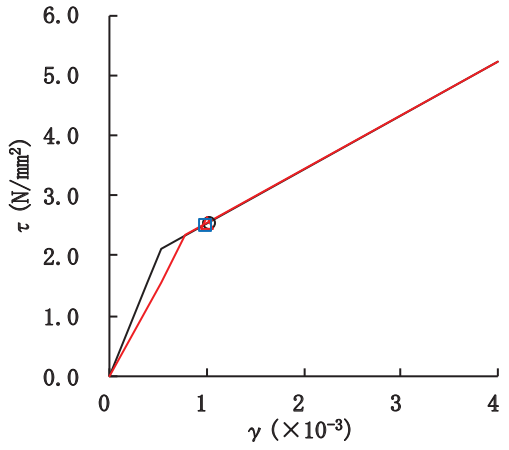
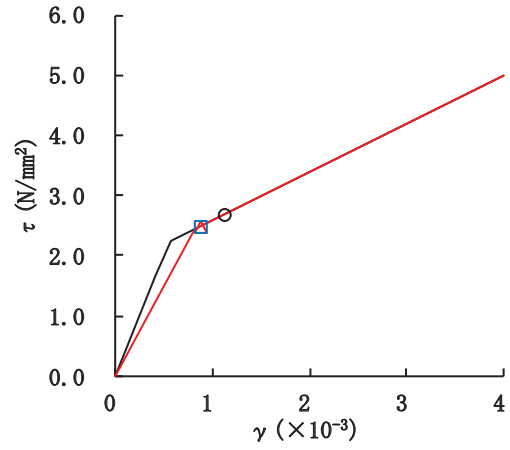


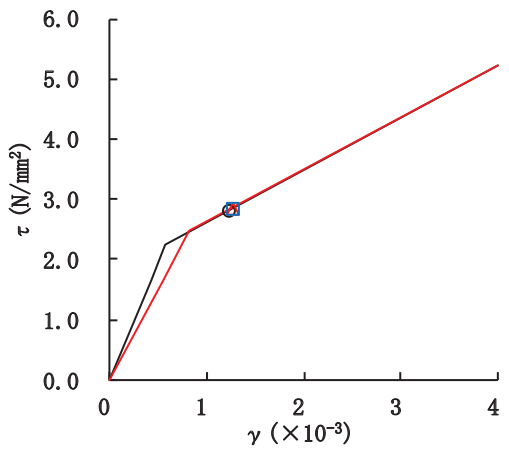
図 2-73 (3) せん断スケルトンカーブ上の最大応答値 (S s - D 3, EW 方向)



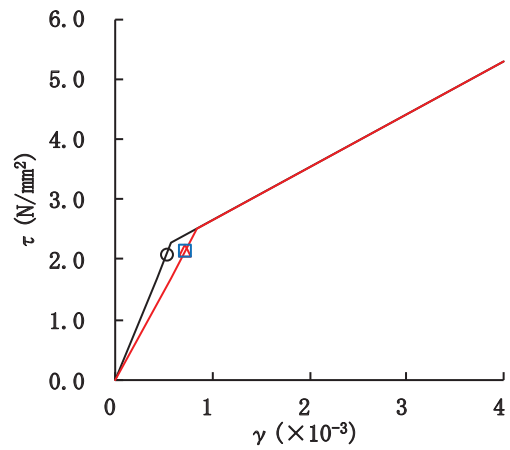
要素番号(1)



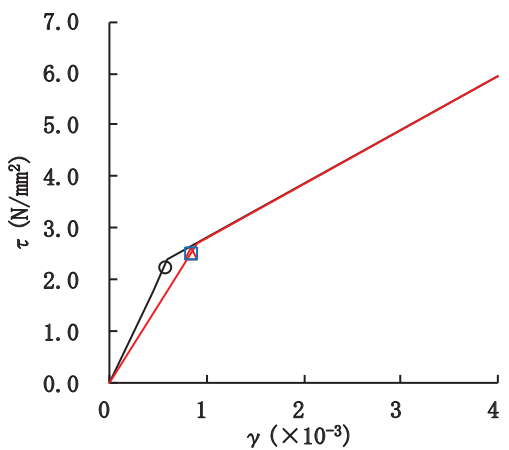
要素番号(2)



要素番号(3)



要素番号(4)



要素番号(5)

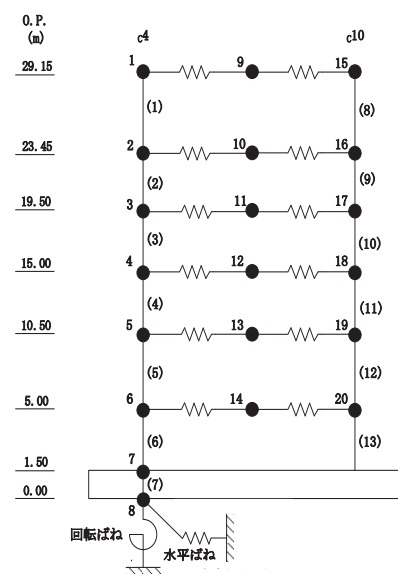
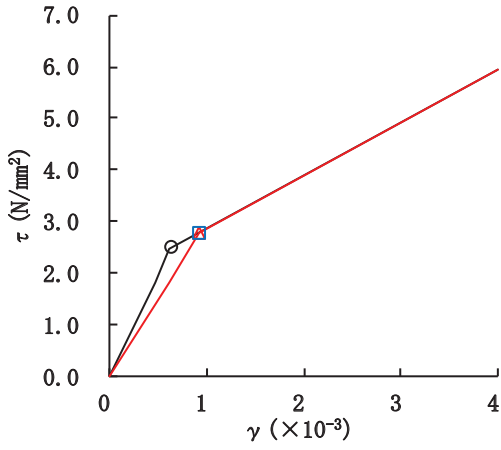
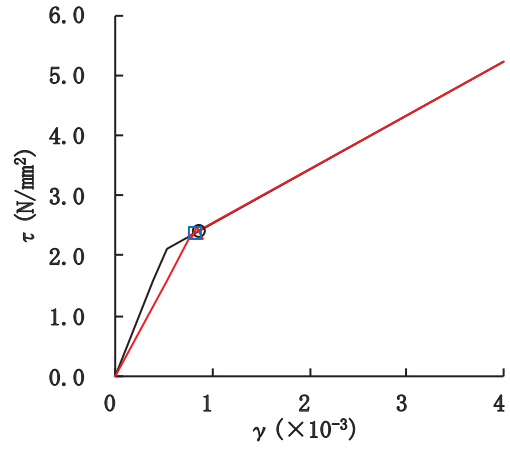


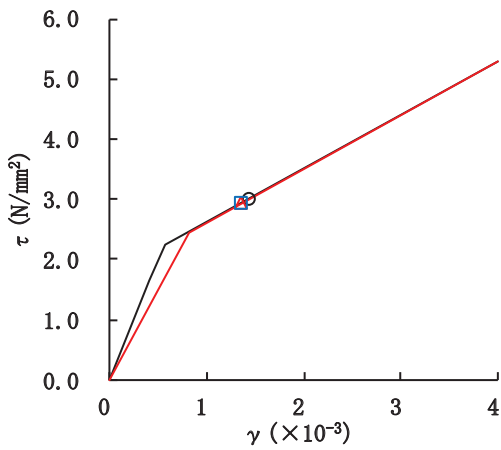
図 2-74(1) せん断スケルトンカーブ上の最大応答値 (S s - F 3, EW 方向)



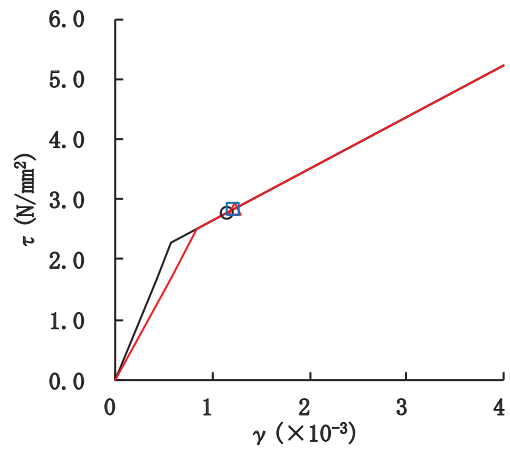
要素番号(6)



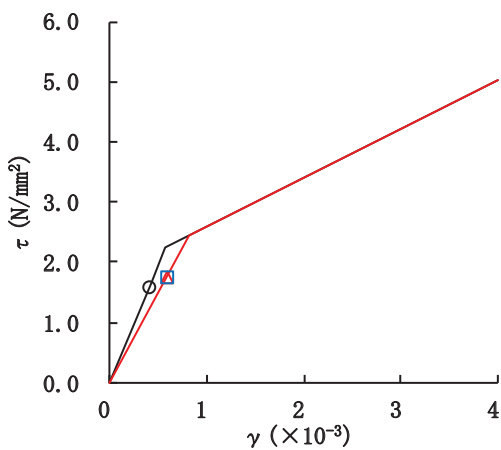
要素番号(8)



要素番号(9)



要素番号(10)



要素番号(11)

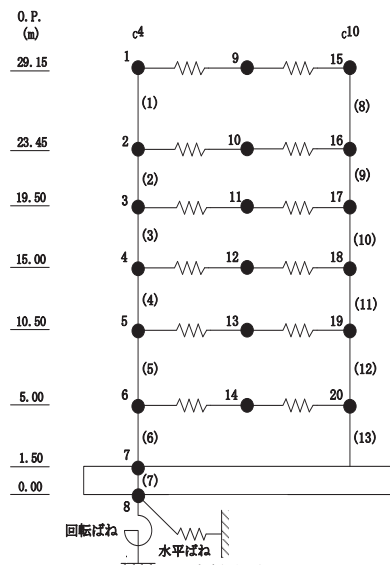
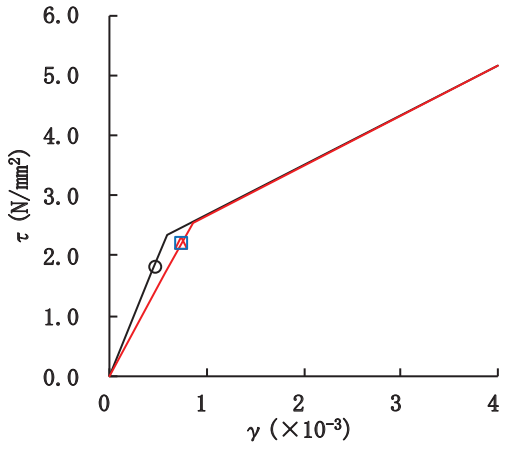
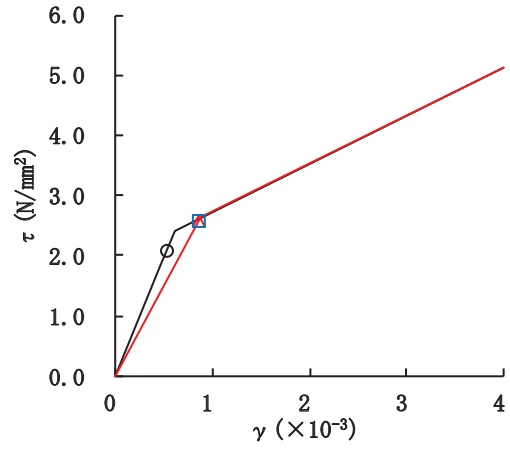


図 2-74(2) せん断スケルトンカーブ上の最大応答値 (S s - F 3, EW 方向)



要素番号(12)



要素番号(13)

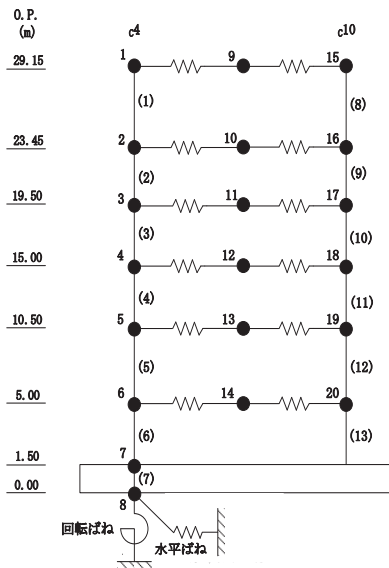
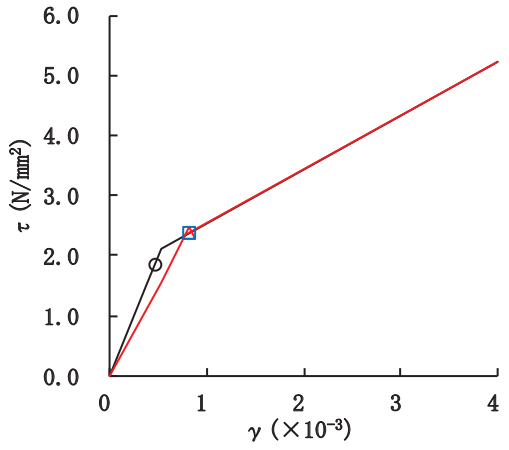
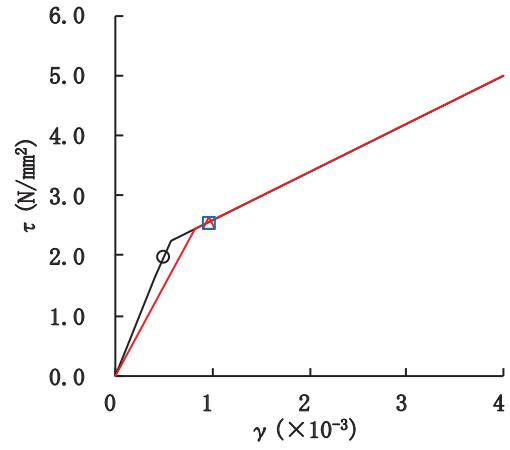


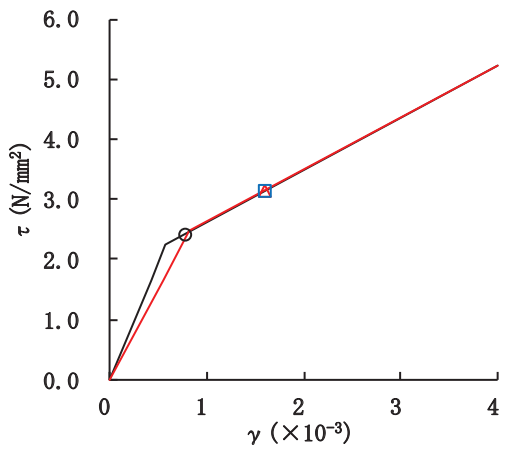
図 2-74(3) せん断スケルトンカーブ上の最大応答値 (S s - F 3, EW 方向)



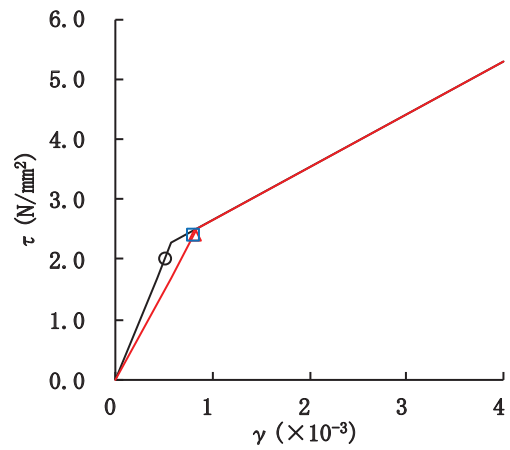
要素番号(1)



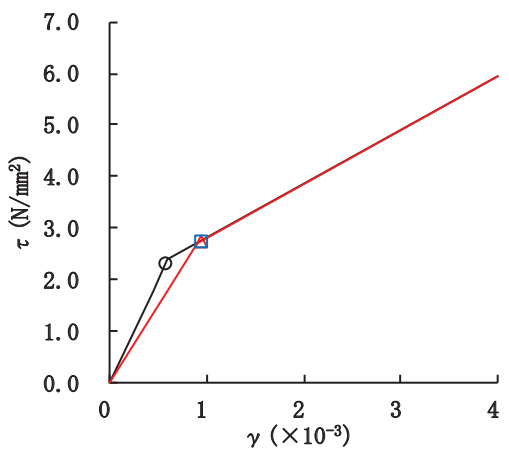
要素番号(2)



要素番号(3)



要素番号(4)



要素番号(5)

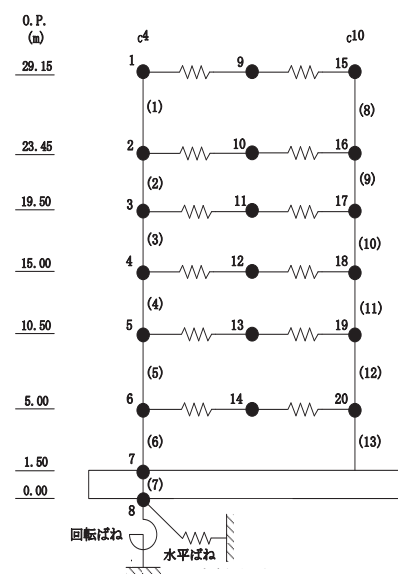
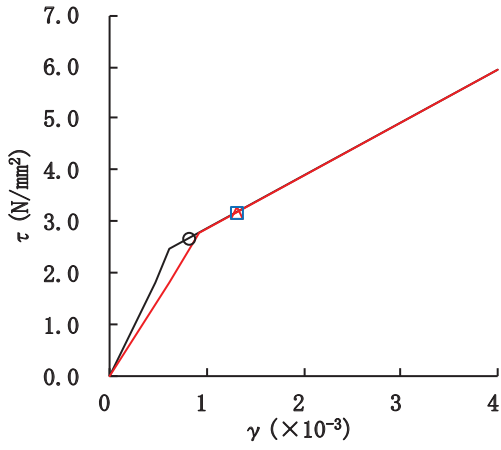
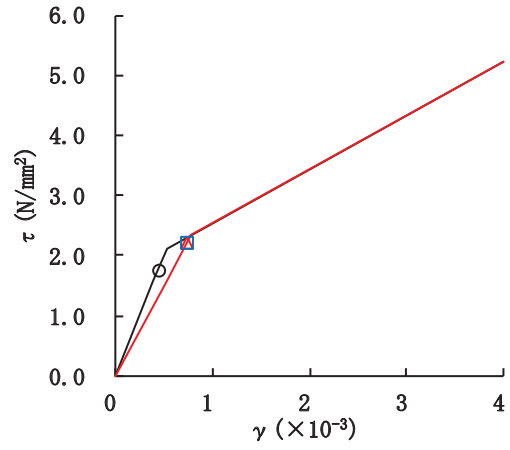


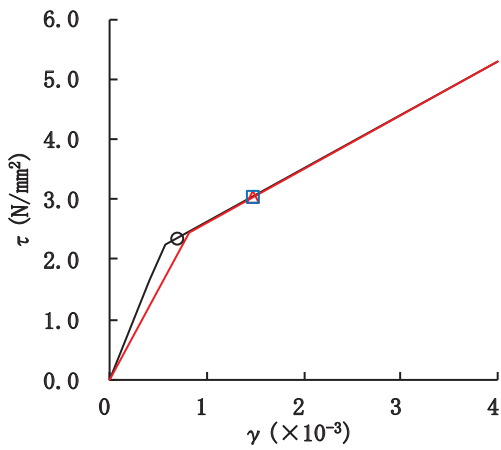
図 2-75(1) せん断スケルトンカーブ上の最大応答値 (S s - N 1, EW 方向)



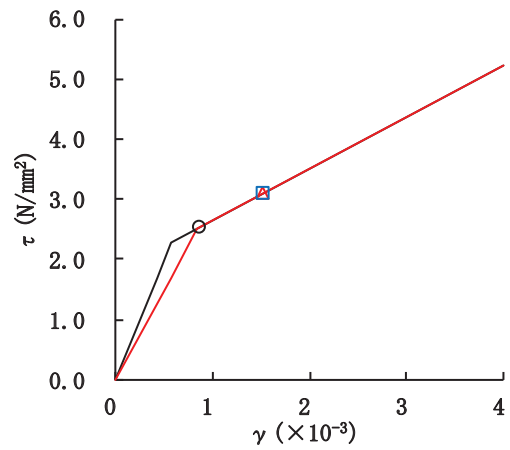
要素番号(6)



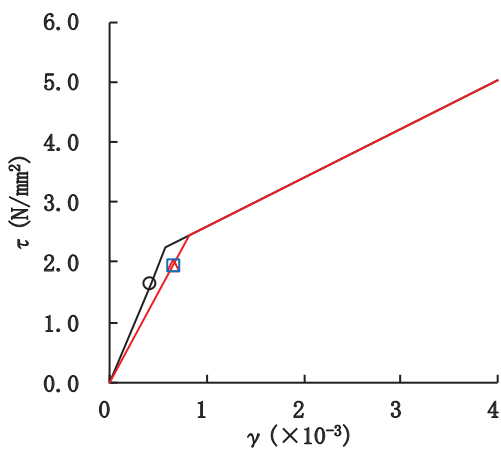
要素番号(8)



要素番号(9)



要素番号(10)



要素番号(11)

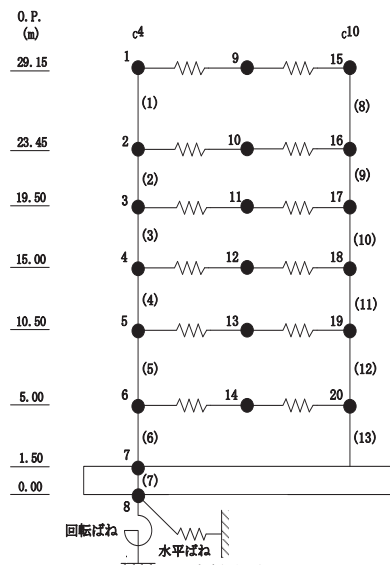
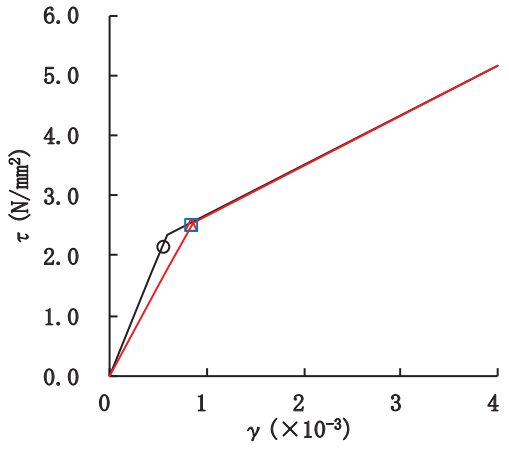
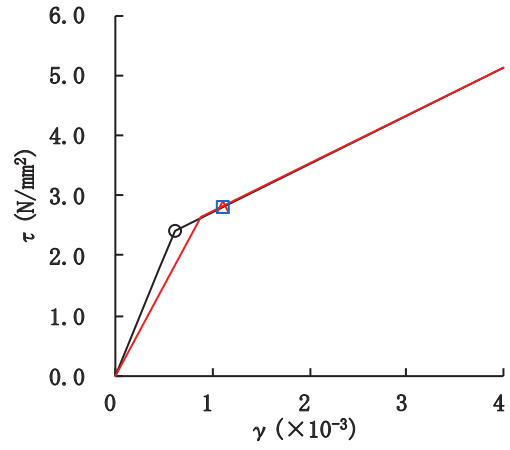


図 2-75(2) せん断スケルトンカーブ上の最大応答値 (S s - N 1, EW 方向)



要素番号(12)



要素番号(13)

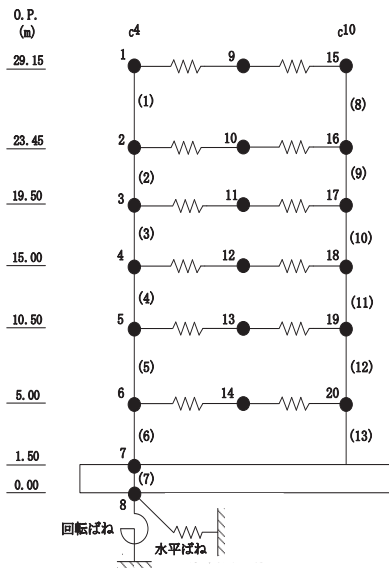


図 2-75(3) せん断スケルトンカーブ上の最大応答値 (S s - N 1, EW 方向)

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

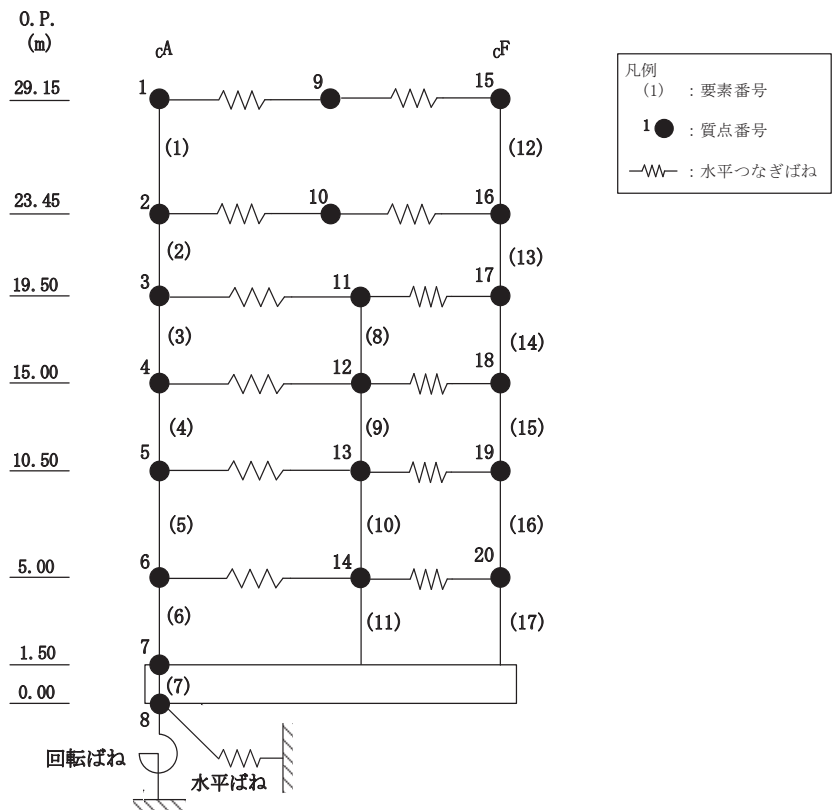
本資料は、第1号機制御建屋のNS方向について、基準地震動 S_s に基づく基本ケースの地震応答解析結果を示すものである。なお、応答結果は、構造物全体としての変形性能を確認する観点からせん断ひずみを示し、材料物性の不確かさを考慮する。

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 せん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

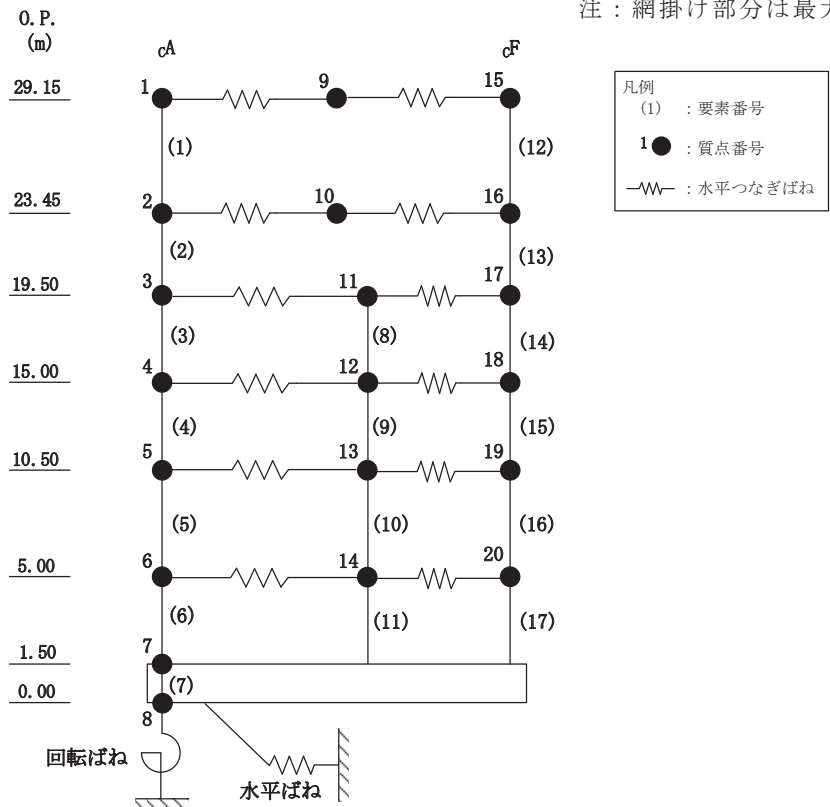
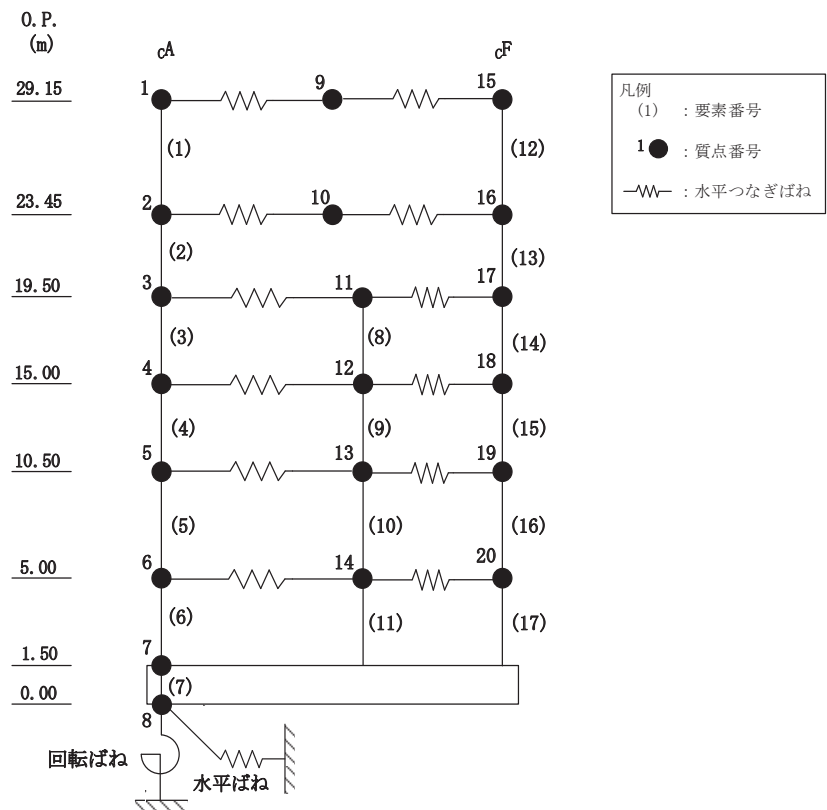


表 4-2 最大応答せん断ひずみ一覧 (NS 方向, ケース 2~6)

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。

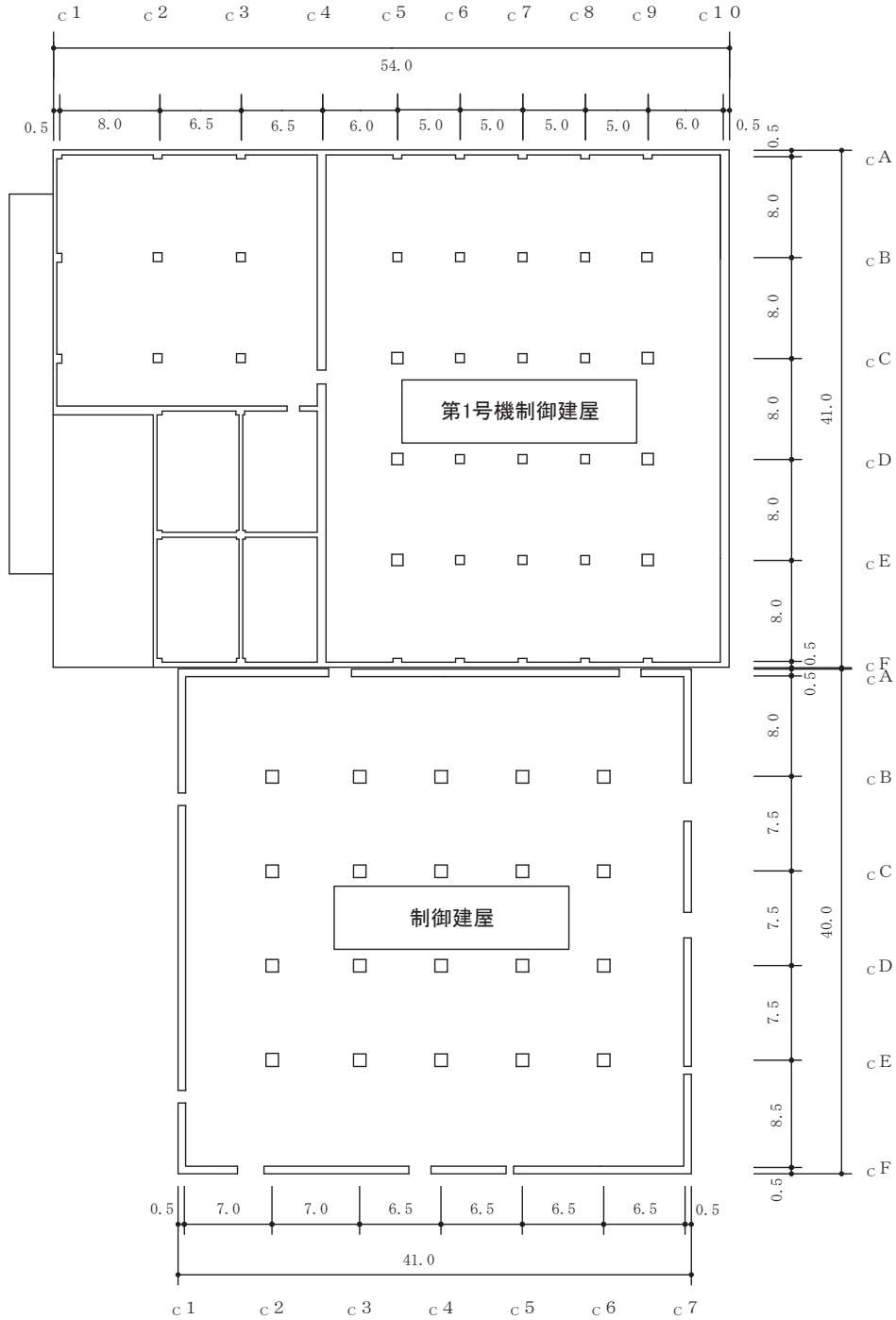
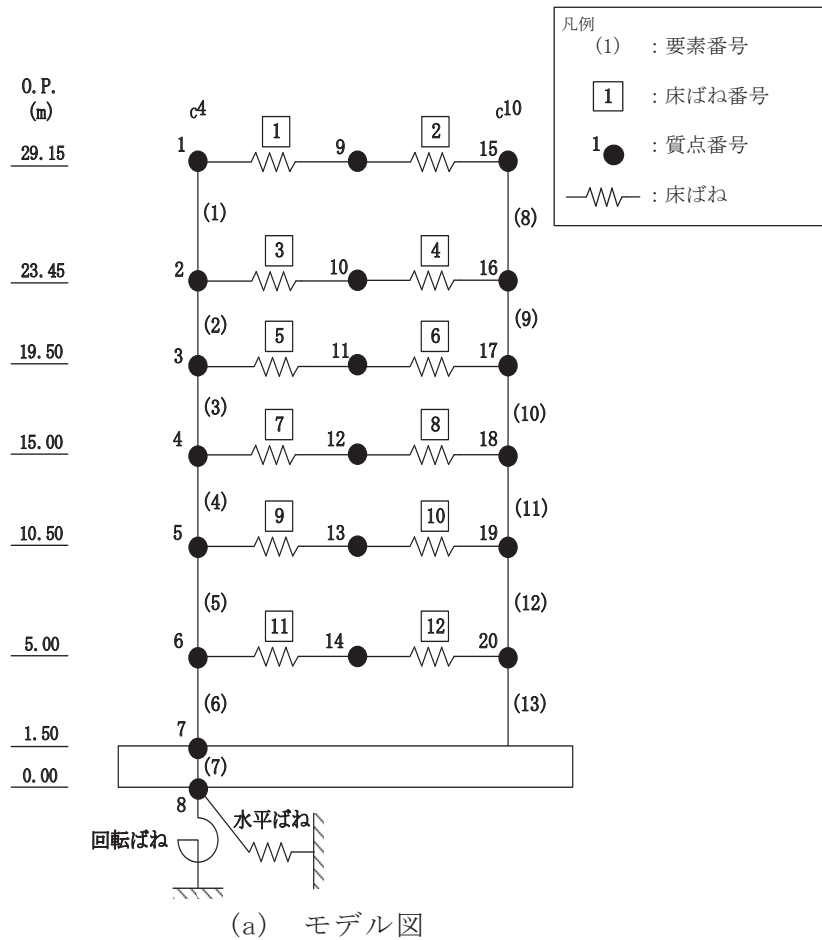


図 2-1 第 1 号機制御建屋と制御建屋の配置図



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)

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

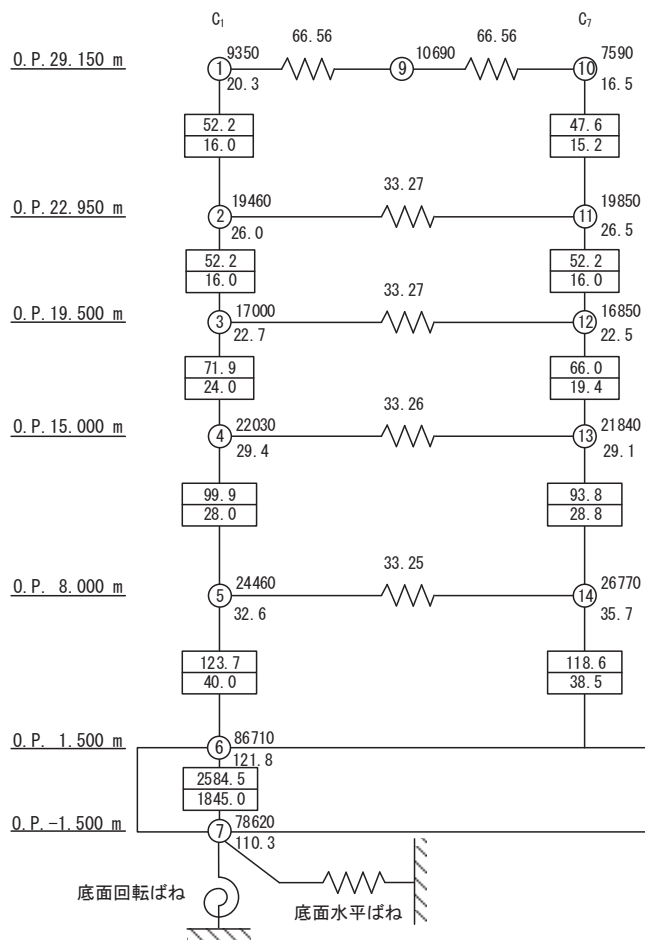
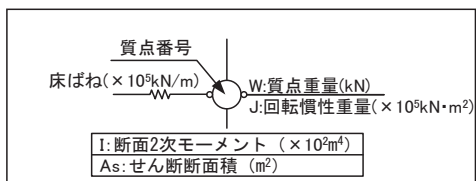


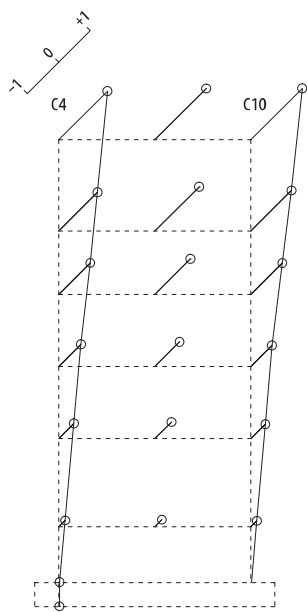
図 2-2(3) 制御建屋 地震応答解析モデル (EW 方向)

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)

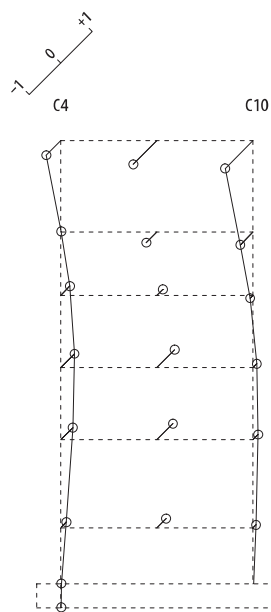
次数	固有周期 (s)	固有振動数 (Hz)	刺激係数	備考
1	0.202	4.96	1.481	建屋全体 1 次
2	0.087	11.45	0.073	
3	0.082	12.17	0.761	建屋全体 2 次
4	0.071	14.09	0.005	
5	0.065	15.38	0.104	
6	0.054	18.69	0.514	
7	0.051	19.66	0.184	
8	0.040	25.18	0.423	建屋全体 3 次



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

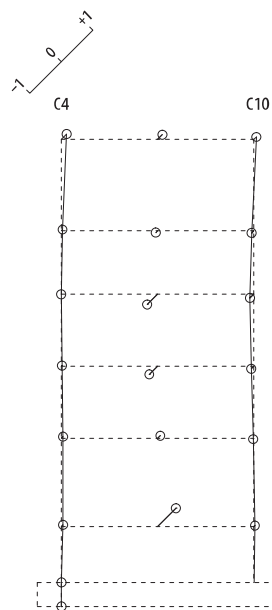
1 次モード



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

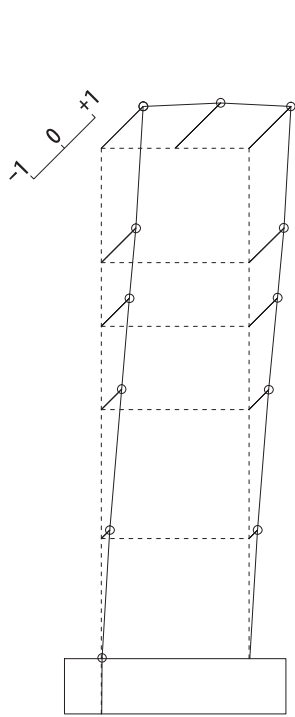


固有周期 0.078 s
固有振動数 12.74 Hz
刺激係数 0.584

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

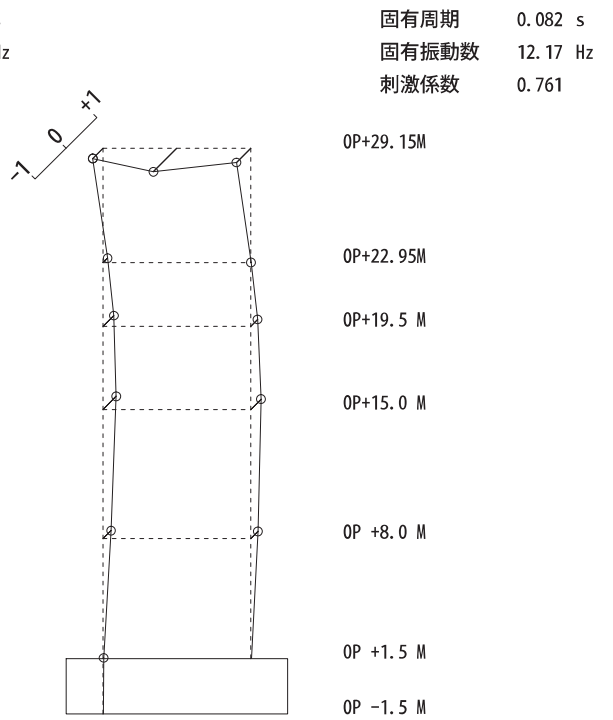
図 2-3 (1) 第 1 号機制御建屋 刺激関数図 (EW 方向)



固有周期 0.202 s
固有振動数 4.96 Hz
刺激係数 1.481

OP+29.15M
OP+22.95M
OP+19.5 M
OP+15.0 M
OP +8.0 M
OP +1.5 M
OP -1.5 M

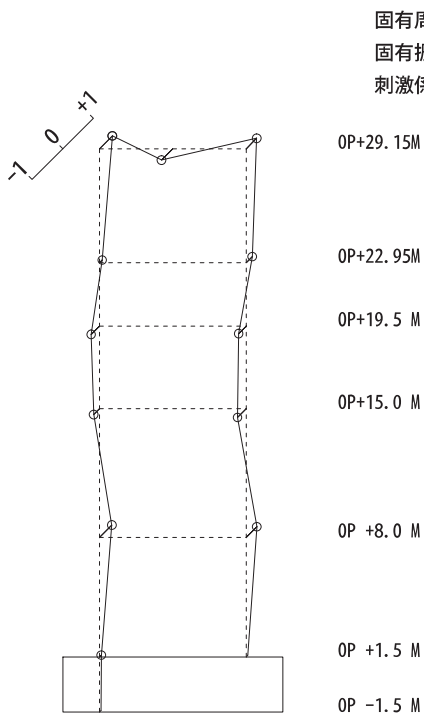
1次モード



固有周期 0.082 s
固有振動数 12.17 Hz
刺激係数 0.761

OP+29.15M
OP+22.95M
OP+19.5 M
OP+15.0 M
OP +8.0 M
OP +1.5 M
OP -1.5 M

3次モード



固有周期 0.040 s
固有振動数 25.18 Hz
刺激係数 0.423

OP+29.15M
OP+22.95M
OP+19.5 M
OP+15.0 M
OP +8.0 M
OP +1.5 M
OP -1.5 M

8次モード

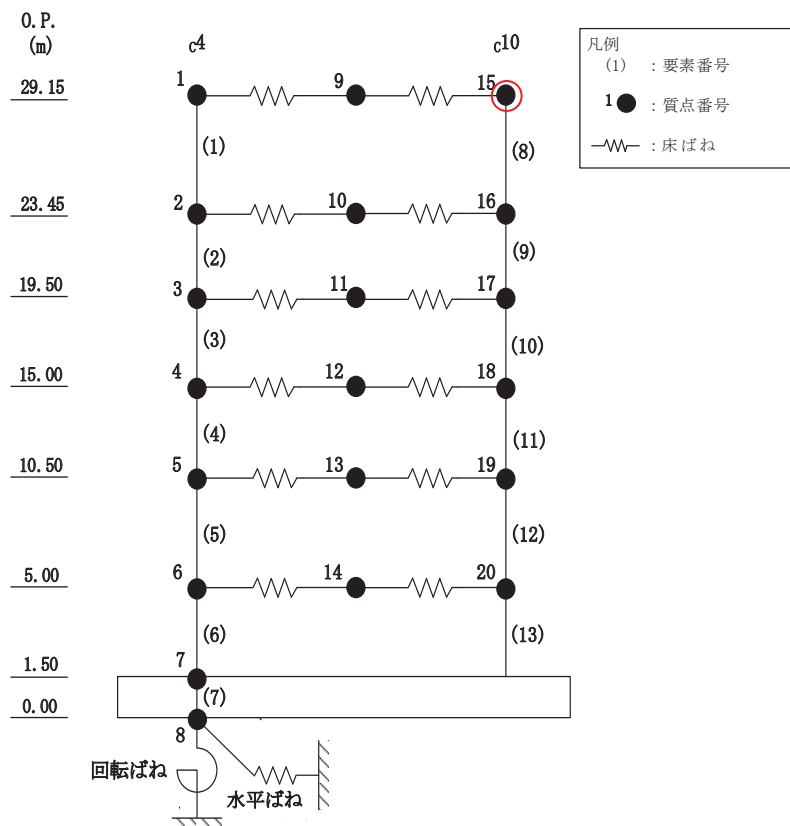
図 2-3 (2) 制御建屋 刺激関数図 (EW 方向)

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。

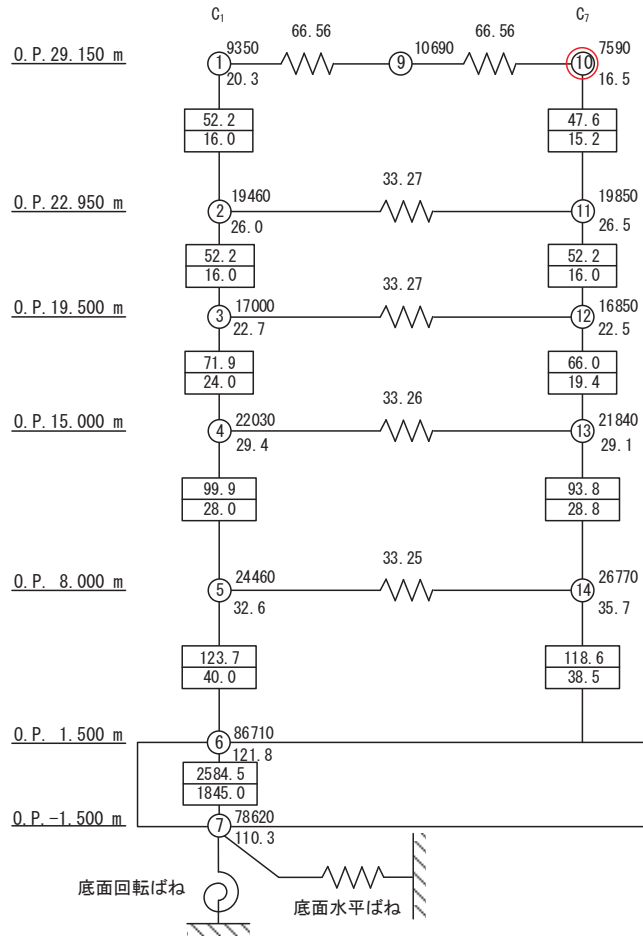
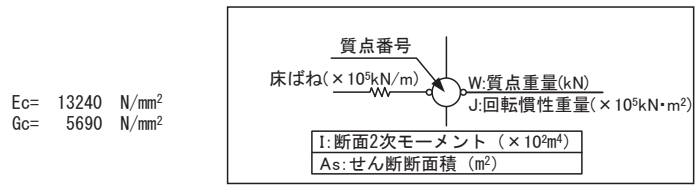
時刻歴相対変位が最大となるケース(ケース3, S s - F 3)の第1号機制御建屋(質点番号15)と制御建屋(質点番号10)の応答変位時刻歴波形を図3-3に示す。

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。



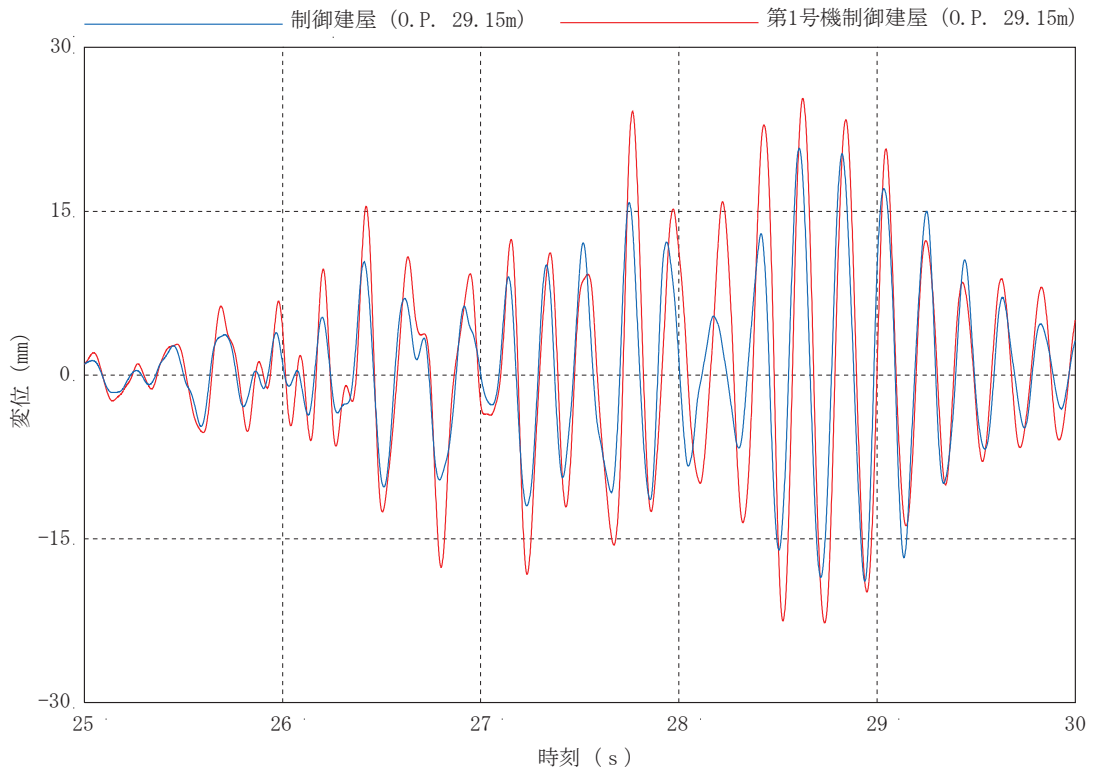
注：時刻歴相対変位が最大となる質点を○で示す。

図3-1 第1号機制御建屋の地震応答解析モデル (EW方向)

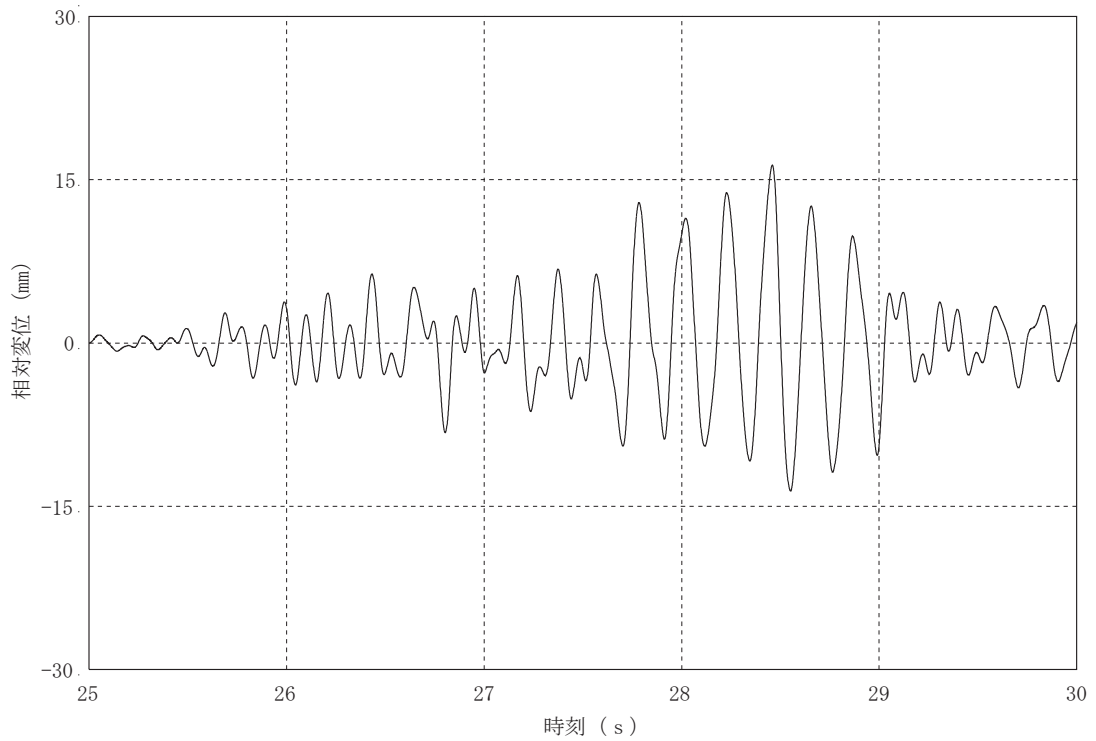


注：時刻歴相対変位が最大となる質点を○で示す。

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し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. 建屋間の押し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し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。

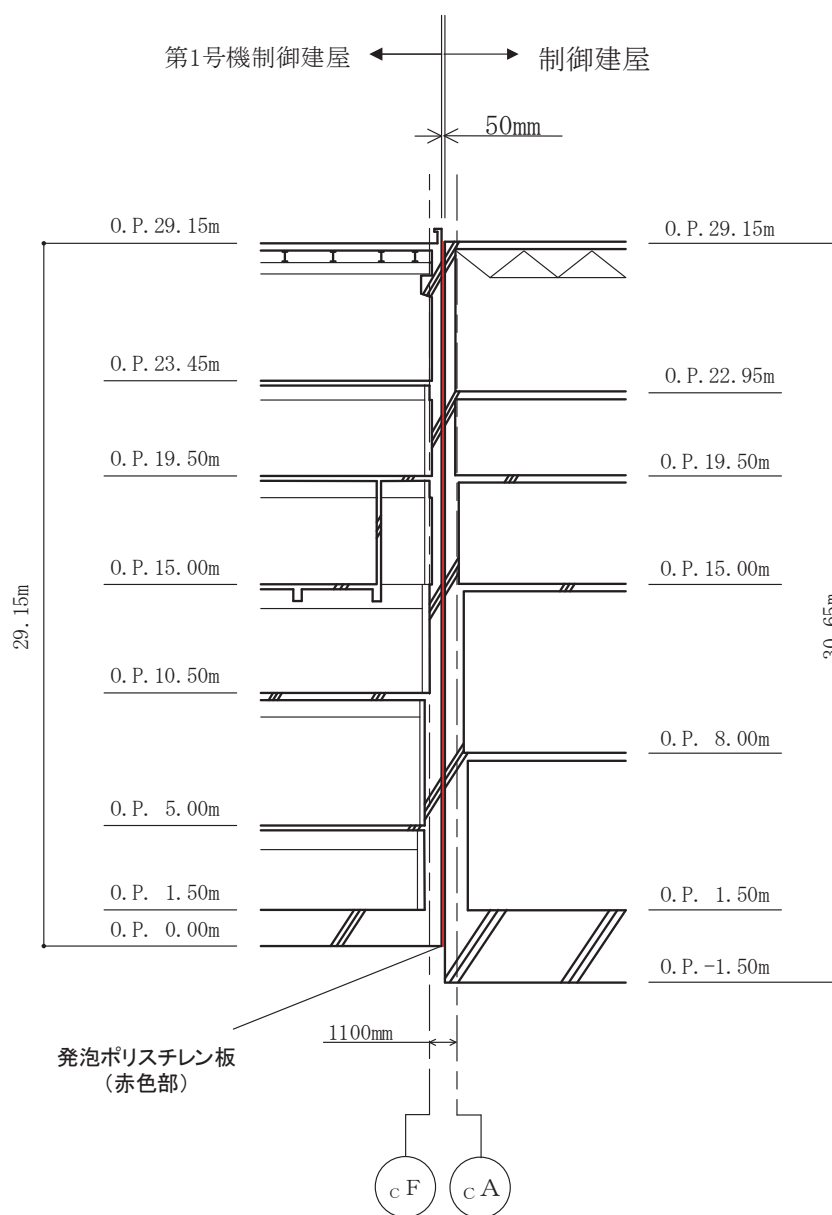


図2-1 制御建屋と第1号機制御建屋の間の押し出し発泡ポリスチレン板の設置状況

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

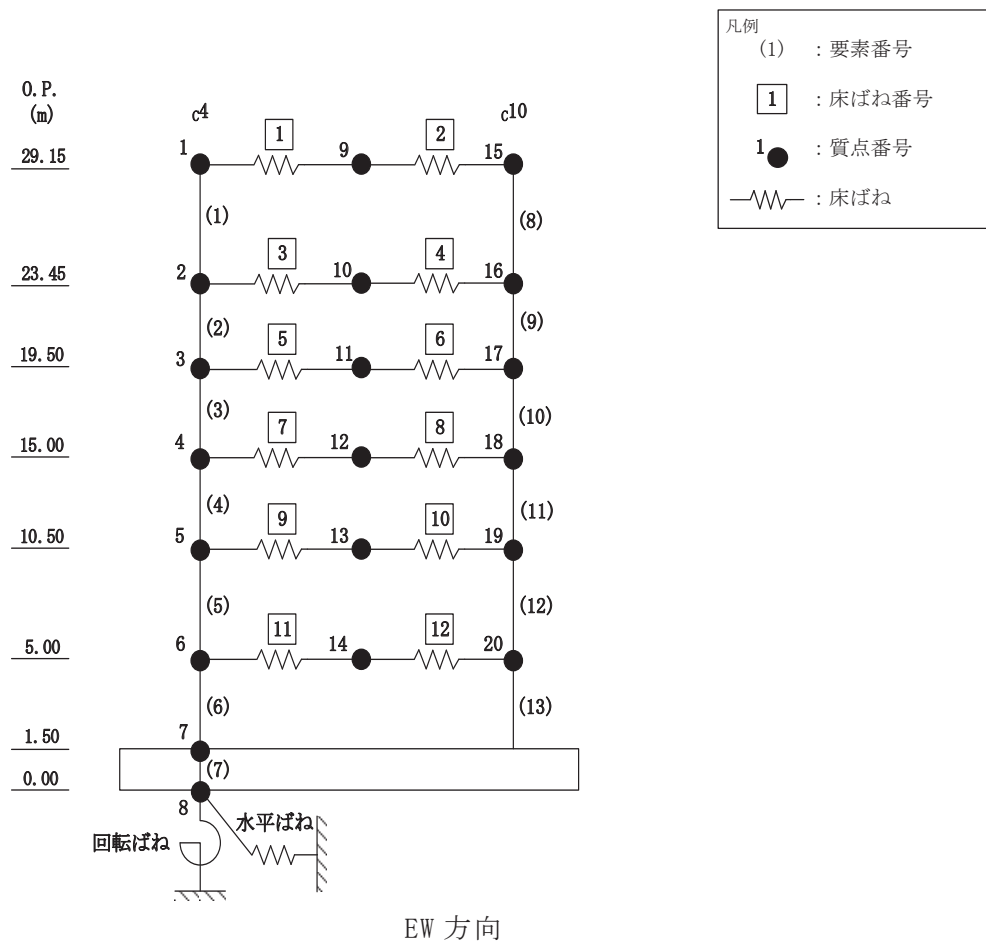
1. 概要.....	別紙 9-1
1.1 床ばねの諸元について.....	別紙 9-1
1.2 床ばねの応答結果.....	別紙 9-4
2. 床ばねを非線形ばねとした場合の検討.....	別紙 9-6
2.1 概要.....	別紙 9-6
2.2 検討に用いる地震波及び地震応答解析モデル.....	別紙 9-6
2.3 非線形特性の設定.....	別紙 9-6
2.4 床ばねを非線形ばねとした場合の解析結果.....	別紙 9-8

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						

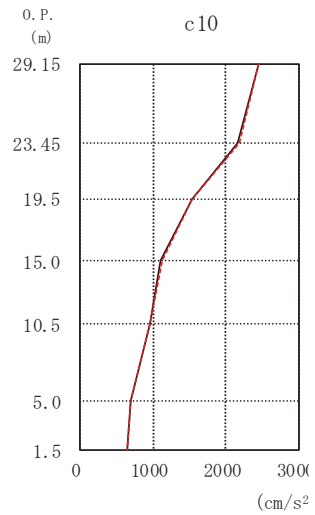
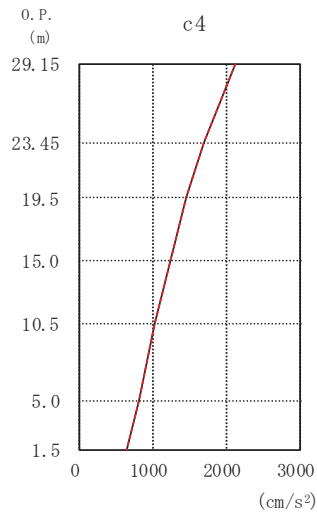
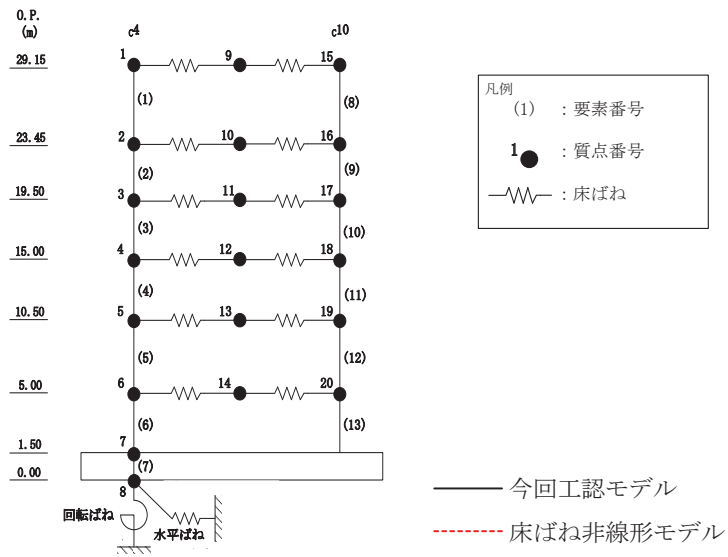
2.4 床ばねを非線形ばねとした場合の解析結果

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。

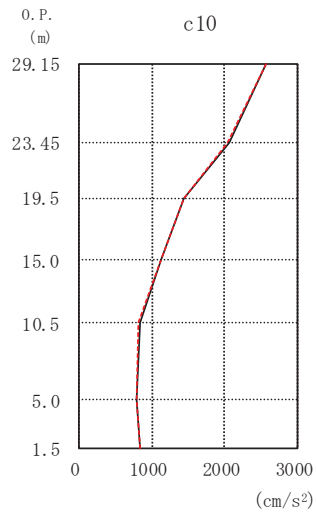
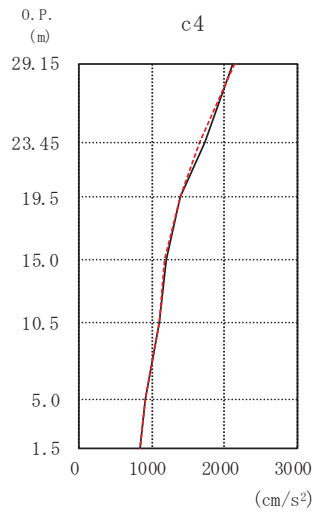
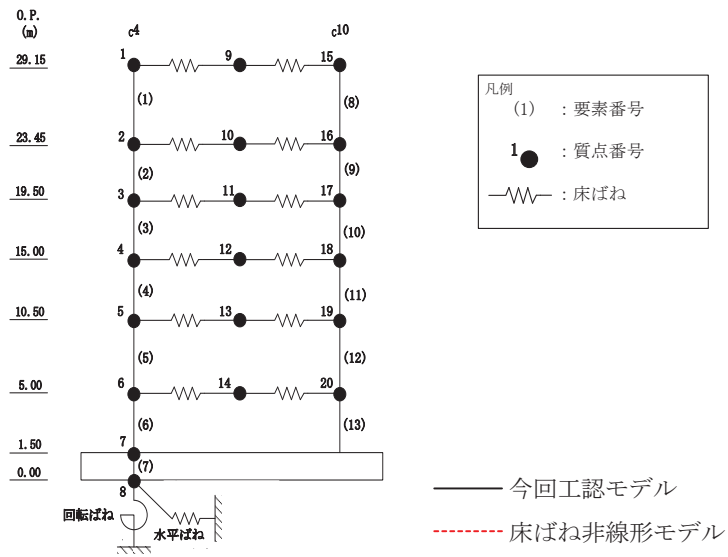


O. P. (m)	(cm/s ²)	
	今回工認 モデル	床ばね非線 形モデル
29.15	2131	2130
23.45	1691	1683
19.5	1447	1446
15.0	1238	1241
10.5	1024	1022
5.0	809	807
1.5	644	644

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

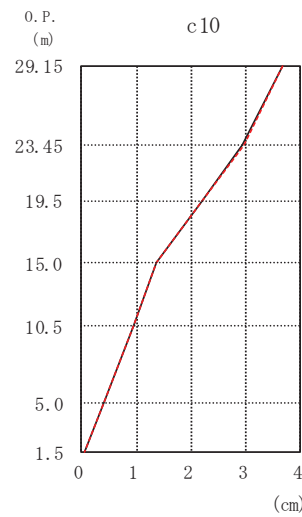
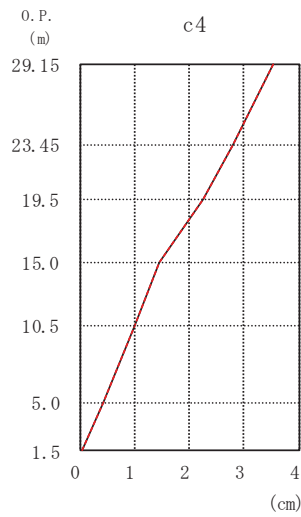
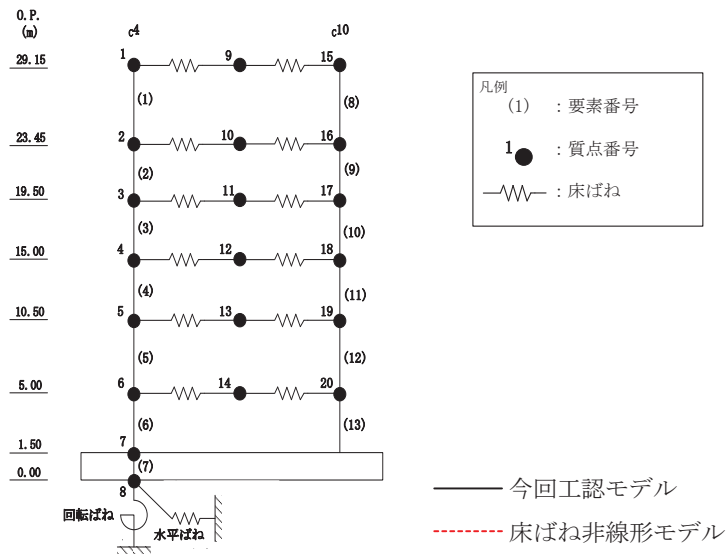


0. P. (m)	(cm/s ²)	
	今回工認モデル	床ばね非線形モデル
29.15	2125	2126
23.45	1717	1654
19.5	1391	1388
15.0	1186	1184
10.5	1093	1094
5.0	911	911
1.5	833	833

0. 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

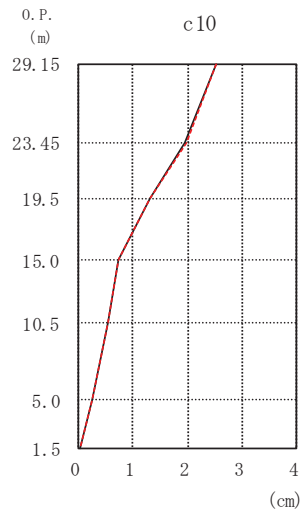
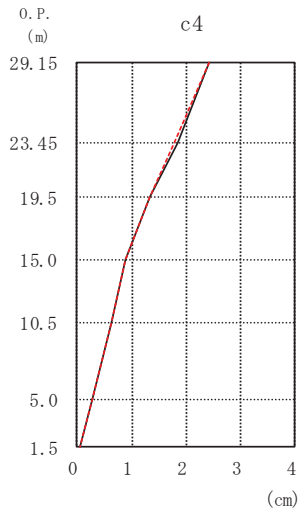
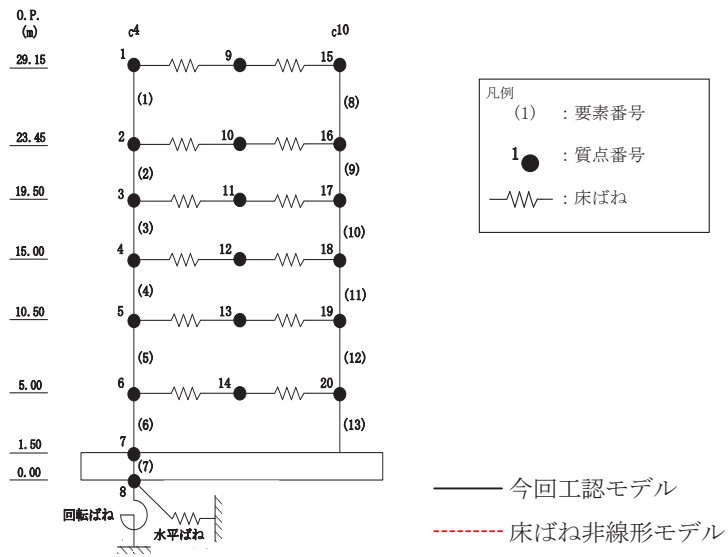


0.P. (m)	(cm)	
	今回工認モデル	床ばね非線形モデル
29.15	3.54	3.54
23.45	2.80	2.79
19.50	2.24	2.24
15.00	1.44	1.44
10.50	1.00	1.00
5.00	0.44	0.44
1.50	0.05	0.05

0.P. (m)	(cm)	
	今回工認モデル	床ばね非線形モデル
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

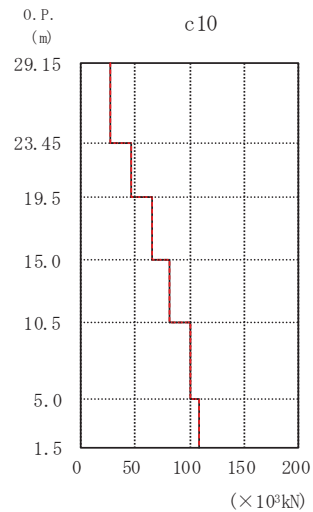
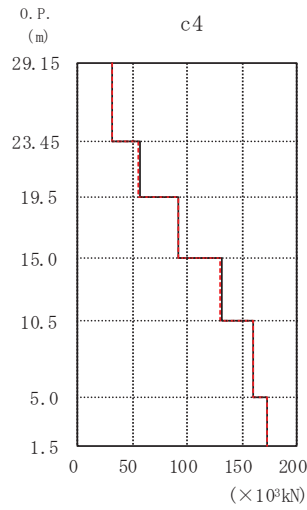
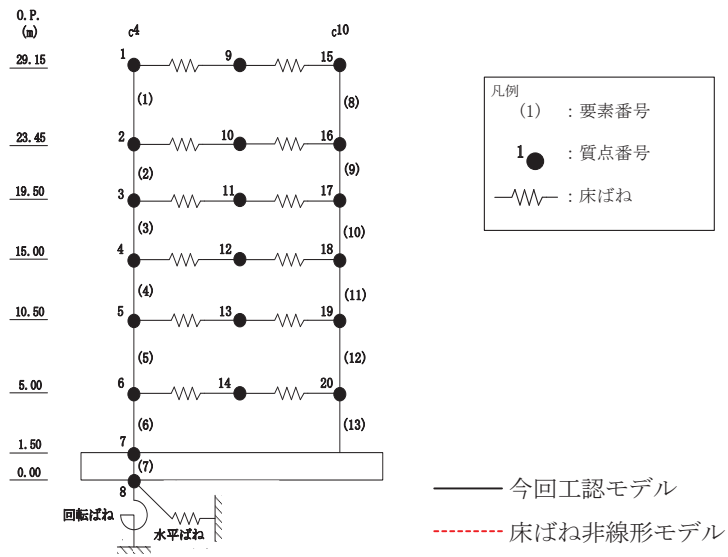


O.P. (m)	(cm)	
	今回工認 モデル	床ばね非線 形モデル
29.15	2.43	2.42
23.45	1.83	1.78
19.5	1.34	1.32
15.0	0.87	0.87
10.5	0.62	0.62
5.0	0.27	0.27
1.5	0.04	0.04

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

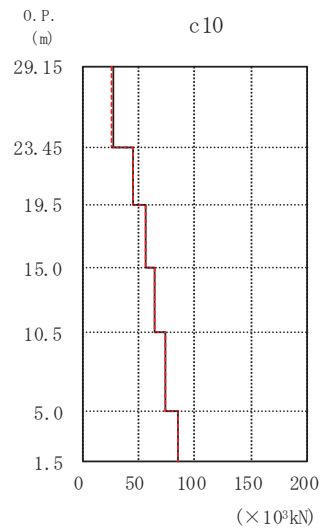
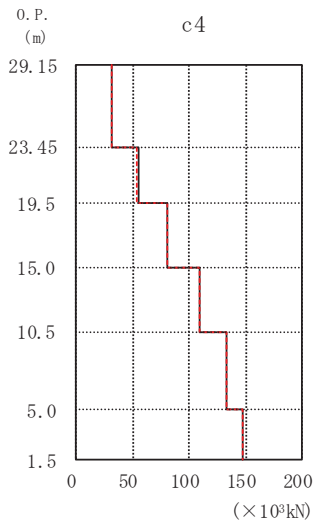
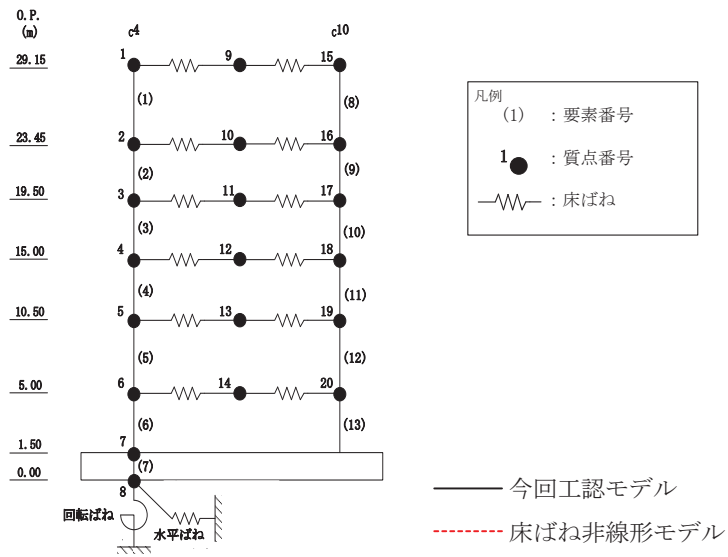


0. P. (m)	($\times 10^3 \text{kN}$)	
	今回工認 モデル	床ばね非線形 モデル
29.15	31.8	32.0
23.45	56.0	55.4
19.5	91.3	91.1
15.0	131	131
10.5	161	161
5.0	173	173

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

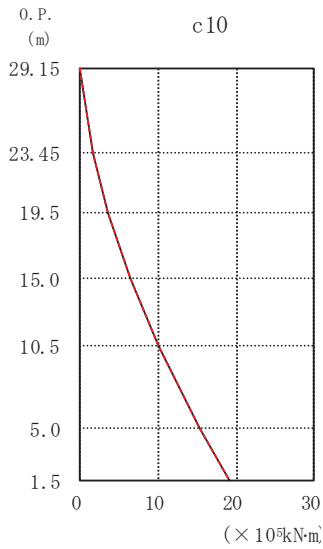
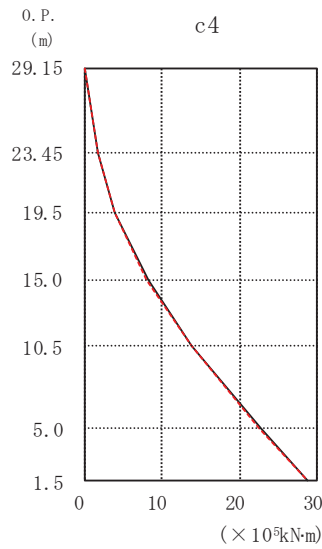
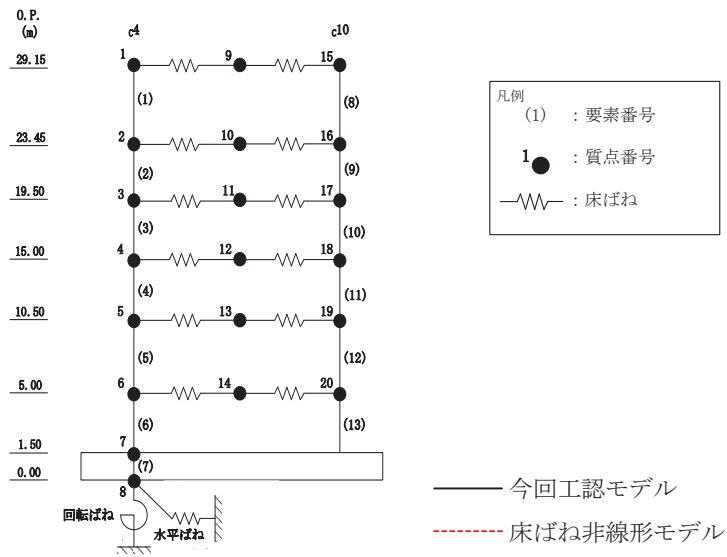


0. P. (m)	($\times 10^3$ kN)	
	今回工認 モデル	床ばね非線形 モデル
29.15	31.3	31.6
23.45	55.0	53.2
19.5	80.5	79.9
15.0	110	110
10.5	134	134
5.0	148	148

0. P. (m)	($\times 10^3$ 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

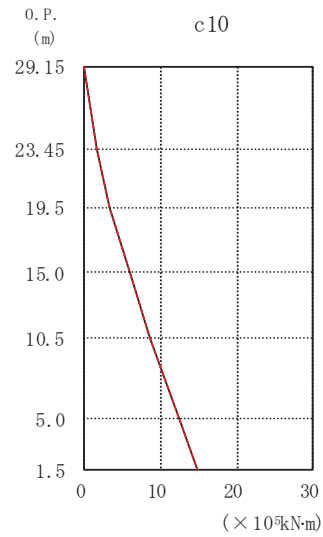
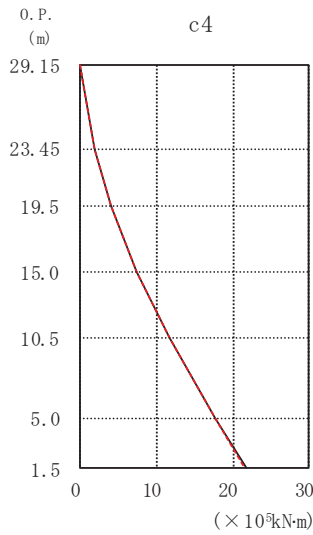
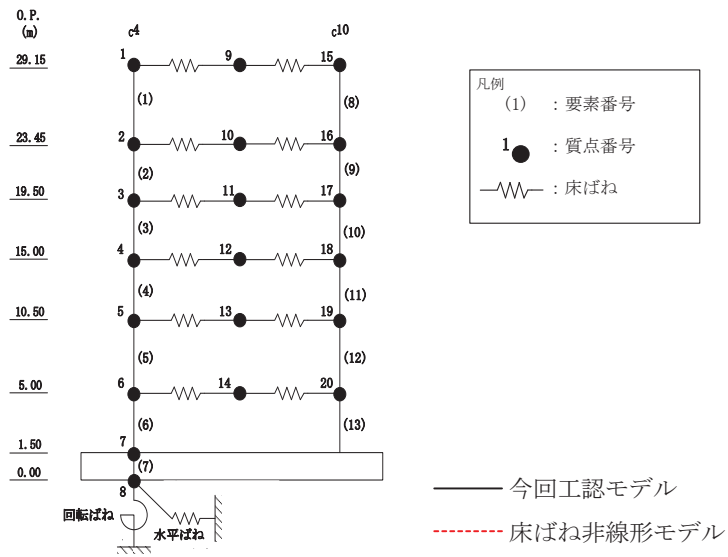


0. P. (m)	($\times 10^5 \text{kN}\cdot\text{m}$)	
	今回工認モデル	床ばね非線形モデル
29.15	0.000	0.000
23.45	1.84	1.85
19.5	4.07	4.07
15.0	8.16	8.14
10.5	13.8	13.8
5.0	22.6	22.5
1.5	28.6	28.6

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
19.5	3.92	3.91
15.0	7.39	7.34
10.5	11.6	11.6
5.0	17.8	17.7
1.5	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
19.5	3.35	3.33
15.0	5.87	5.86
10.5	8.58	8.60
5.0	12.4	12.4
1.5	14.9	14.9

(b) EW 方向, $S_s - F_3$ (ケース 3)

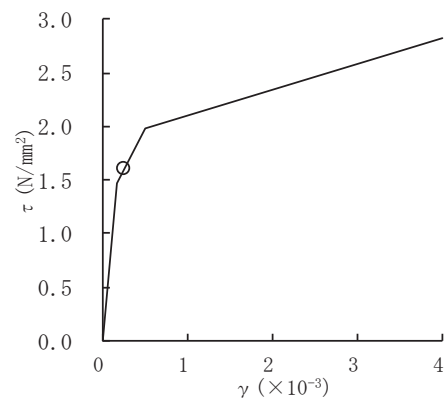
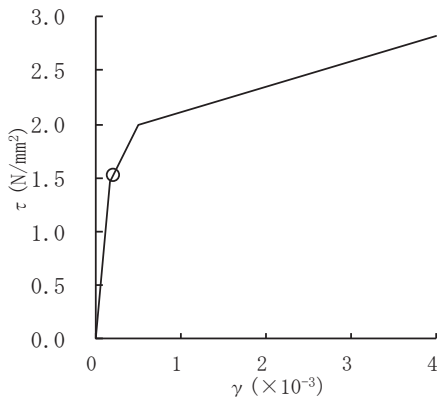
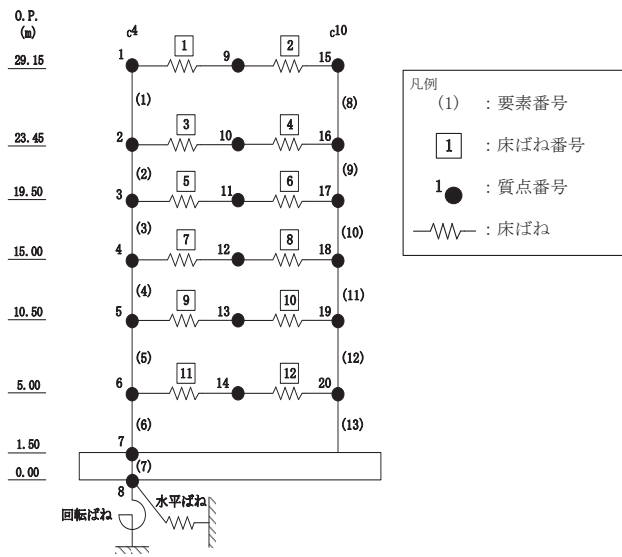
図 2-4(2) 最大応答曲げモーメント

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

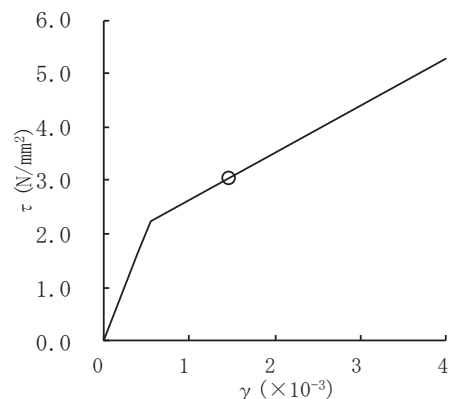
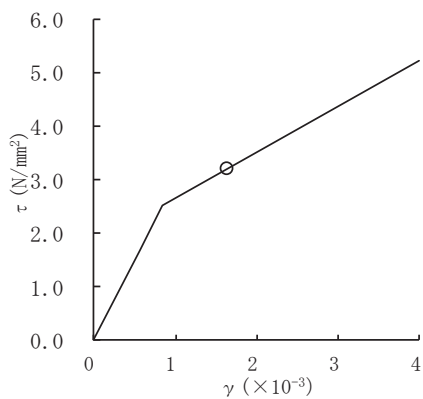
注 1 : 網掛け部分は, γ_1 を上回る値を示す。

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。

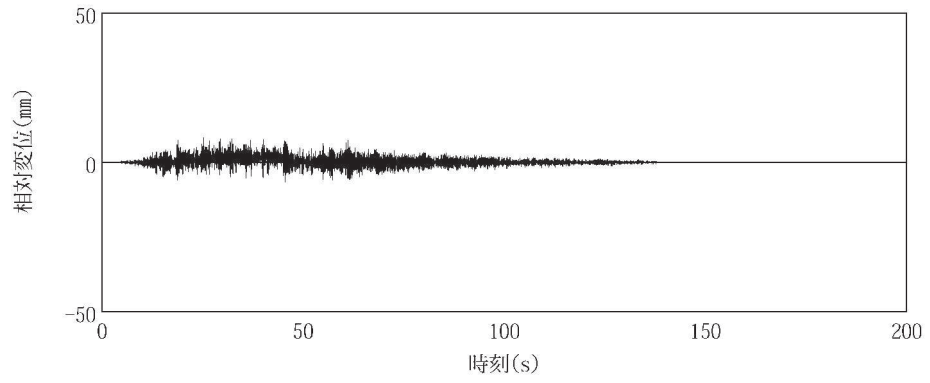
注 2：（ ）内は今回工認モデル（床ばね線形）での結果を示す。

表 2-4 時刻歴相対変位の最大値

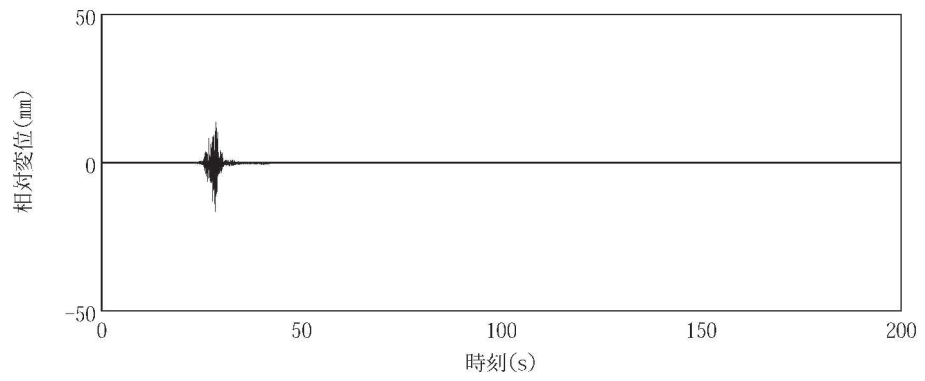
（単位：mm）

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。

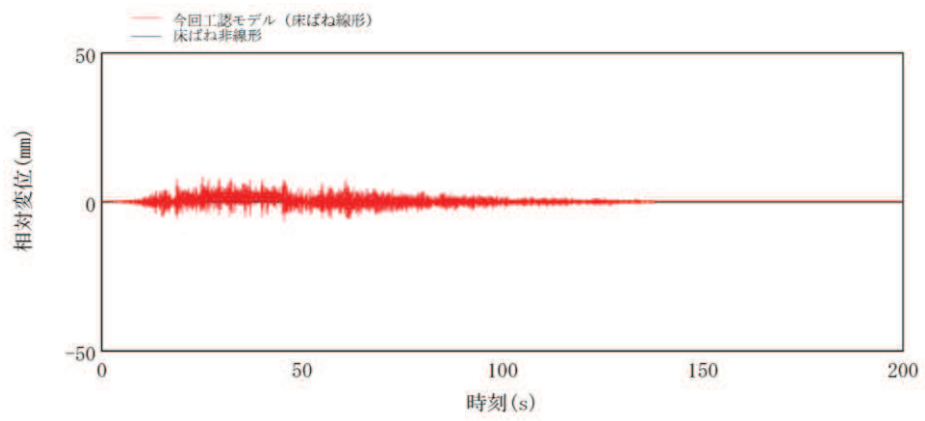


(a) EW 方向, $S_s - D1$ (ケース 6)

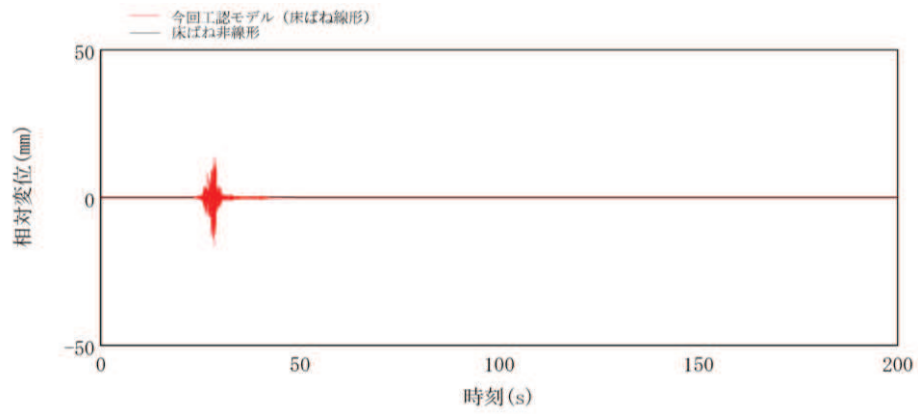


(b) EW 方向, $S_s - F3$ (ケース 3)

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5

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

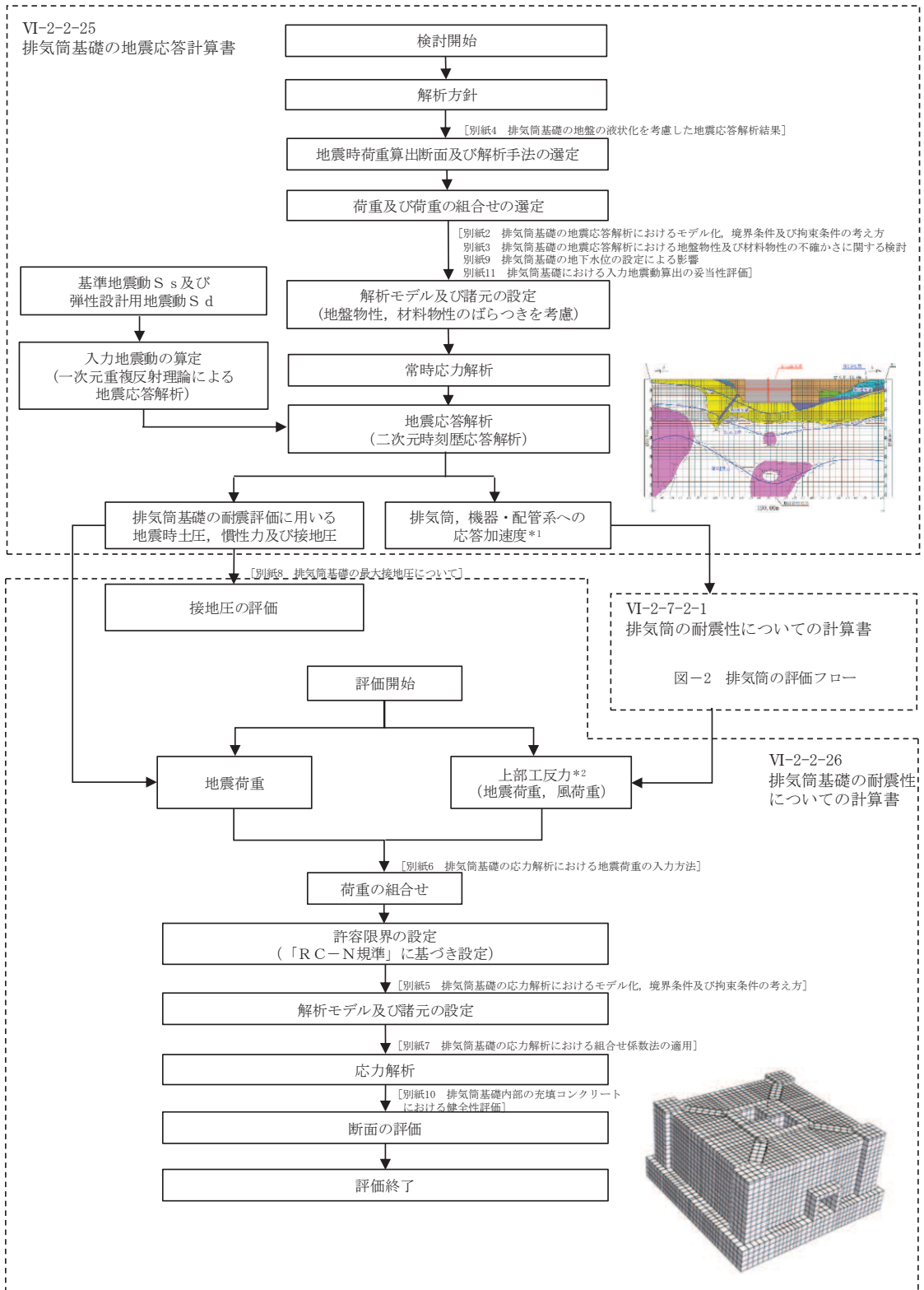
別紙 7 排気筒基礎の応力解析における組合せ係数法の適用

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

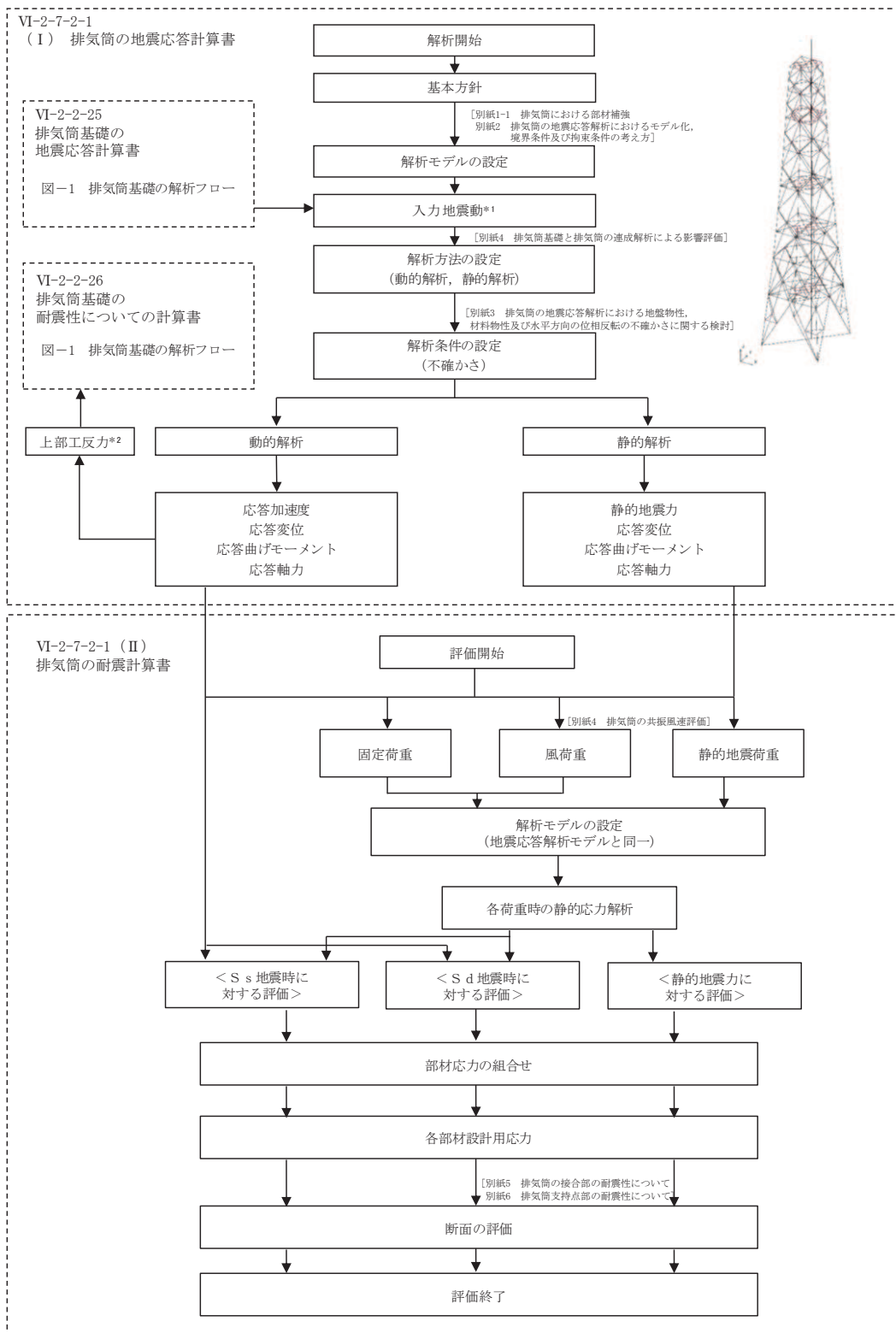
別紙 11 排気筒基礎における入力地震動算出の妥当性評価



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

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。

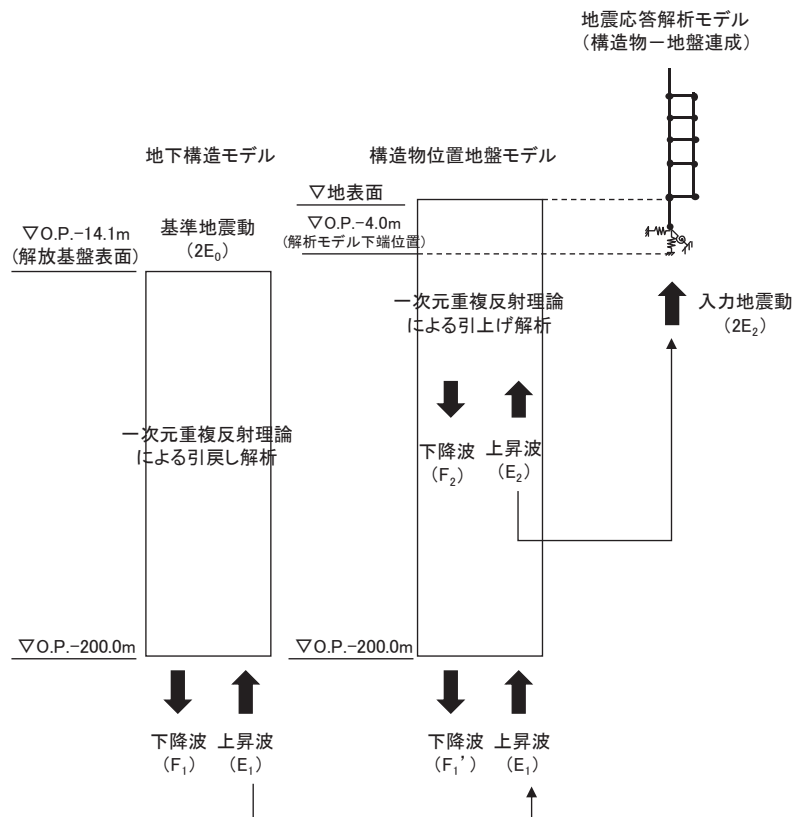


図 2-1 建設時工認（許可）の地震応答解析モデル

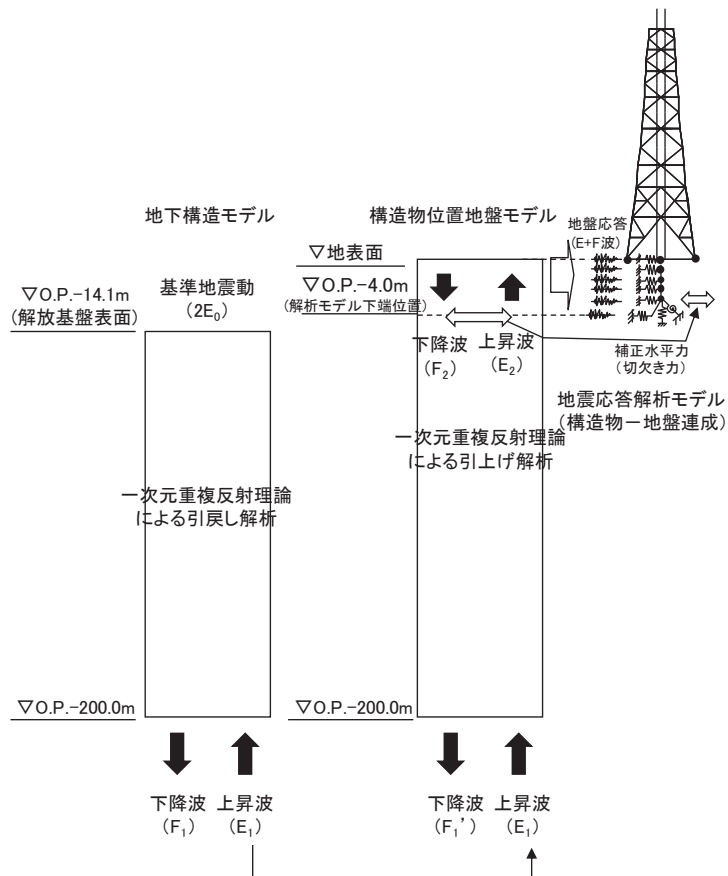


図 2-2 耐震設計審査指針の改定に伴う補強時（届出）時の地震応答解析モデル

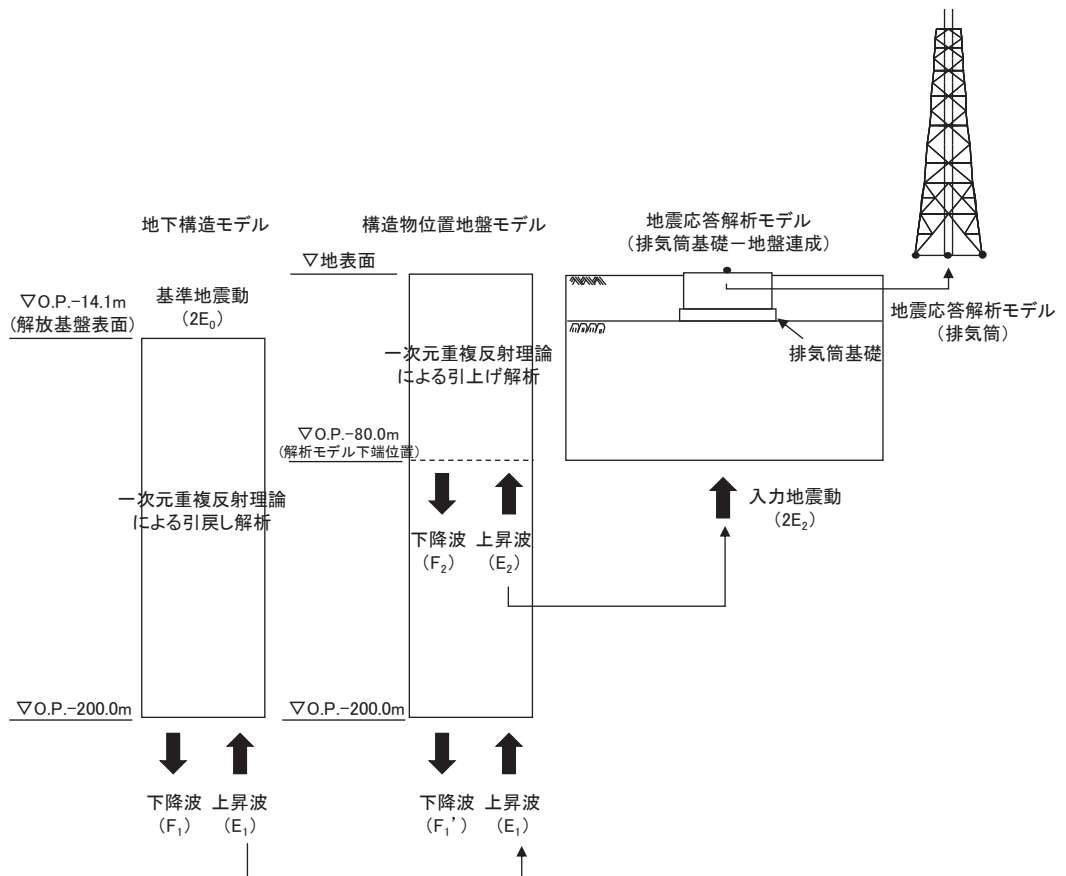


図 2-3 今回工認の地震応答解析モデル

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	鉄塔部と筒身部分けし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)

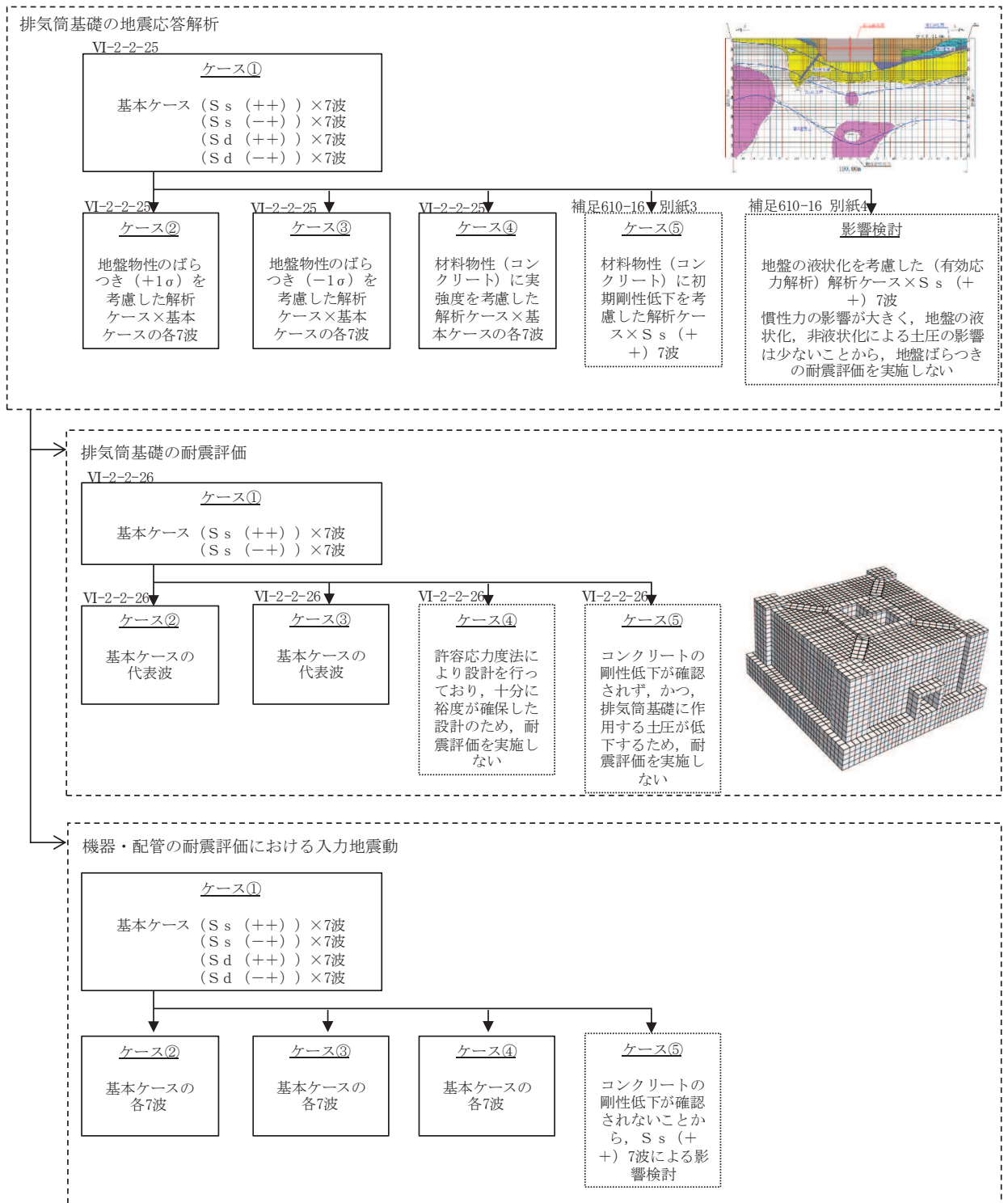
注記*1：耐震設計審査指針の改定に伴う補強時（届出）は，耐震上の余裕を向上させる対策として，鉄塔柱，梁，基礎版で囲まれる内側の埋戻土を無筋コンクリートによる置換えを実施した。

*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。

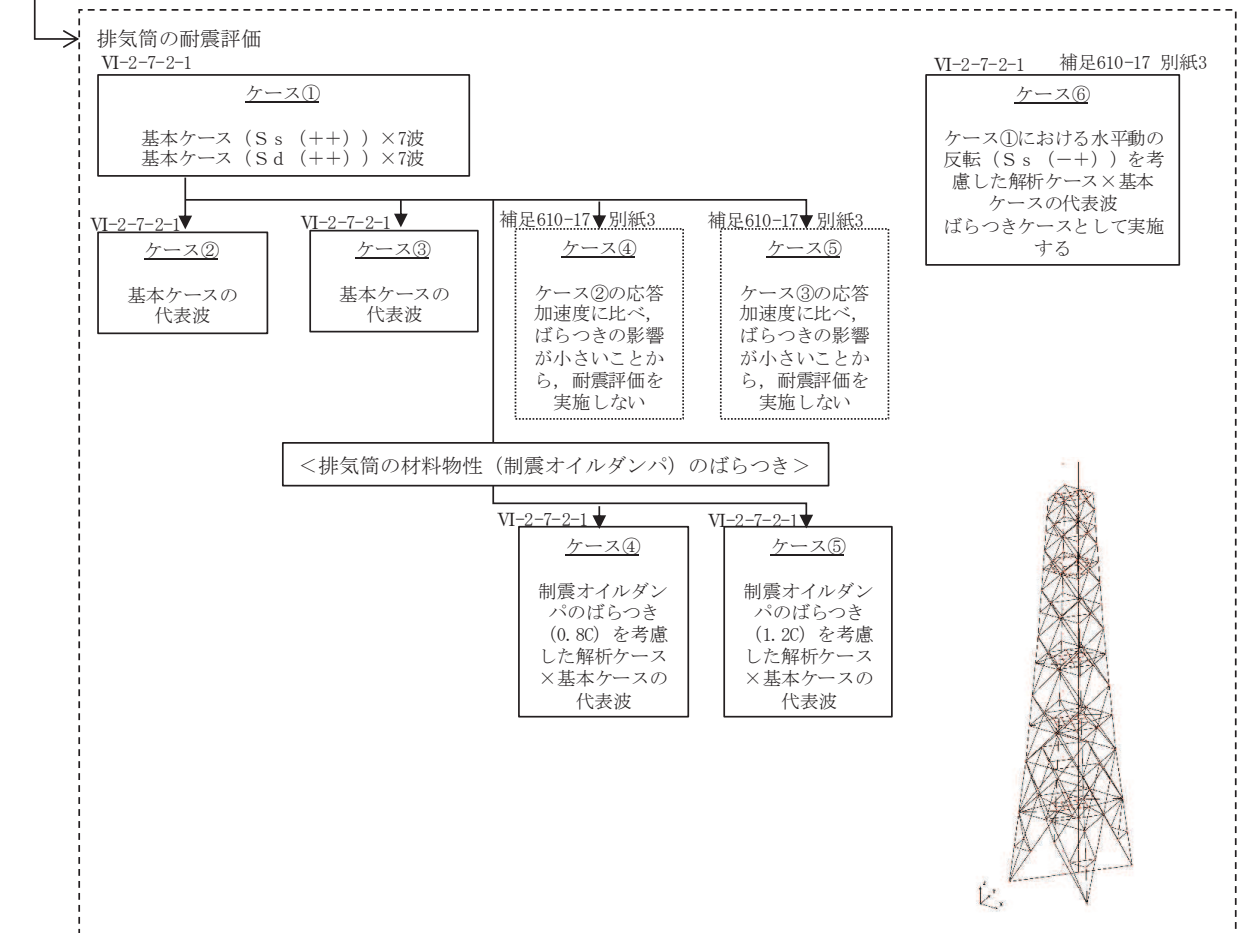
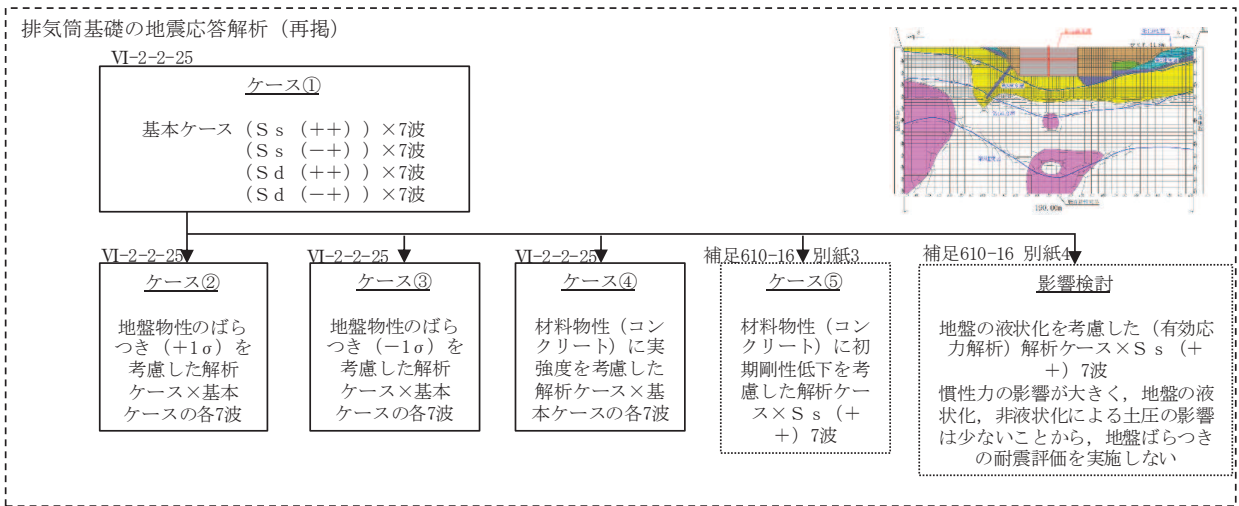
【具体的な反映事項】（表の備考欄に対応）

- （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。
 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。

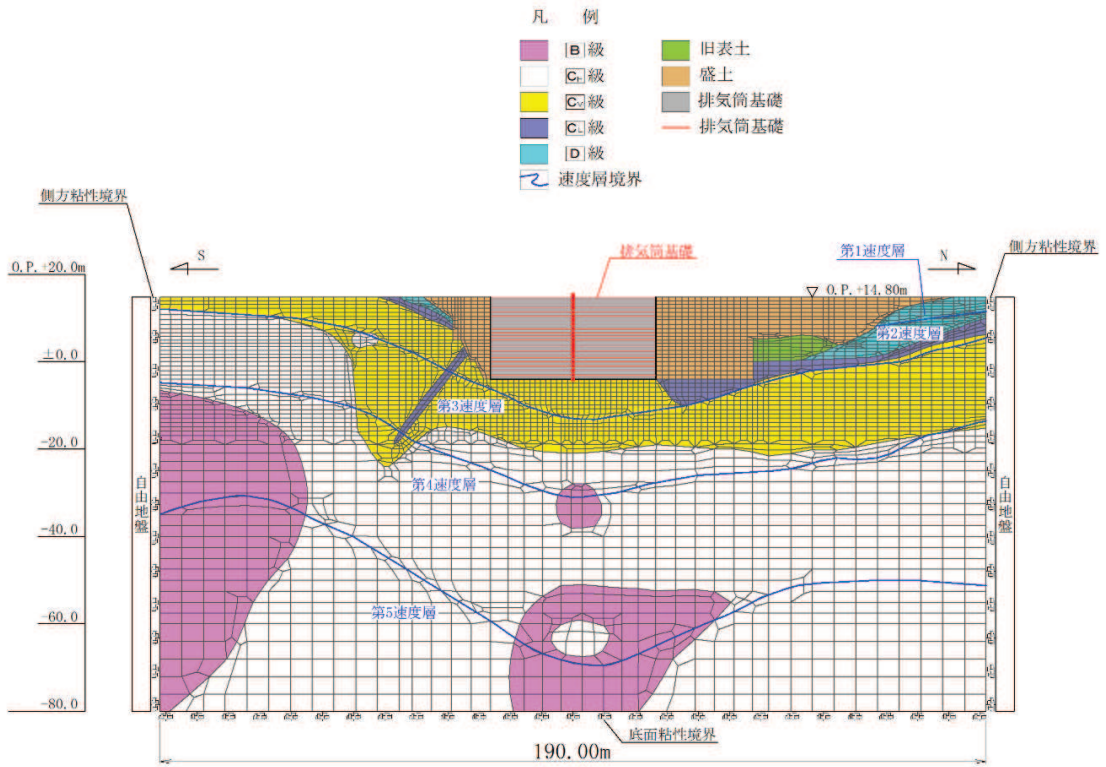


図2-5 排気筒基礎の地震応答解析モデル（NS断面）

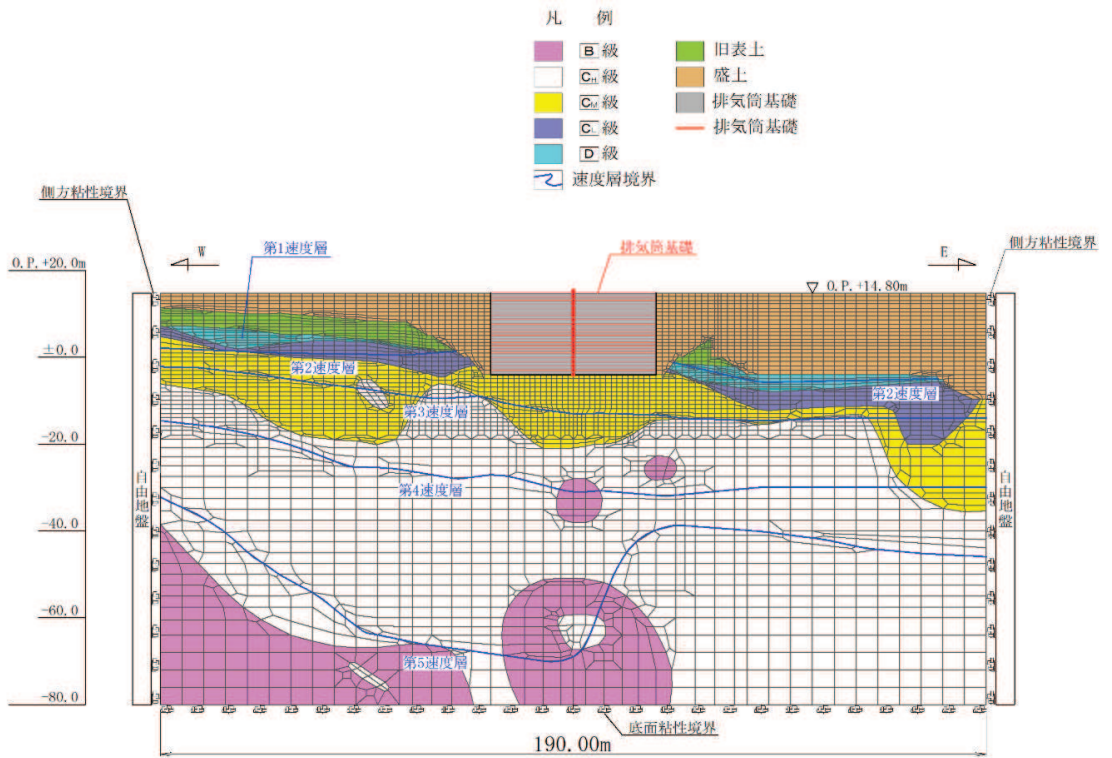


図2-6 排気筒基礎の地震応答解析モデル（EW断面）

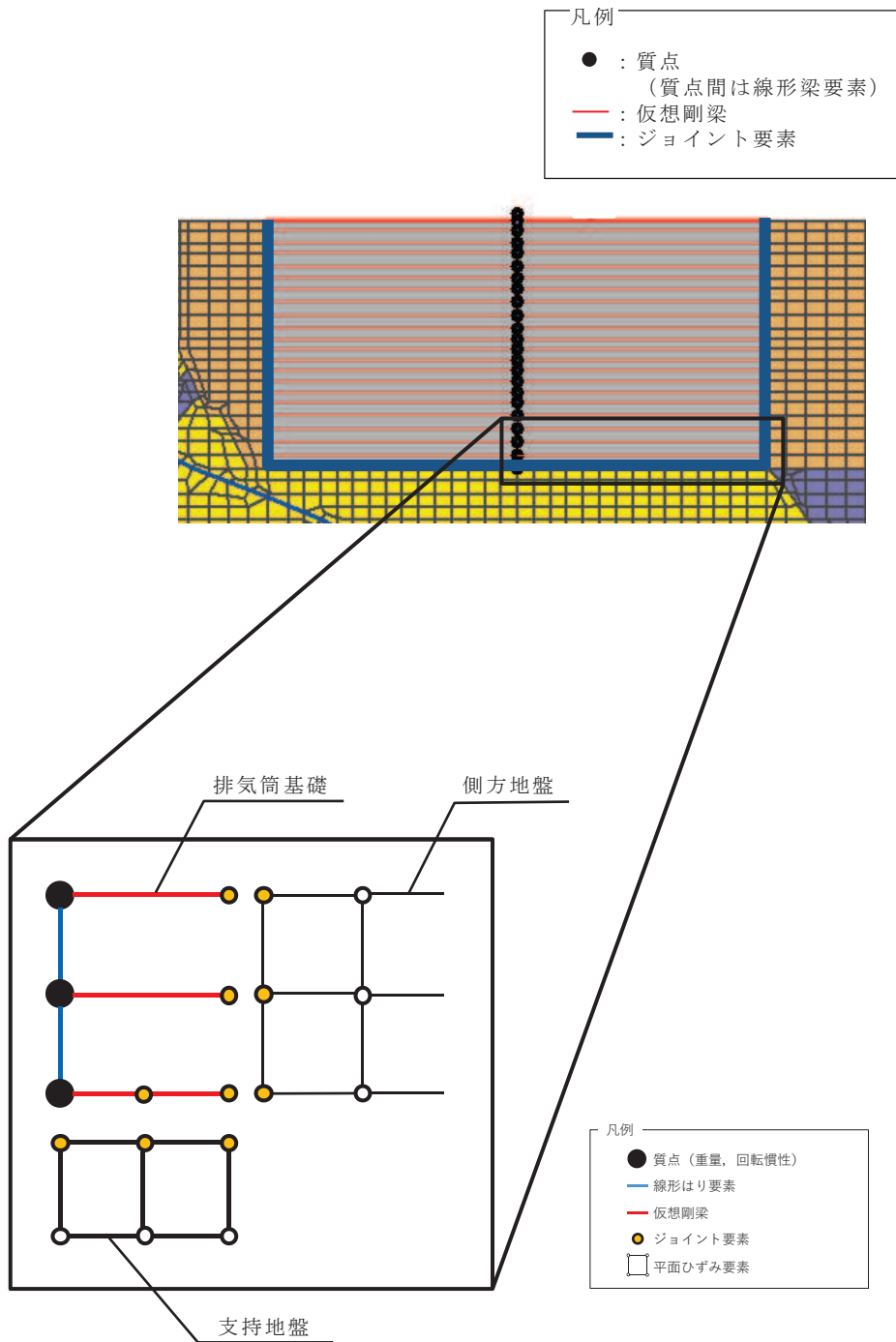
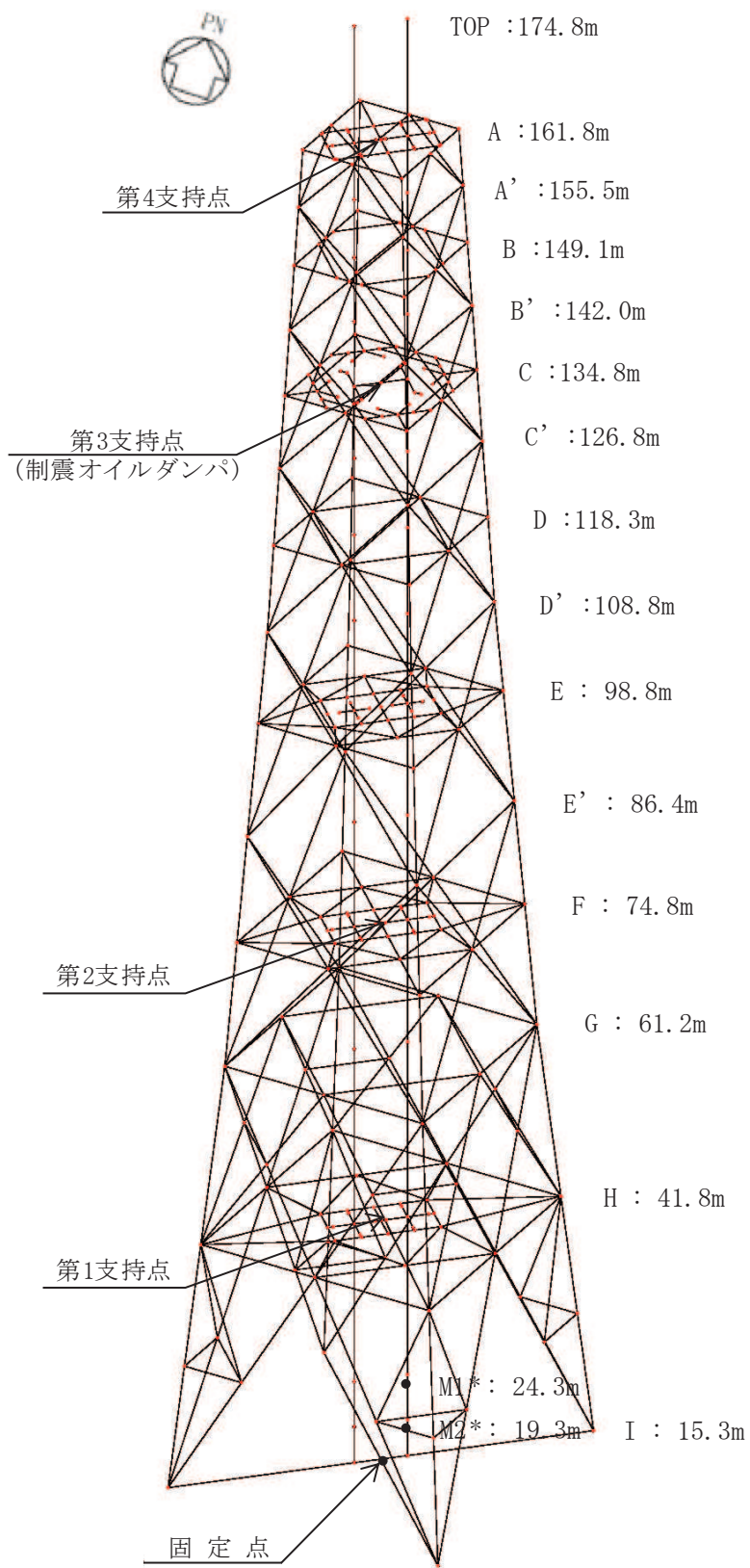


図 2-7 排気筒基礎の地震応答解析モデル (拡大図, 模式図)



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

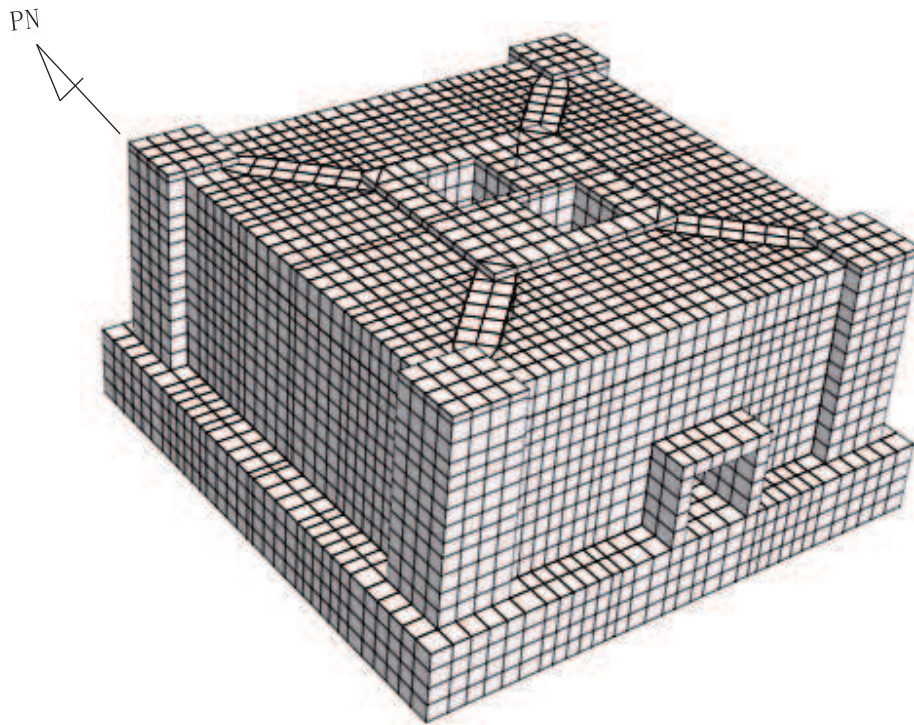


図 2-9 排気筒基礎の応力解析モデル（鳥瞰図）

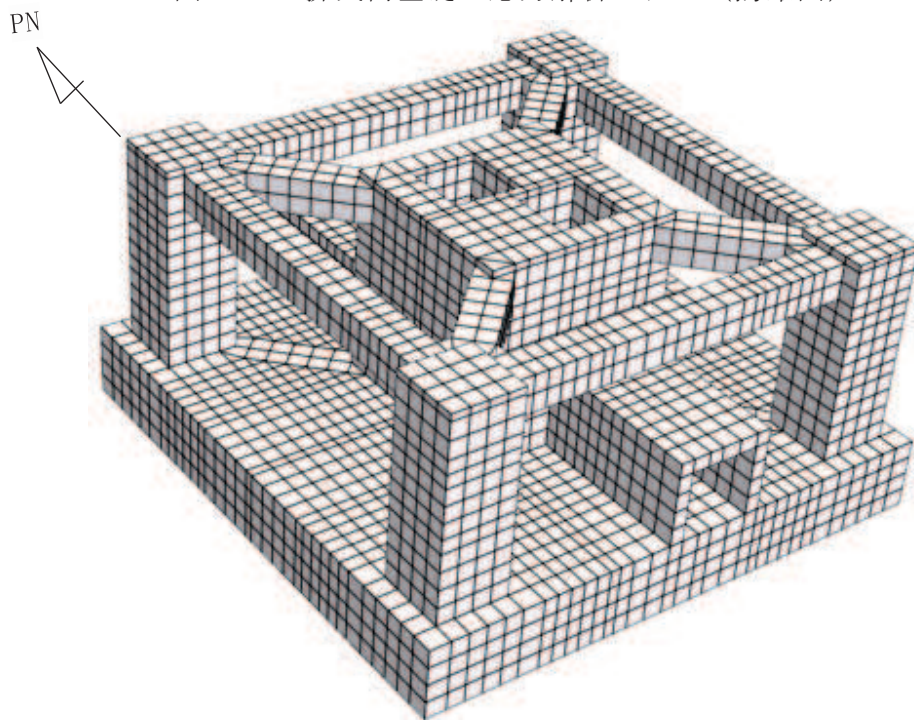


図 2-10 排気筒基礎の応力解析モデル（鳥瞰図（充填コンクリート非表示））

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。

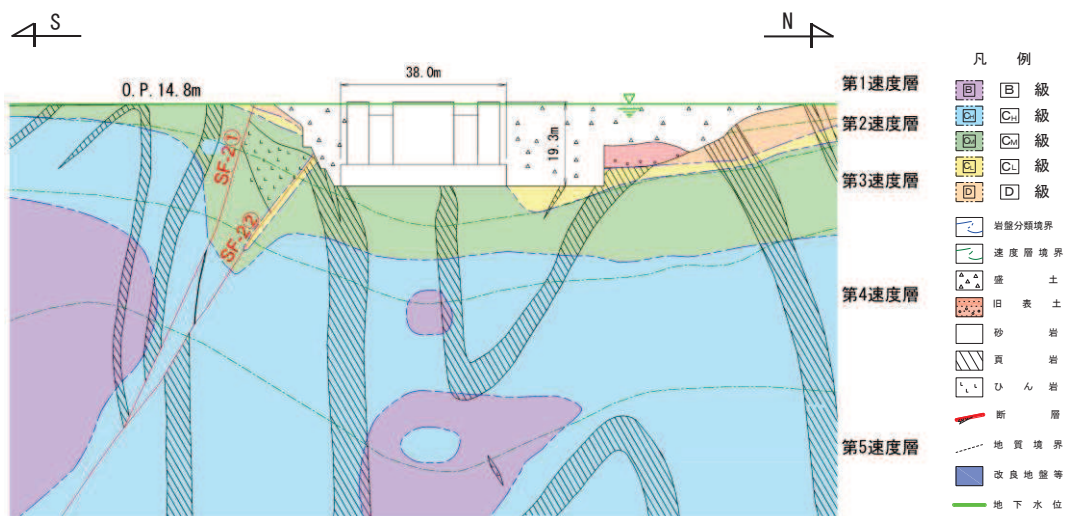


图 2-1(1) 排気筒基礎 地震時荷重算出用地質断面図 (NS 断面)

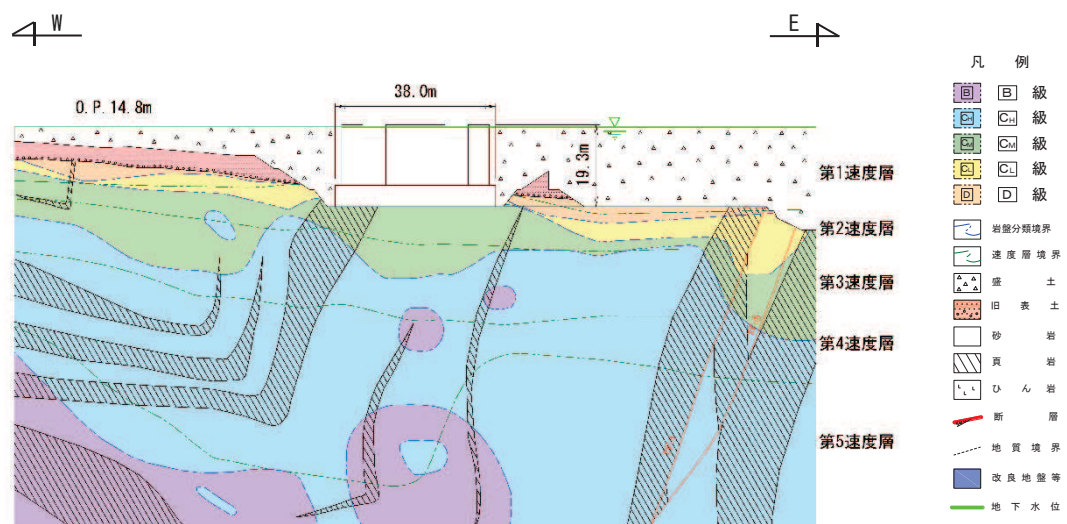


图 2-1(2) 排気筒基礎 地震時荷重算出用地質断面図 (EW 断面)

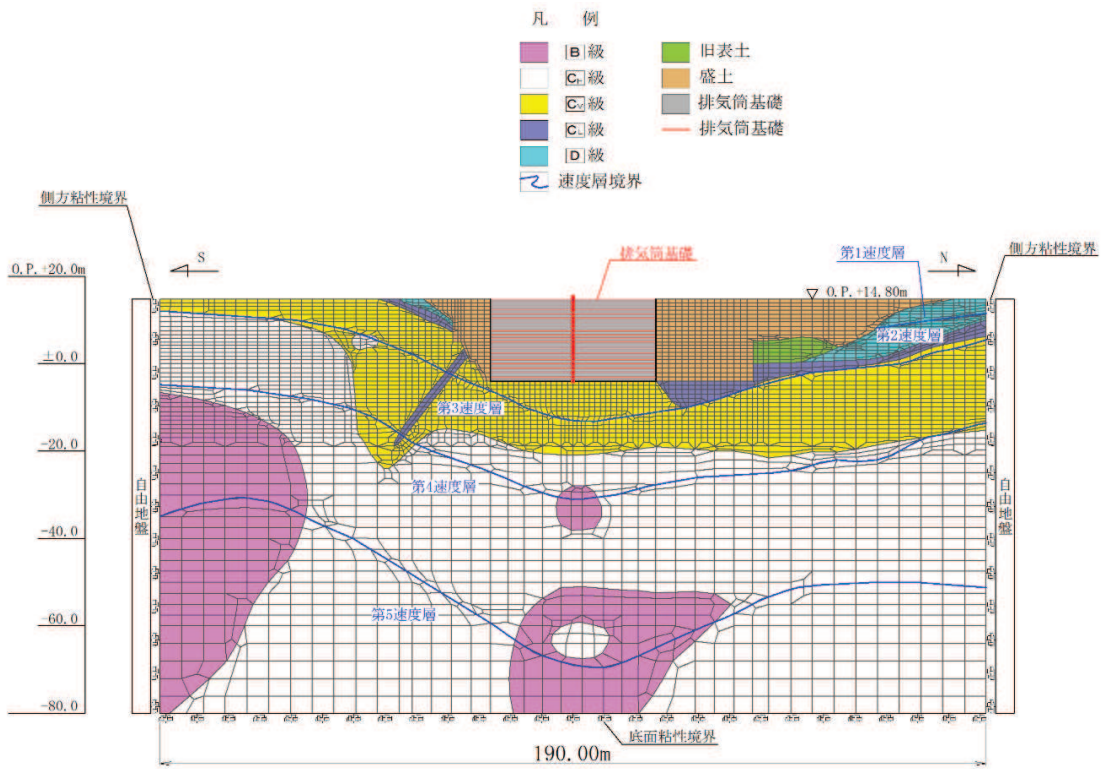


図 2-2(1) 排気筒基礎の地震応答解析モデル図 (NS 断面)

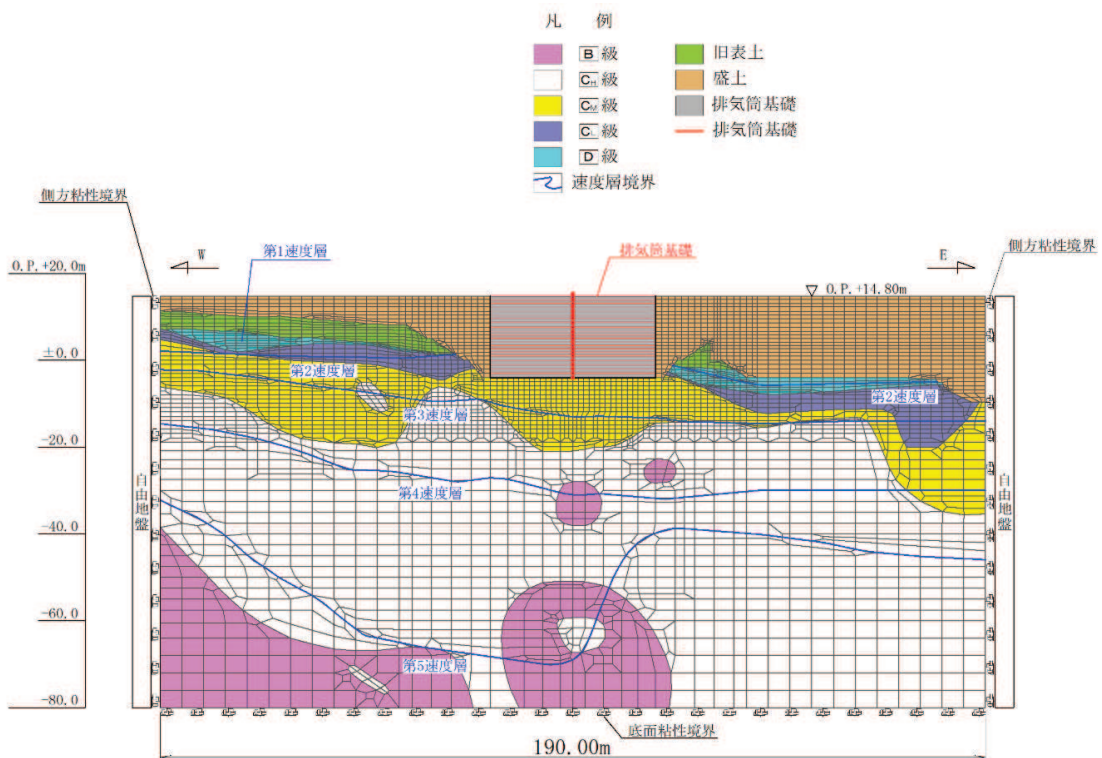


図 2-2(2) 排気筒基礎の地震応答解析モデル図 (EW 断面)

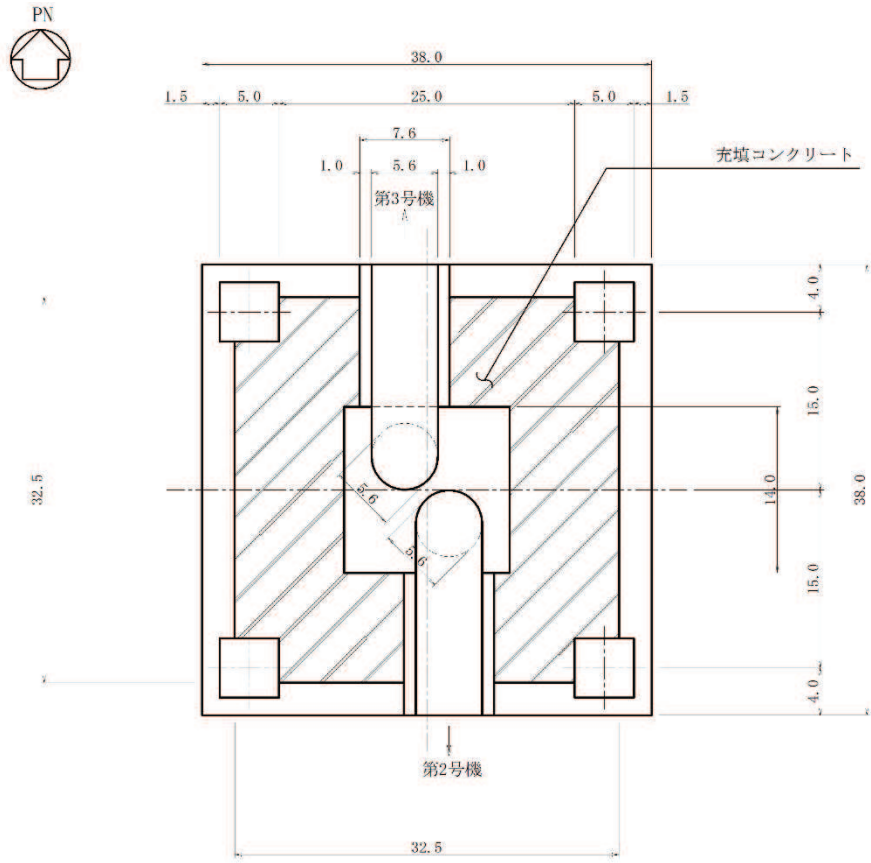


図 2-4 排気筒基礎平面図 (O.P. 3.8m)

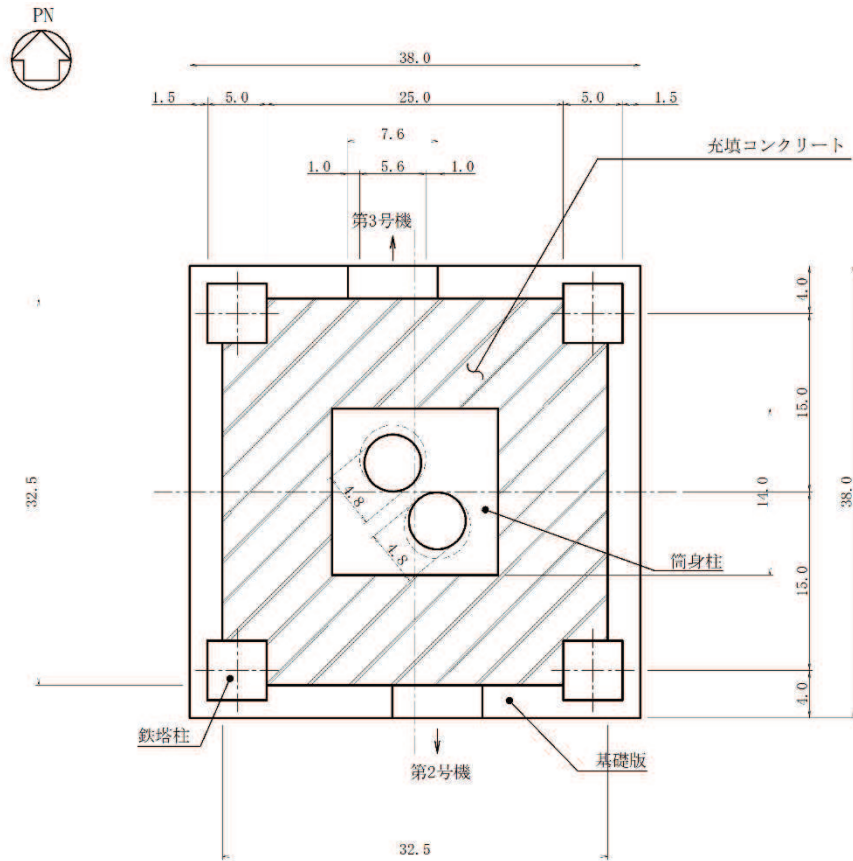


図 2-5 排気筒基礎平面図 (O.P. 8.505m)

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	単位奥行き
		質量 (tf/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	単位奥行き		
		質量 (tf/m)	回転慣性質量($\text{tf} \cdot \text{m}^2/\text{m}$)	
			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。

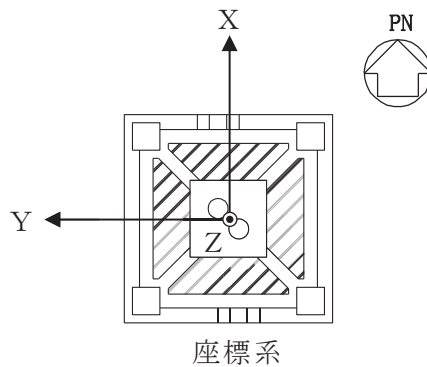


表 2-4 排気筒基礎の節点重量・回転慣性の集計範囲

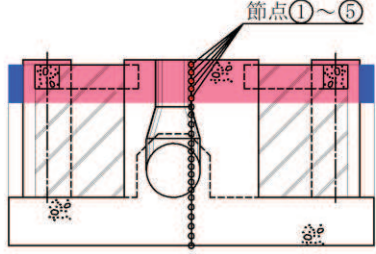
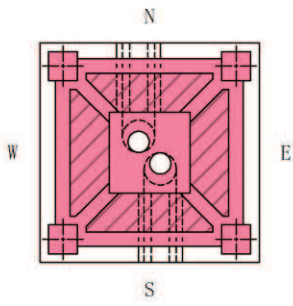
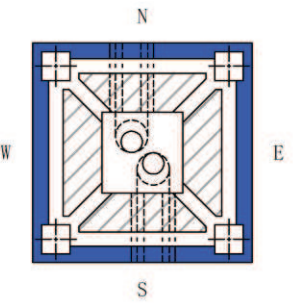
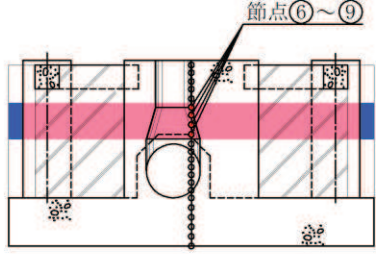
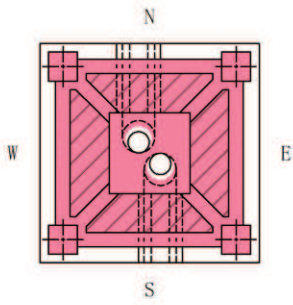
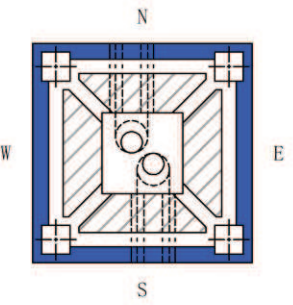
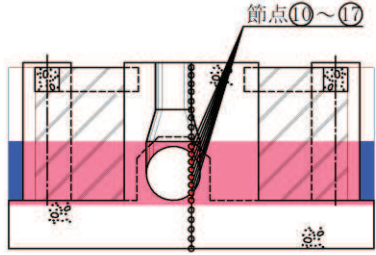
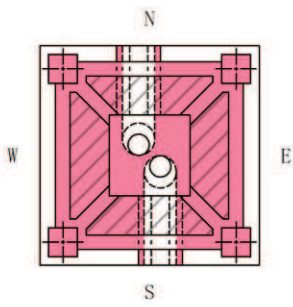
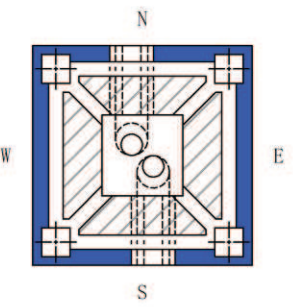
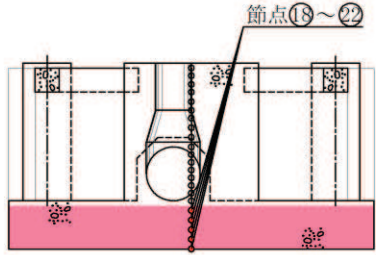
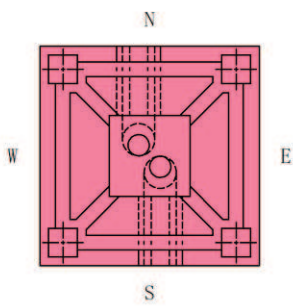
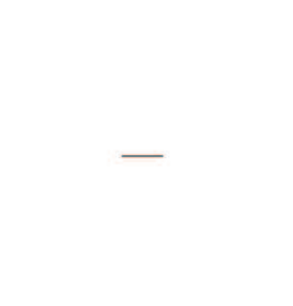
	節点番号・位置	躯体	盛土
1~5			
6~9			
10~17			
18~22			

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。

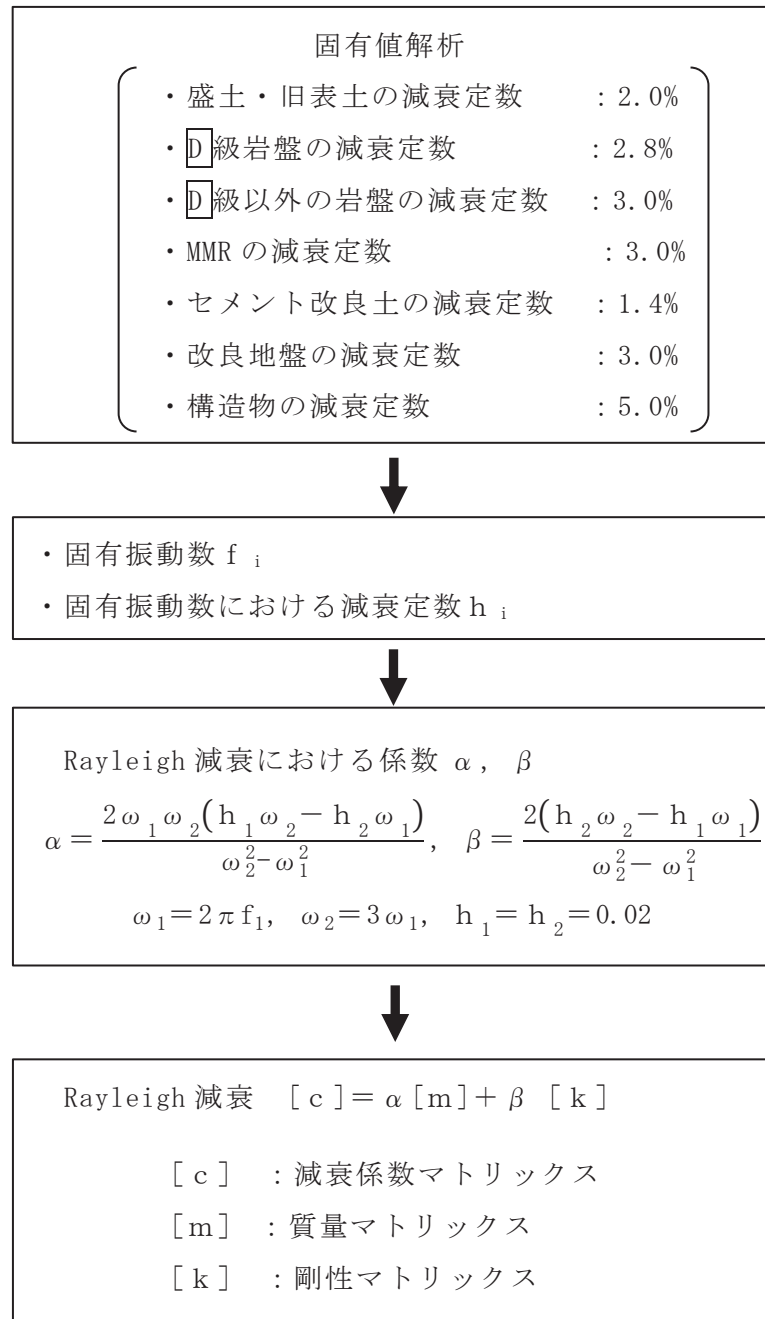


図 2-6 Rayleigh 減衰の設定フロー

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。

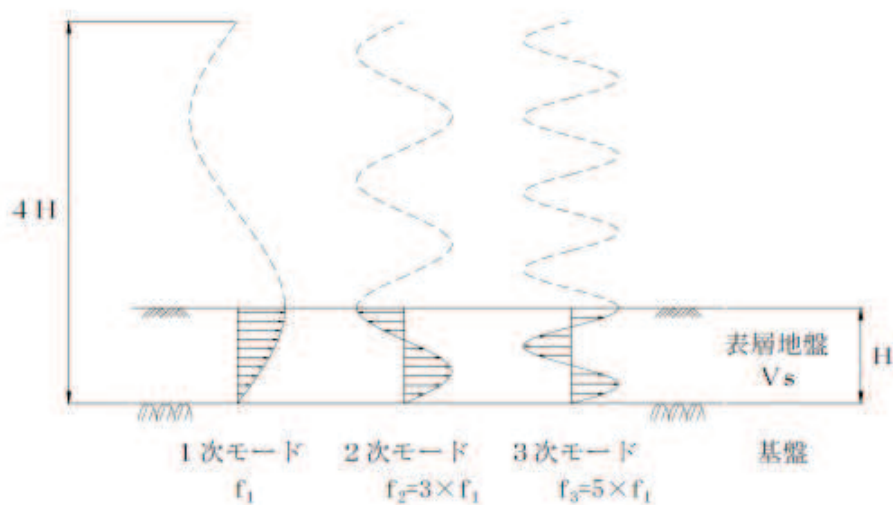


図 2-7 せん断振動の固有振動モード
(実務に役立つ耐震設計入門 (土木学会, 2011))

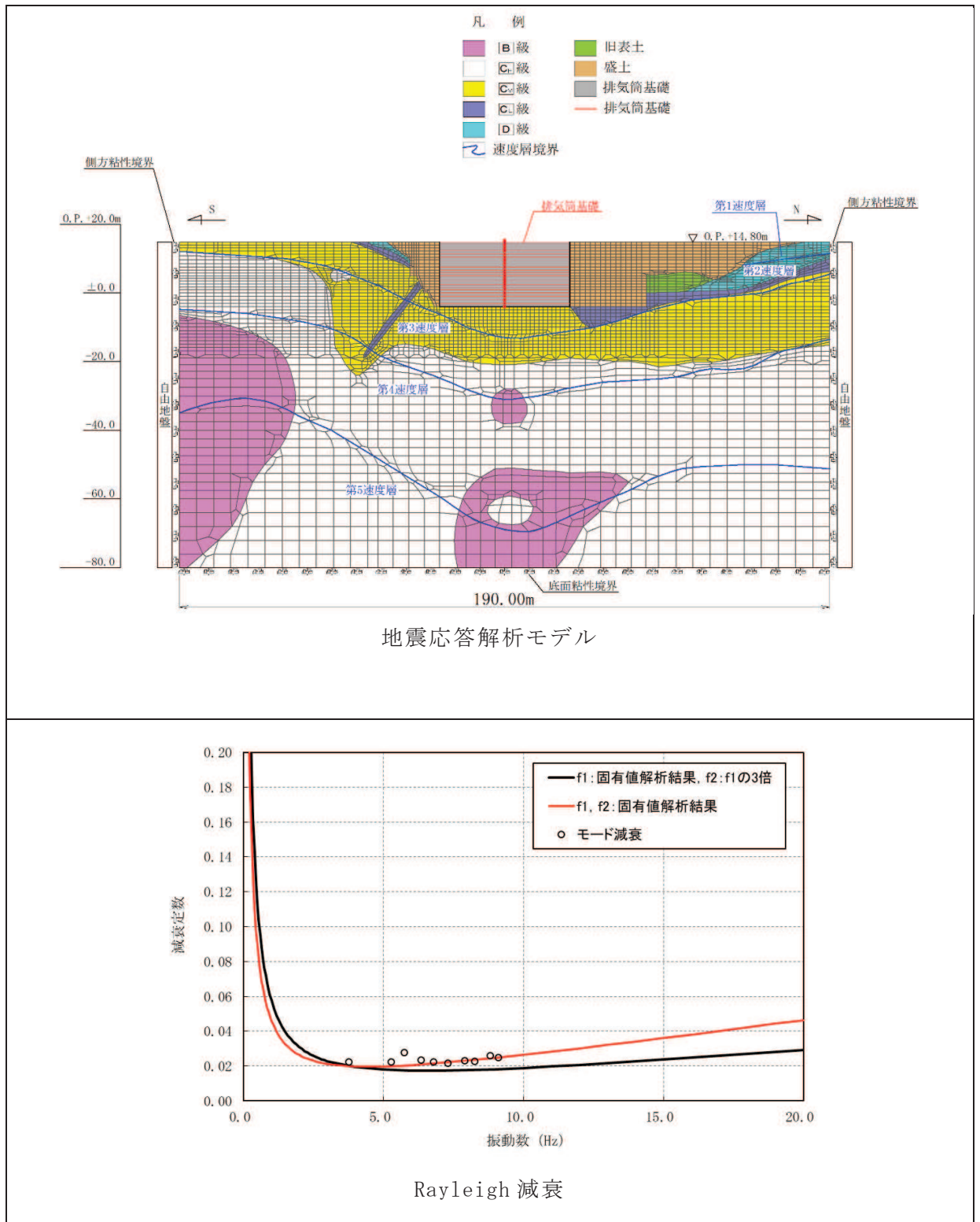


図 2-8 Rayleigh 減衰の比較 (NS 断面)

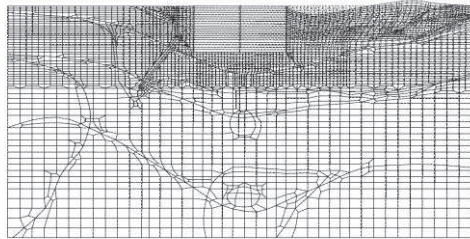
固有値解析結果の一覧を表 2-6 に、固有値解析におけるモード図を図 2-9 及び図 2-10 に、係数 α 、 β を表 2-7 に、固有値解析結果に基づき設定した Rayleigh 減衰を図 2-11 に示す。

表 2-6(1) 固有値解析結果 (NS 断面)

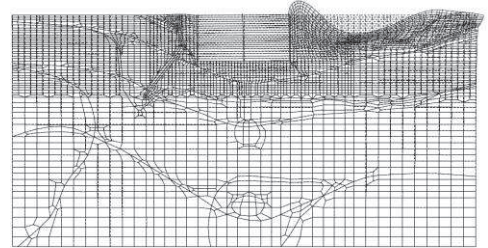
	固有振動数 (Hz)	有効質量比 (%)		刺激係数		備考
		Tx	Ty	β_x	β_y	
1	3.773	9	0	65.69	0.16	1次として採用
2	5.288	9	0	-2.81	-0.53	—
3	5.749	56	0	145.30	-0.39	—
4	6.345	66	0	67.12	-0.72	—
5	6.802	68	0	-32.44	6.61	—
6	7.306	69	0	-19.67	4.08	—
7	7.914	69	0	13.55	6.10	—
8	8.268	70	2	-21.37	25.07	—
9	8.822	72	2	-29.40	-9.75	—
10	9.099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

表 2-6(2) 固有値解析結果 (EW 断面)

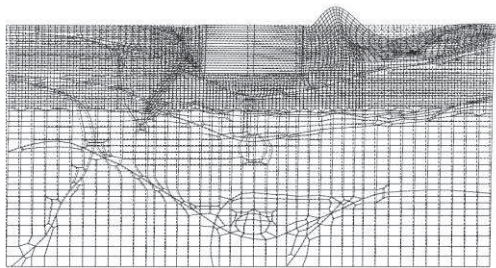
	固有振動数 (Hz)	有効質量比 (%)		刺激係数		備考
		Tx	Ty	β_x	β_y	
1	2.410	7	0	56.55	-6.68	1次として採用
2	3.612	12	0	45.41	7.98	—
3	3.766	18	0	53.82	-1.62	—
4	4.530	19	0	20.30	-7.61	—
5	4.740	20	0	16.10	0.08	—
6	5.141	21	1	-20.95	-8.20	—
7	5.547	26	1	48.08	-12.80	—
8	5.718	40	1	79.93	0.93	—
9	5.792	40	2	2.73	15.90	—
10	6.040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



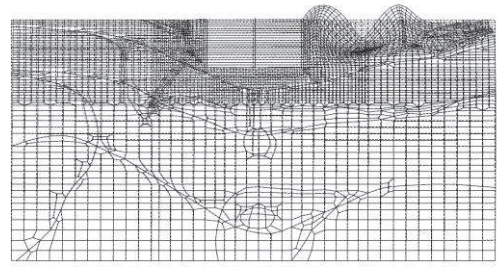
1 次モード $f_1 = 3.773$ Hz
(刺激係数 : 65.69)



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

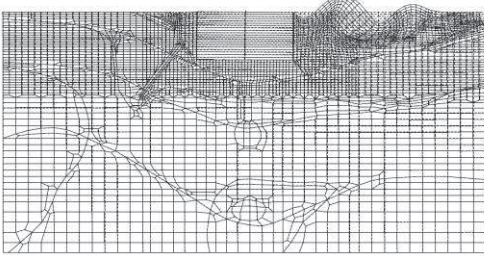


3 次モード $f_3 = 5.749$ Hz
(刺激係数 : 145.30)

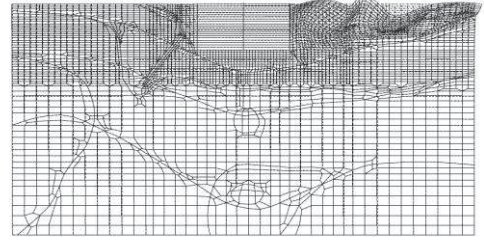


4 次モード $f_4 = 6.345$ Hz
(刺激係数 : 67.12)

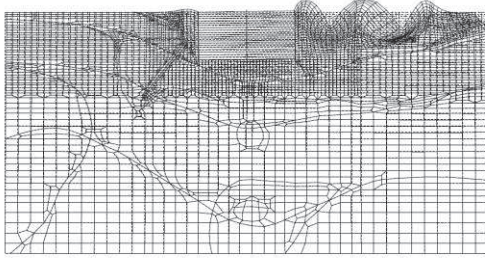
図 2-9(1) 固有値解析結果 (モード図) (NS 断面) (1/3)



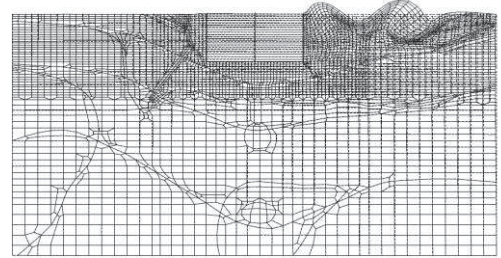
5 次モード $f_5 = 6.802 \text{ Hz}$
 (刺激係数 : -32.44)



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)

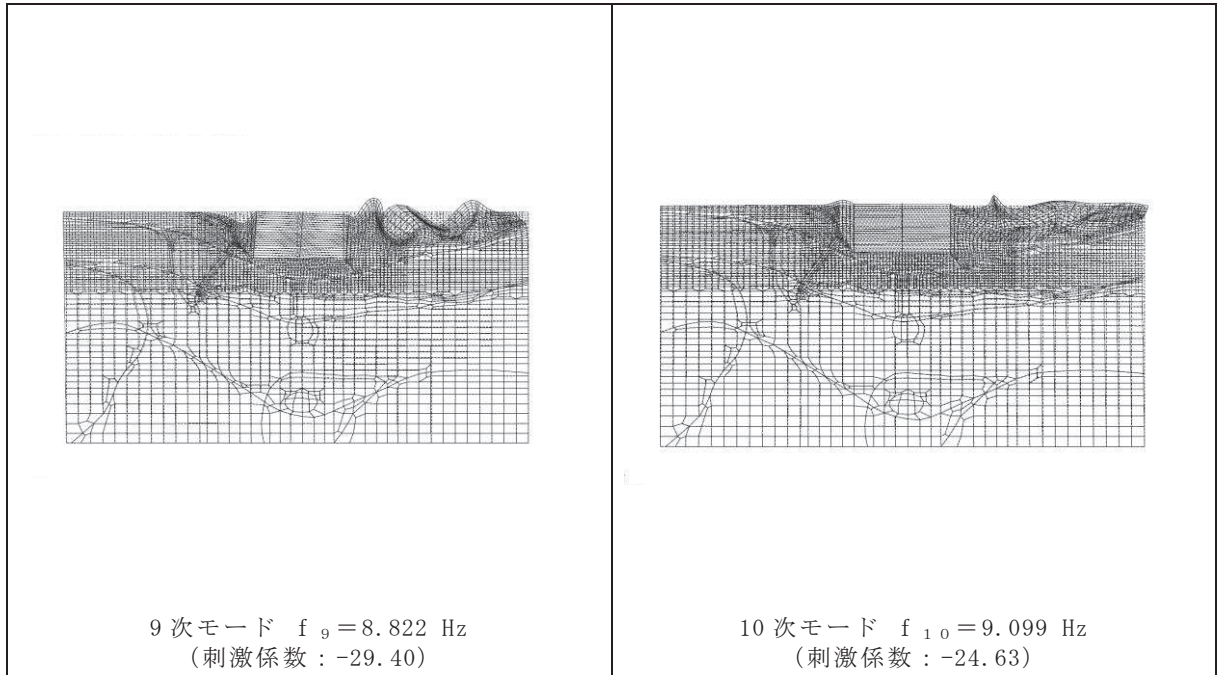


図 2-9(3) 固有値解析結果 (モード図) (NS 断面) (3/3)

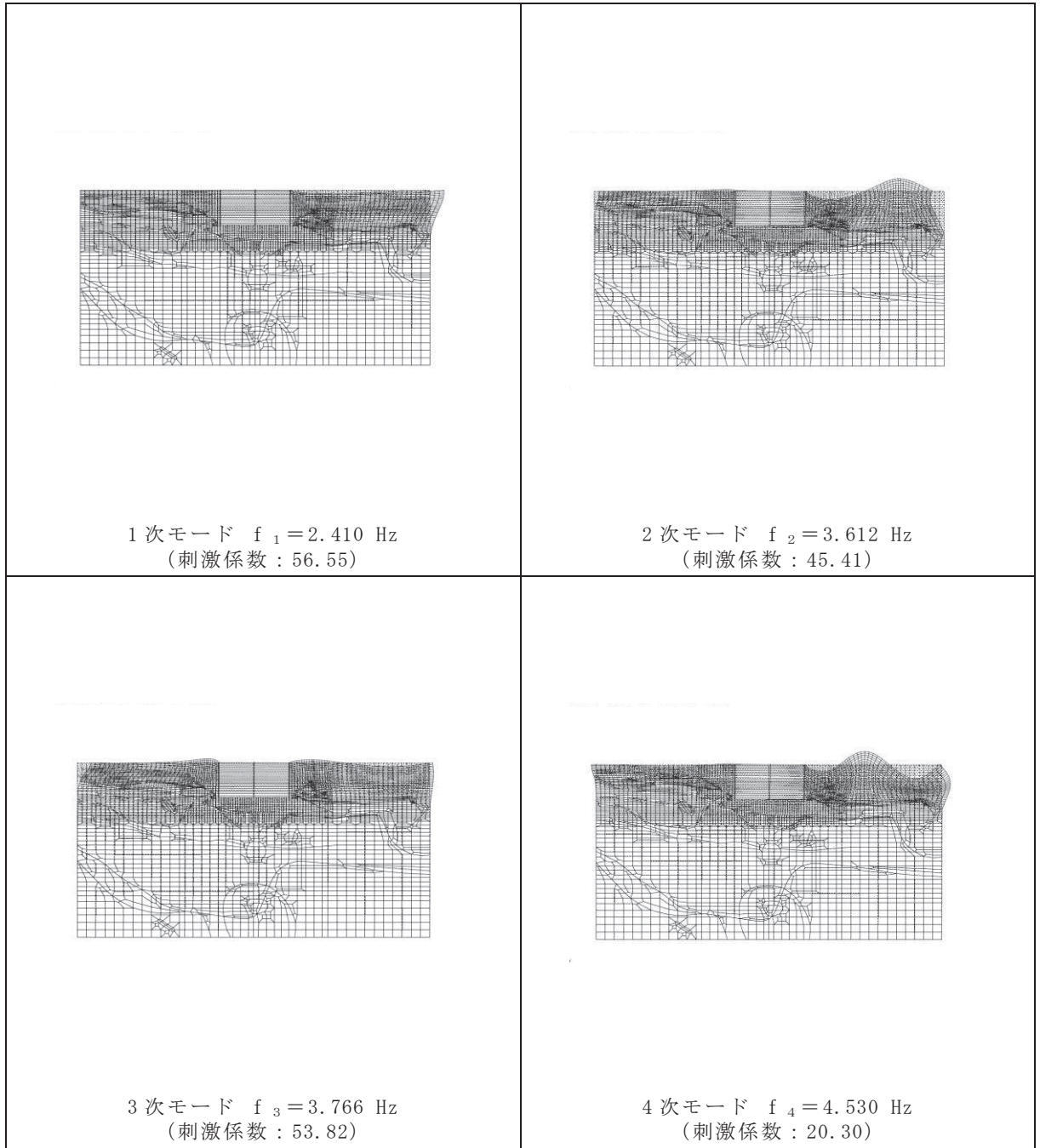


図 2-10(1) 固有値解析結果 (モード図) (EW 断面) (1/3)

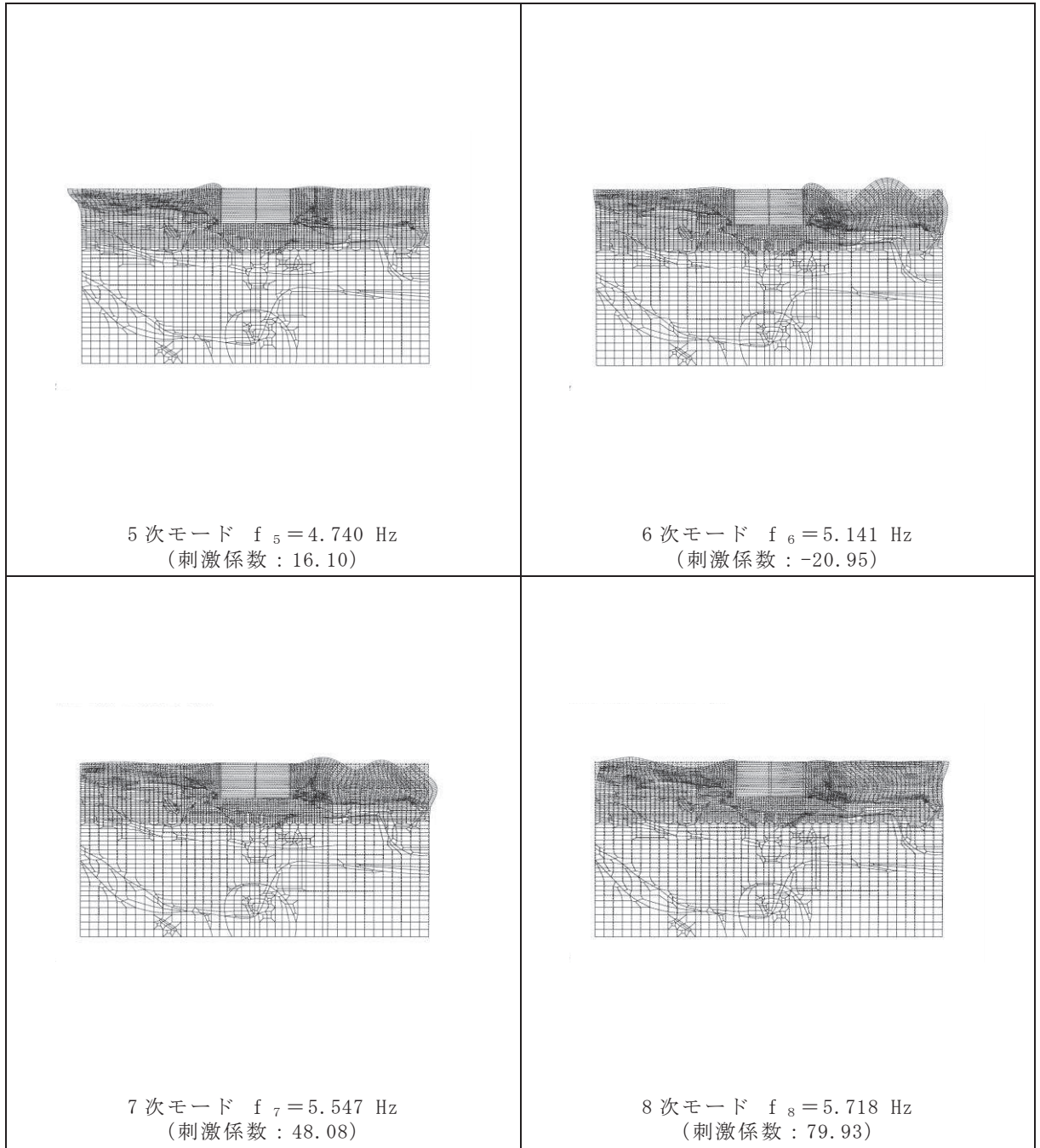


図 2-10(2) 固有値解析結果 (モード図) (EW 断面) (2/3)

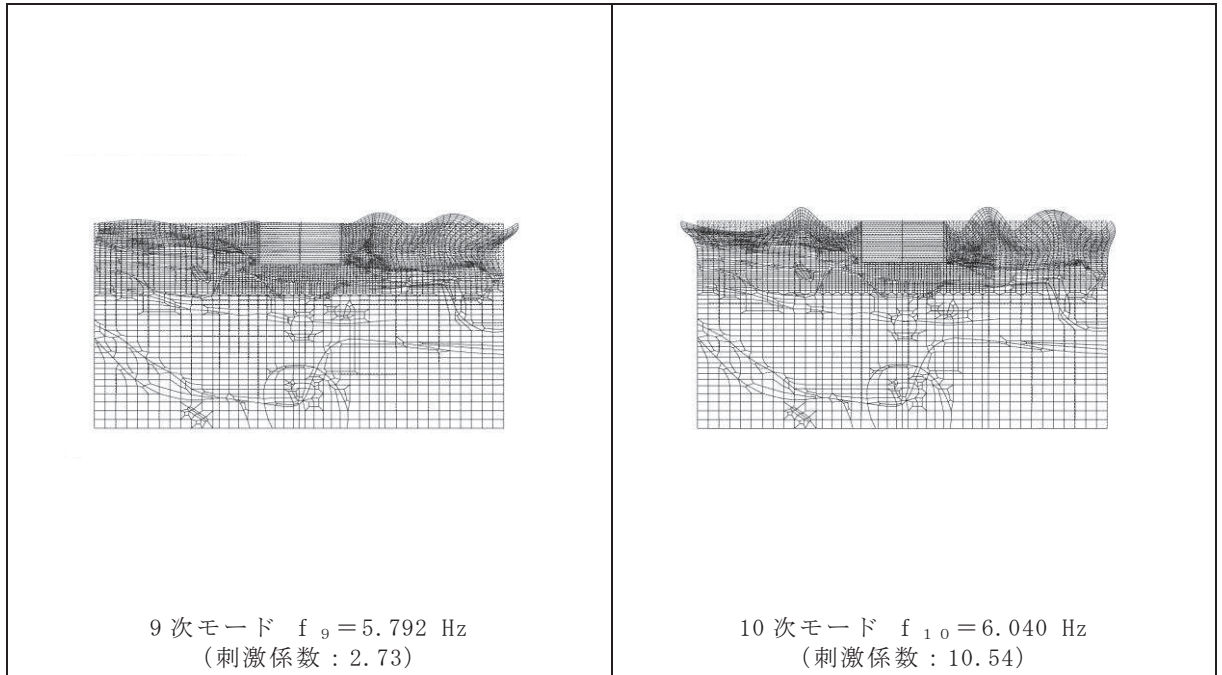
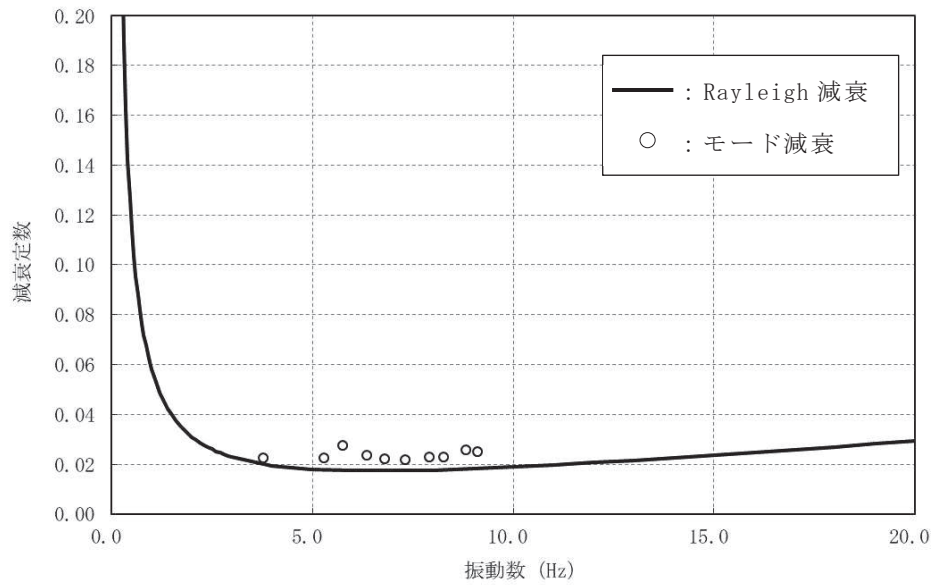


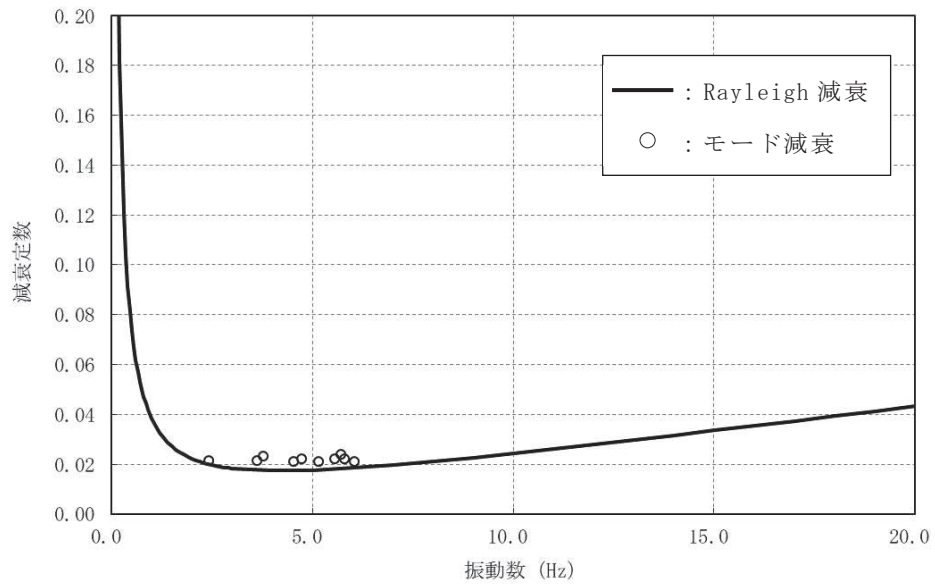
図 2-10(3) 固有値解析結果 (モード図) (EW 断面) (3/3)

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