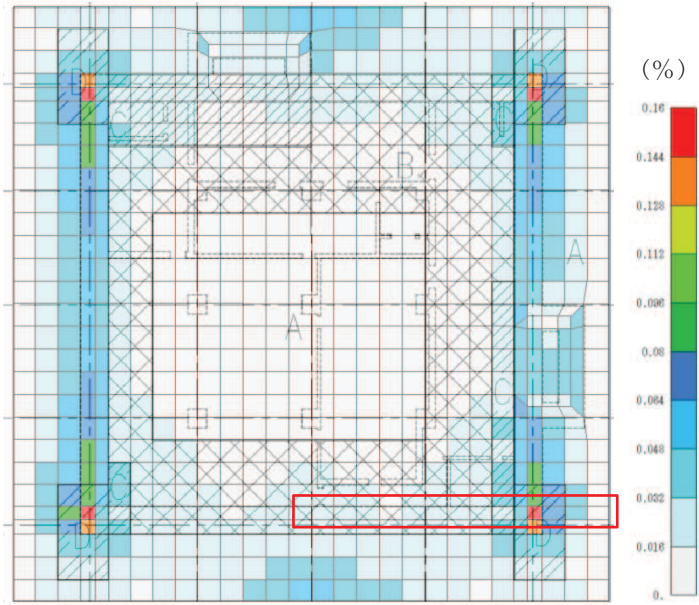
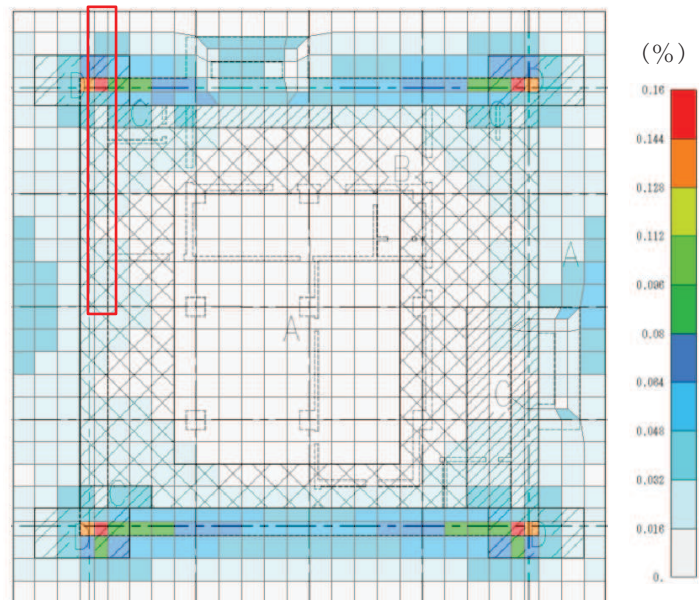


(c) 面内せん断力 (NS 方向, ケース 3)

図 2-3(2) 断面の評価部位の選定に関する荷重組合せケースの断面力コンター図 (2/2)



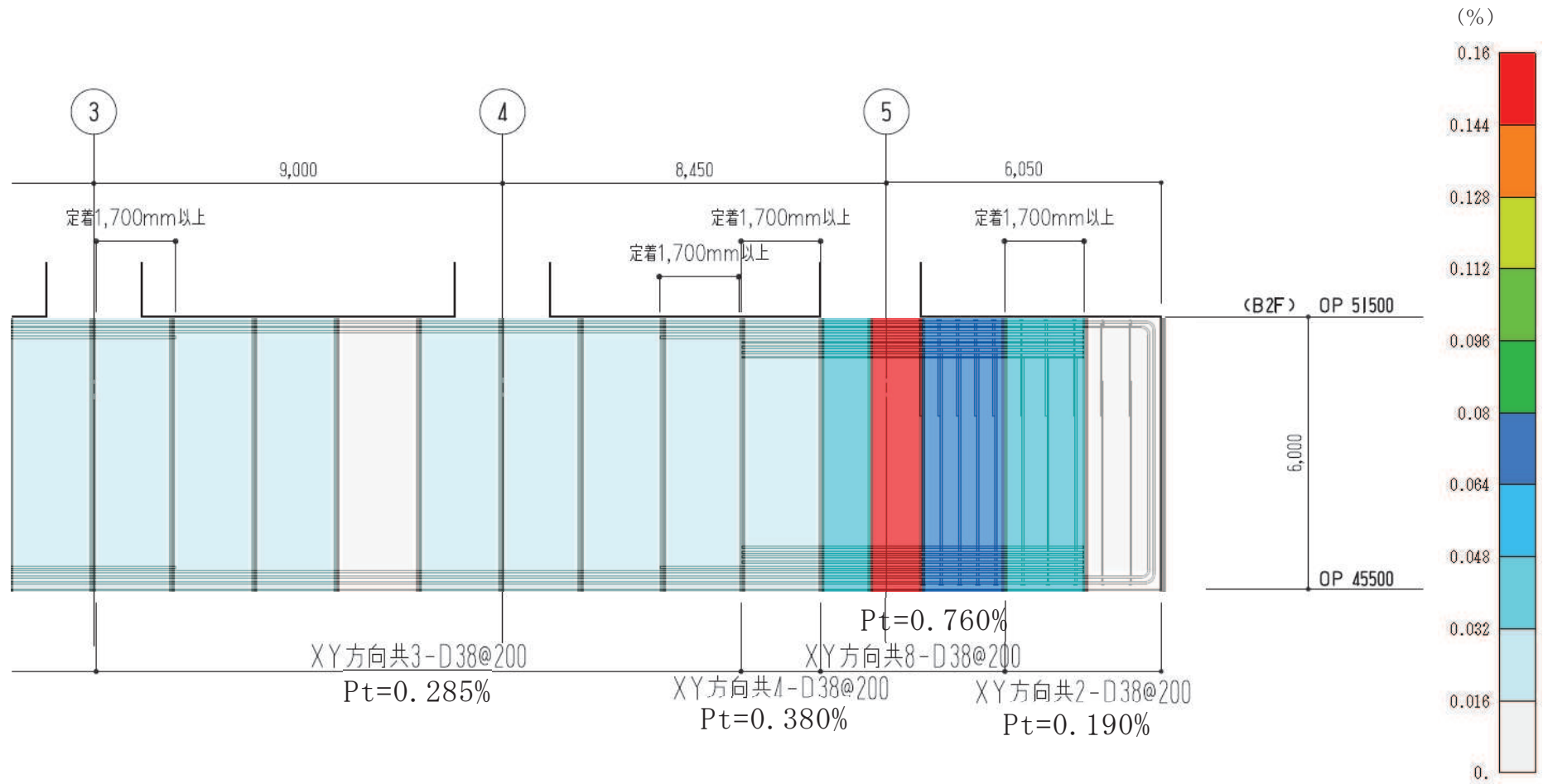
(a) NS 方向



(b) EW 方向

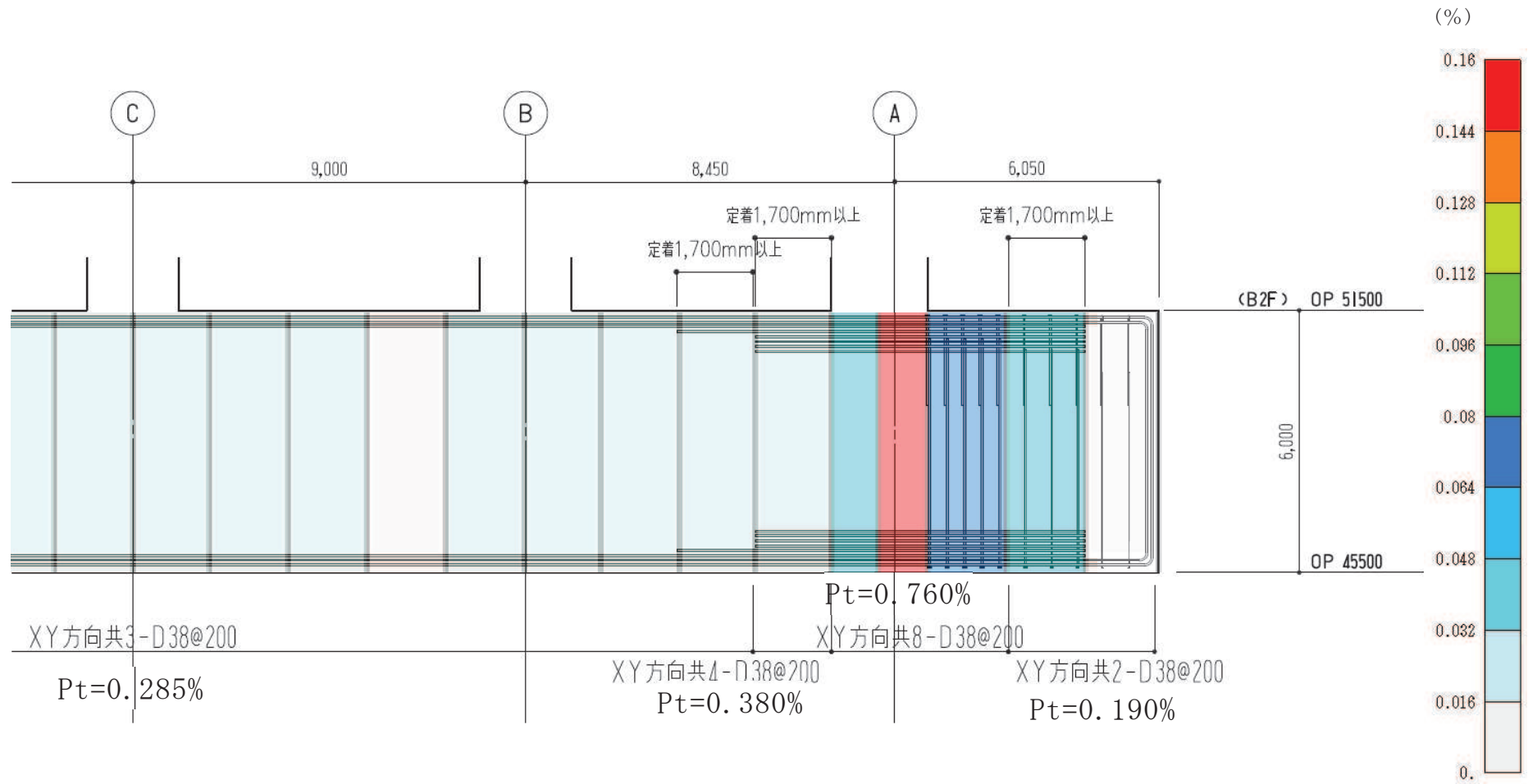
※ □ は必要鉄筋比コンターと基礎版断面の比較位置を示す。

図 2-4(1) 必要鉄筋比コンター（全ケース包絡）と設計配筋の比較図



注：図中の寸法に関する単位は mm

図 2-4(2) 必要鉄筋比コンター（全ケース包絡）と設計配筋の比較図（基礎版断面，NS 方向）



注：図中の寸法に関する単位は mm

図 2-4(3) 必要鉄筋比コンター（全ケース包絡）と設計配筋の比較図（基礎版断面，EW 方向）

別紙 2-4 屋上外壁の面外方向の評価

目 次

1. 概要.....	別紙 2-4-1
2. 構造概要.....	別紙 2-4-1
3. 応力解析による評価方法.....	別紙 2-4-1
3.1 評価方針.....	別紙 2-4-1
3.2 荷重及び荷重の組合せ.....	別紙 2-4-4
3.3 許容応力度.....	別紙 2-4-5
3.4 解析モデル及び諸元.....	別紙 2-4-6
3.5 評価方法.....	別紙 2-4-7
4. 応力解析による評価結果.....	別紙 2-4-9

1. 概要

本資料は、緊急時対策建屋の屋上外壁の基準地震動 S_s 時の面外方向の地震力に対する評価結果を示すものである。

2. 構造概要

緊急時対策建屋の屋上外壁は、壁厚 0.5m の鉄筋コンクリートで、主筋は、縦筋及び横筋ともに D35@200 である。なお、O.P. 75.9m 床面の一部は、十分に剛な水平ブレースを構成する鉄骨造となっており、建屋外壁の耐震壁と連続している。

3. 応力解析による評価方法

3.1 評価方針

S_s 地震時に対する評価は、材料物性の不確かさを考慮した水平方向の地震力と地震力以外の荷重の組合せの結果、発生する応力が、「RC-N規準」に基づき設定した許容限界を超えないことを確認する。

応力解析による評価フローを図 3-1 に、選定した部材の位置を図 3-2 に示す。

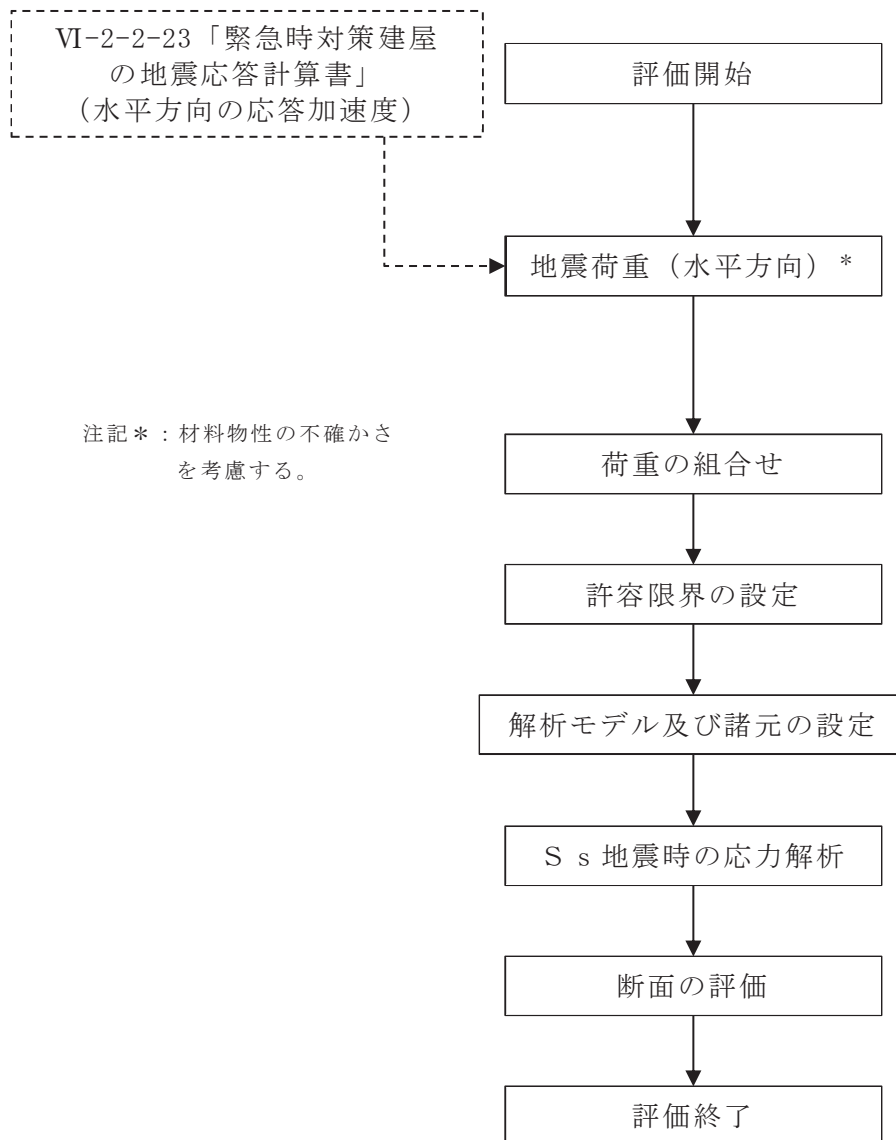
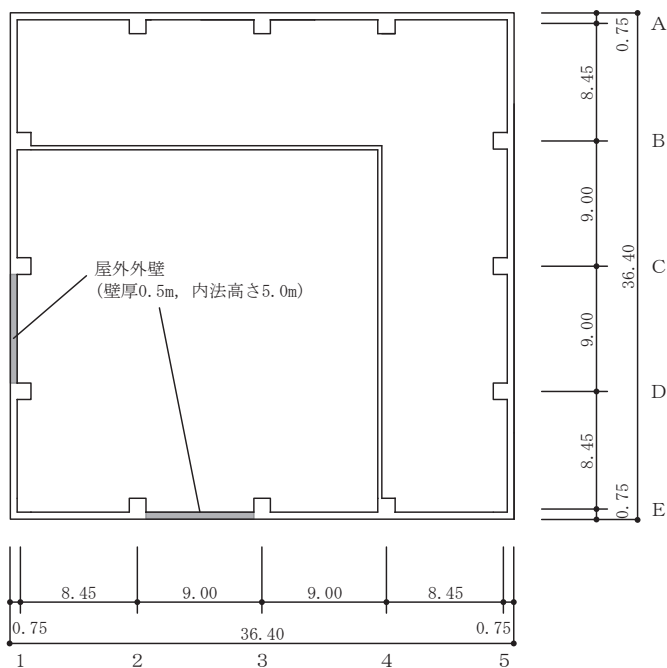
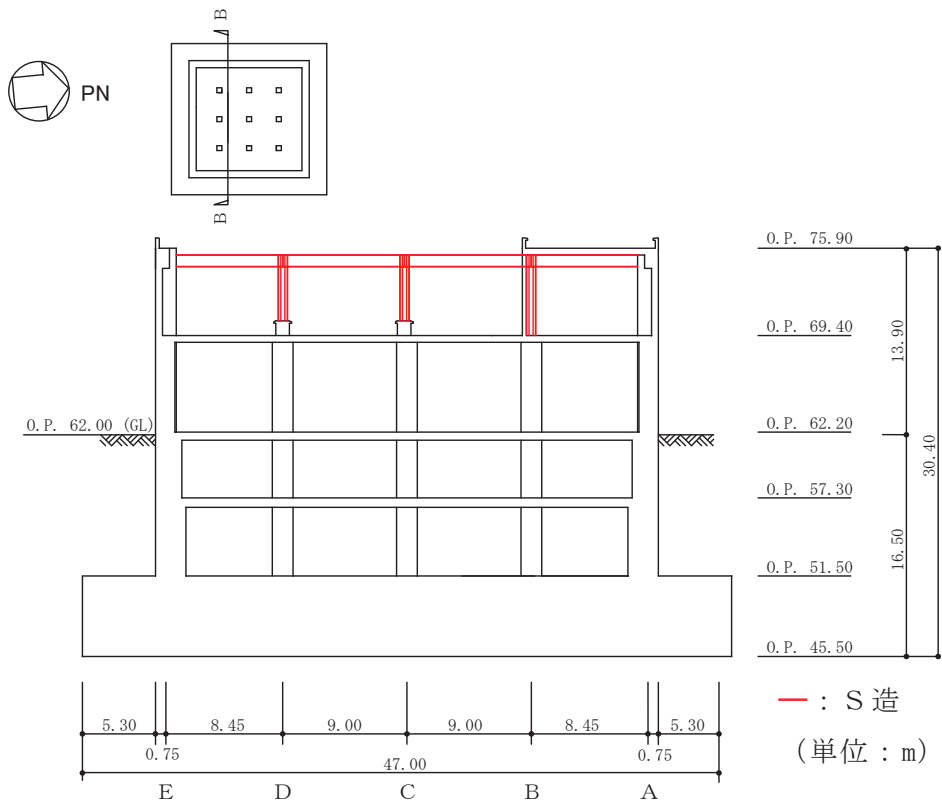


図 3-1 屋上外壁の応力解析による評価フロー



(単位：m)

図 3-2(1) 緊急時対策建屋の概略平面図 (0.P. 69.4m)



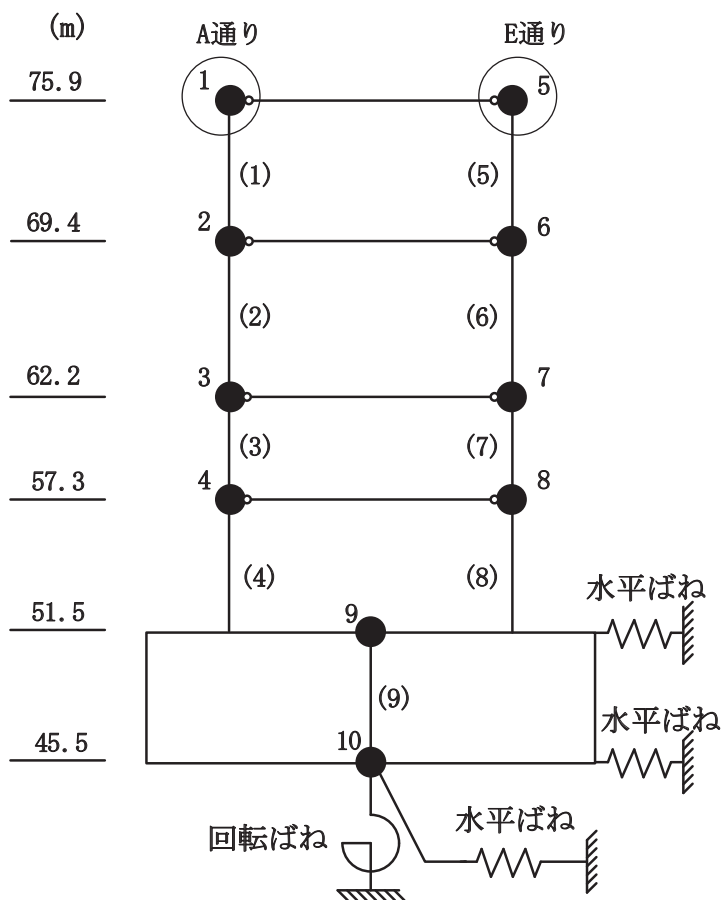
(単位：m)

図 3-2(2) 緊急時対策建屋の概略断面図 (A-A 断面 NS 方向)

3.2 荷重及び荷重の組合せ

荷重及び荷重の組合せは、添付書類「VI-2-1-9 機能維持の基本方針」にて設定している荷重及び荷重組合せを用いる。

水平地震力は、基準地震動 S_s に対する地震応答解析により算定される動的地震力より設定する。水平方向の地震荷重は、図 3-3 に示す基準地震動 S_s に対する質点系モデルの屋上階床レベル (O.P. 75.9m, 質点番号 1, 5) の水平方向最大応答加速度より算定される水平震度とする。



- 注 1 : 数字は質点番号を示す。
 注 2 : () 内は要素番号を示す。
 注 3 : ○印の動的応答を用いる。

図 3-3 基準地震動 S_s に対する質点系モデル (水平方向)

3.3 許容応力度

コンクリート及び鉄筋の許容応力度を表 3-1 及び表 3-2 に示す。

表 3-1 コンクリートの許容応力度

設計基準強度 Fc (N/mm ²)	圧縮 (N/mm ²)	せん断 (N/mm ²)
30	20	1.18

表 3-2 鉄筋の許容応力度

種別	引張及び圧縮 (N/mm ²)	せん断補強 (N/mm ²)
SD390	390	390

3.4 解析モデル及び諸元

(1) モデル化の基本方針

屋上外壁の解析モデルは，頂部及び脚部ピン固定の単純はりとして評価する。
屋上外壁の解析モデルを図 3-3 に示す。

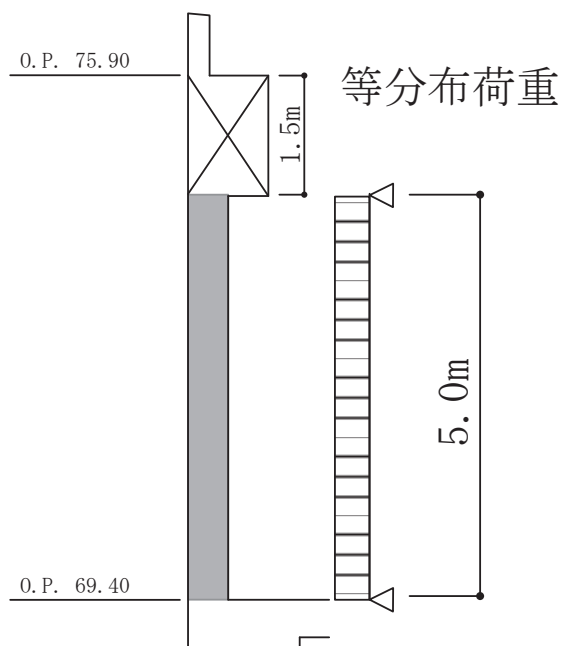


図 3-4 解析モデル

(2) 解析諸元

使用材料の物性値を表 3-3 に示す。

表 3-3 使用材料の物性値

コンクリートの 設計基準強度 F_c (N/mm^2)	ヤング係数 E (N/mm^2)	ポアソン比 ν
30.0	2.44×10^4	0.2

3.5 評価方法

3.5.1 応力解析方法

基準地震動 S_s の曲げモーメント及びせん断力の算出方法は下式のとおりとする。

(単純はり)

- ・中央部曲げモーメント (M)

$$M = \frac{1}{8} w \cdot H^2$$

- ・せん断力 (Q)

$$Q = \frac{1}{2} w \cdot H$$

ここで,

w : 単位面積当たりの地震時水平力 (kN/m²)

H : 高さ (m)

地震時水平力は屋上階床レベル (O.P. 75.9m, 質点番号 1, 5) の水平震度を用いて算出する。水平方向最大応答加速度を表 3-4 に示す。

また, 水平震度より算出した曲げモーメント及びせん断力を表 3-5 に示す。

表 3-4 地震応答解析による最大応答加速度

質点番号	O.P. (m)	方向	最大値 (cm/s ²)
1, 5	75.9	NS	2727
		EW	2721

表 3-5 水平震度より算出した曲げモーメント及びせん断力

部位	壁厚 (m)	方向	検討用 水平震度	中央部曲げ モーメント (kN・m/m)	せん断力 (kN/m)
屋上外壁	0.5	NS	2.78	104.3	83.4
		EW	2.77	103.9	83.1

3.5.2 断面評価方法

(1) 曲げモーメントに対する断面の評価方法

断面の評価は、「RC-N規準」に基づき、評価対象部位に生じる曲げモーメントが、短期許容曲げモーメントを超えないことを確認する。

$$M_A = a_t \cdot f_t \cdot j$$

ここで、

M_A : 短期許容曲げモーメント (N・mm)

a_t : 引張鉄筋断面積 (mm²)

f_t : 引張鉄筋の短期許容引張応力度 (N/mm²)

j : 断面の応力中心間距離で、断面の有効せいの 7/8 倍の値 (mm)

(2) 面外せん断力に対する断面の評価方法

断面の評価は、「RC-N規準」に基づき、評価対象部位に生じる面外せん断力が、次式をもとに計算した許容面外せん断力を超えないことを確認する。

$$Q_A = b \cdot j \cdot \alpha \cdot f_s$$

ここで、

Q_A : 許容面外せん断力 (N)

b : 断面の幅 (mm)

j : 断面の応力中心間距離で、断面の有効せいの 7/8 倍の値 (mm)

α : 許容せん断力の割り増し係数

(2 を超える場合は 2, 1 未満の場合は 1 とする。)

$$\alpha = \frac{4}{M / (Q \cdot d) + 1}$$

M : 曲げモーメント (N・mm)

Q : せん断力 (N)

d : 断面の有効せい (mm)

f_s : コンクリートの短期許容せん断応力度 (N/mm²)

4. 応力解析による評価結果

屋上外壁の配筋一覧を表 4-1 に示す。また、「3.5.2 断面評価方法」に基づいた断面の評価結果を表 4-2 に示す。

S s 地震時において、発生値が許容値を超えないことを確認した。

表 4-1 屋上外壁の配筋一覧

部材	配筋	断面積 (mm ² /m)
屋上外壁	D35@200	4785

表 4-2 評価結果

方向		NS 方向	EW 方向
厚さ t (mm) × 幅 b (mm)		500 × 1000	500 × 1000
有効せい d (mm)		385	385
配筋	壁筋	D35@200 (4785mm ² /m)	D35@200 (4785mm ² /m)
曲げモーメント	発生曲げモーメント M (kN・m/m)	104.3	103.9
	許容限界 M _A (kN・m/m)	628.6	628.6
	検定値 M/M _A	0.166	0.166
面外せん断力	発生せん断力 Q (kN/m)	83.4	83.1
	せん断スパン比による割増し係数 α	1.00	1.00
	許容限界 Q _A (kN/m)	397.5	397.5
	検定値 Q/Q _A	0.210	0.210
判定		可	可

別紙 3-1 緊急時対策所遮蔽についての補足説明資料

目 次

1. 概要 別紙 3-1-1
2. 評価方針 別紙 3-1-1
3. 評価部位の選定 別紙 3-1-1

別紙 3-1-1 緊急時対策所遮蔽のスラブの固有値確認結果

1. 概要

本資料は、添付資料「VI-2-8-4-5 緊急時対策所遮蔽の耐震性についての計算書」に示す緊急時対策所遮蔽を構成するスラブの応力解析における断面の評価部位の選定について示すものである。

2. 評価方針

床スラブ及び屋根スラブについては、スラブ周辺の境界条件を考慮して四辺固定版として評価する。

3. 評価部位の選定

選定部位については、B1F (O. P. 57. 30m) 及び 1F (O. P. 62. 20m) の床スラブ及び屋根スラブに相当する 2F (O. P. 69. 40m) において、スラブの設計荷重及び大ばり・小ばりの支持スパンを考慮した場合に、断面評価上最も厳しくなる部位とした。

緊急時対策所遮蔽を構成するスラブの設計荷重（積載荷重 P）を図 3-1 に、評価における荷重の組合せケースを表 3-1 に、緊急時対策所遮蔽を構成するスラブの位置及び断面の評価位置を図 3-2～図 3-4 に、スラブ厚及び配筋一覧を表 3-2～表 3-4 に示す。

各評価項目の検定値一覧を表 3-5 に、断面力評価が最も厳しくなる評価位置及び断面の評価結果を図 3-5 に示す。

A	1	2	3	4	5
		3.6	5.2	4.9	4.1
B		8.0	7.2	7.2	4.4
C		7.6	6.6	6.7	4.9
D		7.8	7.5	7.8	4.1
E					

(単位 : kN/m²)

(a) B1F O. P. 57.30m

A	1	2	3	4	5
		3.6	10.0	5.4	4.2
B		7.0	8.2	6.0	8.7
C		7.1	7.9	7.9	7.8
D		4.5	8.6	12.2	3.4
E					

(単位 : kN/m²)

(b) 1F O. P. 62.20m

A	1	2	3	4	5
		3.3	5.0	7.3	10.1
B		5.1	11.9	5.9	5.7
C		4.2	3.9	6.5	6.1
D		2.3	8.1	4.8	3.7
E					

(単位 : kN/m²)

(b) 2F O. P. 69.40m

図 3-1 緊急時対策所遮蔽を構成するスラブの設計荷重 (積載荷重 P)

表 3-1 荷重の組合せケース

外力の状態	荷重の組合せ
S s 地震時	$(1 + K_v)(G + P) + P_s$

- G : 固定荷重
 P : 積載荷重
 K_v : 鉛直震度
 P_s : 積雪荷重* (屋根スラブのみ考慮)

注記* : 積雪量は、添付書類「VI-1-1-2-1-1 発電用原子炉施設に対する自然現象等による損傷の防止に関する基本方針」に基づき、石巻測候所の最深積雪量（1923年2月17日）を考慮して43cm（1cmあたりの積雪荷重：20N/m²）とし、地震時は0.35の係数を乗じて、積雪荷重を0.30kN/m²と算出した。

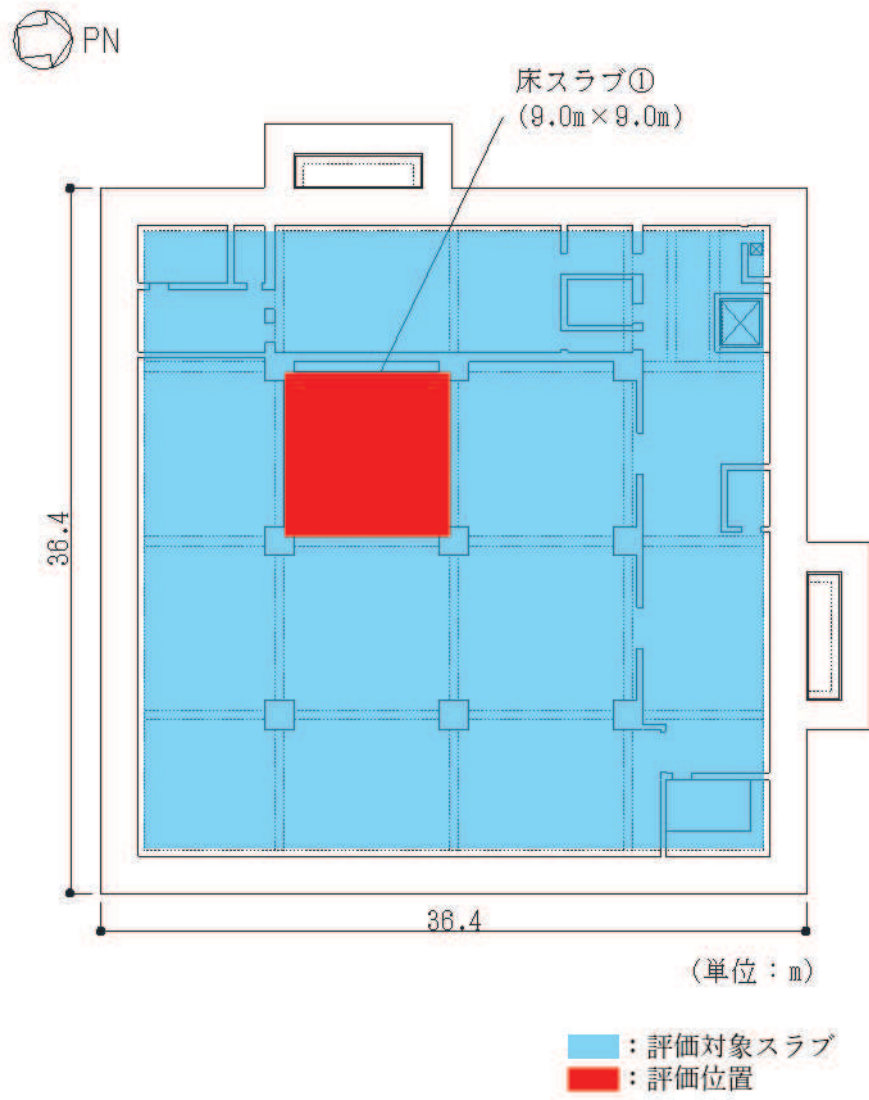


図 3-2 緊急時対策所遮蔽を構成するスラブの位置及び断面の評価位置
(B1F O.P. 57.3m)

表 3-2 スラブ厚及び配筋一覧 (B1F O.P. 57.30m)

符号	スラブ厚 (mm)	配筋 (上下共)	
		NS 方向	EW 方向
床スラブ①	700	D25@200	D25@200

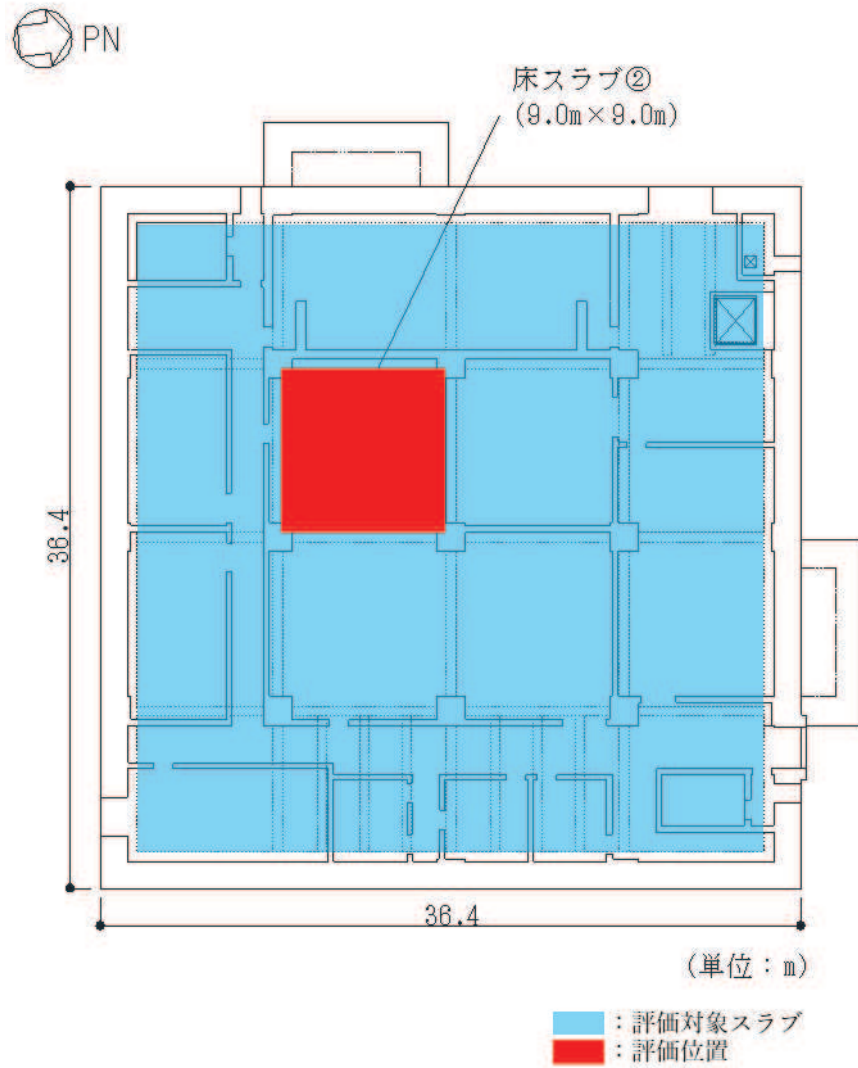


図 3-3 緊急時対策所遮蔽を構成するスラブの位置及び断面の評価位置
(1F O.P. 62.20m)

表 3-3 スラブ厚及び配筋一覧 (1F O.P. 62.20m)

符号	スラブ厚 (mm)	配筋 (上下共)	
		NS 方向	EW 方向
床スラブ②	600	D25@200	D25@200

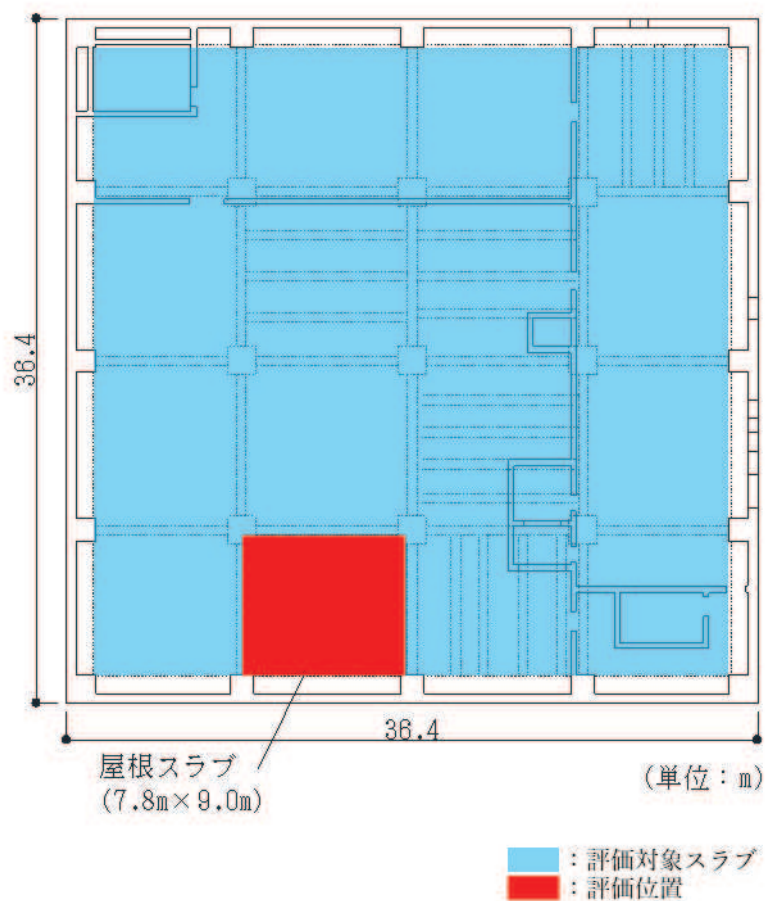


図 3-4 緊急時対策所遮蔽を構成するスラブの位置及び断面の評価位置
(2F O.P. 69.40m)

表 3-4 スラブ厚及び配筋一覧 (2F O.P. 69.40m)

符号	スラブ厚 (mm)	配筋 (上下共)	
		NS 方向	EW 方向
屋根スラブ	500	D32@200	D32@200

表 3-5 各評価項目の検定値一覧

(a) B1F 0. P. 57. 30m

符号	検定値	
	曲げモーメント	せん断力
床スラブ①	0.339	0.18

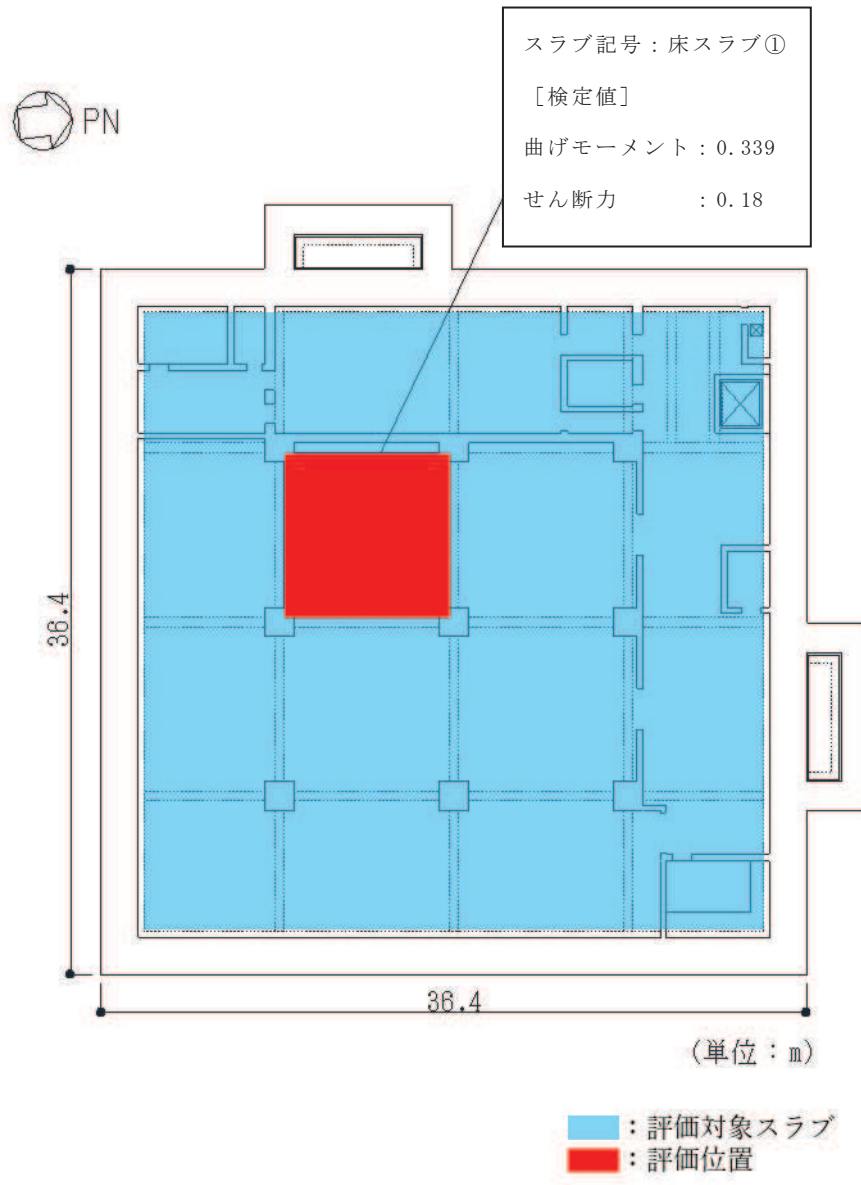
(b) 1F 0. P. 62. 20m

符号	検定値	
	曲げモーメント	せん断力
床スラブ②	0.433	0.26

(c) 2F 0. P. 69. 40m

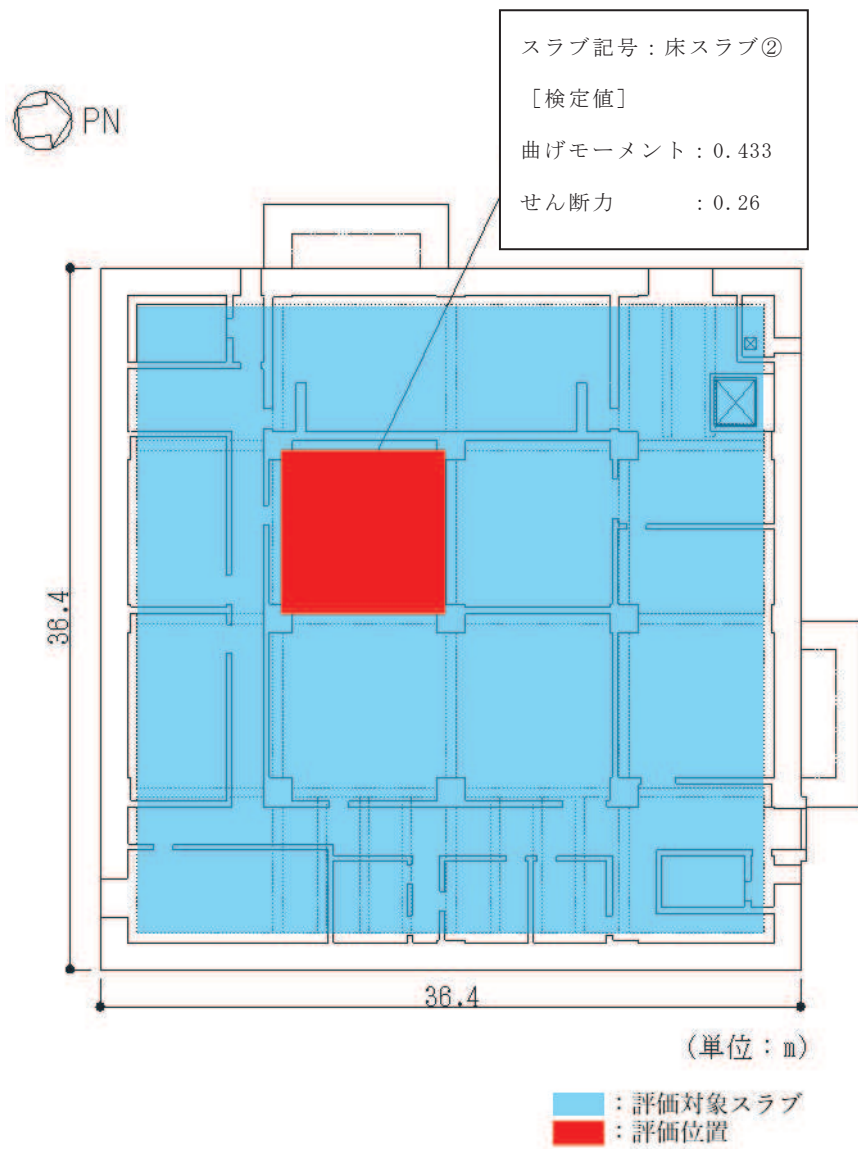
符号	方向	検定値	
		曲げモーメント	せん断力
屋根スラブ	短辺 (EW) 方向	0.420	0.56
	長辺 (NS) 方向	0.329	0.45

注：ハッチングは各評価位置の検定値のうち最も大きい値を表示



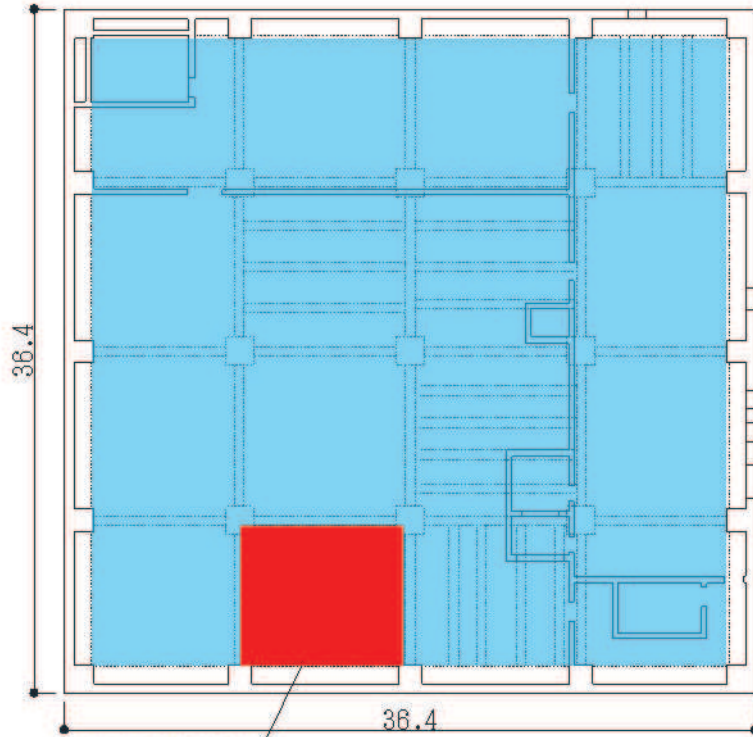
(a) B1F O.P. 57.30m

図 3-5(1) 断面の評価位置及び評価結果(1/3)



(b) 1F O.P. 62.20m

図 3-5(2) 断面の評価位置及び評価結果(2/3)



スラブ記号：床スラブ②	(単位：m)
[検定値]	短辺(EW)方向, 長辺(NS)方向
曲げモーメント	: 0.420, 0.329
せん断力	: 0.56, 0.45

■ : 評価対象スラブ
■ : 評価位置

(c) 2F 0.P.69.40m

図 3-5(3) 断面の評価位置及び評価結果(3/3)

別紙 3-1-1 緊急時対策所遮蔽のスラブの固有値解析結果

目 次

1. 概要	別紙 3-1-1-1
2. 評価方針	別紙 3-1-1-2
3. 振動特性の確認	別紙 3-1-1-3
3.1 解析方法	別紙 3-1-1-3
3.2 固有値解析結果	別紙 3-1-1-9

1. 概要

本資料は、添付書類「VI-2-8-4-5 緊急時対策所遮蔽の耐震性についての計算書」におけるスラブの鉛直地震力に対する耐震評価を補足的に説明するものである。

2. 評価方針

緊急時対策所遮蔽を構成するスラブは遮蔽性を維持するための構成部材の一つであり、基準地震動 S_s による地震力に対し機能維持が求められている。

地震時の機能維持の確認では、当該スラブは十分に剛であるとし、地震荷重は質点系モデルにおいて、当該部が位置する質点の鉛直方向の応答値を用いている。

ここでは、当該スラブの支持条件を適切にモデル化した 3 次元 FEM モデルを用いた固有値解析により当該スラブの振動特性を確認する。

3. 振動特性の確認

3.1 解析方法

評価対象部位の振動性状の確認は、3次元 FEM モデルを用いた固有値解析により行う。

図 3-1 に示す耐震壁及び大ばりで囲まれたスラブの範囲のうち、スラブのスパンに加えて、小梁及び間仕切壁の有無から判断して、鉛直方向地震力による増幅の影響が最も大きいと思われる部位を評価対象部位としてモデル化する。また、大ばりについても幅の半分をモデル化し、はりの柔性の影響を考慮する。解析モデルに使用する FEM 要素は、形状及び厚さを踏まえたシェル要素とする。境界条件は、添付書類「VI-2-8-4-5 緊急時対策所遮蔽の耐震性についての計算書」では、はりもしくは耐震壁に支持されている状況に応じ、4辺固定版としてモデル化している。本検討における境界条件は、はりの上部もしくは下部に壁がない大ばりは、鉛直方向のみ自由とする。

固有値解析には、解析コード「MSC NASTRAN」を用いる。

材料物性値を表 3-1 に、解析モデルを図 3-2 に示す。

表 3-1 鉄筋コンクリートの物性値

コンクリートの 設計基準強度 F_c (N/mm ²)	ヤング係数 E (N/mm ²)	ポアソン比 ν
30	2.44×10^4	0.2

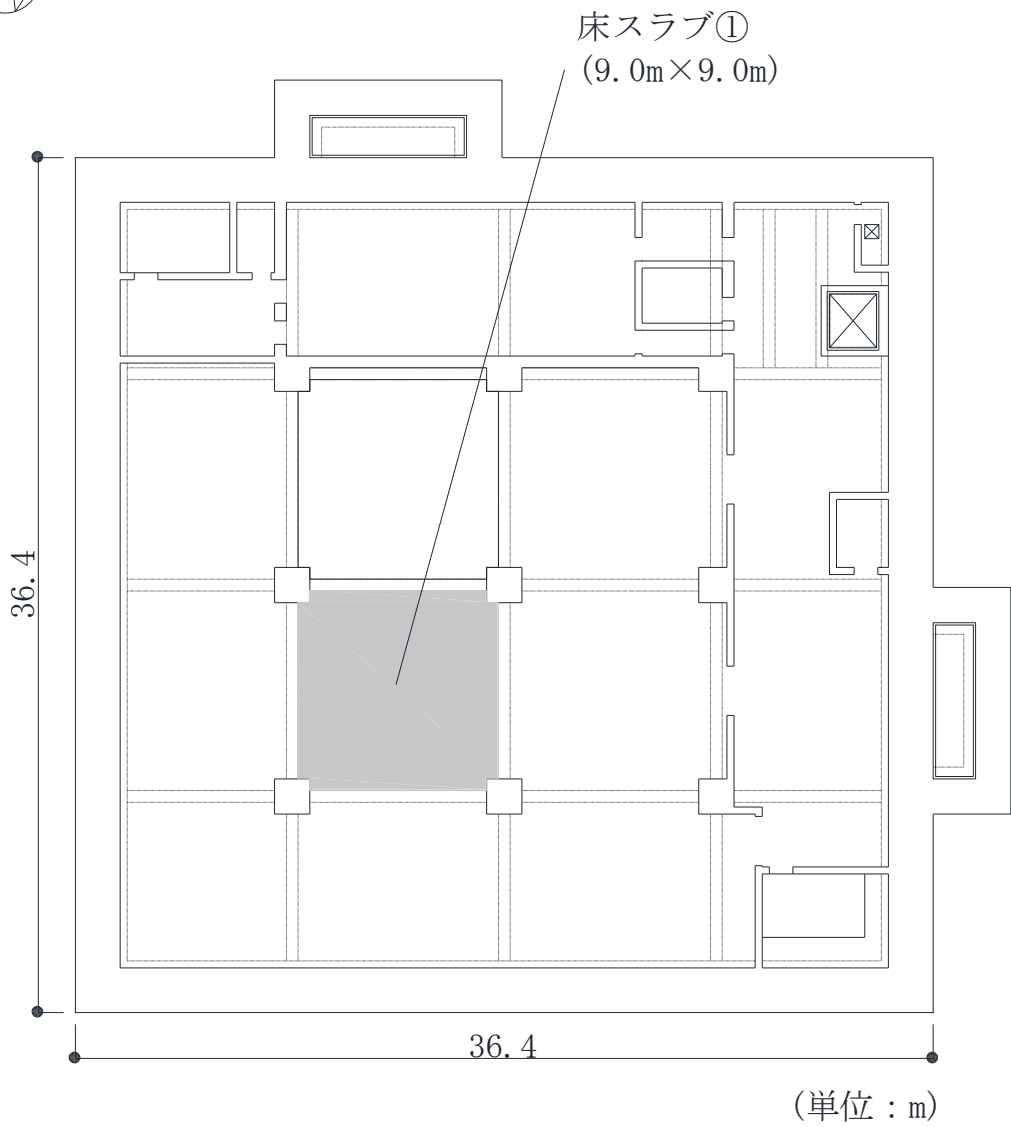


図 3-1(1) スラブの評価を記載する部材の位置 (B1F 0.P. 57.30m)

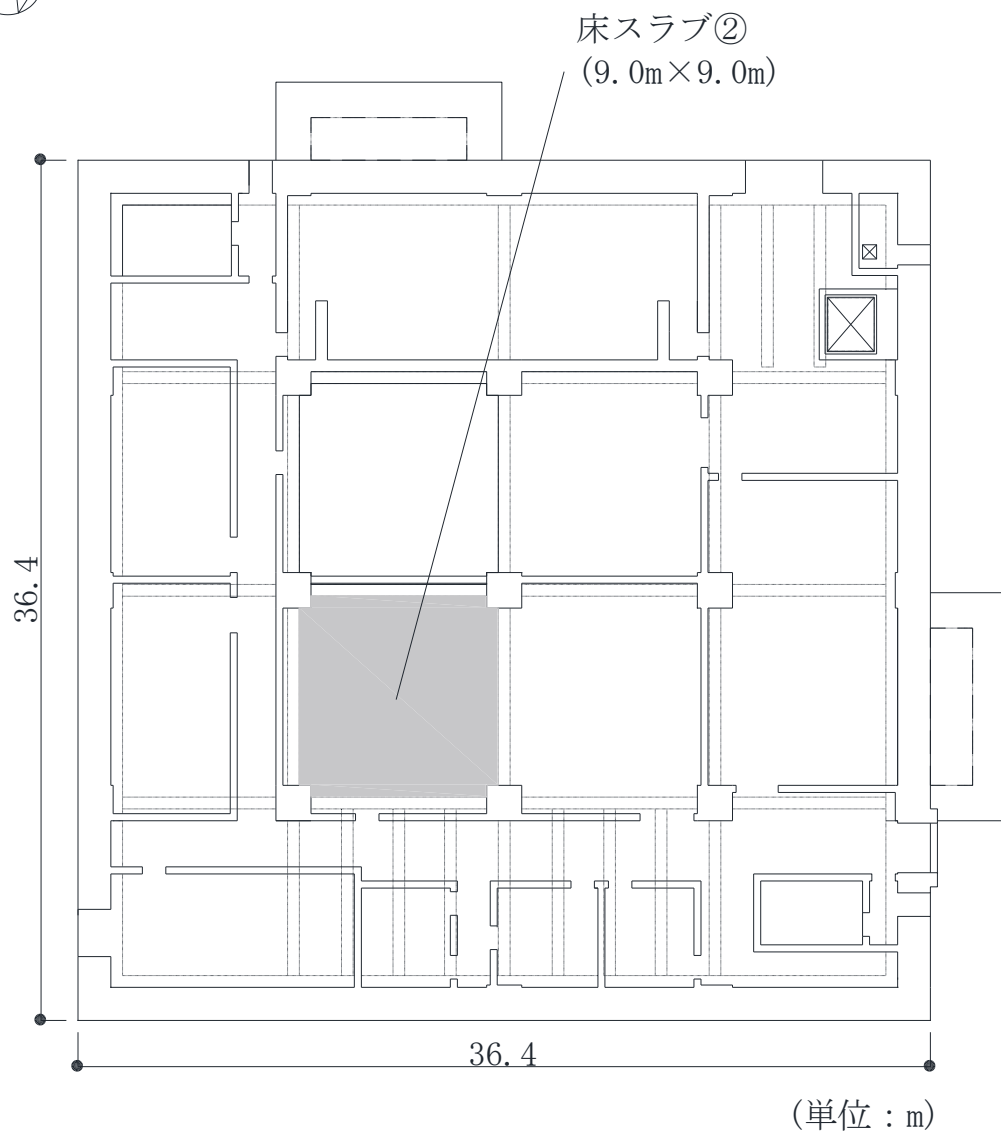


図 3-1(2) スラブの評価を記載する部材の位置 (1F 0.P. 62. 20m)

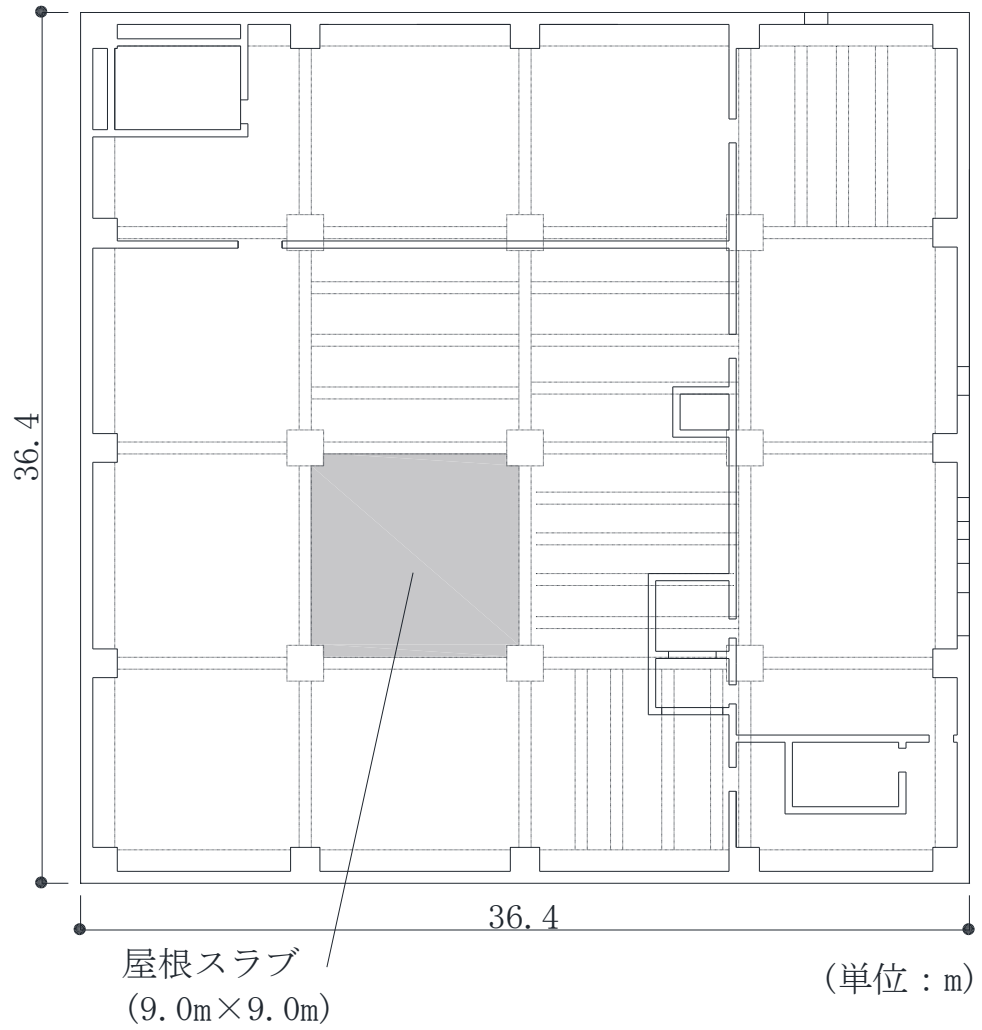
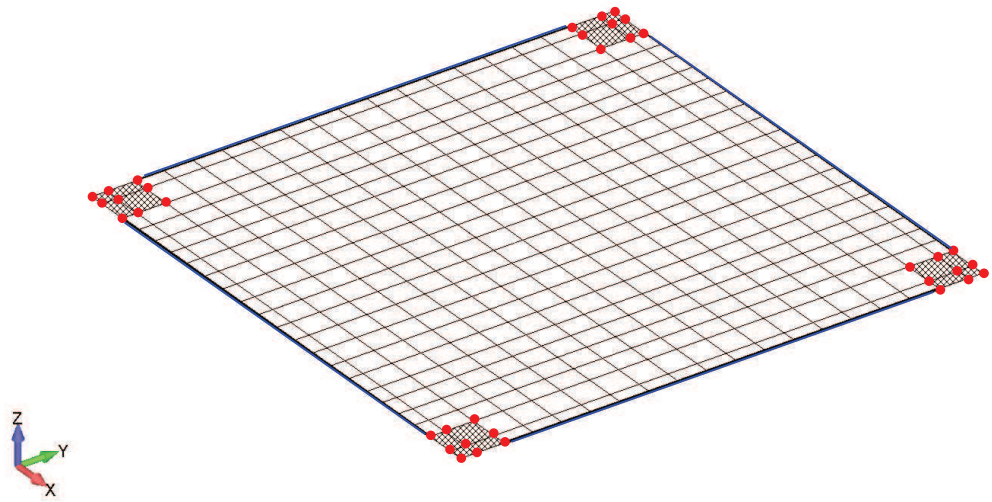
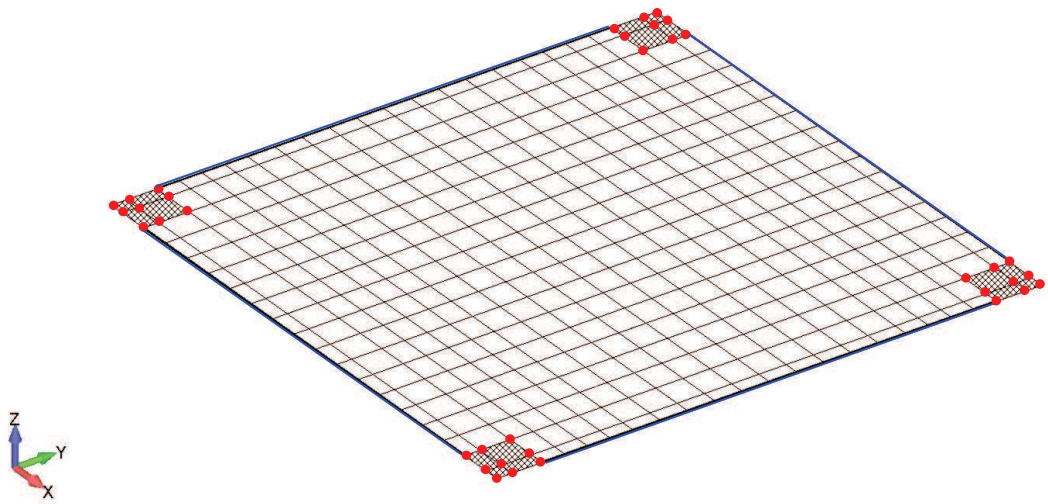


図 3-1(3) スラブの評価を記載する部材の位置 (2F 0.P.64.90m)



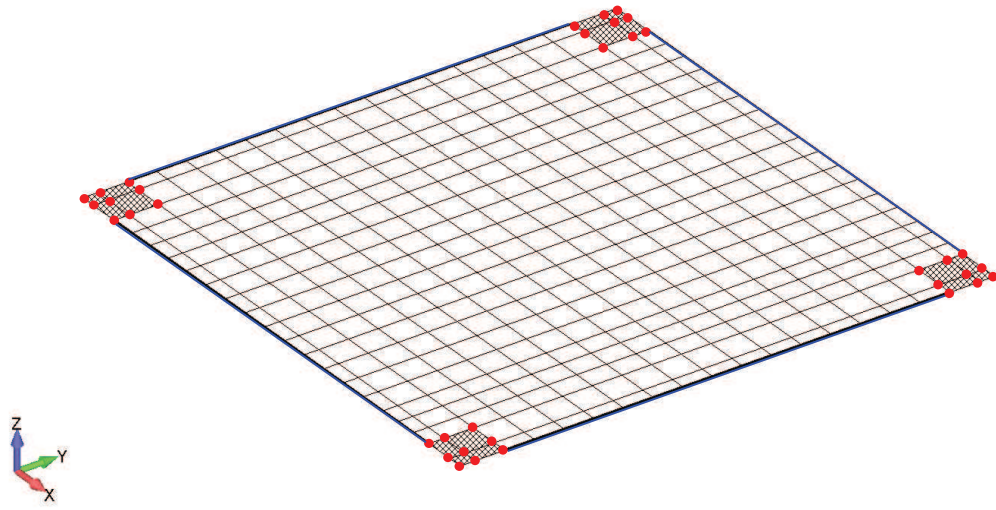
(a) 床スラブ①



(b) 床スラブ②

●, — : 固定 — : 鉛直のみ自由 — : 鉄骨梁
 (ハッチング部は柱の範囲を示す)

図 3-2(1) 解析モデル図



(c) 屋根スラブ

●, — : 固定 — : 鉛直のみ自由 — : 鉄骨梁
 (ハッチング部は柱の範囲を示す)

図 3-2(2) 解析モデル図

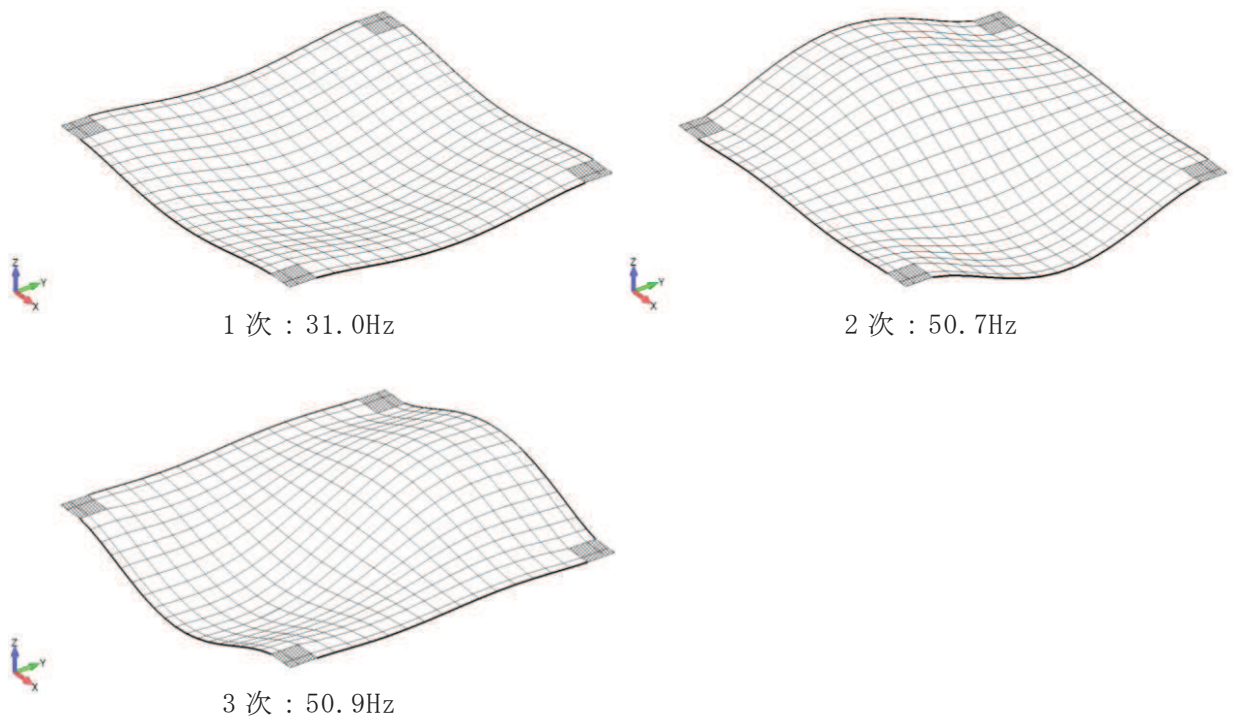
3.2 固有値解析結果

床及び屋根スラブの固有振動数を表 3-2 に、モード図を図 3-3 に示す。

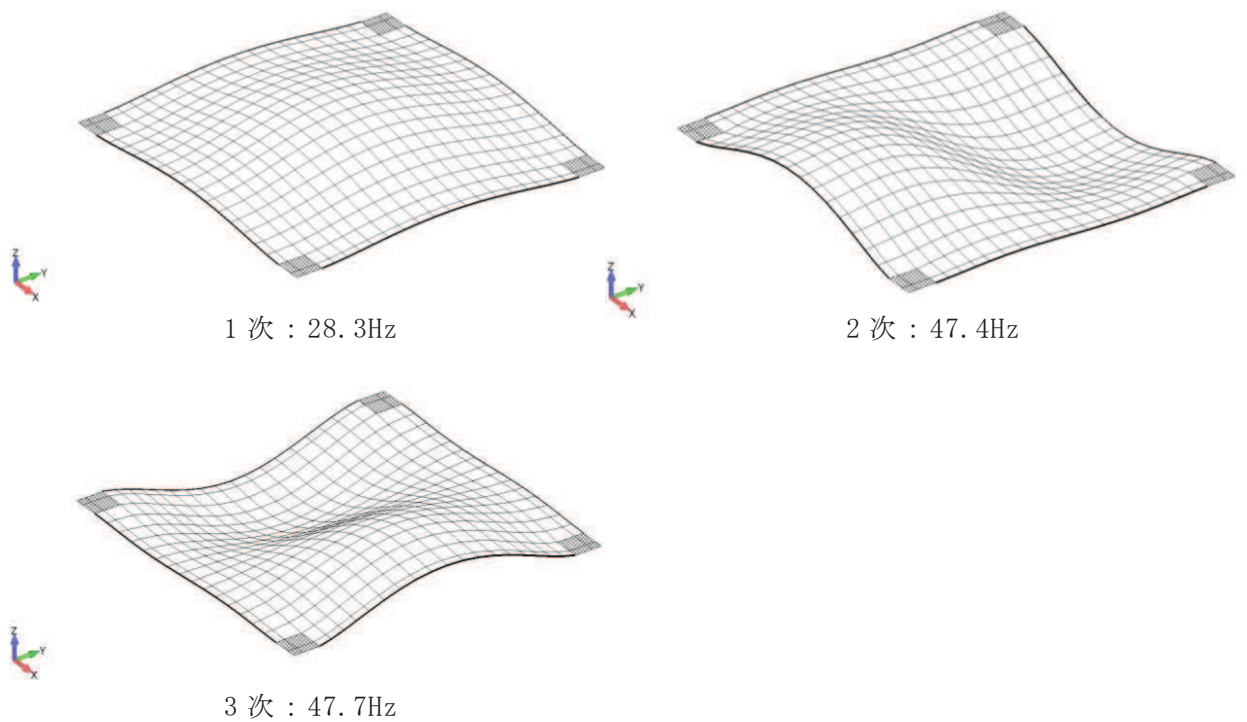
全ての部位で 1 次固有振動数が 20Hz を上回っており、当該部位の応答の増幅は考慮しない。

表 3-2 床及び天井スラブの固有振動数

部 位	次数	固有振動数 (Hz)	刺激係数
床スラブ①	1 次	31.0	1.67
	2 次	50.7	0.00
	3 次	50.9	0.00
床スラブ②	1 次	28.3	1.72
	2 次	47.4	0.00
	3 次	47.7	0.00
屋根スラブ	1 次	20.7	1.74
	2 次	35.9	0.00
	3 次	36.1	0.00

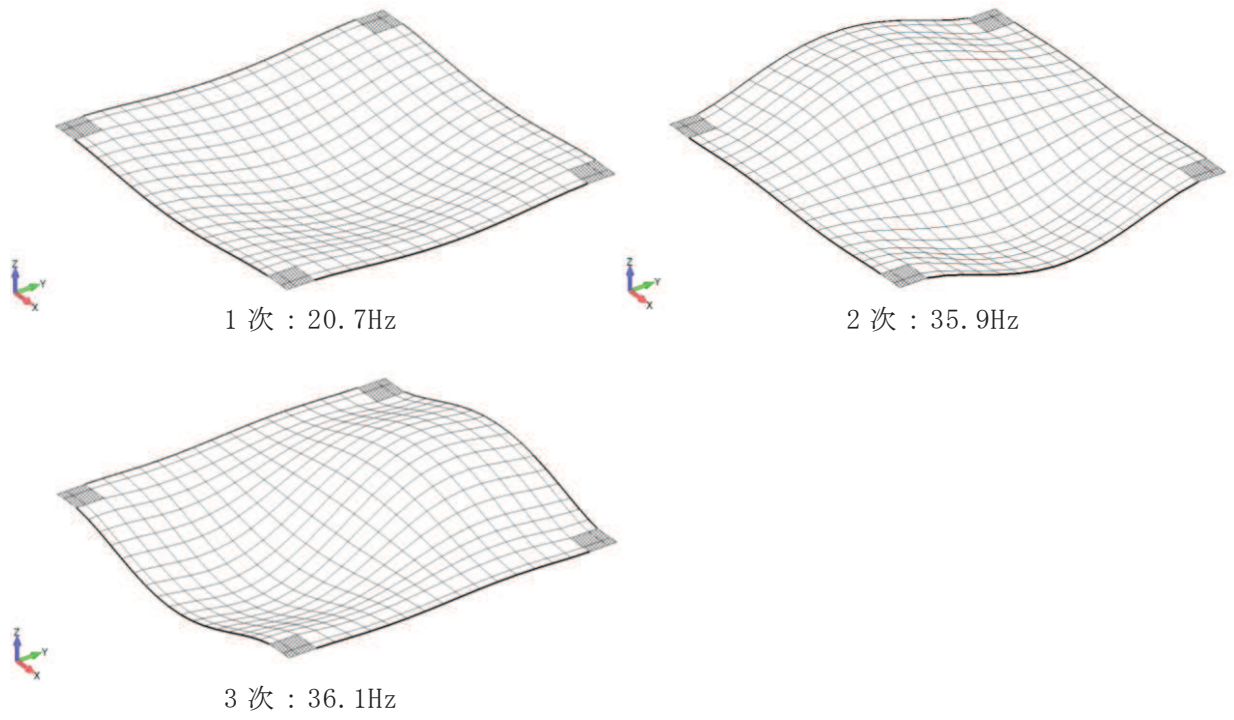


(a) 床スラブ①



(b) 床スラブ②

図 3-3(1) 床及び屋根スラブのモード図 (1/2)



(c) 屋根スラブ

図 3-3(2) 床及び屋根スラブのモード図 (2/2)

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-19-0610-12_改9

補足-610-12 第3号機海水熱交換器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-2-2-29 第3号機海水熱交換器建屋の地震応答計算書」及び添付書類「VI-2-2-30 第3号機海水熱交換器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3号機海水熱交換器建屋に対する平成23年（2011年）東北地方太平洋沖地震等の影響

別紙 1-1 第3号機海水熱交換器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3号機海水熱交換器建屋のシミュレーション解析

別紙 2 第3号機海水熱交換器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3号機海水熱交換器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3号機海水熱交換器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 浸水防護施設を支持する部位等の評価についての補足説明資料

別紙 5-1 鉄筋ひずみの平均化について

別紙 5-2 壁に作用する水平方向地震時の慣性力の影響について

別紙 5-3 ペントハウスについての補足説明資料

別紙 5-4 浸水防護施設を支持する部位等の余震時の評価について

別紙 6 浸水に対する境界躯体の止水性について

別紙 1 第 3 号機海水熱交換器建屋に対する平成 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 3 号機海水熱交換器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 3 号機海水熱交換器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 $S_s - D$ を上回る地震動を観測した。

ここでは、第 3 号機海水熱交換器建屋について、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3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3号機海水熱交換器建屋の耐震壁には、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。なお、幅1.0mm以下のひび割れは各階で認められるが、ほとんどのひび割れの幅は0.3mm以下であり、また、その長さも断続的なものであることから、ひび割れの中には地震が原因ではないと明確に判断できないとして抽出されたものも含まれていると考えられる。

2.2 シミュレーション解析結果

第3号機海水熱交換器建屋について、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、EW方向ともに0.80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。

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3号機海水熱交換器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。また、シミュレーション解析の結果より、各階のせん断応力度は設計配筋量のみで負担できる短期許容せん断応力度以下であることを確認した。

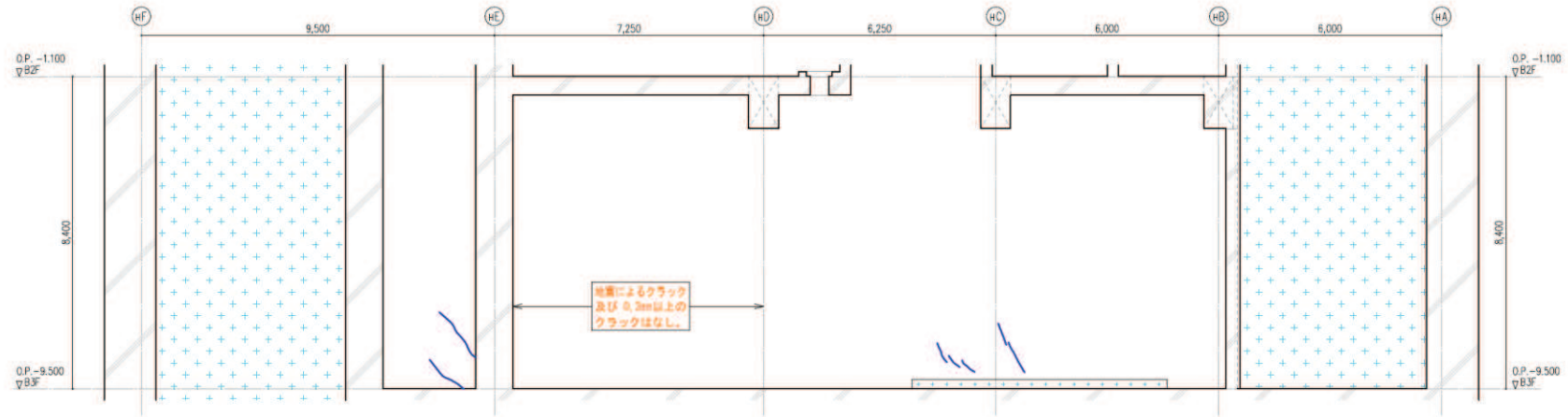
以上のことから、耐震壁の鉄筋コンクリート部はひび割れが発生するものの、鉄筋は弾性範囲にあることを確認した。

3. 評価結果のまとめ

第3号機海水熱交換器建屋の点検結果，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 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，EW方向ともに0.80倍に低下させた解析結果が，記録との整合性が良い。また，合わせて算定された応力及びひずみとの関係から，耐震壁は概ね弾性範囲であったと判断される。
- ② RC減衰については20%で観測記録との整合性が良い結果が得られた。これは，原子炉建屋の7%より大きいことが，原子炉建屋に比べ第3号機海水熱交換器建屋は建屋の埋め込まれている部分の割合が大きいことから，埋め込みによる地盤への逸散減衰が原子炉建屋に比べて大きいためであると考えられる。
- ③ 鉛直動については，設計で考慮している剛性，減衰を用いた解析結果が，一部短周期側で解析結果が観測記録を上回り保守的な評価となっているものの，その他の周期帯では観測記録との整合性が良い。

別紙 1-1 第 3 号機海水熱交換器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		幅未確認	
	0.3mm以上～1.0mm未満		はくらく	
	1.0mm以上		確認不能の範囲	



対象とした階

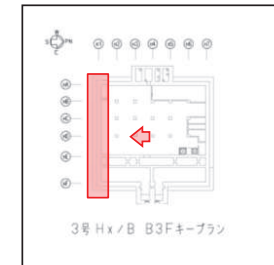
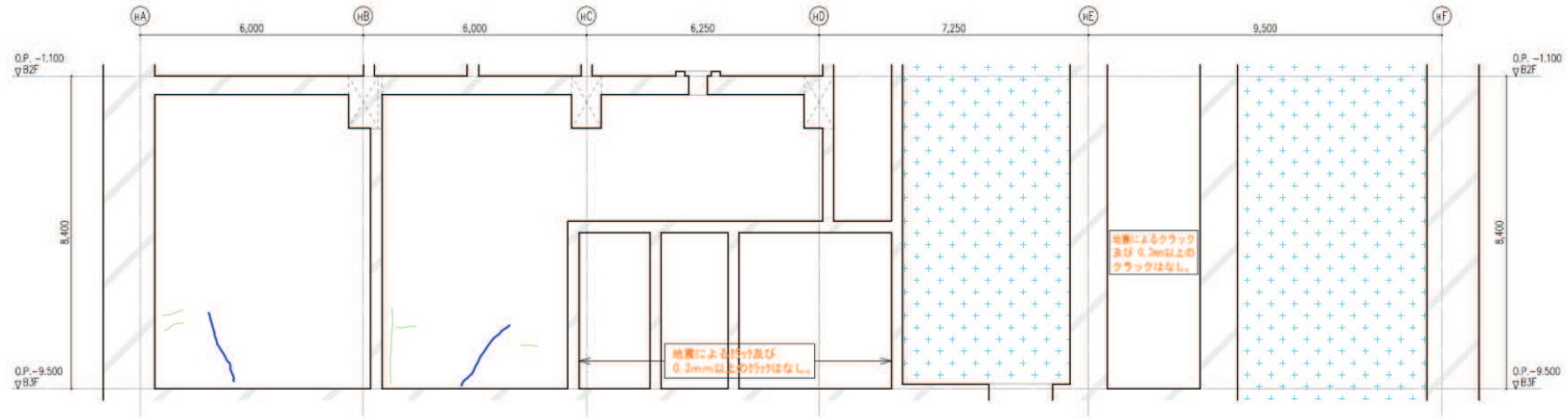


図1 第3号機海水熱交換器建屋のひび割れ分布 耐震壁(1) 地下3階 H1通り



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



対象とした階

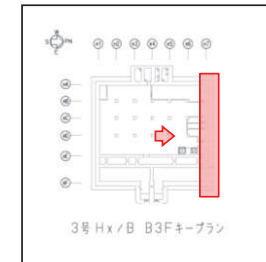
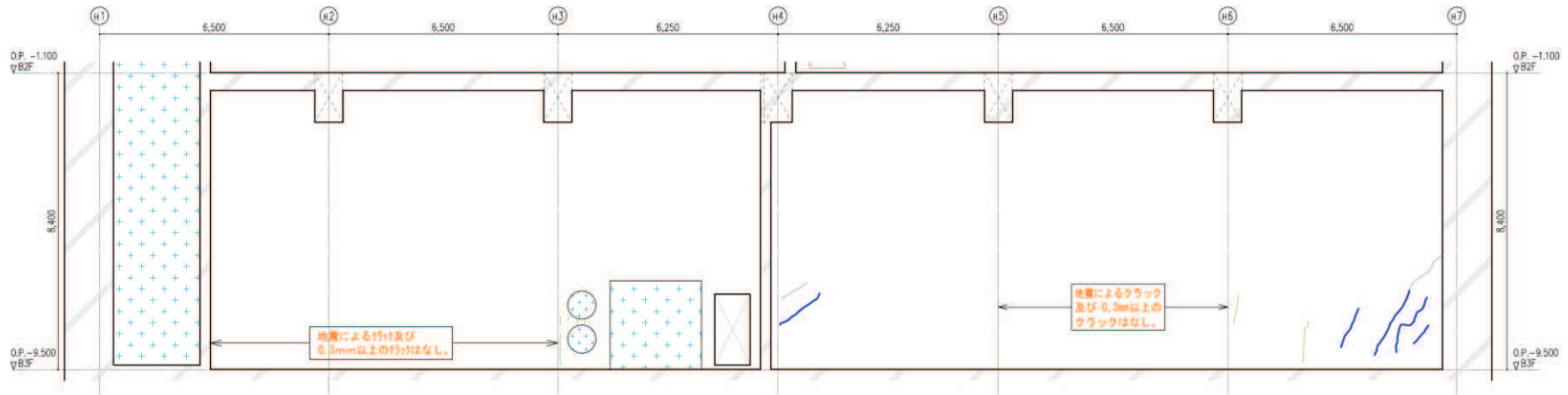


図2 第3号機海水熱交換器建屋のひび割れ分布 耐震壁(2) 地下3階 H7 通り



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



対象とした階

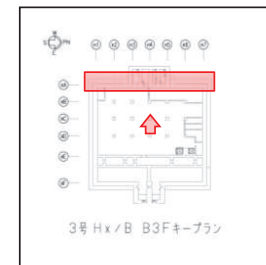
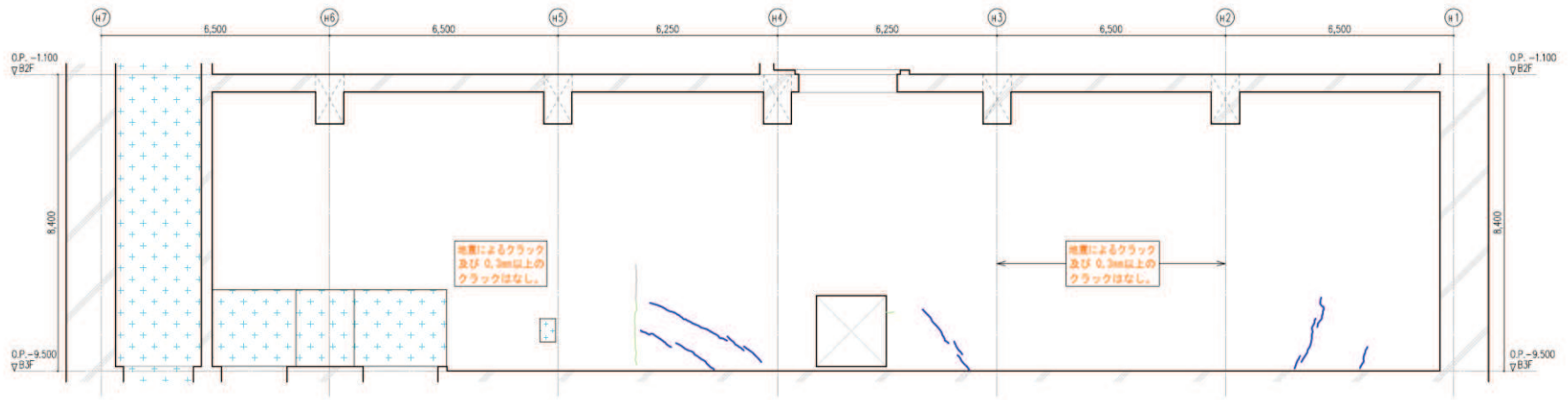


図3 第3号機海水熱交換器建屋のひび割れ分布 耐震壁(3) 地下3階 HA通り



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



対象とした階

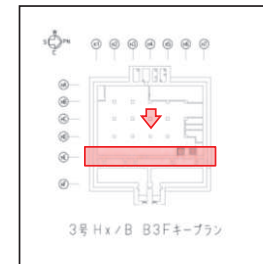
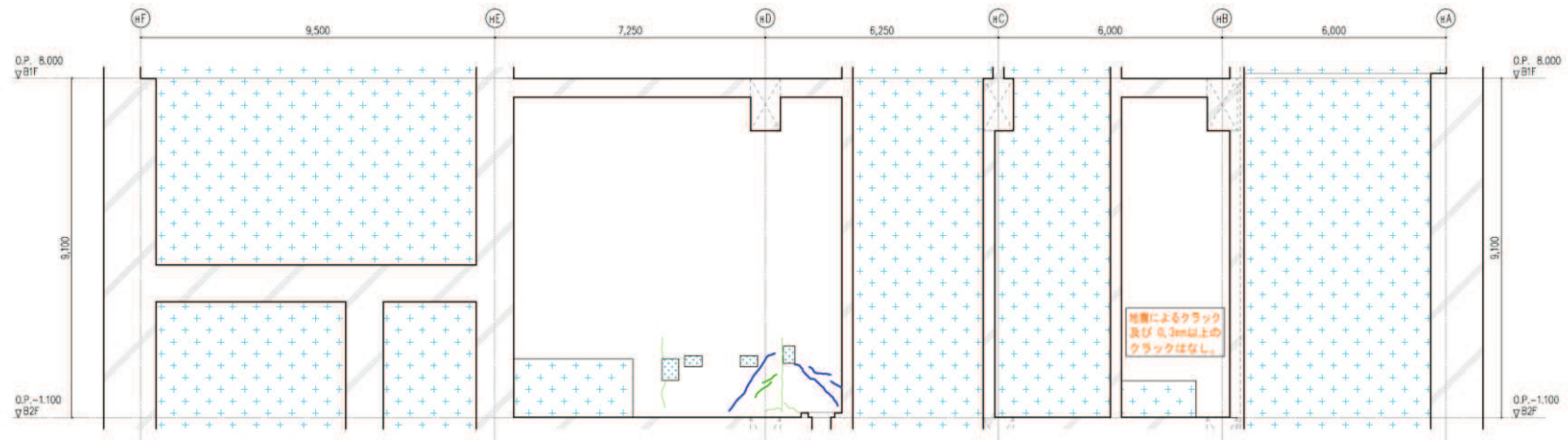
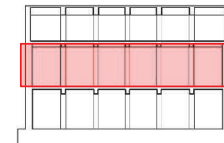


図 4 第 3 号機海水熱交換器建屋のひび割れ分布 耐震壁 (4) 地下 3 階 HE 通り



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



対象とした階

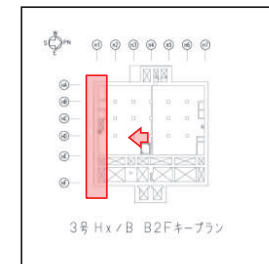
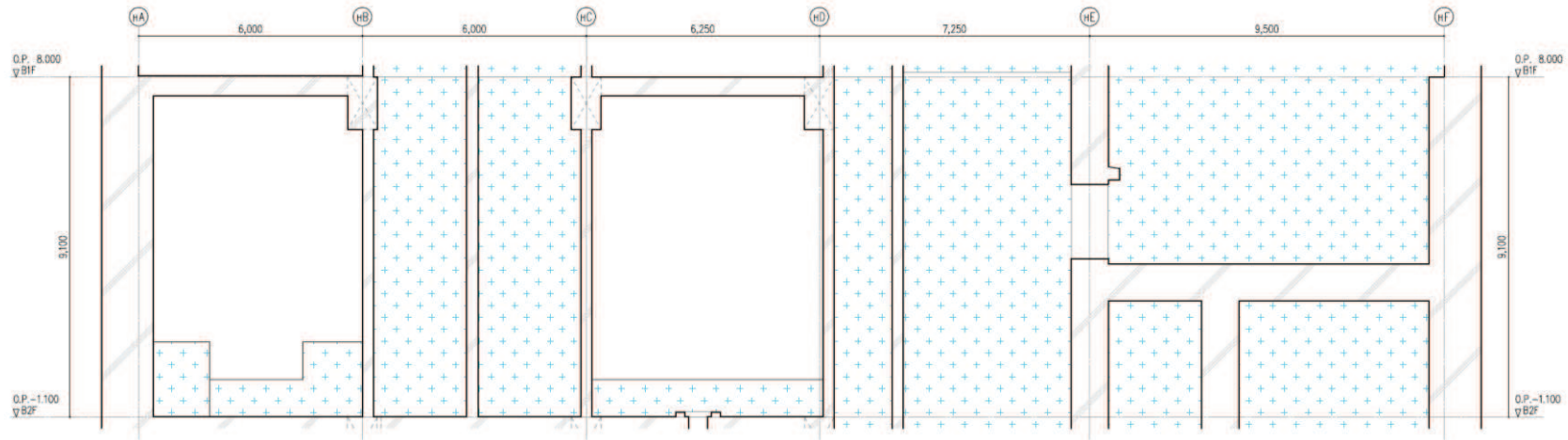
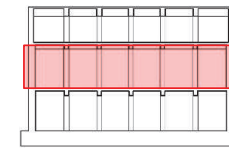


図5 第3号機海水熱交換器建屋のひび割れ分布 耐震壁 (5) 地下2階 H1 通り



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



対象とした階

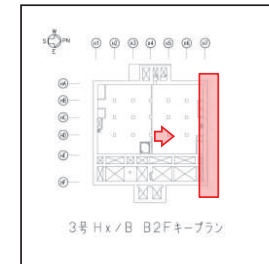
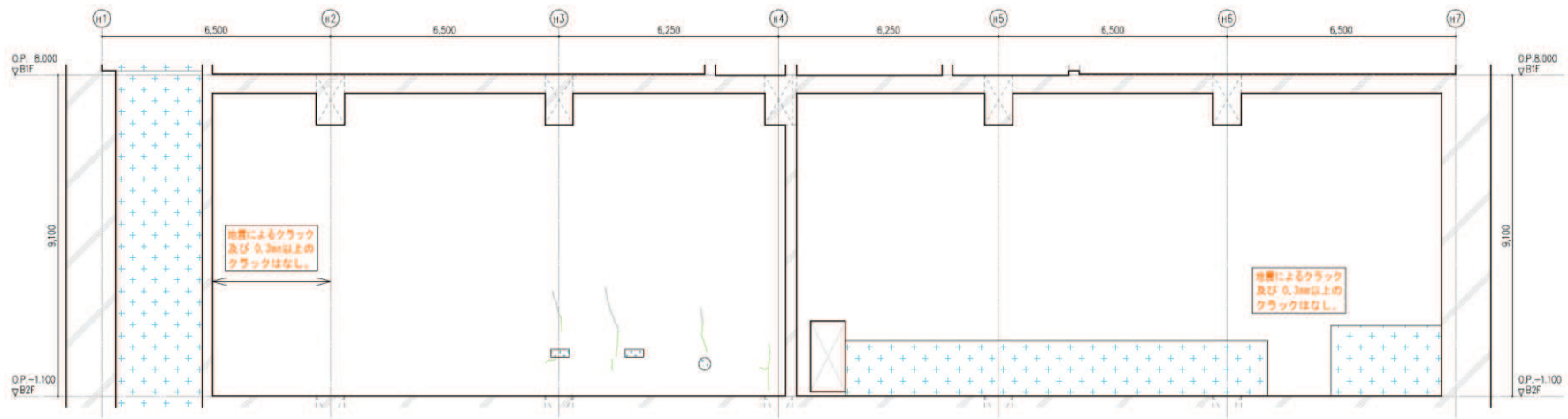
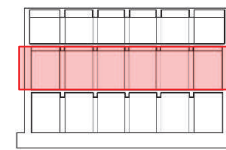


図6 第3号機海水熱交換器建屋のひび割れ分布 耐震壁(6) 地下2階 H7通り



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



対象とした階

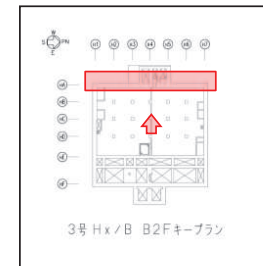
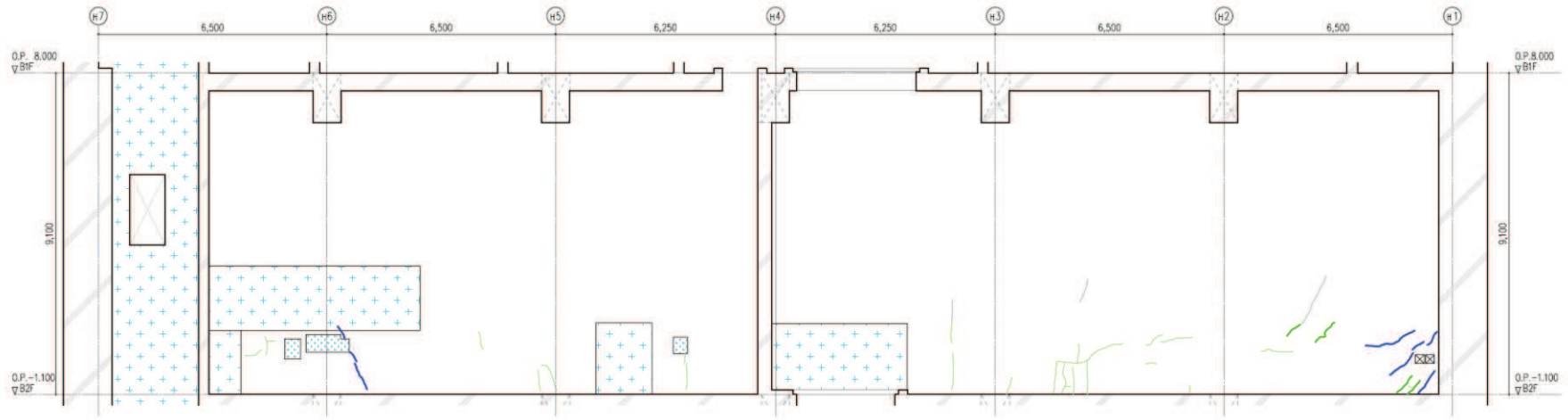
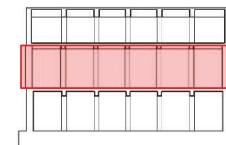


図7 第3号機海水熱交換器建屋のひび割れ分布 耐震壁(7) 地下2階 HA通り



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



対象とした階

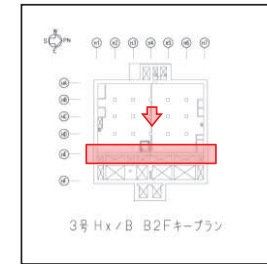
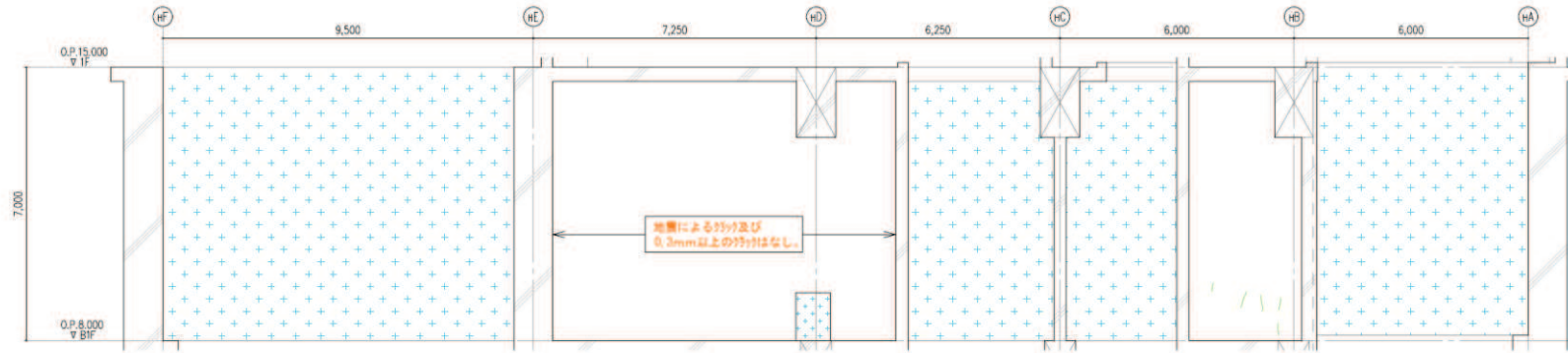


図 8 第 3 号機海水熱交換器建屋のひび割れ分布 耐震壁 (8) 地下 2 階 HE 通り



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

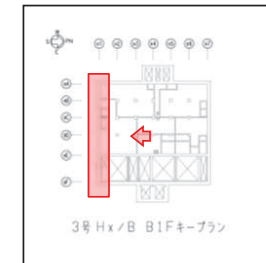
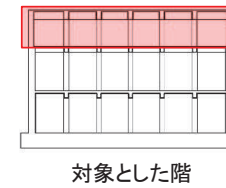
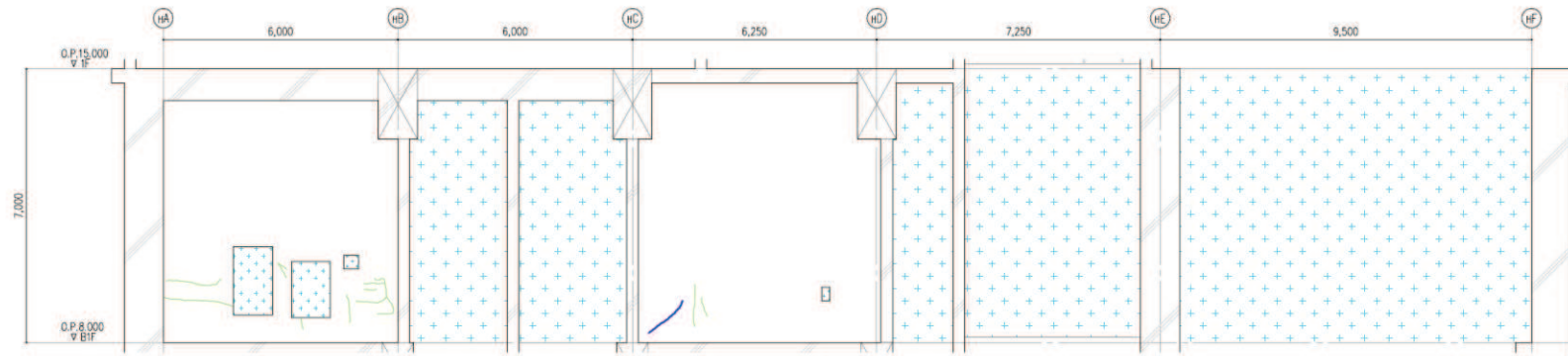


図9 第3号機海水熱交換器建屋のひび割れ分布 耐震壁(9) 地下1階 H1通り



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



対象とした階

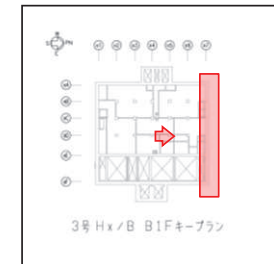


図 10 第 3 号機海水熱交換器建屋のひび割れ分布 耐震壁 (10) 地下 1 階 H7 通り

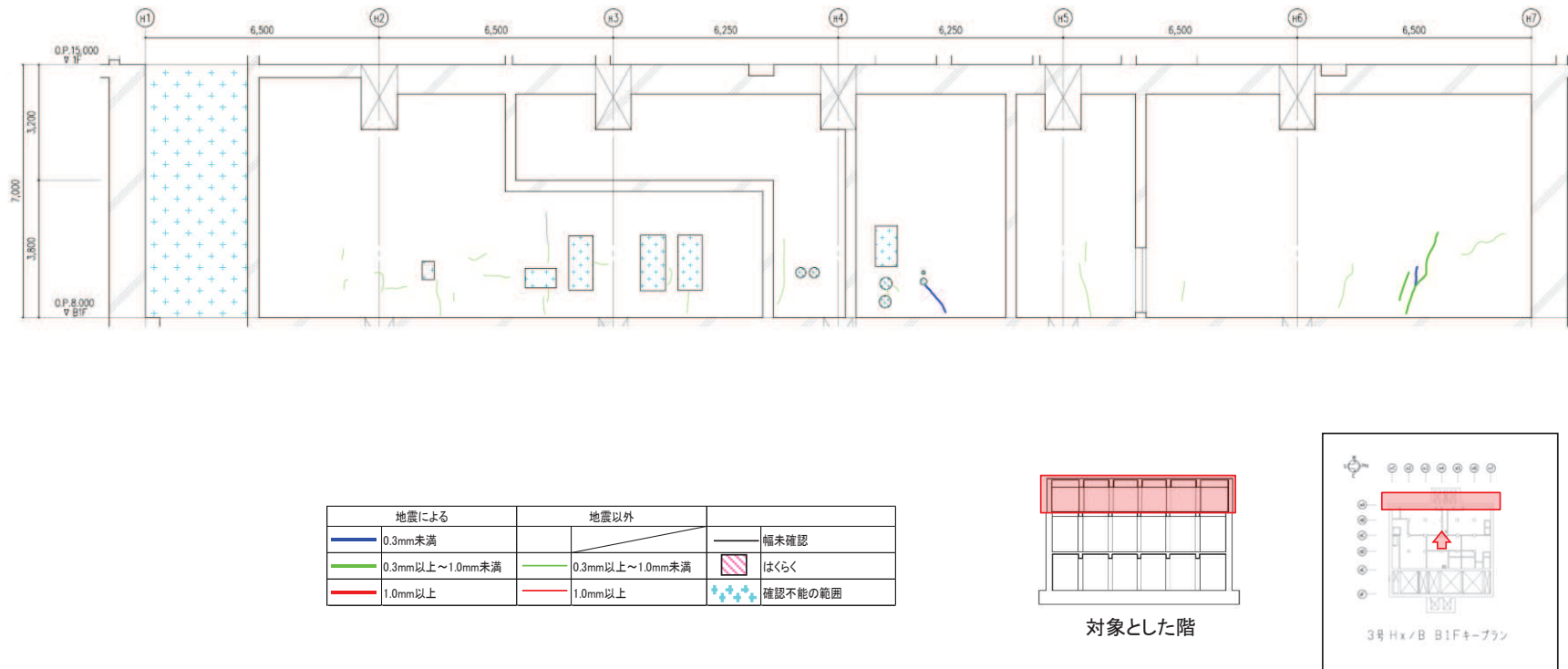
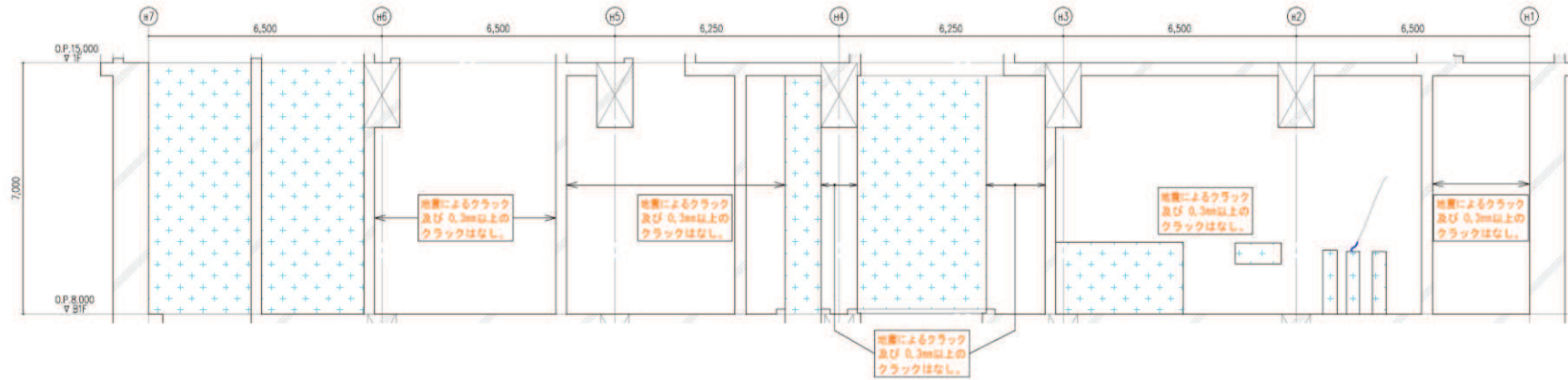


図 11 第 3 号機海水熱交換器建屋のひび割れ分布 耐震壁 (11) 地下 1 階 HA 通り



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



対象とした階

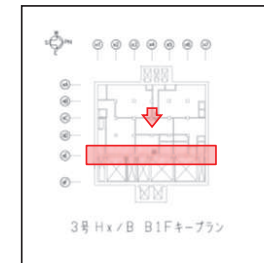


図 12 第 3 号機海水熱交換器建屋のひび割れ分布 耐震壁 (12) 地下 1 階 HE 通り

別紙 1-2 東北地方太平洋沖地震等に対する
第3号機海水熱交換器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	耐震壁の評価	別紙 1-2- 4
2.3	接地圧の評価	別紙 1-2-37
3.	評価結果のまとめ	別紙 1-2-40

1. はじめに

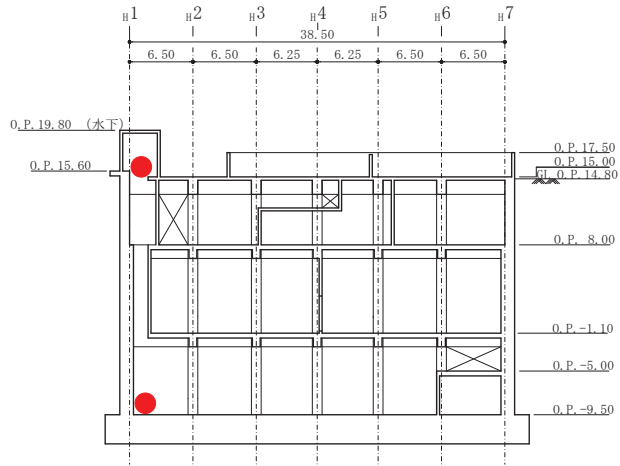
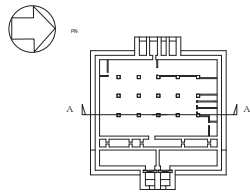
第3号機海水熱交換器建屋について、3.11地震及び4.7地震の2つの地震に対して、建屋の振動特性を確認すること及び耐震壁に構造的な影響が生じていないか確認することを目的としてシミュレーション解析を実施する。

地震による第3号機海水熱交換器建屋の構造的な影響評価は、建屋の質点系モデルを用いて建屋内外に設置された地震計の観測記録によるシミュレーション解析を行い、地震時の応力に対し鉄筋が弾性範囲内にあることを確認することにより実施する。

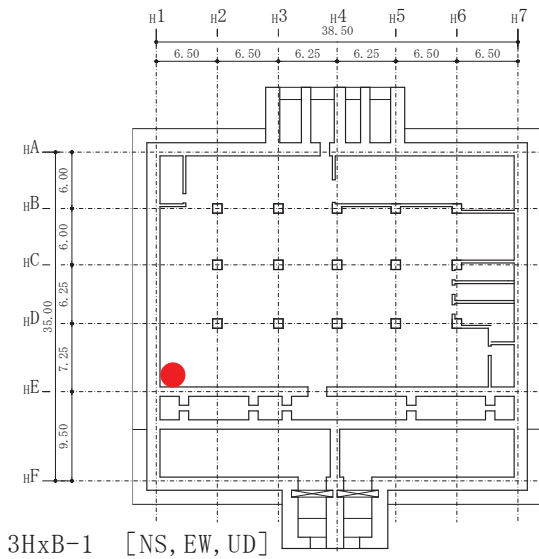
2. シミュレーション解析

2.1 地震計の配置

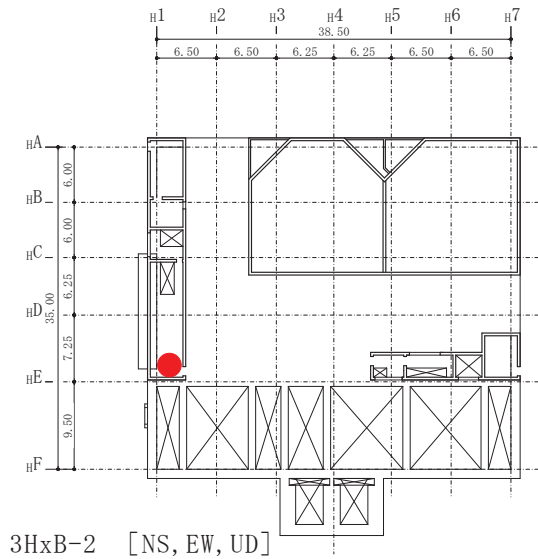
第3号機海水熱交換器建屋における地震計配置図（断面図及び平面図）を図 2-1 に示す。



断面図



基礎版上 (O.P. -9.50m)



屋上階 (O.P. 15.00m)

図 2-1 地震計配置図

2.2 耐震壁の評価

2.2.1 地震応答解析の概要

当該地震に対する第3号機海水熱交換器建屋の地震応答解析は、基礎版上における水平方向及び鉛直方向の地震観測記録を用いた解析（水平：非線形解析，鉛直：線形解析）とした。

解析モデルへの入力地震動は、第3号機海水熱交換器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3号機海水熱交換器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。

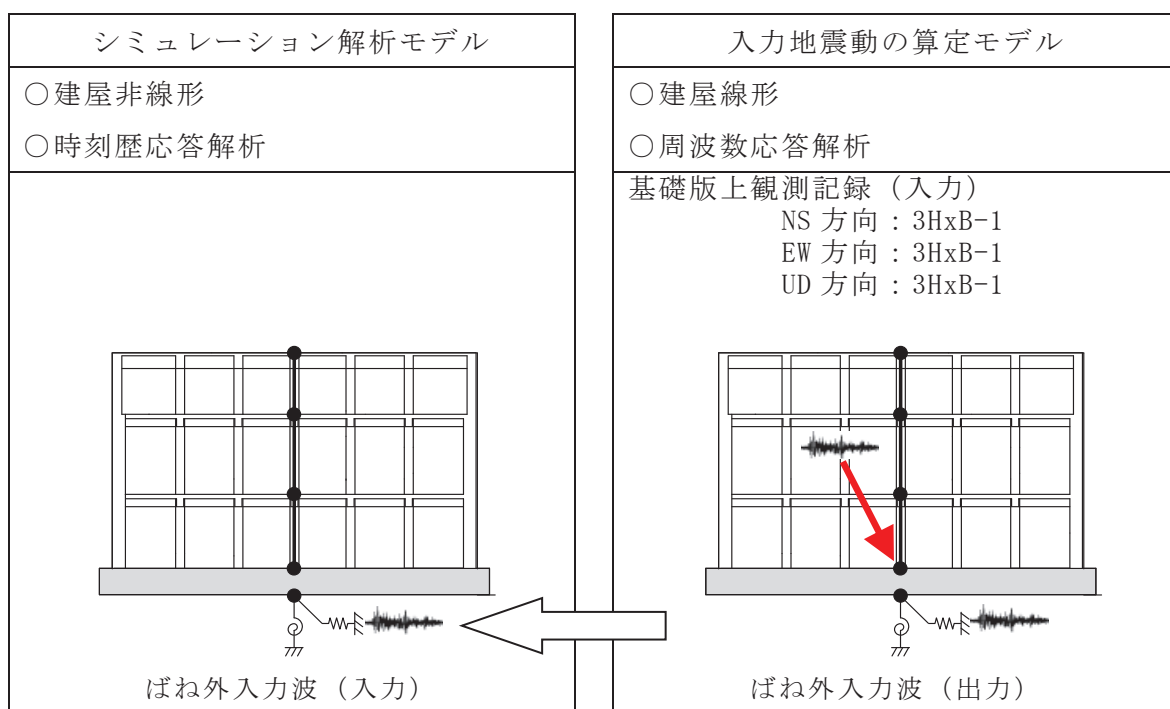


図 2-2 入力地震動の算出概念図

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2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に水平方向、表2-2に鉛直方向について示す。

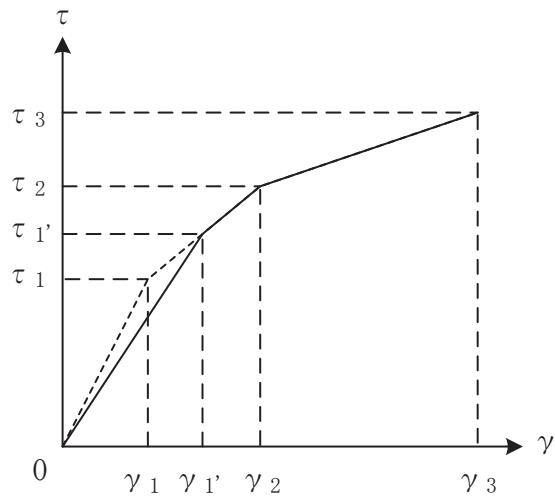
- ① 鉄筋コンクリート部の剛性評価は、耐震壁について観測記録と整合するように等価な剛性として設定し、図2-3に示すように復元力特性の第1勾配は設計時から見直した。建屋全体に一律の等価な剛性を設定した。
- ② 建屋の減衰定数は、観測記録と整合するように解析では全て鉄筋コンクリート部の減衰定数に代表させて再設定し、水平は両方向ともに同じ減衰定数20%とした。
- ③ なお、第3号機海水熱交換器建屋については、上記のとおり減衰定数20%で観測記録と整合しており、埋め込まれていることによる建屋応答低減効果が認められることから、そのメカニズムについて表層地盤を3次元地盤FEMでモデル化し検討を行っている。その結果、3次元地盤FEMモデルでは、3.11地震のシミュレーション解析で建屋上部の応答が概ね観測記録と整合しており、建屋近傍の表層地盤の応答は建屋応答の影響を受けて、遠方の自由地盤の応答とは違った傾向となること、最大加速度、最大速度、最大ひずみは建屋近傍よりも遠方の自由地盤のほうが大きめとなることが確認された。検討の詳細について、補足説明資料「補足-620-2 埋め込まれた建屋の表層地盤による影響について」に示す。

表 2-1 解析モデル諸元の設定（水平方向）

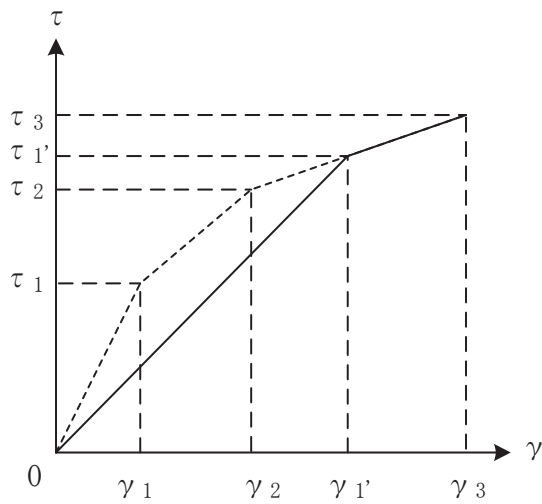
項 目		シミュレーション解析 (当該地震による評価)
応答計算法		時刻歴応答解析(非線形解析)
入力地震動		入力地震動の算定モデルで求めた 基礎底面ばね外における地震動
剛性評価	考慮範囲	耐震壁
	ヤング係数(E) せん断弾性係数(G)	観測記録との整合性を踏まえ再設定
	剛性・復元力特性の 設定の考え方	観測記録と整合する等価な剛性のモデル化は、耐震壁のヤング係数・せん断弾性係数を再設定することにより行い、復元力特性は設計時モデルのスケルトンと接続。建屋全体に一律の等価剛性を設定。
減衰定数	鉄筋コンクリート	20% (ひずみエネルギー比例型)
	減衰定数設定の 考え方	観測記録のみ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1軸モデル
	地盤ばね	J E A Gによる近似法

表 2-2 解析モデル諸元の設定（鉛直方向）

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(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)	設計値
減衰定数	鉄筋コンクリート	5% (ひずみエネルギー比例型)
解析モデル	建屋-地盤相互作用	底面地盤ばねで考慮 (側面地盤との相互作用は考慮しない)
	建屋モデル	質点系1軸モデル
	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。

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 2-3 に示す。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 2-4~表 2-7 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。

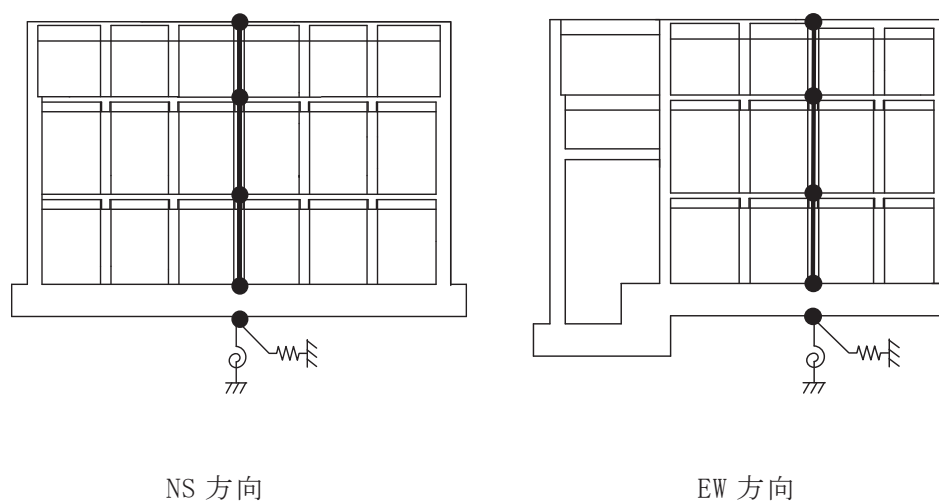


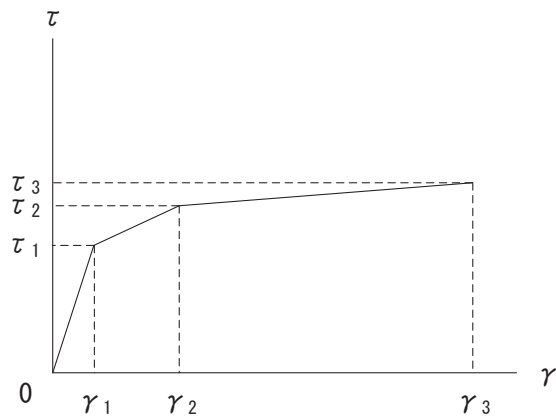
図 2-4 地震応答解析モデル（水平方向）

表 2-3 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	0.80	2.12×10^4	0.910×10^4	20
	EW	0.80	2.12×10^4	0.910×10^4	20

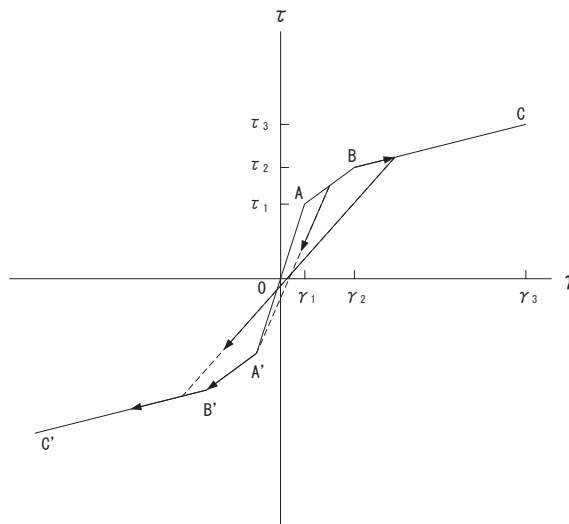
注記*：初期剛性補正係数は、観測記録と整合するように設定した耐震壁の初期剛性の設計値に対する係数

設計値	ヤング係数	2.65×10^4 N/mm ²
	せん断弾性係数	1.14×10^4 N/mm ²



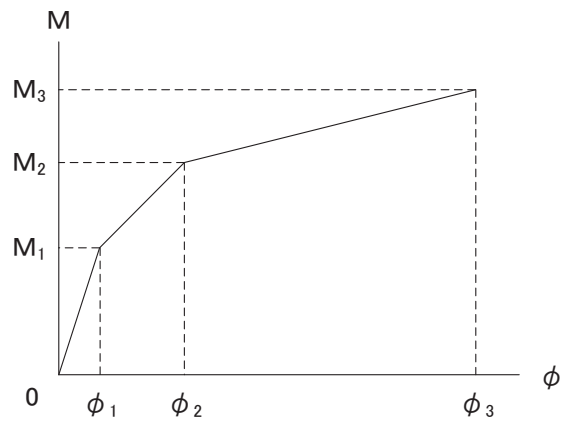
- τ_1 : 第1折点のせん断応力度
- τ_2 : 第2折点のせん断応力度
- τ_3 : 終局点のせん断応力度
- γ_1 : 第1折点のせん断ひずみ
- γ_2 : 第2折点のせん断ひずみ
- γ_3 : 終局点のせん断ひずみ ($=4 \times 10^{-3}$)

図 2-5 せん断応力度－せん断ひずみ関係



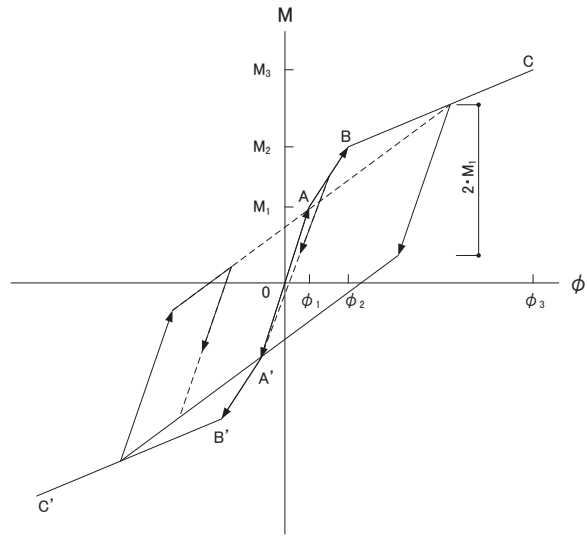
- a. 0-A 間：弾性範囲
- b. A-B 間：負側スケルトンが経験した最大点に向かう。ただし、負側最大点が第1折点を越えていない時は負側第1折点に向かう。
- c. B-C 間：負側最大点指向
- d. 各最大点は、スケルトン上を移動することにより更新される。
- e. 安定ループは面積を持たない。

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 曲げモーメントー曲率関係の復元力特性

表 2-4 せん断力のスケルトンカーブ数値表 (NS 方向)
(剛性補正係数 0.80)

0. 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 ($\times 10^{-3}$)
15.0 ~ 8.0	1.97	2.51	5.91	0.216	0.491	4.00
8.0 ~ -1.1	2.06	2.64	5.86	0.227	0.515	4.00
-1.1 ~ -9.5	2.20	2.82	6.24	0.242	0.550	4.00

表 2-5 せん断力のスケルトンカーブ数値表 (EW 方向)
(剛性補正係数 0.80)

0. 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 ($\times 10^{-3}$)
15.0 ~ 8.0	1.97	2.51	6.04	0.216	0.491	4.00
8.0 ~ -1.1	2.06	2.64	5.99	0.227	0.515	4.00
-1.1 ~ -9.5	2.20	2.82	6.26	0.242	0.550	4.00

表 2-6 曲げモーメントのスケルトンカーブ数値表 (NS 方向)
(剛性補正係数 0.80)

0. 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)
15.0 ~ 8.0	2.98	5.84	7.98	0.589	4.95	98.9
8.0 ~ -1.1	4.16	8.36	11.1	0.646	5.05	101
-1.1 ~ -9.5	6.73	15.0	20.1	0.746	5.27	105

表 2-7 曲げモーメントのスケルトンカーブ数値表 (EW 方向)
(剛性補正係数 0.80)

0. 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)
15.0 ~ 8.0	2.95	5.34	7.72	0.644	5.40	108
8.0 ~ -1.1	4.31	8.22	11.6	0.708	5.55	111
-1.1 ~ -9.5	4.99	11.2	15.5	0.818	5.81	116

2.2.4 鉛直方向の地震応答解析モデル

鉛直方向の地震応答解析モデルは、図 2-9 に示すように、建屋を軸変形する耐震壁部からな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。

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ヤング係数、せん断弾性係数及び減衰定数を表 2-8 に示す。なお、これらの剛性及び減衰定数は設計値とする。

基礎底面地盤ばねの鉛直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。

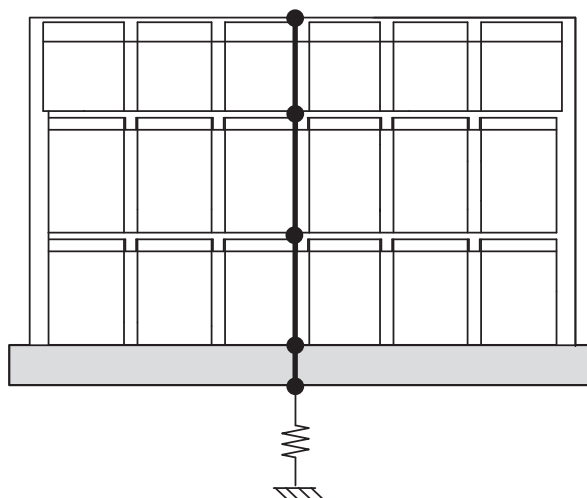


図 2-9 地震応答解析モデル（鉛直方向）

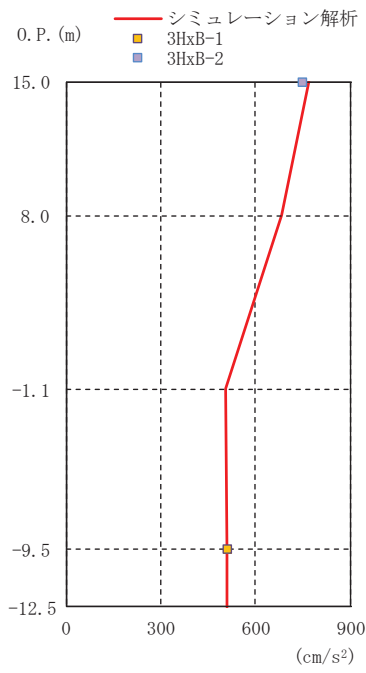
表 2-8 鉛直方向の地震応答解析に用いる物性値

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	2.65×10 ⁴	1.14×10 ⁴	5

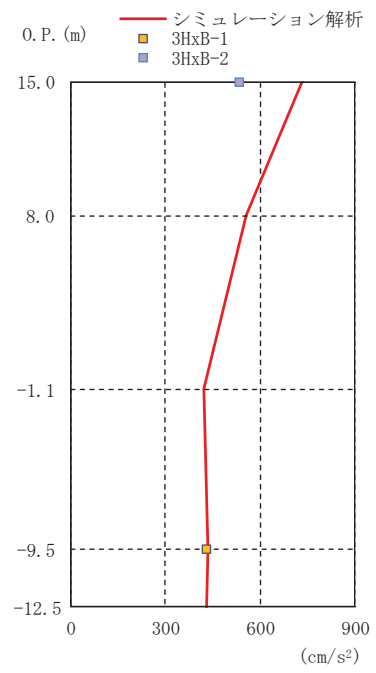
2.2.5 地震応答解析結果

地震応答解析により求められた NS 方向，EW 方向及び UD 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 3.11 地震の観測記録との比較を図 2-10～図 2-14 に，4.7 地震の観測記録との比較を図 2-15～図 2-19 に示す。解析モデルの固有値解析結果を表 2-9～表 2-11 及び図 2-20～図 2-22 に示す。

これより，水平方向では，観測記録と解析結果の各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が概ね整合していることを確認した。また，鉛直方向では，地上 1 階において最大加速度及び加速度応答スペクトルの短周期側で解析結果が観測記録を上回り保守的な評価となっているものの，その他の周期帯では概ね整合していることを確認した。

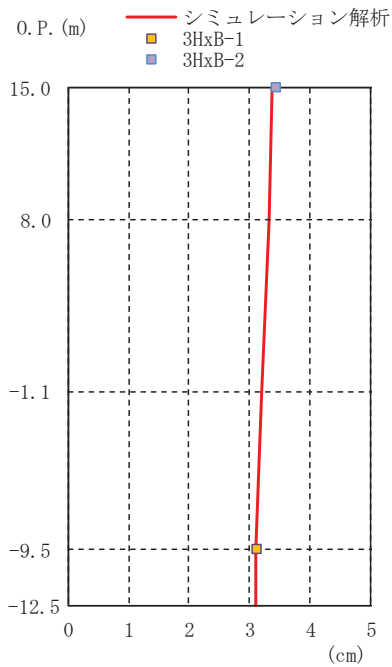


(a) NS 方向

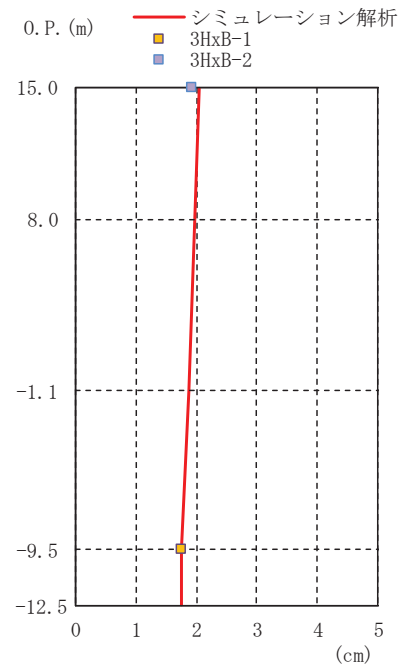


(b) EW 方向

図 2-10 最大応答加速度の比較 (3.11 地震)

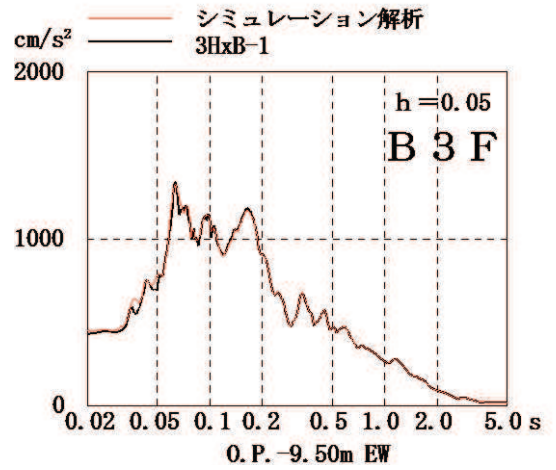
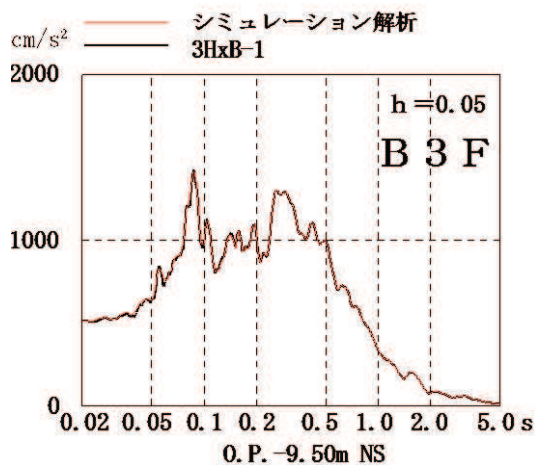
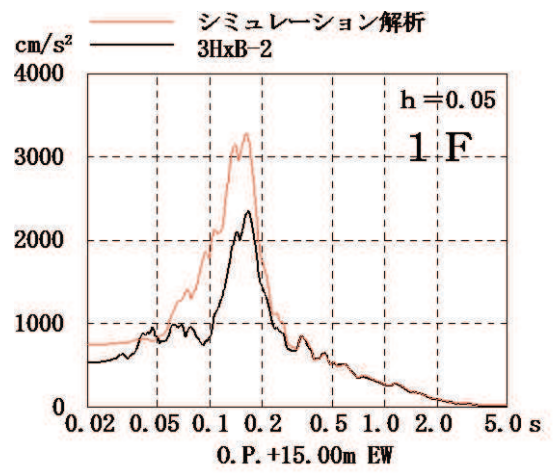
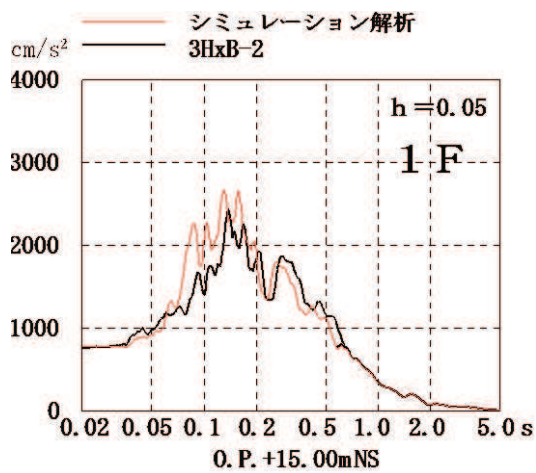


(a) NS 方向



(b) EW 方向

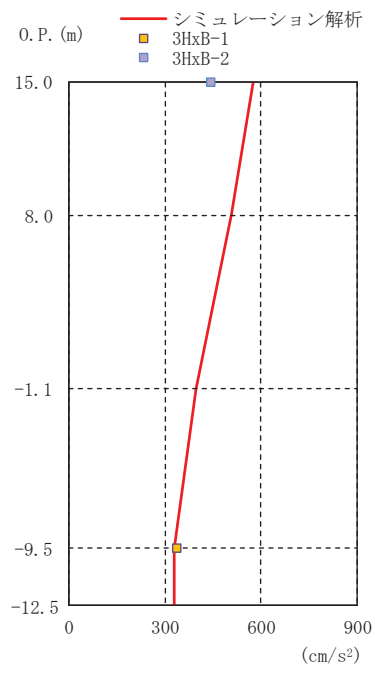
図 2-11 最大応答変位の比較 (3.11 地震)



NS 方向

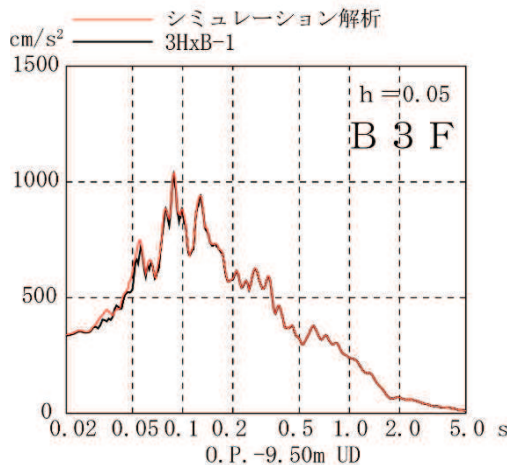
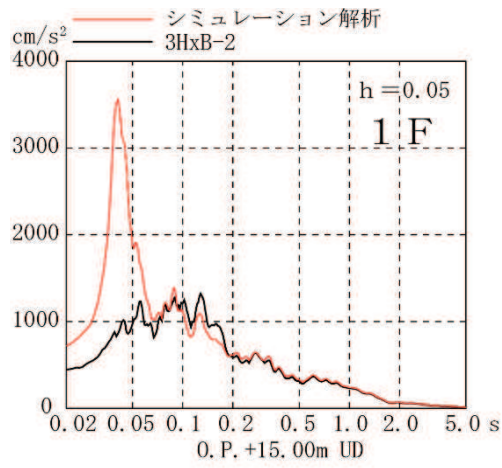
EW 方向

図 2-12 加速度応答スペクトルの比較 (3.11 地震)



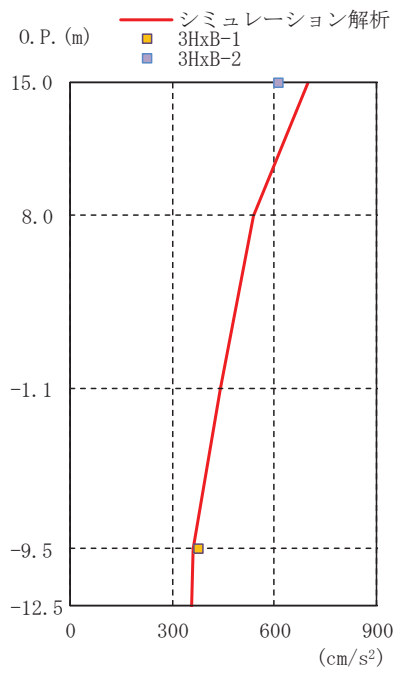
(UD 方向)

図 2-13 最大応答加速度の比較 (3.11 地震)

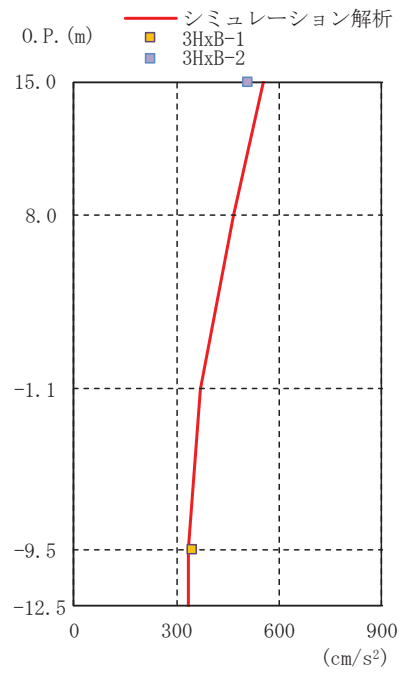


(UD 方向)

図 2-14 加速度応答スペクトルの比較 (3.11 地震)

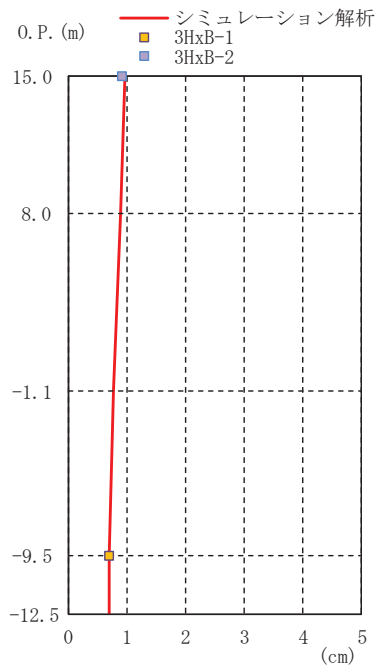


(a) NS 方向

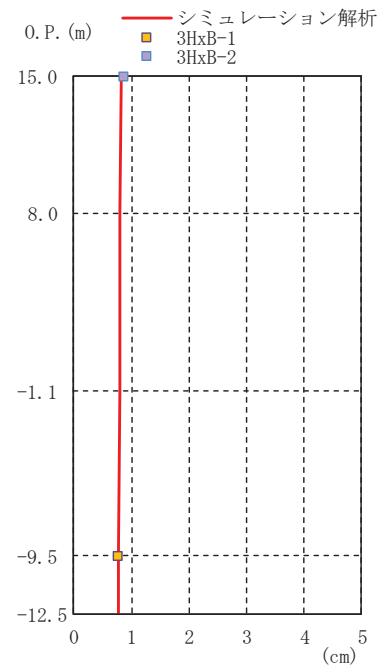


(b) EW 方向

図 2-15 最大応答加速度の比較 (4.7 地震)

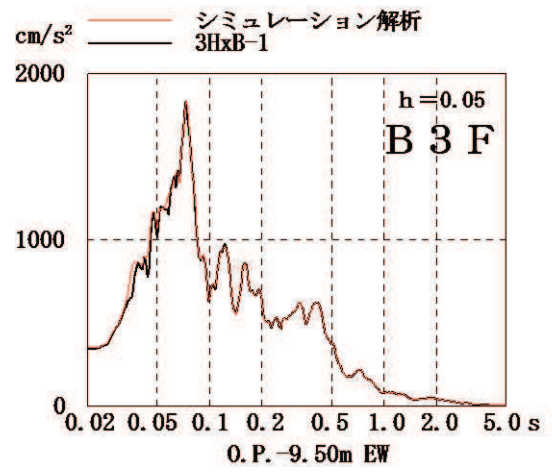
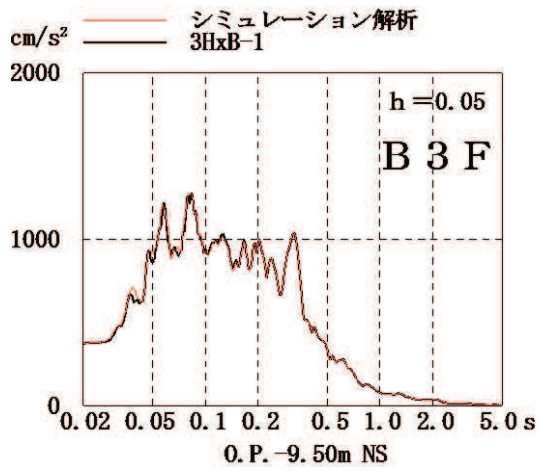
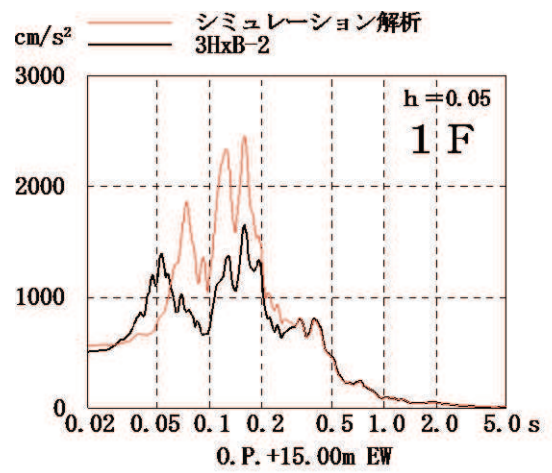
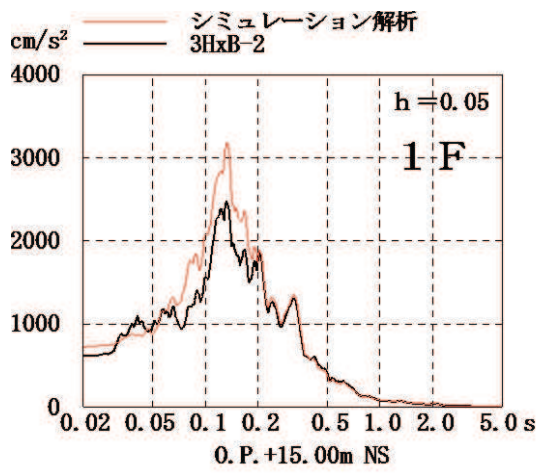


(a) NS 方向



(b) EW 方向

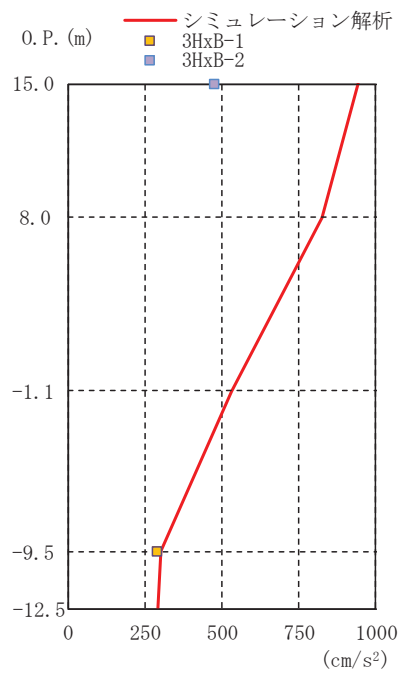
図 2-16 最大応答変位の比較 (4.7 地震)



NS 方向

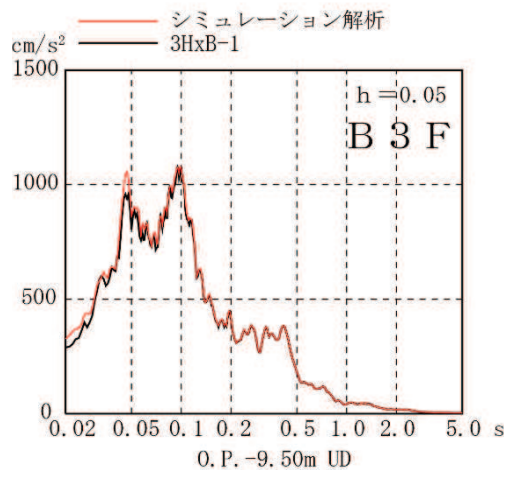
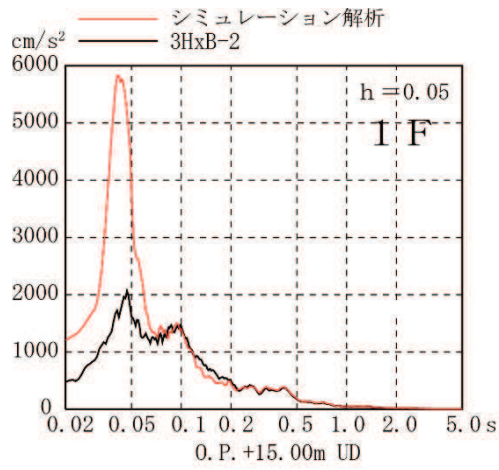
EW 方向

図 2-17 加速度応答スペクトルの比較 (4.7 地震)



(UD 方向)

図 2-18 最大応答加速度の比較 (4.7 地震)



(UD 方向)

図 2-19 加速度応答スペクトルの比較 (4.7 地震)

表 2-9 固有値解析結果(NS 方向)

(剛性補正係数 0.8)

次数	固有周期 (s)	振動数 (Hz)	刺激係数
1	0.137	7.30	1.362
2	0.057	17.51	0.520
3	0.044	22.51	0.183
4	0.034	29.24	0.296

表 2-10 固有値解析結果(EW 方向)

(剛性補正係数 0.8)

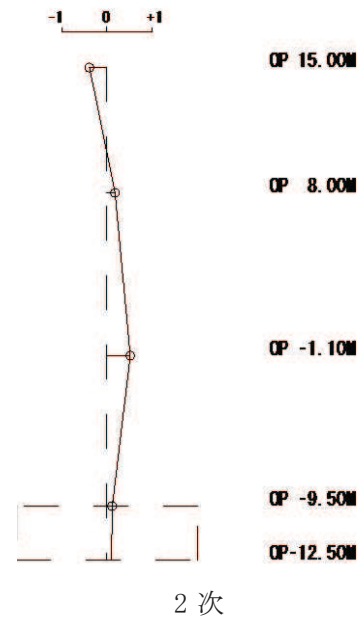
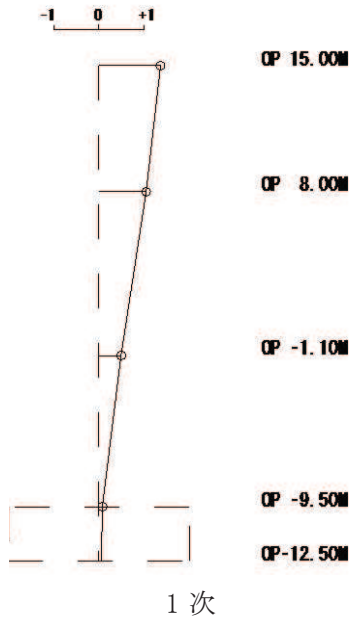
次数	固有周期 (s)	振動数 (Hz)	刺激係数
1	0.149	6.72	1.348
2	0.061	16.31	0.488
3	0.044	22.77	0.102
4	0.035	28.53	0.272

表 2-11 固有値解析結果(UD 方向)

次数	固有周期 (s)	振動数 (Hz)	刺激係数
1	0.054	18.57	1.380
2	0.023	44.00	0.506
3	0.015	67.54	0.163
4	0.011	90.82	0.024

固有周期 0.137 s
固有振動数 7.30 Hz
刺激係数 1.362

固有周期 0.057 s
固有振動数 17.51 Hz
刺激係数 0.520



固有周期 0.044 s
固有振動数 22.51 Hz
刺激係数 0.183

固有周期 0.034 s
固有振動数 29.24 Hz
刺激係数 0.296

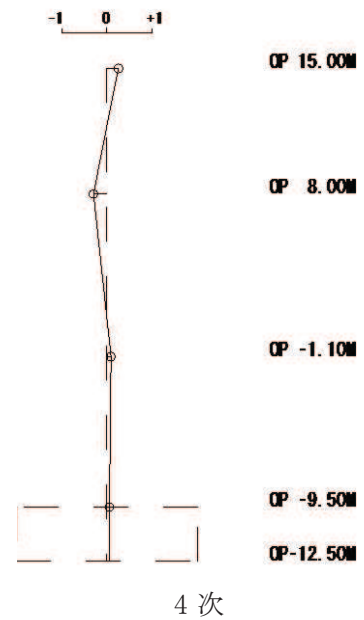
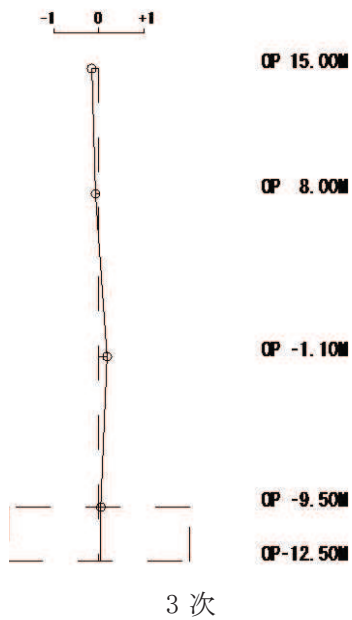
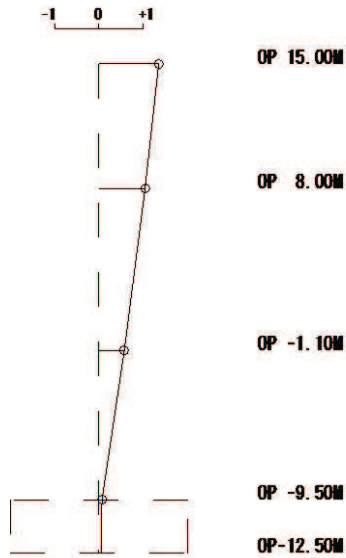


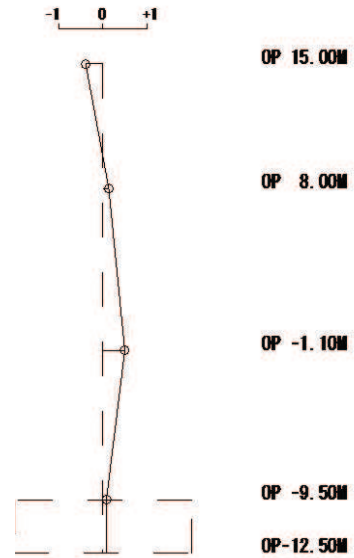
図 2-20 固有振動モード (NS 方向)

固有周期 0.149 s
固有振動数 6.72 Hz
刺激係数 1.348



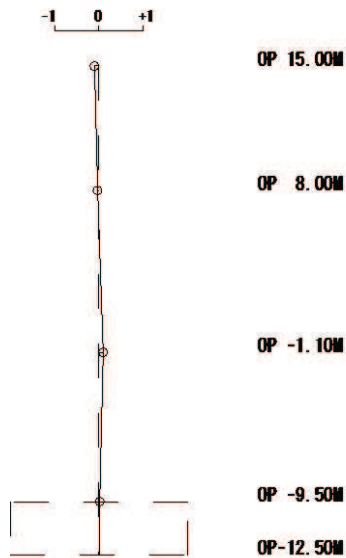
1次

固有周期 0.061 s
固有振動数 16.31 Hz
刺激係数 0.488



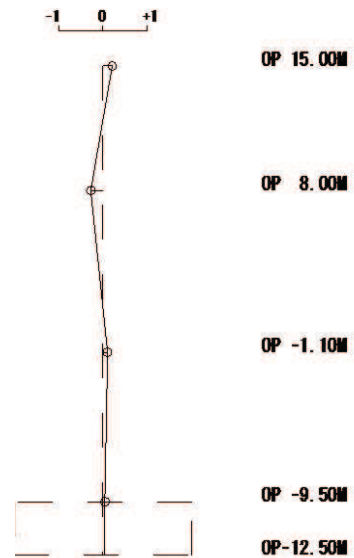
2次

固有周期 0.044 s
固有振動数 22.77 Hz
刺激係数 0.102



3次

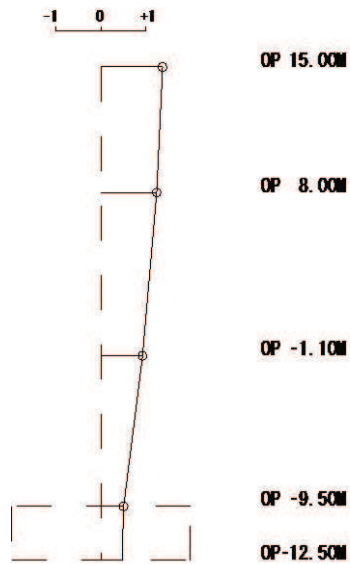
固有周期 0.035 s
固有振動数 28.53 Hz
刺激係数 0.272



4次

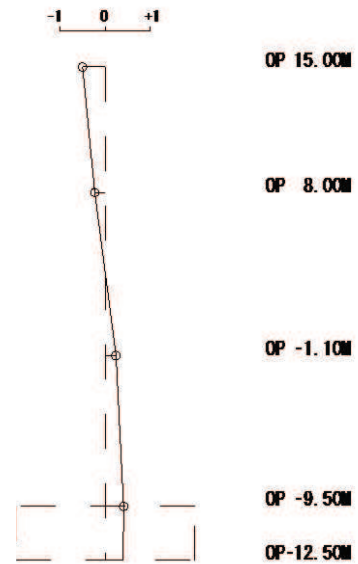
図 2-21 固有振動モード (EW 方向)

固有周期 0.054 s
固有振動数 18.57 Hz
刺激係数 1.380



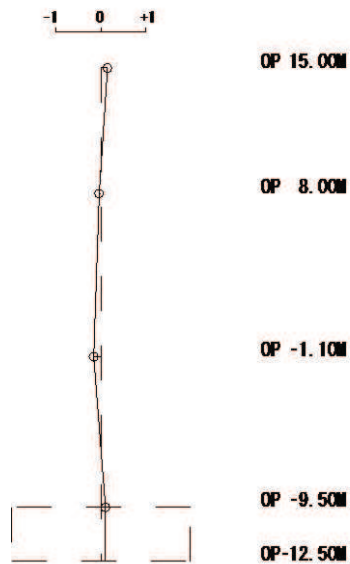
1次

固有周期 0.023 s
固有振動数 44.00 Hz
刺激係数 0.506



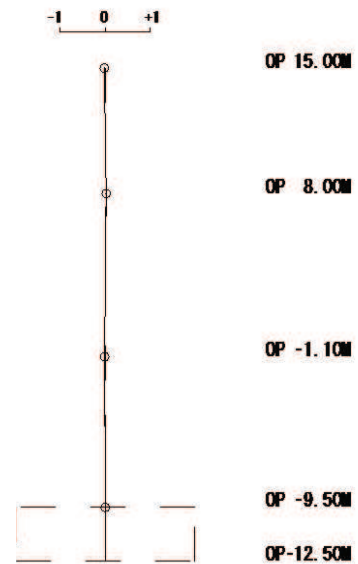
2次

固有周期 0.015 s
固有振動数 67.54 Hz
刺激係数 0.163



3次

固有周期 0.011 s
固有振動数 90.82 Hz
刺激係数 0.024



4次

図 2-22 固有振動モード (UD 方向)

2.2.6 耐震壁の評価結果

地震応答解析により得られた各階のせん断応力度を設計配筋量のみで負担できる短期許容せん断応力度 ($p_w \cdot \sigma_y^*$) と併せて図 2-23 及び図 2-24 に、耐震壁の設計鉄筋比 p_w を表 2-12 に示す。表中の記号は図 2-25～図 2-27 に示す耐震壁の配置図に対応する。

注記* p_w : 耐震壁の設計鉄筋比

(タテ・ヨコ筋のうち鉄筋量の少ない方による値で、上限を 1.2% とする。)

σ_y : 鉄筋の短期許容応力度 (SD345 : 345N/mm²)

図 2-23 及び図 2-24 より、各階のせん断応力度は、設計配筋量のみで負担できる短期許容せん断応力度以下であることを確認した。

地震応答解析により得られた各階のせん断ひずみを、設計時のせん断応力度－せん断ひずみ関係の第 1 折点 γ_1' の値と併せて図 2-28 及び図 2-29 に示す。また最大応答値を再設定したせん断力のスケルトンカーブおよび曲げモーメントのスケルトンカーブ上にプロットして図 2-30 に示す。

なお、既工認時の基準地震動 S 2 の応答に対するベースシア係数は NS 方向が 1.01、EW 方向が 0.92 であった。3.11 地震のシミュレーション解析では 0.61 (NS 方向) 及び 0.47 (EW 方向) であり、4.7 地震で 0.43 (NS 方向) 及び 0.43 (EW 方向) であった。したがって、シミュレーション解析の地震力はいずれも基準地震動 S 2 の地震力を下回った。

以上のことから、耐震壁の鉄筋コンクリート部はひび割れが発生するものの、鉄筋は弾性範囲にあることを確認した。

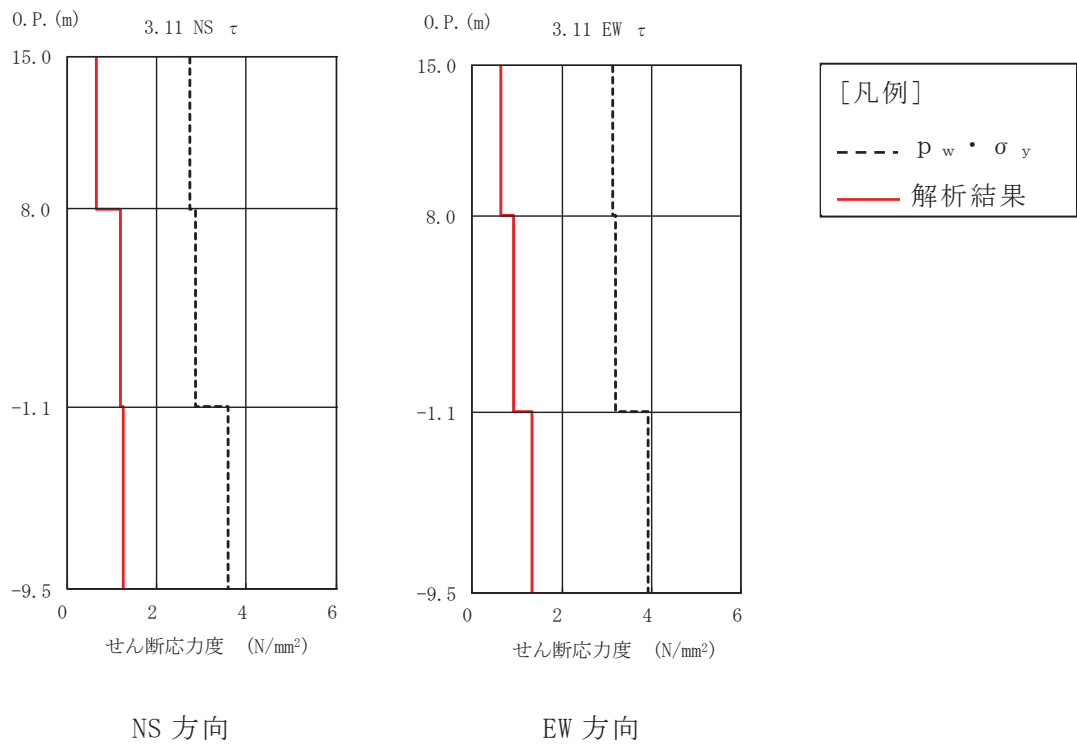


図 2-23 耐震壁のせん断応力度 (3.11 地震)

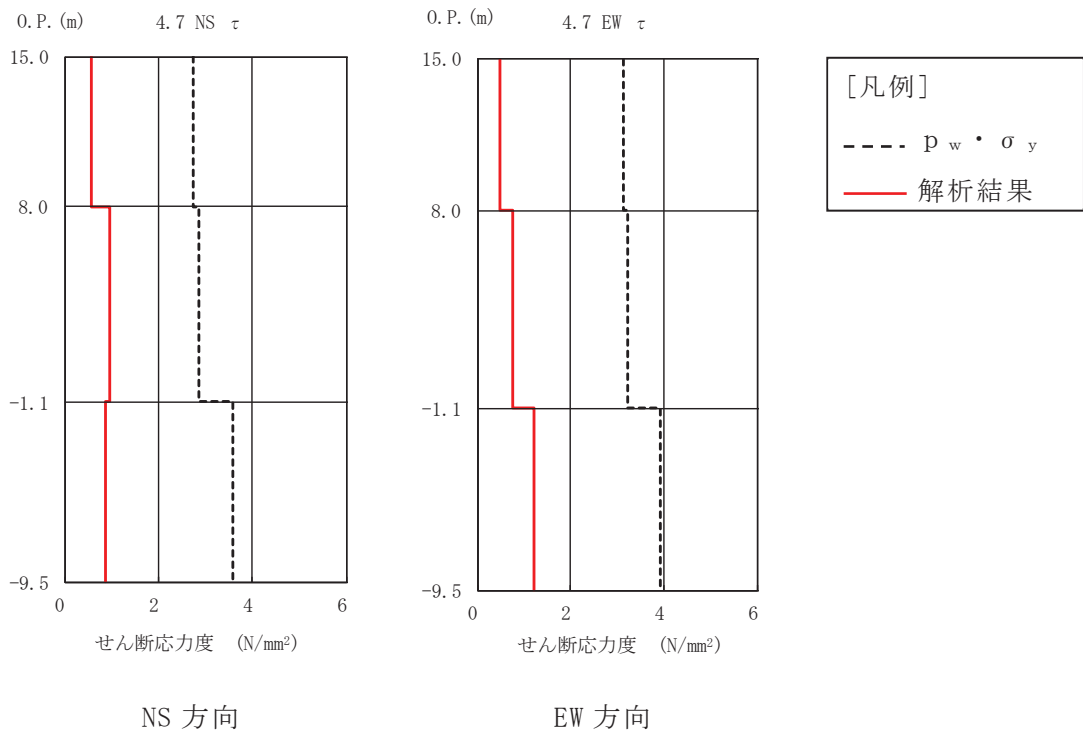


図 2-24 耐震壁のせん断応力度 (4.7 地震)

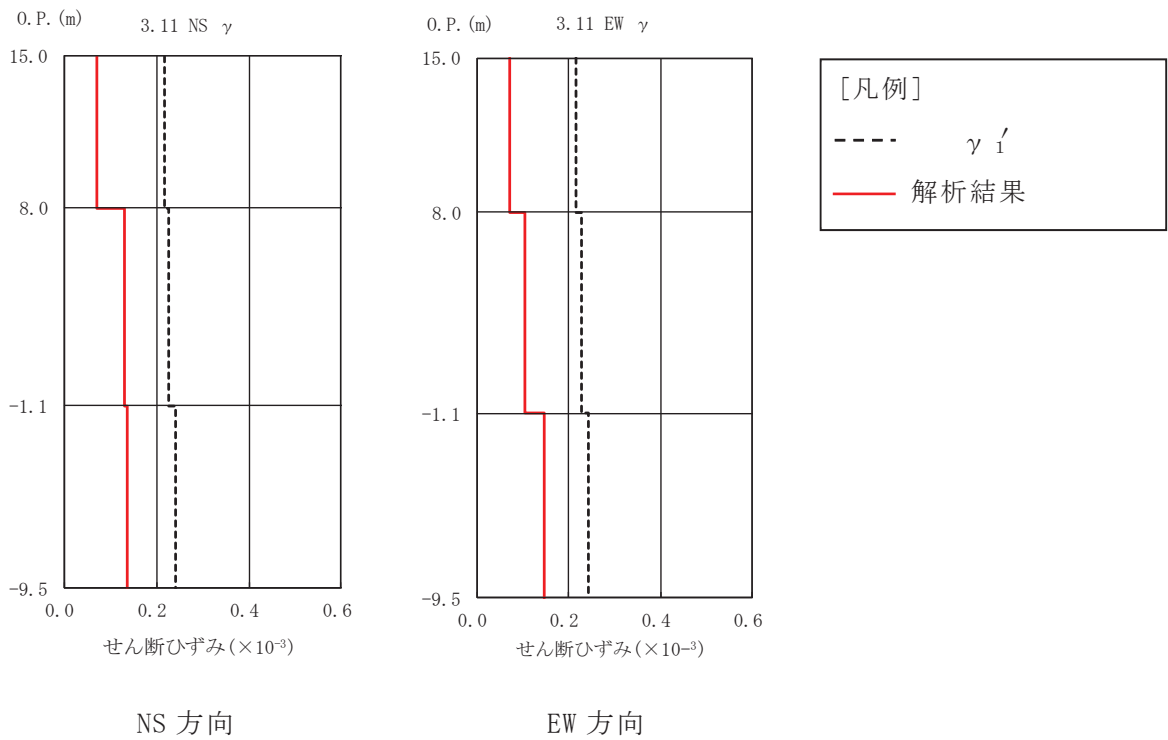


図 2-25 耐震壁のせん断ひずみ (3.11 地震)

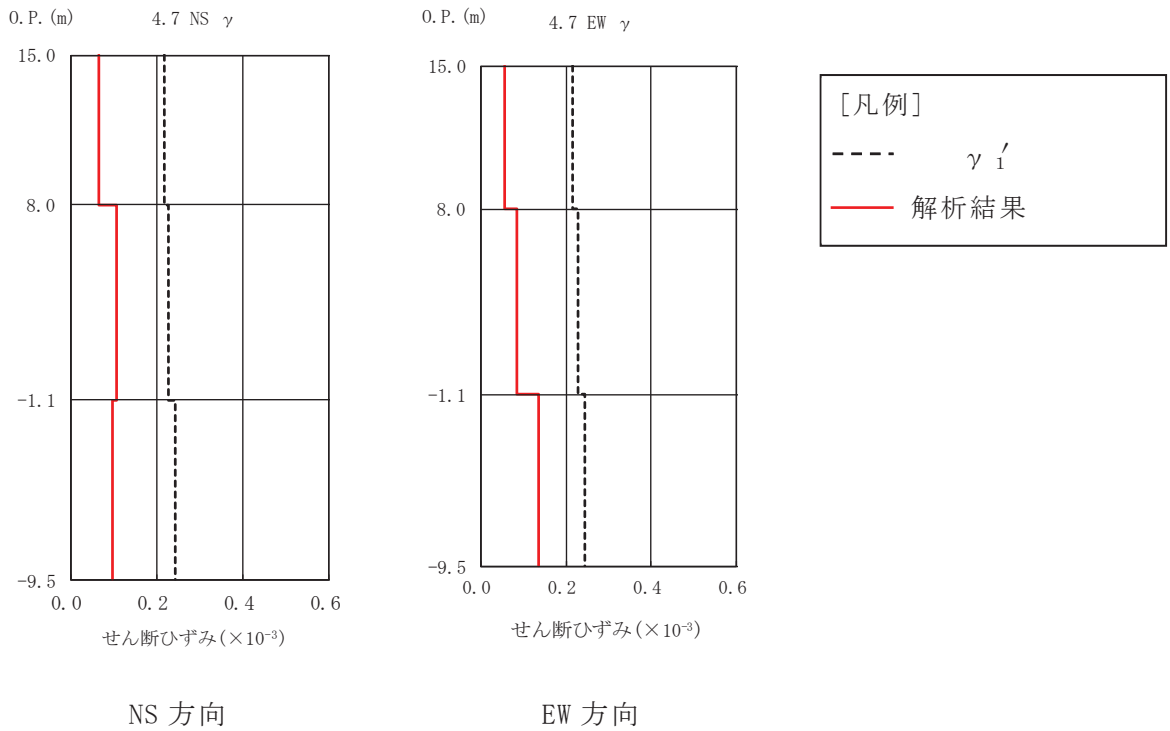


図 2-26 耐震壁のせん断ひずみ (4.7 地震)

表 2-12 耐震壁の設計鉄筋比 p_w

壁厚 (cm)	記号	配筋		鉄筋比 p_g	設計鉄筋比 p_w
		タテ筋	ヨコ筋		
140	TW140A	タテ筋	2-D35@200 + 2-D35@400	1.025	0.851
		ヨコ筋	2-D32@200 + 2-D32@400	0.851	
140	TW140B	タテ筋	2-D35@200 + 2-D35@200	1.367	1.135
		ヨコ筋	2-D32@200 + 2-D32@200	1.135	
100	TW100A	タテ筋	2-D35@200	0.957	0.794
		ヨコ筋	2-D32@200	0.794	
100	TW100B	タテ筋	2-D32@200 + 2-D32@400	1.191	1.191
		ヨコ筋	2-D32@200 + 2-D32@400	1.191	

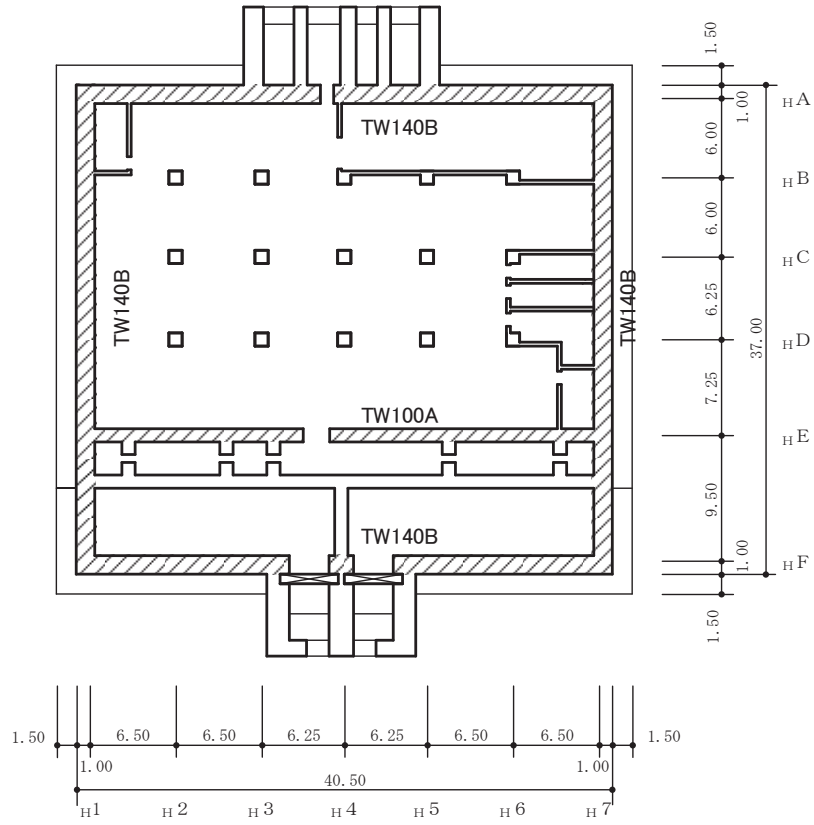


図 2-27 耐震壁配置図 (0. P. -9.5m~0. P. -1.1m)

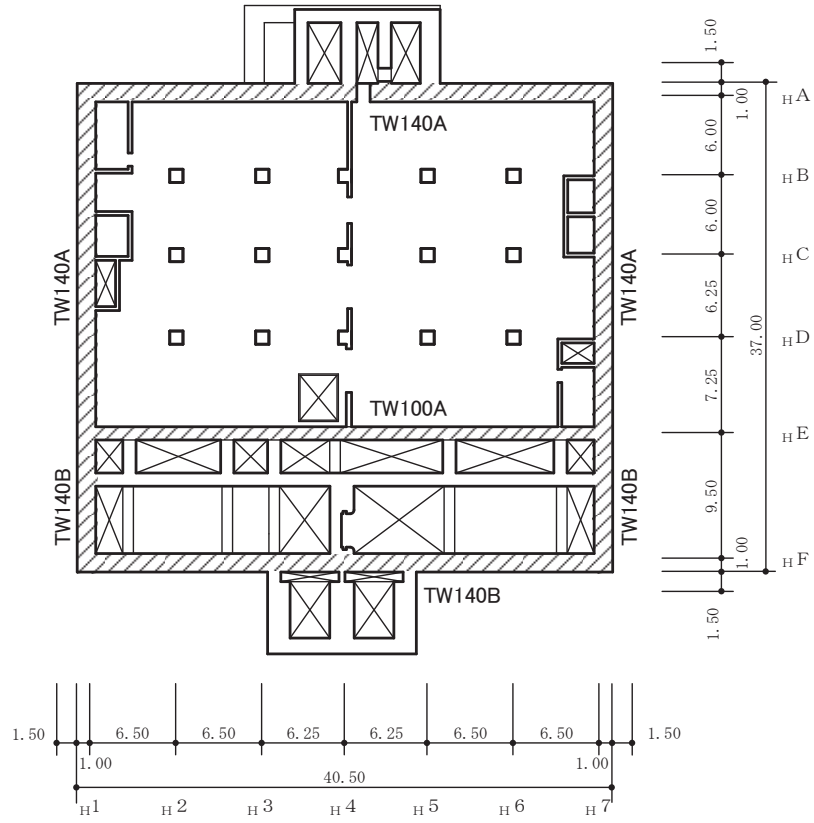


図 2-28 耐震壁配置図 (0.P. -1.1m~0.P. 8.0m)

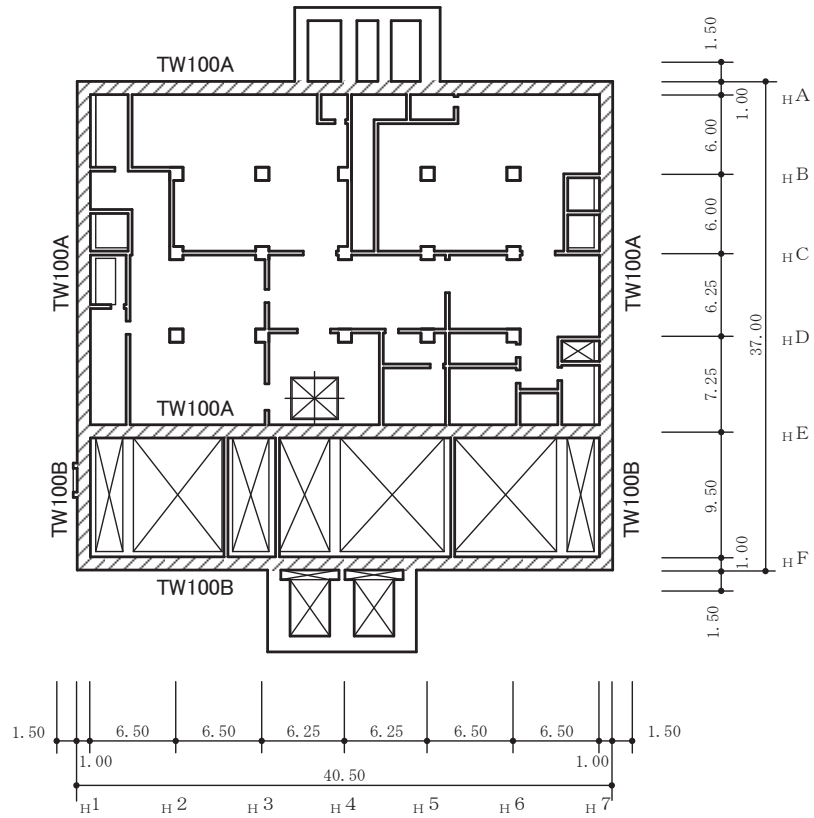
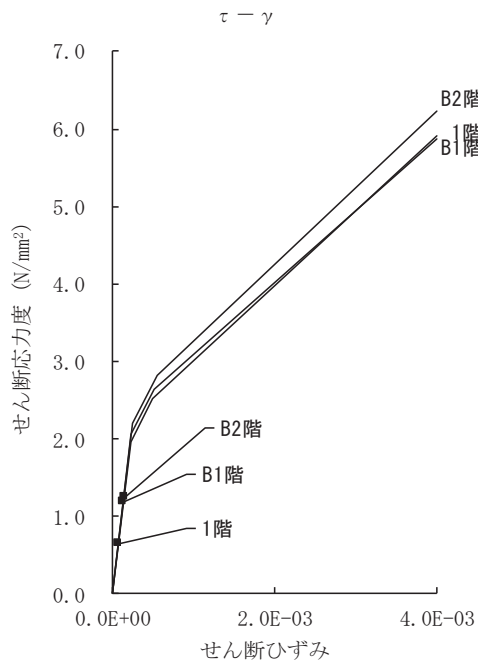
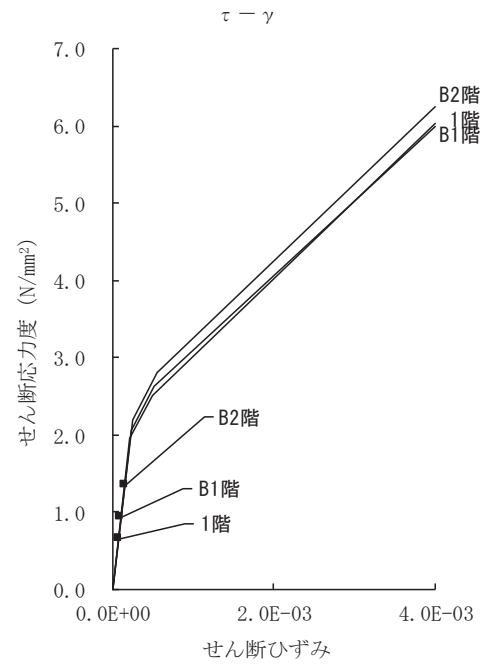


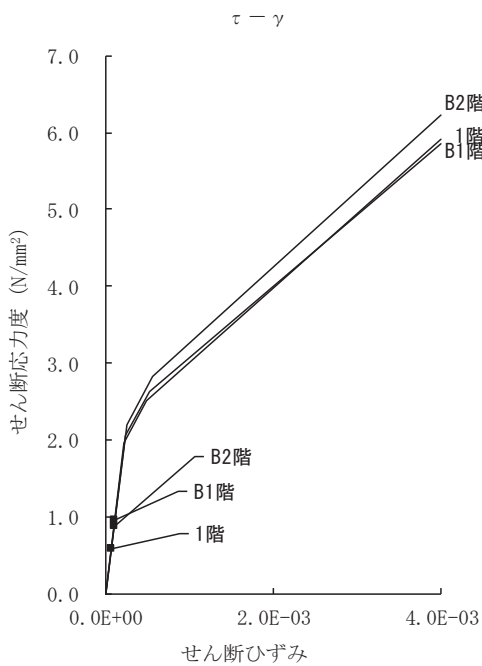
図 2-29 耐震壁配置図 (0. P. 8. 0m~0. P. 15. 0m)



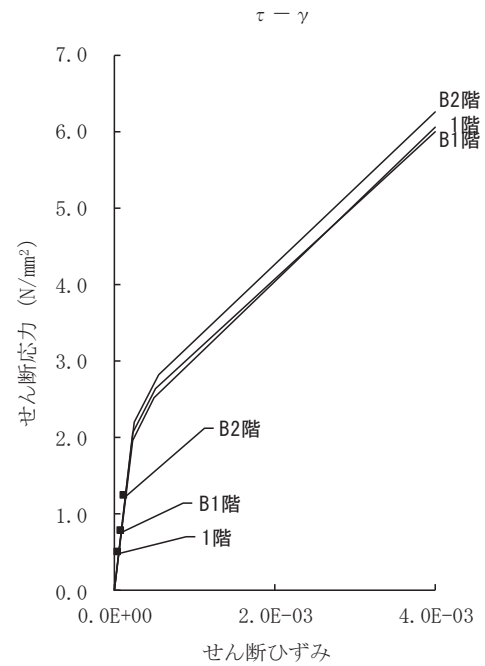
(a) NS 方向, 3.11 地震



(b) EW 方向, 3.11 地震

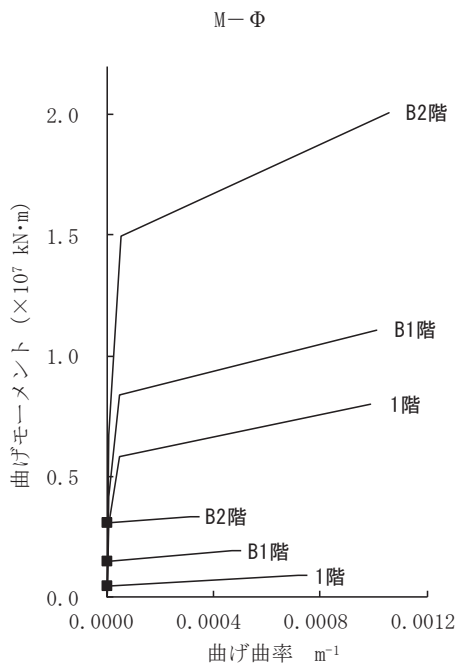


(c) NS 方向, 4.7 地震

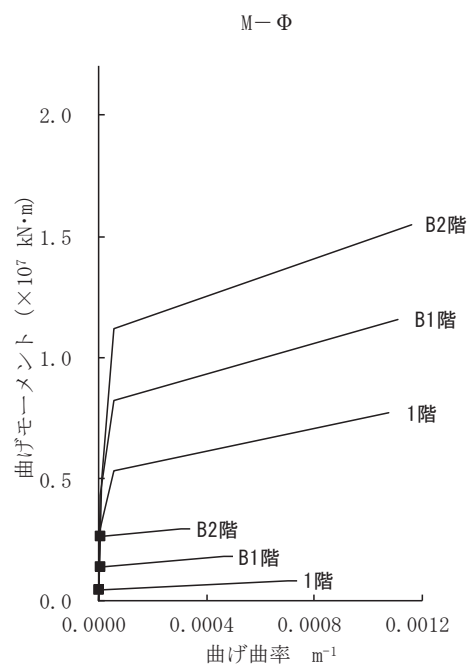


(d) EW 方向, 4.7 地震

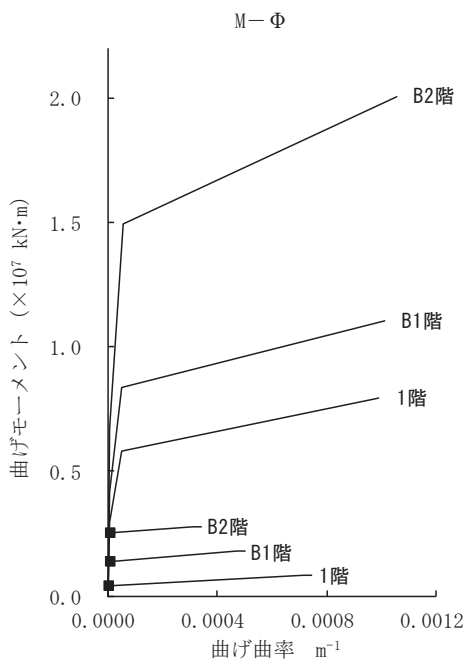
図 2-30 せん断スケルトンカーブ上の最大応答値



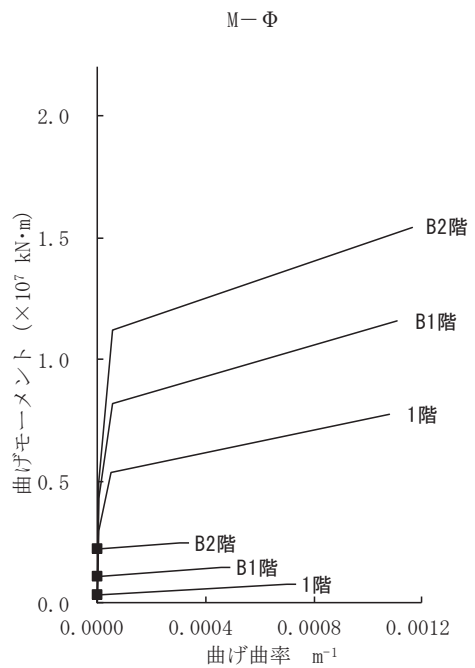
(a) NS 方向, 3.11 地震



(b) EW 方向, 3.11 地震



(c) NS 方向, 4.7 地震



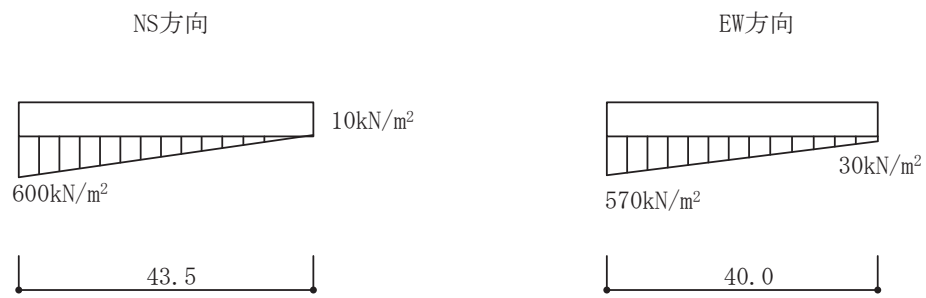
(d) EW 方向, 4.7 地震

図 2-31 曲げスケルトンカーブ上の最大応答値

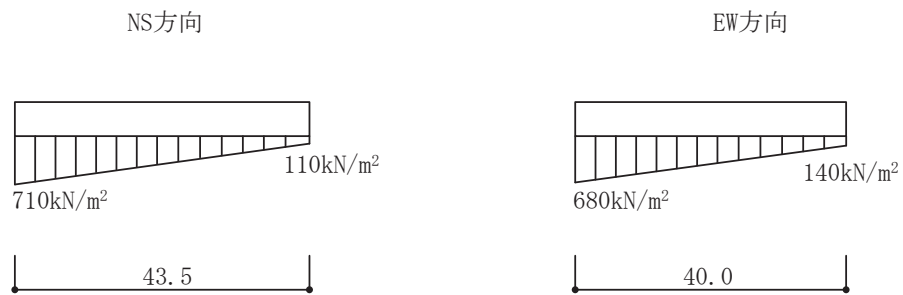
2.3 接地圧の評価

地震応答解析により得られた接地圧を図 2-32 及び図 2-33 に示す。最大接地圧は、鉛直方向地震応答解析モデルにより評価した鉛直震度を組み合わせて評価した場合でも、3.11 地震 NS 方向入力の 700kN/m^2 が最大であり、地盤の短期許容支持力度 6860kN/m^2 （極限鉛直支持力度の $2/3$ ）に対して十分下回っている。

なお、地震応答解析により得られた接地率は、3.11 地震に対して NS 方向、EW 方向ともに 100%、4.7 地震に対しても NS 方向、EW 方向ともに 100%となった。

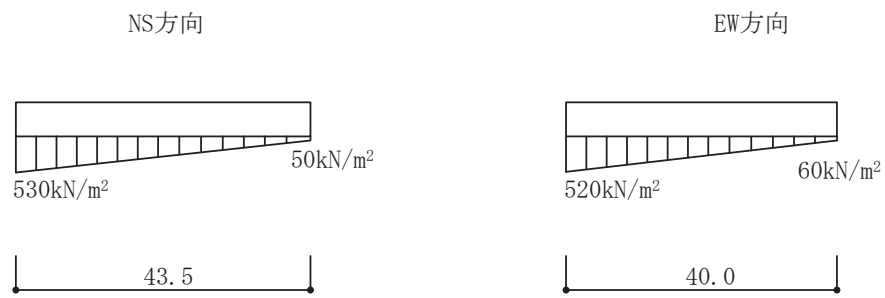


(a) 鉛直震度上向き

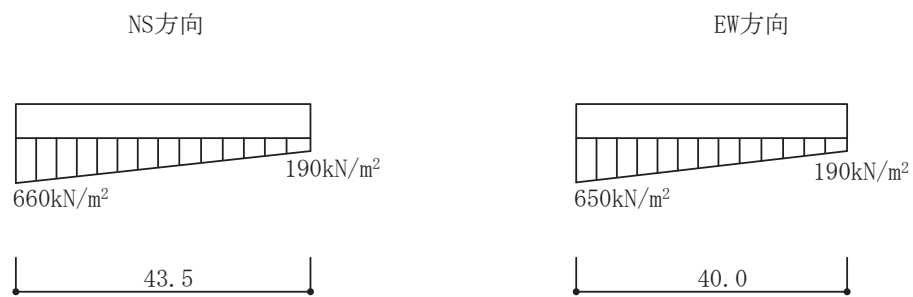


(b) 鉛直震度下向き

図 2-32 3.11 地震 最大接地圧



(a) 鉛直震度上向き



(b) 鉛直震度下向き

図 2-33 4.7 地震 最大接地圧

3. 評価結果のまとめ

第3号機海水熱交換器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、EW方向ともに0.80倍に低下させた解析結果が、記録との整合性が良い。また、合わせて算定された応力及びひずみとの関係から、耐震壁は概ね弾性範囲であったと判断される。
- ② RC減衰については20%で観測記録との整合性が良い結果が得られた。これは、原子炉建屋の7%より大きい。原子炉建屋に比べ第3号機海水熱交換器建屋は建屋の埋め込まれている部分の割合が大きいことから、埋め込みによる地盤への逸散減衰が原子炉建屋に比べて大きいためであると考えられる。
- ③ 鉛直動については、設計で考慮している剛性、減衰を用いた解析結果が、一部短周期側で解析結果が観測記録を上回り保守的な評価となっているものの、その他の周期帯では観測記録との整合性が良い。

別紙 2 第 3 号機海水熱交換器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 表層地盤の影響を考慮した入力地震動の算定.....	別紙 2- 7
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3号機海水熱交換器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3号機海水熱交換器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。鉛直方向の地震応答解析モデル（以下「鉛直モデル」という。）の諸元の設定方法を表 2-2 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。

表 2-1 第 3 号機海水熱交換器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 ^{*1*2}	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	表層地盤の影響を考慮 (E + F 入力)	(1)
	鉛直	—	基準地震動を基礎底面に直接入力	—
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 鉛直：応答解析を実施せず	水平：1 軸多質点系モデル 鉛直：1 軸多質点系モデル	(2)
	材料物性	検討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) $\nu = 0.167$	・コンクリートのヤング係数, ポアソン比 同左	(3)
	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	(4)
	減衰定数	RC：5%	・水平方向：RC：5% ・鉛直方向：RC：5%,	—
地盤のモデル化	底面ばね	水平及び回転ばねを考慮	・水平方向：水平及び回転ばねを考慮 ・鉛直方向：鉛直ばねを考慮	(5)
	側面ばね	考慮せず	・水平方向：考慮せず ・鉛直方向：考慮せず	
非線形特性	耐震壁	考慮	・水平方向：考慮 ・鉛直方向：考慮せず	(5)
	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 ・鉛直方向：考慮せず	
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*1：女川原子力発電所第3号機『工事計画認可申請書第4回 添付資料IV-2-2-1「海水熱交換器建屋の耐震性についての計算書」(平成09・08・12資第3号 平成9年10月24日認可)』

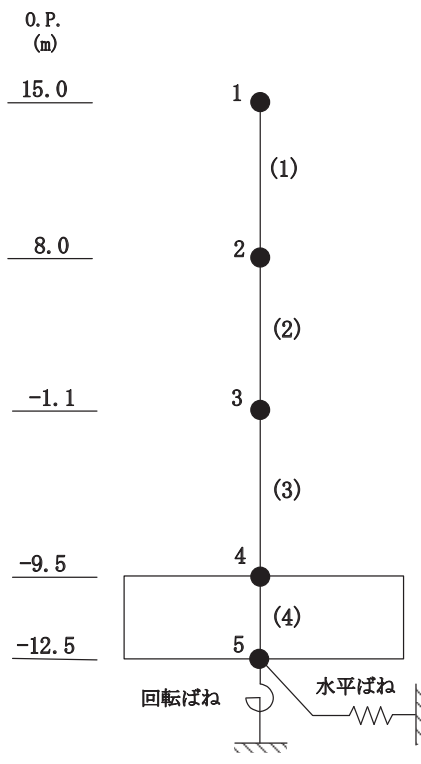
注記*2：既工認時は、水平方向のみ地震応答解析を実施し、鉛直方向は静的地震力を考慮

具体的な反映事項（表の備考欄に対応）

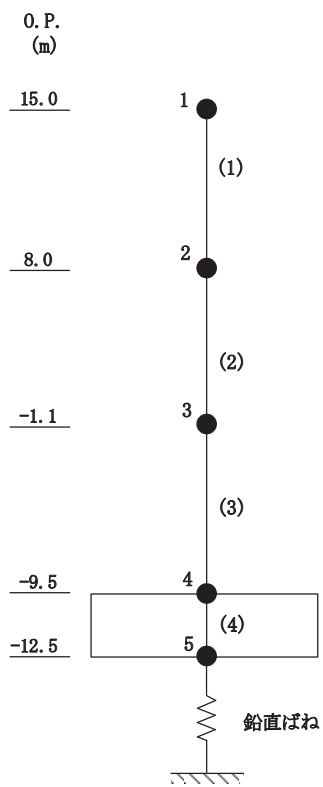
- (1) 解放基盤表面で定義される基準地震動 S_s を基に、1次元波動論により底面地盤下端の入射波を算定し、表層地盤の非線形特性を適切に考慮した上で、逐次非線形解析により地震応答解析モデルの入力位置で評価する。変更の内容を「2.1 表層地盤の影響を考慮した入力地震動の算定」に示し、詳細を補足説明資料「補足-620-2 埋め込まれた建屋の表層地盤による影響について」に示す。
- (2) 変更の内容について「2.3 建屋重量の変更」に示す。
- (3) 「日本建築学会 1991年 鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説」に基づく。なお、「日本建築学会 1999年 鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説 -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、補足説明資料「補足-620-3 原子炉建屋の地震応答計算書に関する補足説明資料」に原子炉建屋を代表に示す。
- (4) 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した。設定の内容について「2.2 初期剛性低下の考慮」に示し、詳細を別紙1に示す。
- (5) 「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3に示す。

表 2-2 鉛直モデルの諸元の設定方法

部位	重量	剛性	備考
建屋全体	鉛直モデルに対応する水平モデルの質点の重量	水平方向モデルにおいて剛性を考慮している耐震壁の全軸断面積より軸剛性を算出	—



(a) 水平方向



(b) 鉛直方向

図 2-1 地震応答解析モデル

2.1 表層地盤の影響を考慮した入力地震動の算定

既工認モデルでは基準地震動を基礎底面に直接入力としていたが、今回工認モデルでは建屋の埋込み深さや周囲の地盤との接地状況を確認の上、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で直接入力（2E入力）よりも表層地盤の影響を考慮（E+F入力）した場合の方が観測記録との整合性が良いことを確認したことから表層地盤の影響を考慮する。具体的には、今回工認モデルにおける入力地震動は、解放基盤表面で定義される基準地震動 S_s を基に、1次元波動論により底面地盤下端の入射波を算定し、表層地盤の非線形特性を適切に考慮した上で、逐次非線形解析により地震応答解析モデルの入力位置で評価する。また、入力波には逐次非線形解析で求まる土中の加速度（E+F）に加えて、建屋により地盤が切り欠かれていることから、補正水平力（P）も考慮する。なお、地盤条件を考慮する場合には、地震動評価で考慮した敷地全体の地下構造との関係や対象建物・構築物位置での地質・速度構造の違いにも留意し、地盤の非線形応答に関する動的変形特性を考慮する。図2-2に入力地震動の算定概念図を示す。

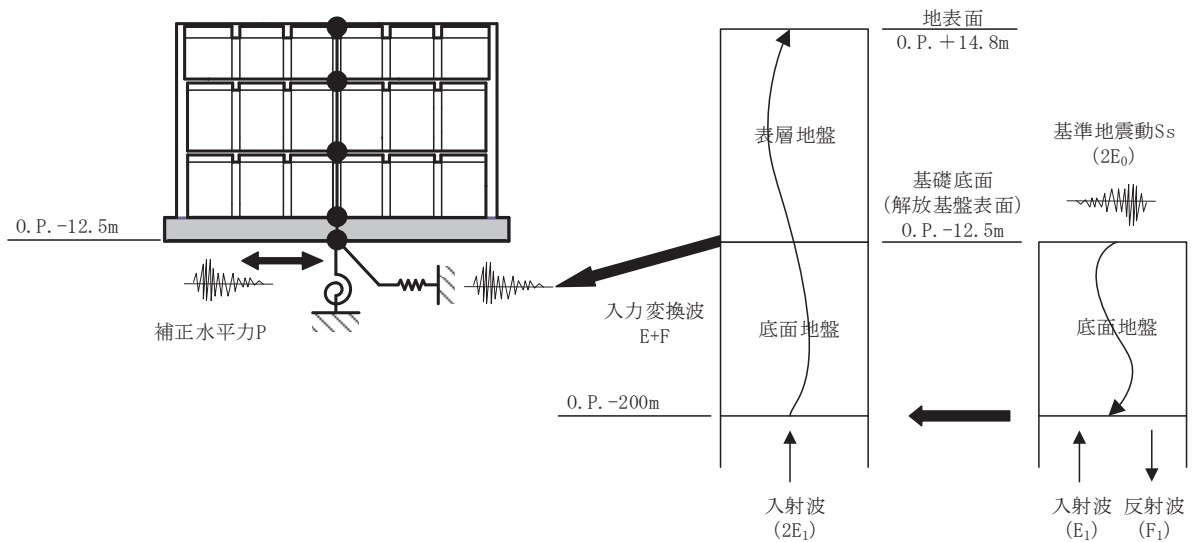
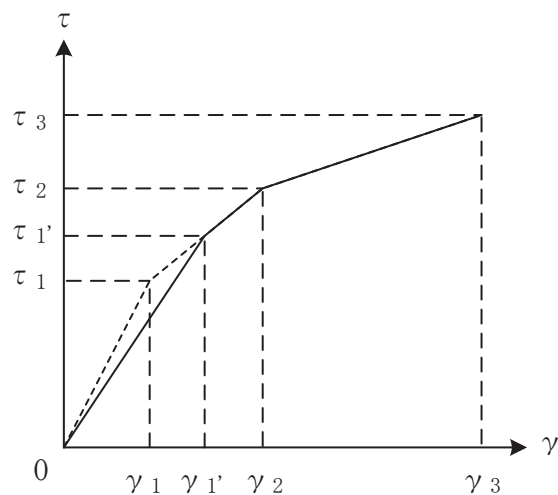


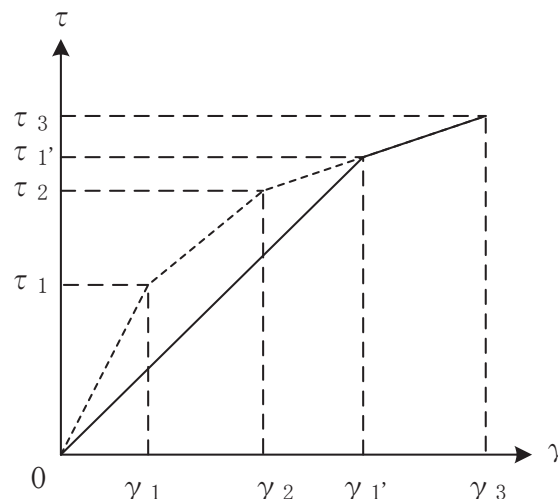
図2-2 入力地震動の算定概念図

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3号機海水熱交換器建屋のシミュレーション解析（水平方向）では、発生応力については耐震壁は弾性範囲であったものの、剛性については設計で考慮している初期剛性に比べ2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2-3にせん断力のスケルトンカーブを例に補正方法を示す。また、表2-3に既工認及び今回工認における初期剛性の補正係数を示す。



(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2-3 初期剛性を補正したせん断力のスケルトンカーブ

表 2-3 耐震壁の初期剛性の設計値に対する補正係数

(a) 既工認モデル

方向	建屋全体
NS	1.00
EW	1.00

(b) 今回工認モデル

方向	建屋全体
NS	0.80
EW	0.80

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 浸水防護施設の設置による重量の変更

浸水防護施設を建屋屋上に設置するため、今回工認モデルでは重量の変更を考慮している。

2.4 既工認モデルと今回工認モデルの諸元の比較

表 2-4 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 2-4 既工認モデルと今回工認モデルの諸元の比較

(a) 既工認モデル

標高 O. P. (m)	質点 番号	質点重量 (t)	回転慣性重量 ($\times 10^5 \text{ t}\cdot\text{m}^2$)		要素 番号	せん断面積 (m^2)		断面二次モーメント ($\times 10^3 \text{ m}^4$)	
			NS方向	EW方向		NS方向	EW方向	NS方向	EW方向
15.0	1	6984	9.6	8.0					
					(1)	81.0	74.0	23.9	21.6
8.0	2	9391	12.9	10.8	(2)	97.2	103.6	30.4	28.8
-1.1	3	13517	18.6	15.6	(3)	143.5	103.6	42.6	28.8
-9.5	4	11857	18.8	15.9	(4)	—	—	—	—
-12.5	5	11064	17.5	14.8					

(b) 今回工認モデル

標高 O. P. (m)	質点 番号	質点重量 ($\times 10 \text{ kN}$)	回転慣性重量 ($\times 10^6 \text{ kN}\cdot\text{m}^2$)		要素 番号	せん断面積 (m^2)		断面二次モーメント ($\times 10^3 \text{ m}^4$)	
			NS方向	EW方向		NS方向	EW方向	NS方向	EW方向
15.0	1	6921	9.5	7.9					
					(1)	81.0	74.0	23.9	21.6
8.0	2	9209	12.6	10.6	(2)	97.2	103.6	30.4	28.8
-1.1	3	13497	18.6	15.6	(3)	143.5	103.6	42.6	28.8
-9.5	4	11687	18.5	15.7	(4)	1740.0	1740.0	274.4	232.0
-12.5	5	10980	17.4	14.7					

別紙 3 第 3 号機海水熱交換器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率	別紙 3- 8
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- 9
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 3-13
4. まとめ	別紙 3-15

1. 概要

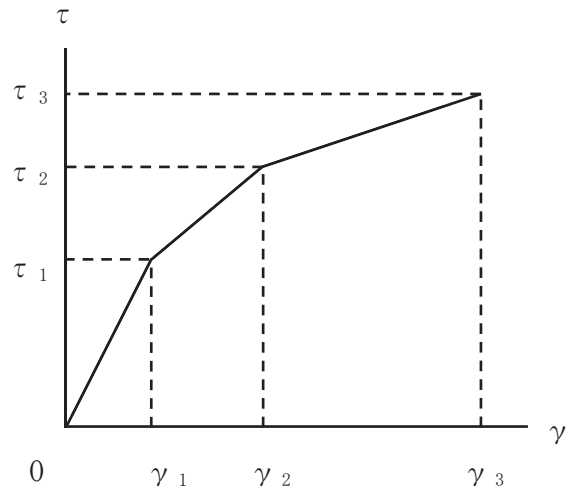
第3号機海水熱交換器建屋は、鉄筋コンクリート造の耐震壁を主体とした構造物である。このため、地震応答解析においては、鉄筋コンクリート造耐震壁（以下「RC造耐震壁」という。）の非線形特性を考慮している。本資料は、RC造耐震壁のせん断力のスケルトンカーブの設定について説明するものである。

また、本資料は、以下の添付書類の補足説明をするものである。

- ・添付書類「VI-2-2-29 第3号機海水熱交換器建屋の地震応答計算書」

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。

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

ここで，

F_c : コンクリートの圧縮強度 (kgf/cm²)

G : コンクリートのせん断弾性係数 (kgf/cm²)

σ_v : 縦軸応力度 (kgf/cm²) (圧縮を正とする。)

2.2 第2折点の設定

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)

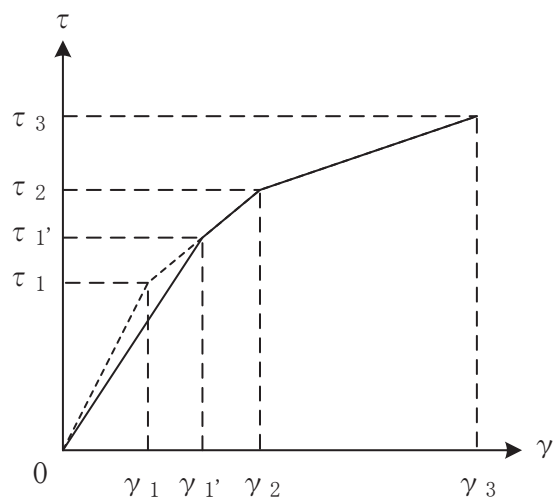
σ_v, σ_H : 縦, 横軸応力度 (kgf/cm²) (圧縮を正とする。)

$s \sigma_y$: 鉄筋降伏応力度 (kgf/cm²)

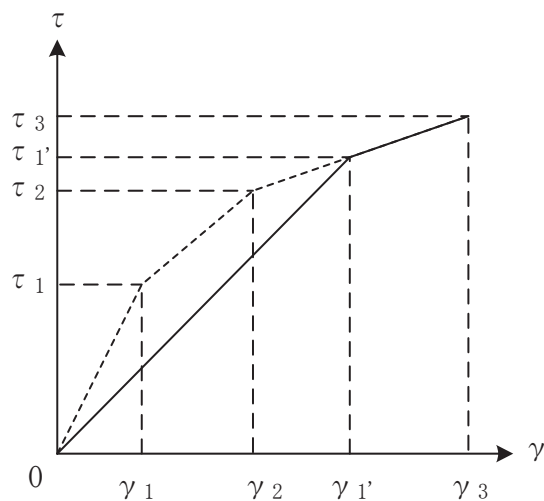
M/QD : シアスパン比

2.4 初期剛性の補正

第3号機海水熱交換器建屋の初期剛性は，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。

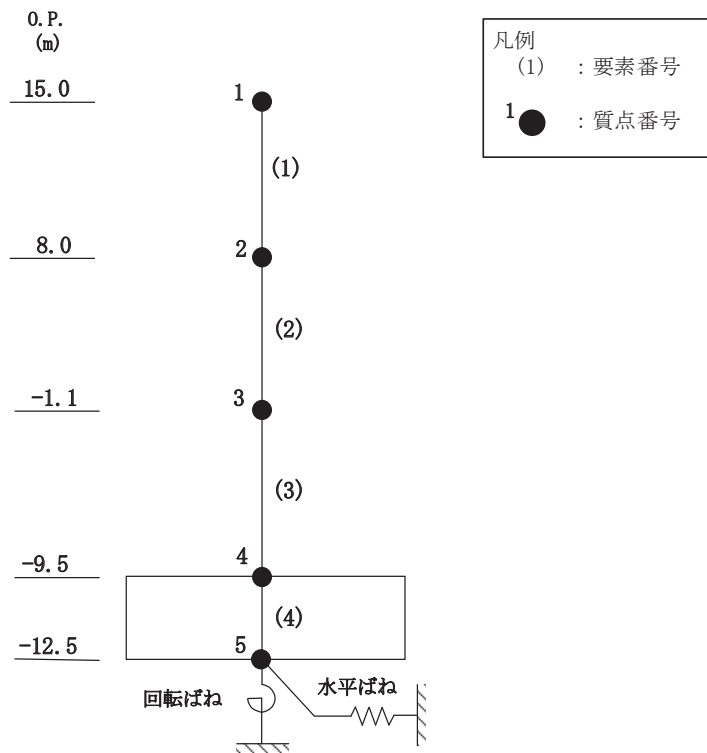


図 3-1 地震応答解析モデル

表 3-1 解析モデルの諸元

標高 O.P. (m)	質点 番号	質点重量 ($\times 10$ kN)	回転慣性重量 ($\times 10^6$ kN \cdot m 2)		要素 番号	せん断断面積 (m 2)		断面二次モーメント ($\times 10^3$ m 4)	
			NS方向	EW方向		NS方向	EW方向	NS方向	EW方向
15.0	1	6921	9.5	7.9	(1)	81.0	74.0	23.9	21.6
8.0	2	9209	12.6	10.6					
-1.1	3	13497	18.6	15.6					
-9.5	4	11687	18.5	15.7					
-12.5	5	10980	17.4	14.7					

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3号機海水熱交換器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 = 330kgf/cm ²	2.65×10 ⁴	1.14×10 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	345

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	0.80
	EW	0.80

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	設計基準 強度 F_c (N/mm^2)	せん断弾性 係数 G ($\times 10^4 \text{N}/\text{mm}^2$)	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)	32.4	1.14	81.0	0.16	1.86	0.164
(2)	32.4	1.14	97.2	0.36	1.95	0.172
(3)	32.4	1.14	143.5	0.66	2.09	0.183

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	設計基準 強度 F_c (N/mm^2)	せん断弾性 係数 G ($\times 10^4 \text{N}/\text{mm}^2$)	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)	32.4	1.14	74.0	0.16	1.86	0.164
(2)	32.4	1.14	103.6	0.36	1.95	0.172
(3)	32.4	1.14	103.6	0.66	2.09	0.183

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	τ_2^{*1} (N/mm ²)	γ_2^{*2} ($\times 10^{-3}$)
(1)	2.51	0.491
(2)	2.64	0.515
(3)	2.82	0.550

注記*1: $\tau_2 = 1.35 \cdot \tau_1$

注記*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)	2.51	0.491
(2)	2.64	0.515
(3)	2.82	0.550

注記*1: $\tau_2 = 1.35 \cdot \tau_1$

注記*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3号機海水熱交換器建屋のO.P. -9.50m~O.P. -1.10m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

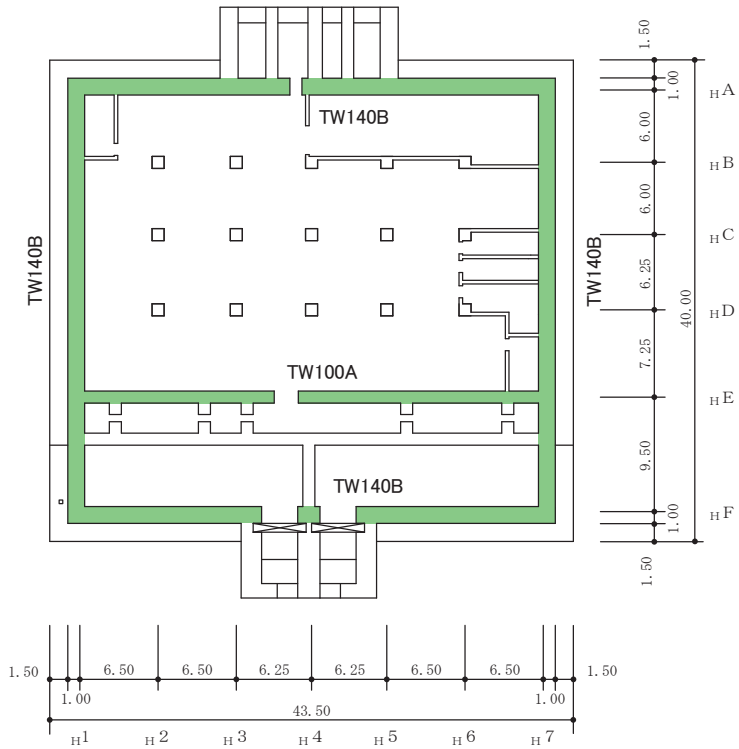
要素 番号	P_V (%)	P_H (%)	縦軸応力度 σ_v^* (N/mm ²)	M/QD	τ_3 (N/mm ²)	γ_3 ($\times 10^{-3}$)
(1)	0.957	0.794	0.16	0.240	5.91	4.00
(2)	0.997	0.827	0.36	0.316	5.86	4.00
(3)	1.257	1.043	0.66	0.364	6.24	4.00

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	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)	1.024	0.907	0.16	0.240	6.04	4.00
(2)	1.121	0.931	0.36	0.345	5.99	4.00
(3)	1.367	1.135	0.66	0.469	6.26	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 (0.P. -9.5m)

記号	縦筋	横筋
TW100A	2-D35@200	2-D32@200
TW140B	4-D35@200	4-D32@200

注記* : 記号に含まれる数値は壁厚 (cm) を表す。(例 : TW100 なら 100cm)

図3-2 耐震壁の配筋図 (0.P. -9.5m~0.P. -1.1m)

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	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)	32.4	1.14	81.0	0.16	1.97	0.216
(2)	32.4	1.14	97.2	0.36	2.06	0.227
(3)	32.4	1.14	143.5	0.66	2.20	0.242

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	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)	32.4	1.14	74.0	0.16	1.97	0.216
(2)	32.4	1.14	103.6	0.36	2.06	0.227
(3)	32.4	1.14	103.6	0.66	2.20	0.242

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 造耐震壁のせん断力のスケルトンカーブの剛性低下による補正後の第 2 折点は表 3-6 で示した補正前の第 2 折点と同じ値である。

(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3号機海水熱交換器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 第3号機海水熱交換器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	第1折点		第2折点		終局点	
	τ_1' (N/mm ²)	γ_1' ($\times 10^{-3}$)	τ_2 (N/mm ²)	γ_2 ($\times 10^{-3}$)	τ_3 (N/mm ²)	γ_3 ($\times 10^{-3}$)
(1)	1.97	0.216	2.51	0.491	5.91	4.00
(2)	2.06	0.227	2.64	0.515	5.86	4.00
(3)	2.20	0.242	2.82	0.550	6.24	4.00

(b) EW 方向

要素 番号	第1折点		第2折点		終局点	
	τ_1' (N/mm ²)	γ_1' ($\times 10^{-3}$)	τ_2 (N/mm ²)	γ_2 ($\times 10^{-3}$)	τ_3 (N/mm ²)	γ_3 ($\times 10^{-3}$)
(1)	1.97	0.216	2.51	0.491	6.04	4.00
(2)	2.06	0.227	2.64	0.515	5.99	4.00
(3)	2.20	0.242	2.82	0.550	6.26	4.00

別紙 4 第 3 号機海水熱交換器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を考慮した設計用地震力の設定.....	別紙 4- 4
3.1 設計用地震力の設定方法.....	別紙 4- 4
3.2 材料物性の不確かさの設定.....	別紙 4- 6
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 4- 8
4.1 検討概要.....	別紙 4- 8
4.2 不確かさの影響検討.....	別紙 4-11
4.3 まとめ.....	別紙 4-30
5. 機器・配管系評価への影響.....	別紙 4-31

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、第3号機海水熱交換器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。また、検討結果を踏まえ建物・構築物の耐震性評価において、材料物性の不確かさを考慮して設定する設計用地震力を検討する。さらに、材料物性の不確かさの影響評価として、機器・配管系の評価への影響についても検討する。

なお、補足説明資料「補足-620-1 東北地方太平洋沖地震等による影響を踏まえた建屋耐震設計方法への反映について」に、考え方の詳細を示す。

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。特に床応答スペクトルの変動に影響を及ぼす要因は、建屋剛性及び地盤物性であることが確認されている*。

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建屋応答及び耐震安全性に及ぼす影響について考察を行い、耐震性評価における材料物性の不確かさを考慮した設計用地震力の設定について検討する。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、建屋応答並びに建物・構築物及び機器・配管系の耐震安全性に及ぼす影響について確認する。

注記*：日本電気協会「参考資料 4.7 鉛直方向の設計用床応答スペクトルの拡幅率」，第 29 回耐震設計分科会資料 No. 29-4-5-7, 平成 20 年 1 月 18 日

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カーブ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、建屋の耐震性評価において、建屋剛性の不確かさを考慮する。ただし、鉛直方向では水平方向に比べ建設時からの剛性低下は小さく、これまでの地震の経験において設計剛性を下回っていないこと、建屋シミュレーション解析では設計剛性モデルで記録を再現できたことから、基本ケースで設計剛性を採用し、不確かさは考慮しない。

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、建屋に考慮すべき設計用地震力も変動すると考えられる。

よって、第3号機海水熱交換器建屋の耐震性評価において、地盤物性の不確かさを考慮する。

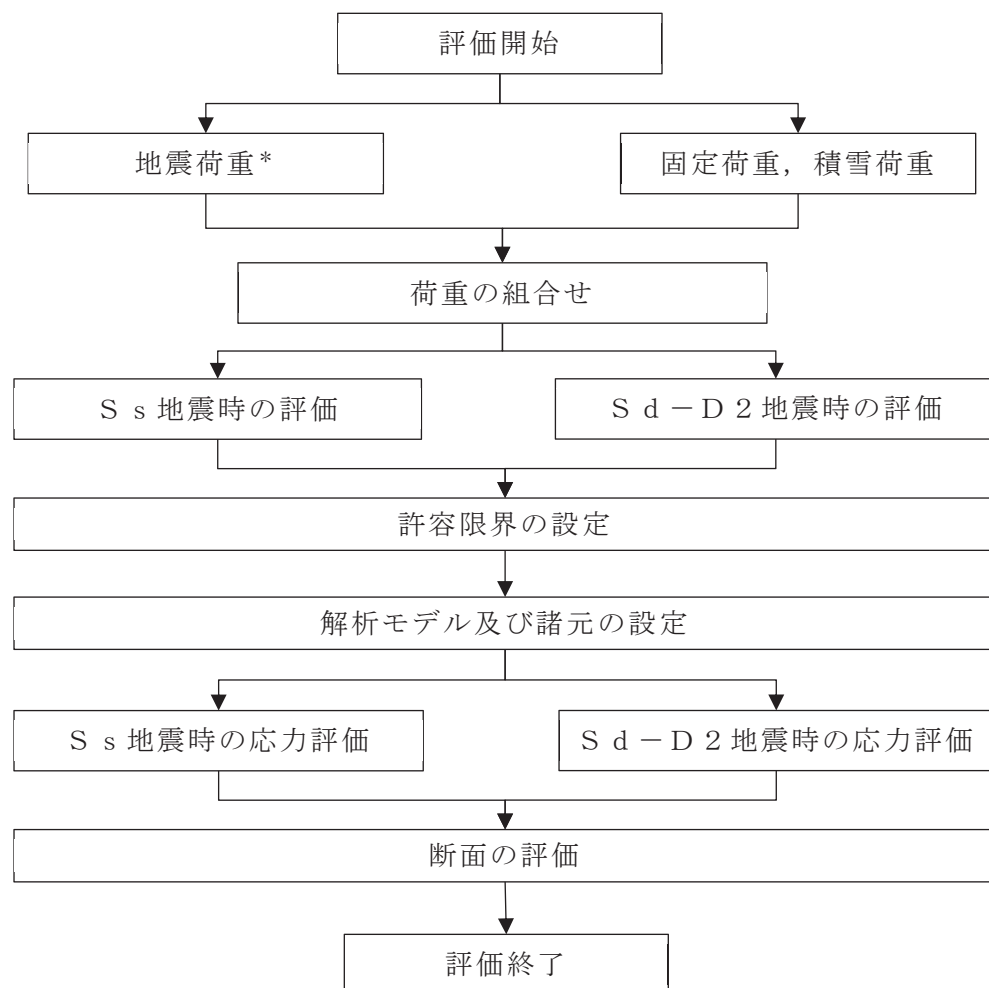
3. 材料物性の不確かさを考慮した設計用地震力の設定

3.1 設計用地震力の設定方法

基本ケース及び材料物性の不確かさを考慮したケースの地震応答解析を実施することで、材料物性の不確かさを設計用地震力として考慮する。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）。材料物性の不確かさを地震荷重として考慮した建屋の耐震性評価フローの例を図 3-1 に示す。

耐震性評価において、地震荷重は、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から算出し、解析モデルの各節点に配分することにより考慮している。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 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。



注記* : 剛性建屋及び地盤物性の不確かさを考慮する

図 3-1 建屋耐震性評価フロー (応力解析による評価)

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（0.53 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。なお、鉛直方向には建屋剛性の不確かさを考慮しない。

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	0.80	2.12	0.910
	EW	0.80	2.12	0.910

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	NS	0.42	1.11	0.478
	EW	0.42	1.11	0.478

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
-12.50	底面 地盤	1360	1460	1260
-27.00		2040	2180	1900
-50.00		2520	2700	2340
-200.0		2520	2700	2340

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 3 号機海水熱交換器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)	3.11 地震シミュレーション	標準地盤 (=既工認)
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 0.53 倍 (第 3 号機海水熱交換器建屋の場合)	標準地盤 (=既工認)
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。

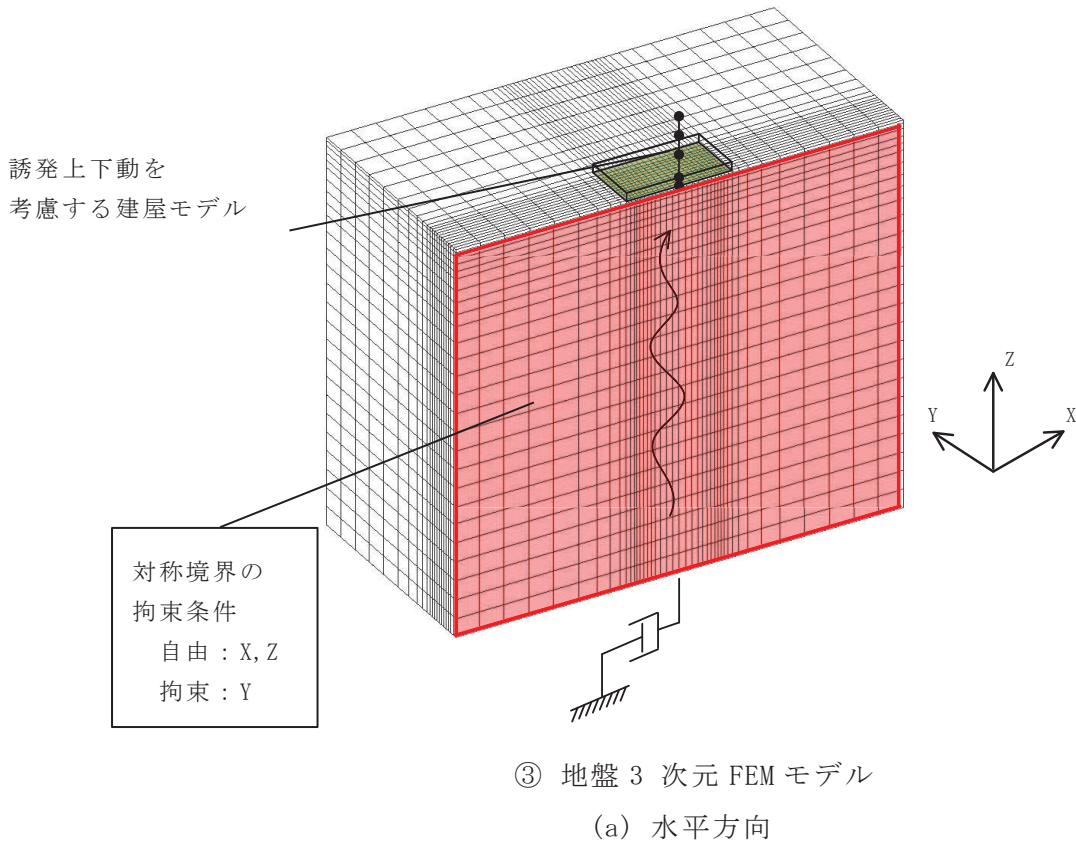
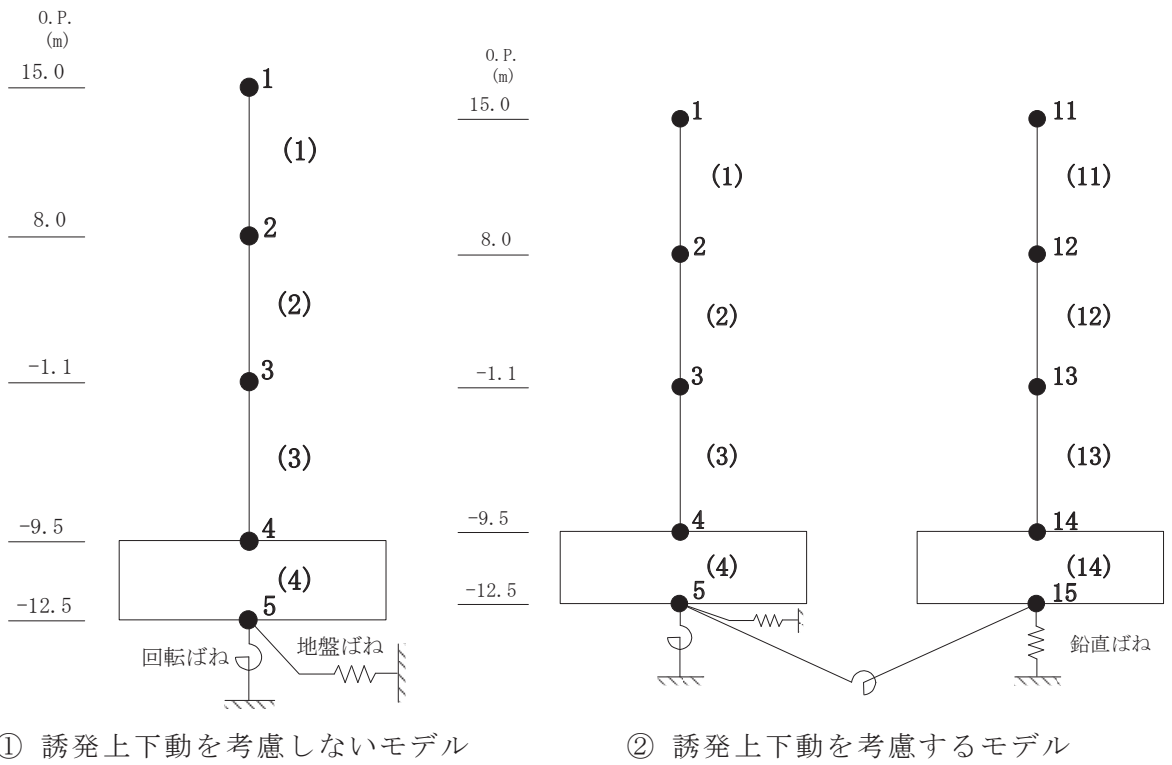
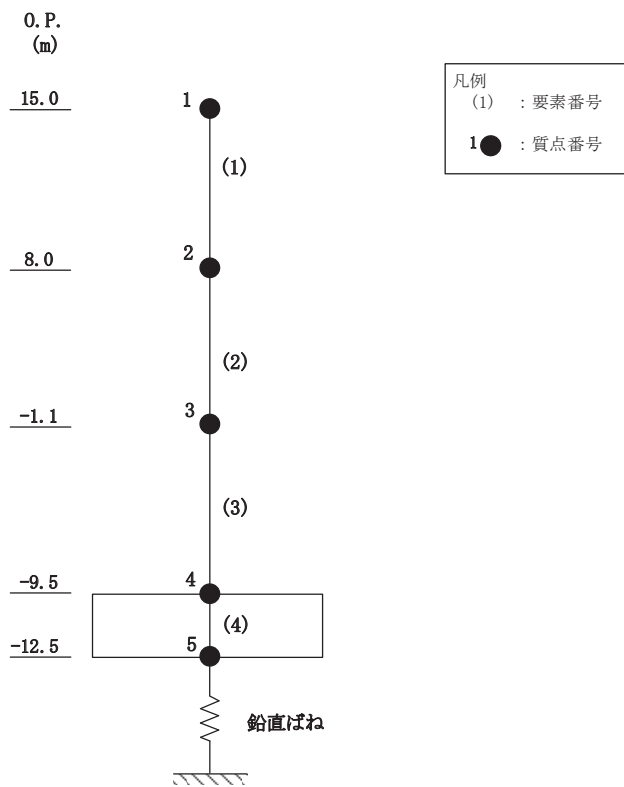


図 4-1(1) 第 3 号機海水熱交換器建屋の地震応答解析モデル



(b) 鉛直方向

図 4-1(2) 第3号機海水熱交換器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 及び図 4-3 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，各モードで低振動数側に 26%～27%シフトした。

表 4-2 固有値解析結果の比較（単位：Hz）

(a) NS 方向

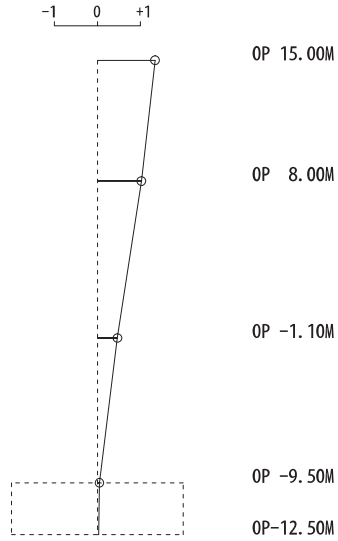
次数	NS方向	
	ケース1	ケース4
1	7.28	5.42 (0.74)
2	17.40	12.94 (0.74)
3	22.39	16.58 (0.74)
4	29.16	21.31 (0.73)

(b) EW 方向

次数	EW方向	
	ケース1	ケース4
1	6.69	4.97 (0.74)
2	16.21	11.97 (0.74)
3	22.65	16.66 (0.74)
4	28.46	20.74 (0.73)

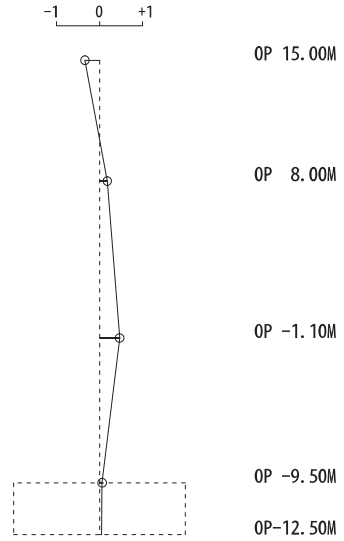
注：（ ）内は基本モデルに対する比率

固有周期 0.184 s
固有振動数 5.42 Hz
刺激係数 1.341



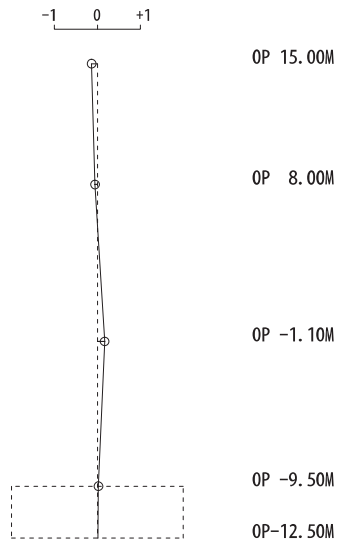
1 次

固有周期 0.077 s
固有振動数 12.94 Hz
刺激係数 0.466



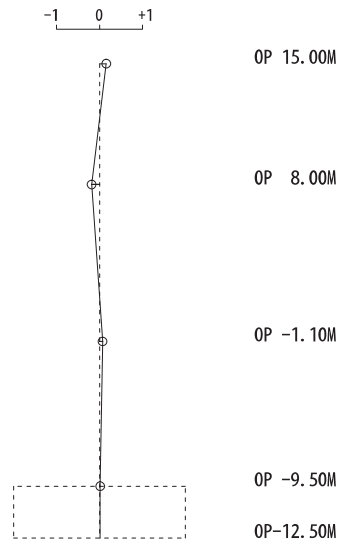
2 次

固有周期 0.060 s
固有振動数 16.58 Hz
刺激係数 0.168



3 次

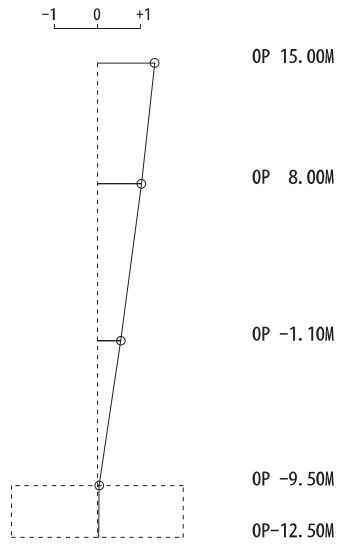
固有周期 0.047 s
固有振動数 21.31 Hz
刺激係数 0.185



4 次

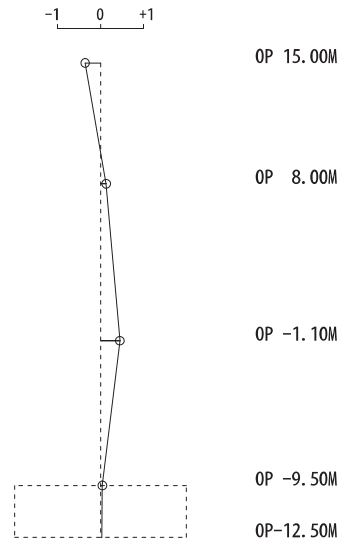
図 4-2 刺激関数図 (ケース 4) (NS 方向 1 次~4 次)

固有周期 0.201 s
固有振動数 4.97 Hz
刺激係数 1.331



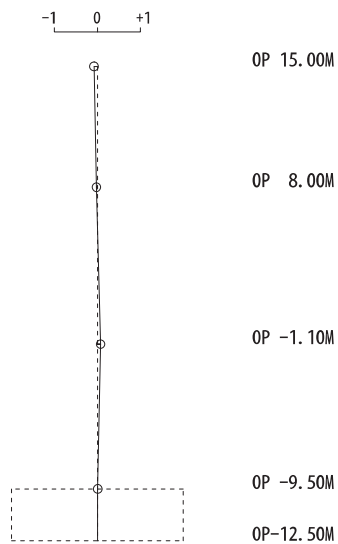
1 次

固有周期 0.084 s
固有振動数 11.97 Hz
刺激係数 0.448



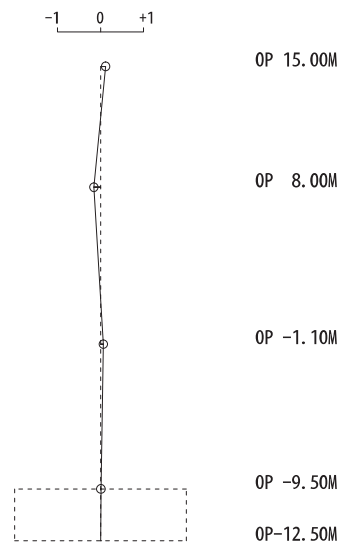
2 次

固有周期 0.060 s
固有振動数 16.66 Hz
刺激係数 0.080



3 次

固有周期 0.048 s
固有振動数 20.74 Hz
刺激係数 0.158



4 次

図 4-3 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4-4～図4-9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、変動は小さく最大で水平方向で1%、鉛直方向で4%であった。

表 4-3(1) 固有値解析結果の比較 (単位: Hz)

(a) NS 方向

次数	NS方向		
	ケース1	ケース2	ケース3
1	7.28	7.33 (1.01)	7.21 (0.99)
2	17.40	17.53 (1.01)	17.24 (0.99)
3	22.39	22.53 (1.01)	22.23 (0.99)
4	29.16	29.25 (1.00)	29.01 (0.99)

(b) EW 方向

次数	EW方向		
	ケース1	ケース2	ケース3
1	6.69	6.73 (1.01)	6.64 (0.99)
2	16.21	16.29 (1.00)	16.10 (0.99)
3	22.65	22.74 (1.00)	22.53 (0.99)
4	28.46	28.52 (1.00)	28.35 (1.00)

注: () 内は基本モデルに対する比率

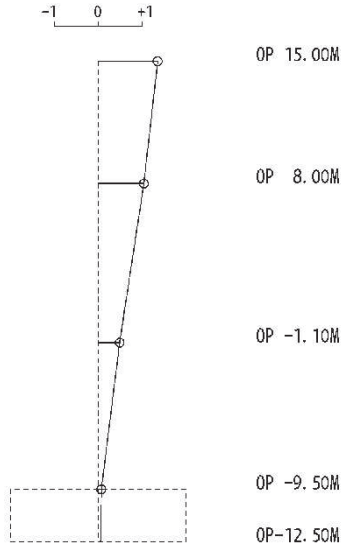
表 4-3(2) 固有値解析結果の比較 (単位: Hz)

(c)UD 方向

次数	UD方向		
	ケース1	ケース2	ケース3
1	18.49	19.06 (1.03)	17.84 (0.96)
2	43.79	45.03 (1.03)	42.58 (0.97)
3	67.10	67.63 (1.01)	66.64 (0.99)
4	90.57	90.59 (1.00)	90.56 (1.00)

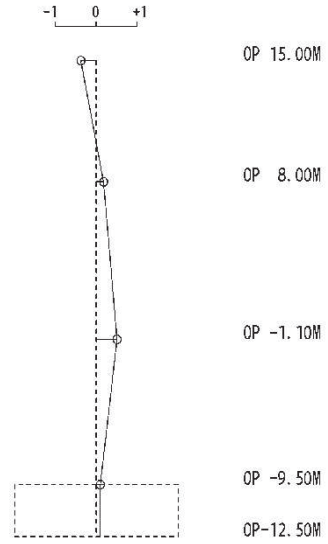
注: () 内は基本モデルに対する比率

固有周期 0.136 s
固有振動数 7.33 Hz
刺激係数 1.358



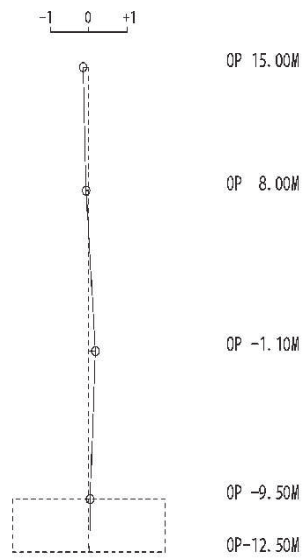
1 次

固有周期 0.057 s
固有振動数 17.53 Hz
刺激係数 0.509



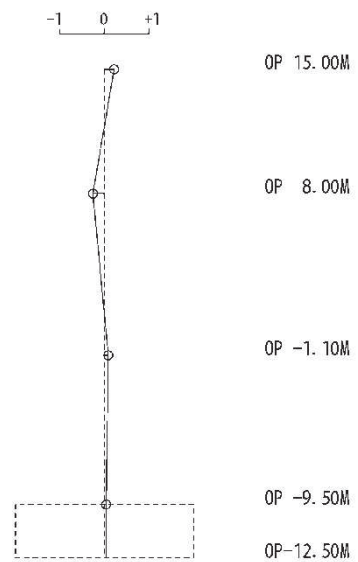
2 次

固有周期 0.044 s
固有振動数 22.53 Hz
刺激係数 0.175



3 次

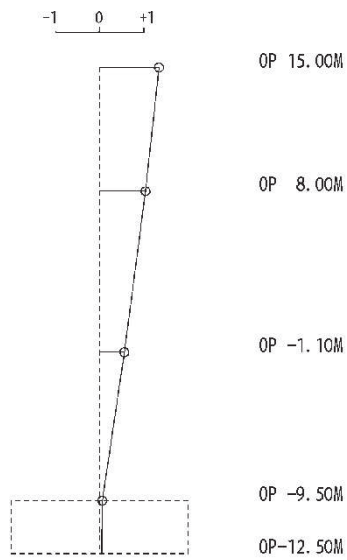
固有周期 0.034 s
固有振動数 29.25 Hz
刺激係数 0.258



4 次

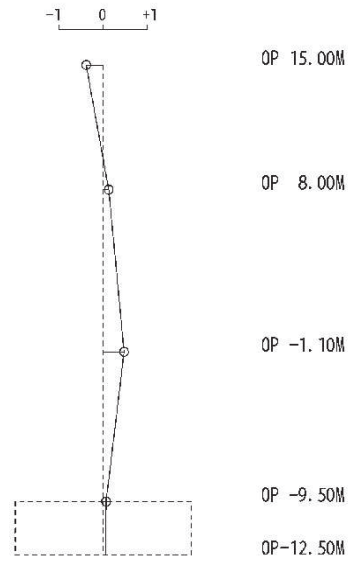
図 4-4 刺激関数図 (ケース 2) (NS 方向 1 次~4 次)

固有周期 0.148 s
固有振動数 6.73 Hz
刺激係数 1.345



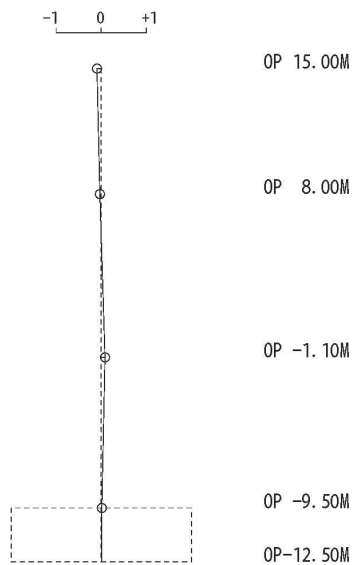
1 次

固有周期 0.061 s
固有振動数 16.29 Hz
刺激係数 0.479



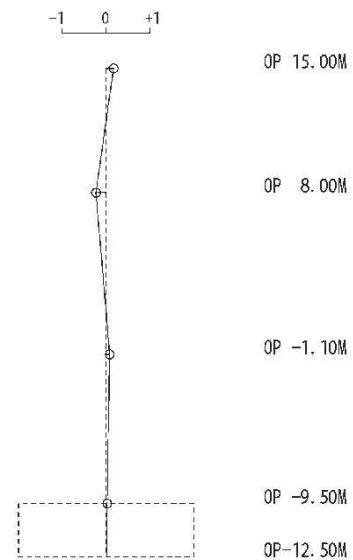
2 次

固有周期 0.044 s
固有振動数 22.74 Hz
刺激係数 0.094



3 次

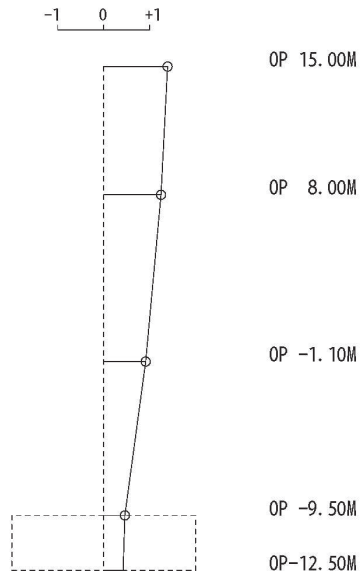
固有周期 0.035 s
固有振動数 28.52 Hz
刺激係数 0.230



4 次

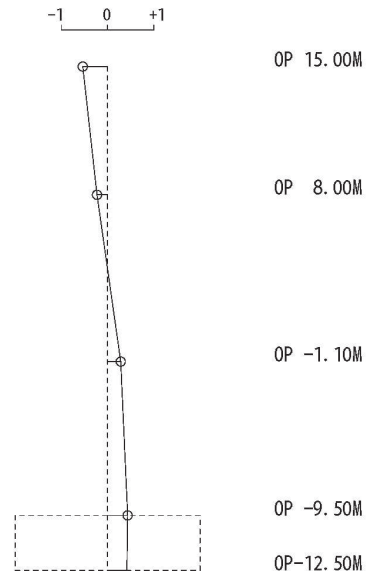
図 4-5 刺激関数図 (ケース 2) (EW 方向 1 次~4 次)

固有周期 0.052 s
固有振動数 19.06 Hz
刺激係数 1.392



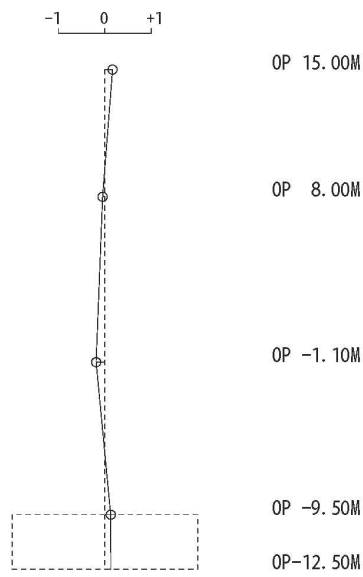
1 次

固有周期 0.022 s
固有振動数 45.03 Hz
刺激係数 0.536



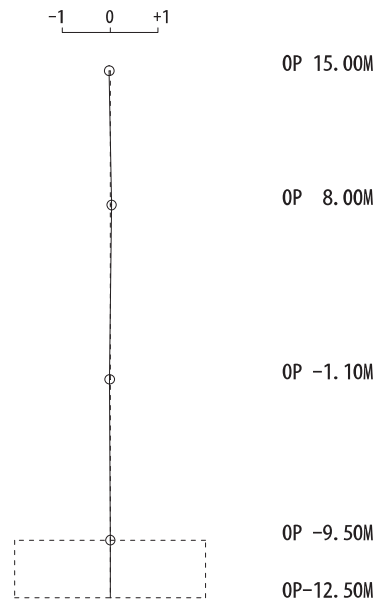
2 次

固有周期 0.015 s
固有振動数 67.63 Hz
刺激係数 0.188



3 次

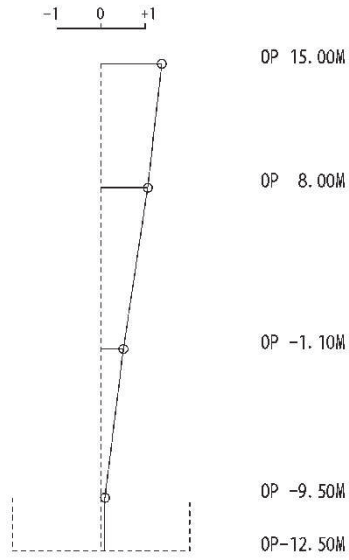
固有周期 0.011 s
固有振動数 90.59 Hz
刺激係数 0.029



4 次

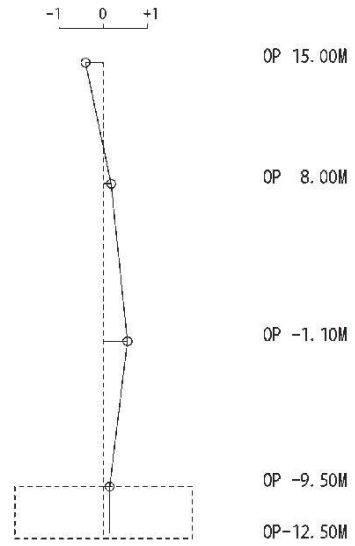
図 4-6 刺激関数図 (ケース 2) (UD 方向 1 次~4 次)

固有周期 0.139 s
 固有振動数 7.21 Hz
 刺激係数 1.370



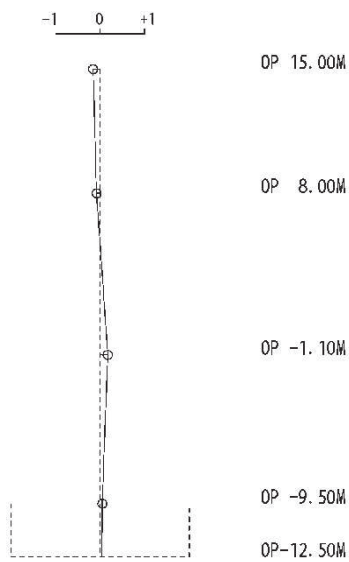
1 次

固有周期 0.058 s
 固有振動数 17.24 Hz
 刺激係数 0.541



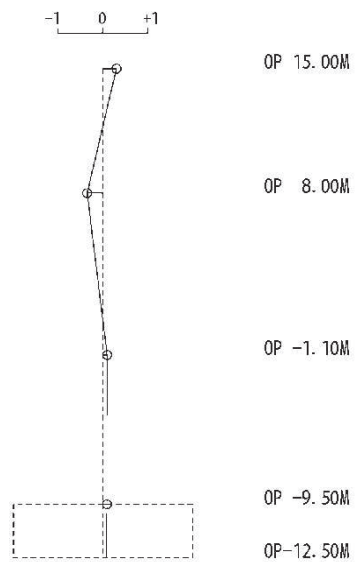
2 次

固有周期 0.045 s
 固有振動数 22.23 Hz
 刺激係数 0.176



3 次

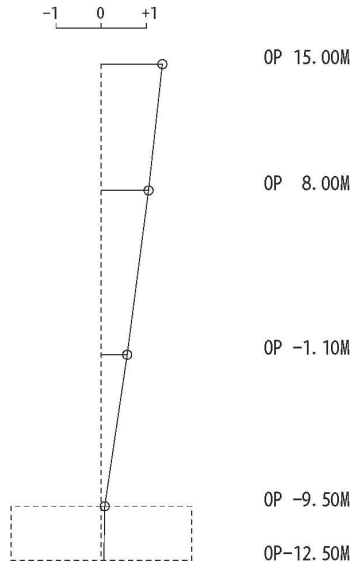
固有周期 0.034 s
 固有振動数 29.01 Hz
 刺激係数 0.351



4 次

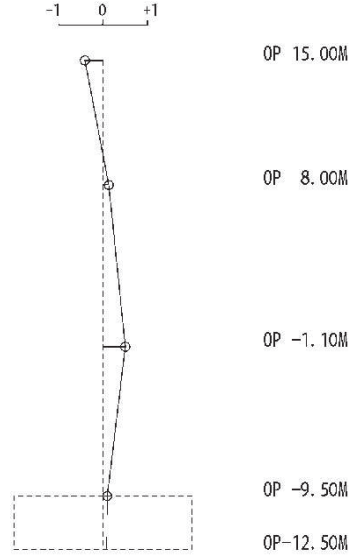
図 4-7 刺激関数図 (ケース 3) (NS 方向 1 次~4 次)

固有周期 0.151 s
固有振動数 6.64 Hz
刺激係数 1.354



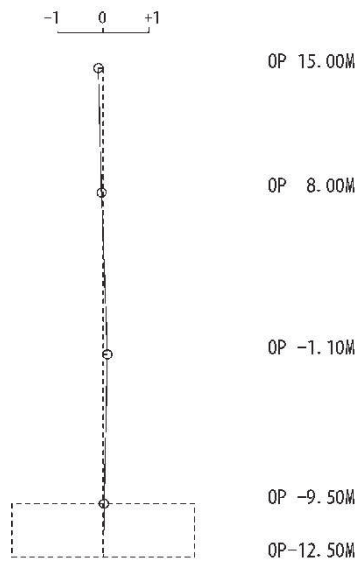
1 次

固有周期 0.062 s
固有振動数 16.10 Hz
刺激係数 0.503



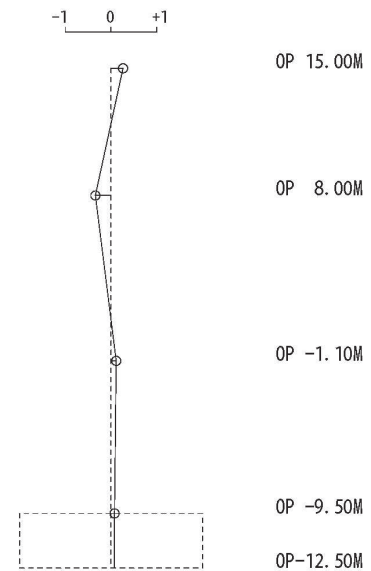
2 次

固有周期 0.044 s
固有振動数 22.53 Hz
刺激係数 0.107



3 次

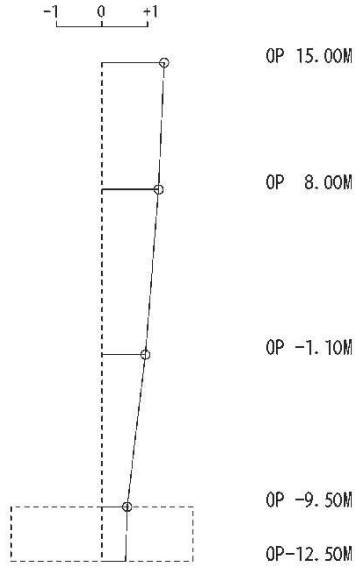
固有周期 0.035 s
固有振動数 28.35 Hz
刺激係数 0.342



4 次

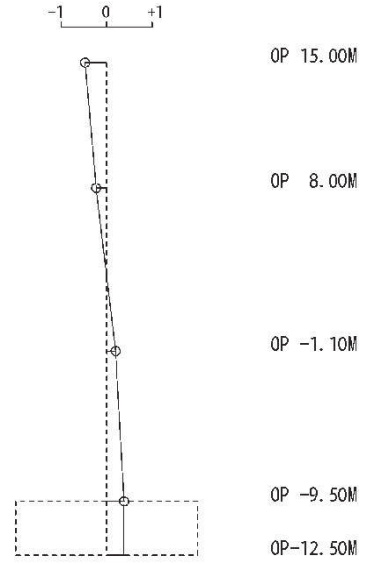
図 4-8 刺激関数図 (ケース 3) (EW 方向 1 次~4 次)

固有周期 0.056 s
固有振動数 17.84 Hz
刺激係数 1.365



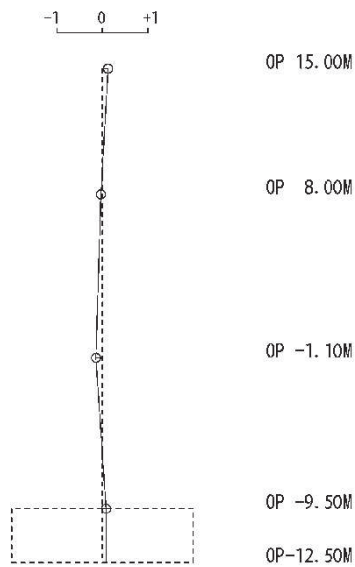
1 次

固有周期 0.023 s
固有振動数 42.58 Hz
刺激係数 0.474



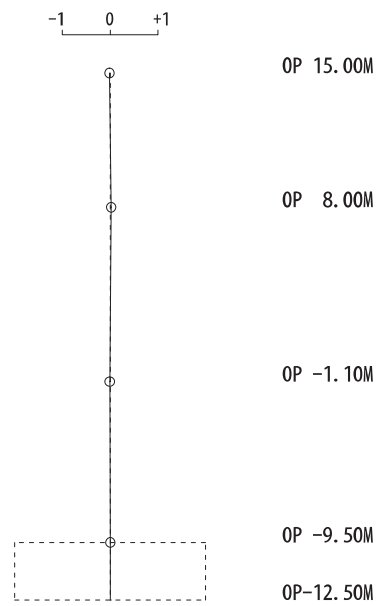
2 次

固有周期 0.015 s
固有振動数 66.64 Hz
刺激係数 0.141



3 次

固有周期 0.011 s
固有振動数 90.56 Hz
刺激係数 0.020



4 次

図 4-9 刺激関数図 (ケース 3) (UD 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 4-10～図 4-13 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各モードで低振動数側に 25%～27%シフトした。

表 4-4 固有値解析結果の比較 (単位 : Hz)

(a) NS 方向

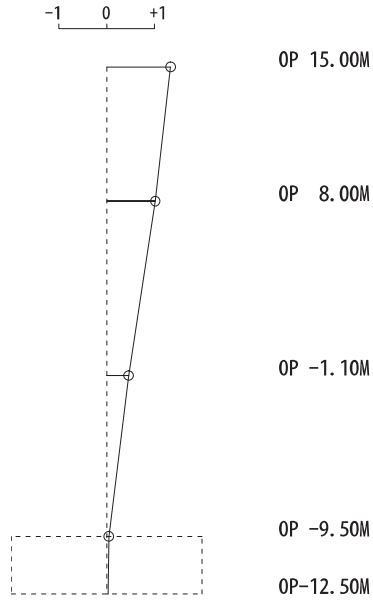
次数	NS方向		
	ケース1	ケース5	ケース6
1	7.28	5.44 (0.75)	5.39 (0.74)
2	17.40	12.99 (0.75)	12.89 (0.74)
3	22.39	16.63 (0.74)	16.52 (0.74)
4	29.16	21.33 (0.73)	21.29 (0.73)

(b) EW 方向

次数	EW方向		
	ケース1	ケース5	ケース6
1	6.69	4.99 (0.75)	4.95 (0.74)
2	16.21	12.00 (0.74)	11.93 (0.74)
3	22.65	16.69 (0.74)	16.62 (0.73)
4	28.46	20.75 (0.73)	20.73 (0.73)

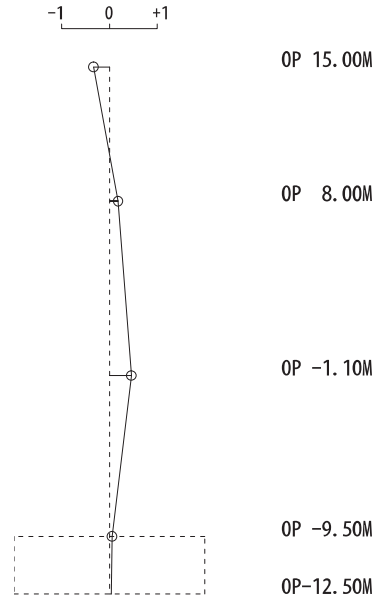
注 : () 内はケース 1 (基本モデル) に対する比率

固有周期 0.184 s
 固有振動数 5.44 Hz
 刺激係数 1.337



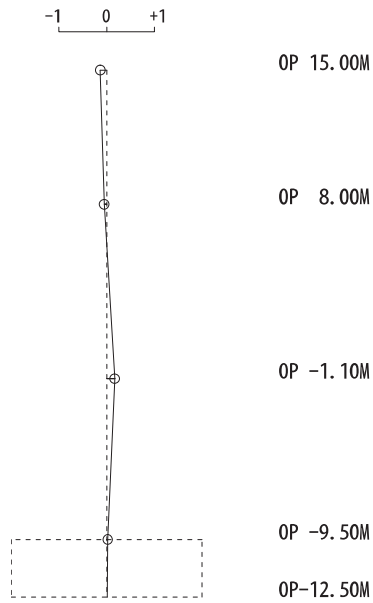
1 次

固有周期 0.077 s
 固有振動数 12.99 Hz
 刺激係数 0.457



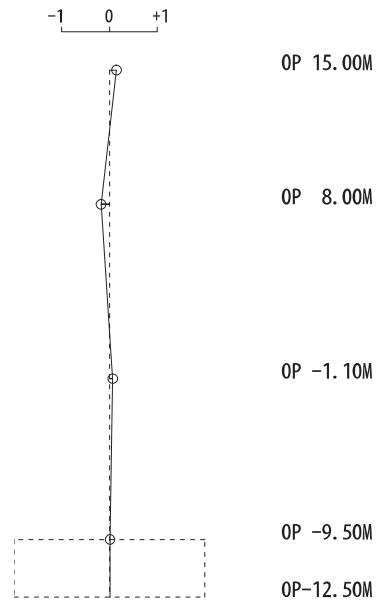
2 次

固有周期 0.060 s
 固有振動数 16.63 Hz
 刺激係数 0.166



3 次

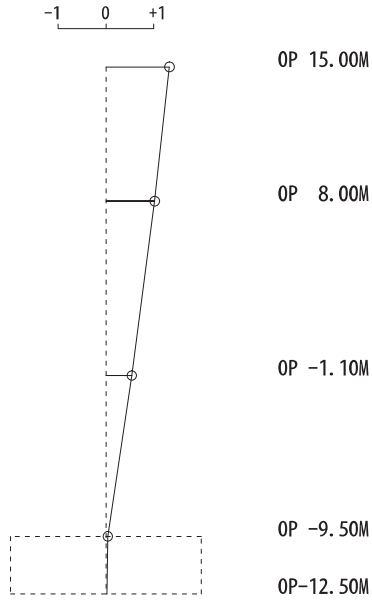
固有周期 0.047 s
 固有振動数 21.33 Hz
 刺激係数 0.175



4 次

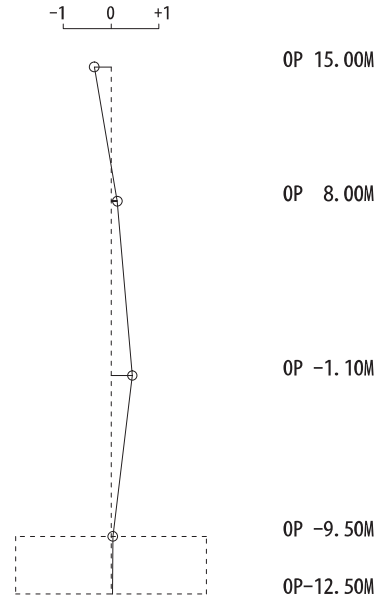
図 4-10 刺激関数図 (ケース 5) (NS 方向 1 次~4 次)

固有周期 0.200 s
固有振動数 4.99 Hz
刺激係数 1.329



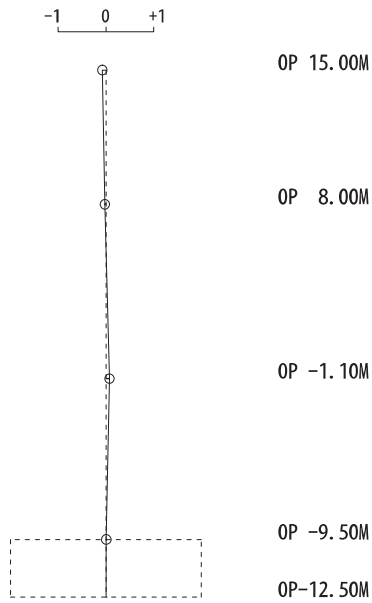
1 次

固有周期 0.083 s
固有振動数 12.00 Hz
刺激係数 0.442



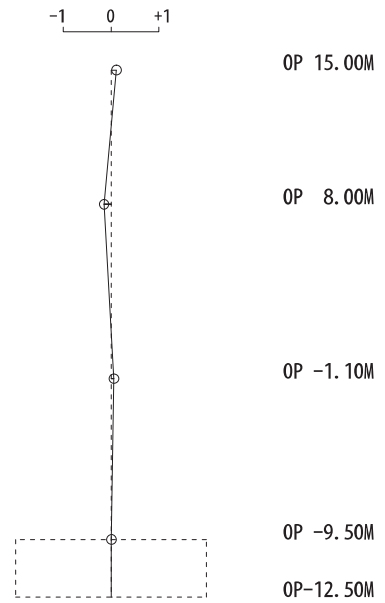
2 次

固有周期 0.060 s
固有振動数 16.69 Hz
刺激係数 0.077



3 次

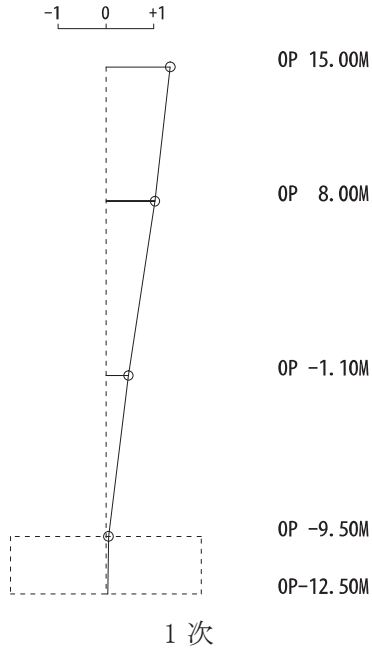
固有周期 0.048 s
固有振動数 20.75 Hz
刺激係数 0.148



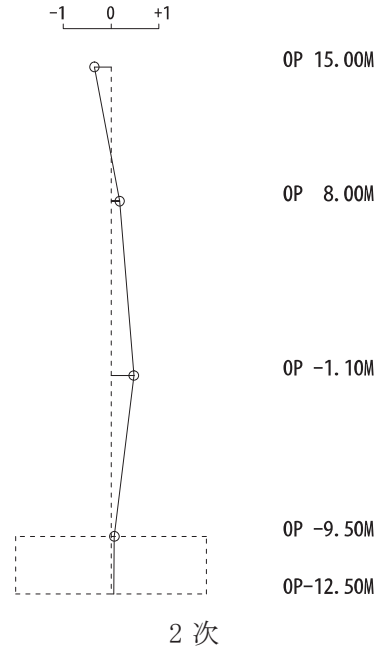
4 次

図 4-11 刺激関数図 (ケース 5) (EW 方向 1 次~4 次)

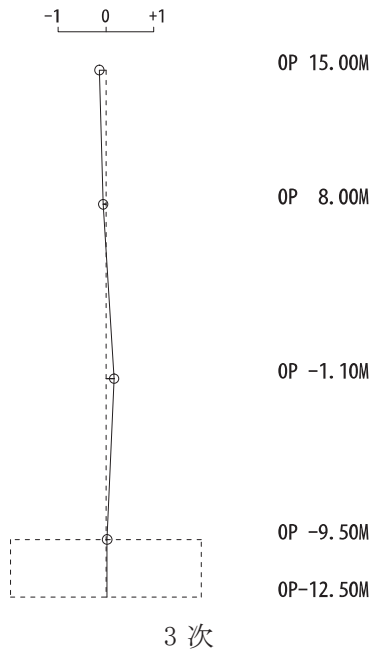
固有周期 0.185 s
固有振動数 5.39 Hz
刺激係数 1.345



固有周期 0.078 s
固有振動数 12.89 Hz
刺激係数 0.476



固有周期 0.061 s
固有振動数 16.52 Hz
刺激係数 0.170



固有周期 0.047 s
固有振動数 21.29 Hz
刺激係数 0.199

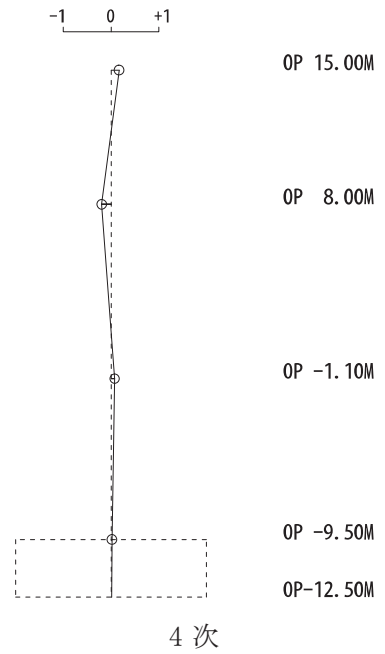
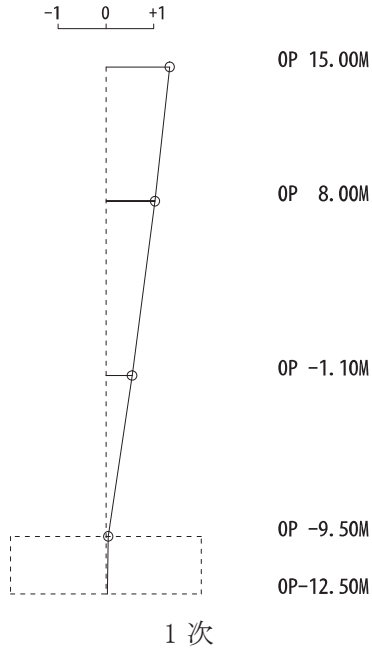
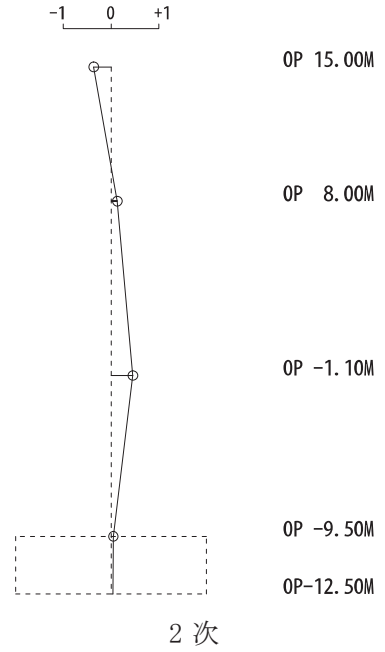


図 4-12 刺激関数図 (ケース 6) (NS 方向 1 次~4 次)

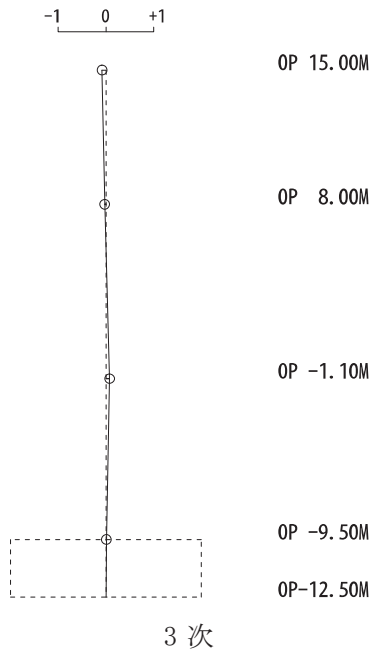
固有周期 0.202 s
 固有振動数 4.95 Hz
 刺激係数 1.335



固有周期 0.084 s
 固有振動数 11.93 Hz
 刺激係数 0.455



固有周期 0.060 s
 固有振動数 16.62 Hz
 刺激係数 0.083



固有周期 0.048 s
 固有振動数 20.73 Hz
 刺激係数 0.170

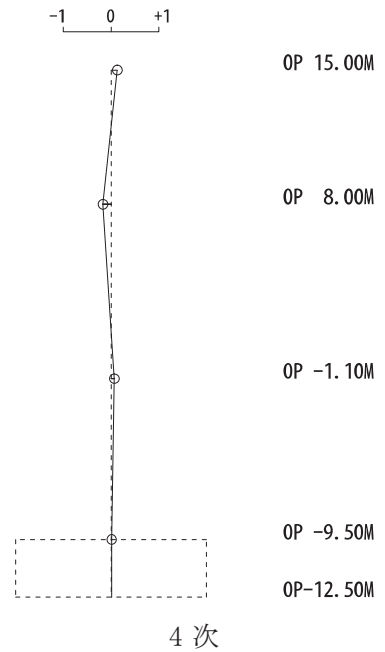


図 4-13 刺激関数図 (ケース 6) (EW 方向 1 次~4 次)

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，各モードで低振動数側に 26%～27%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，変動は小さく最大で水平方向で 1%，鉛直方向で 4%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各モードで低振動数側に 25%～27%シフトした。

5. 機器・配管系評価への影響

材料物性の不確かさは、設計用床応答曲線等において、表 4-1 に示す全ての検討ケースの地震応答解析の結果を包絡させることにより考慮した。

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- 9

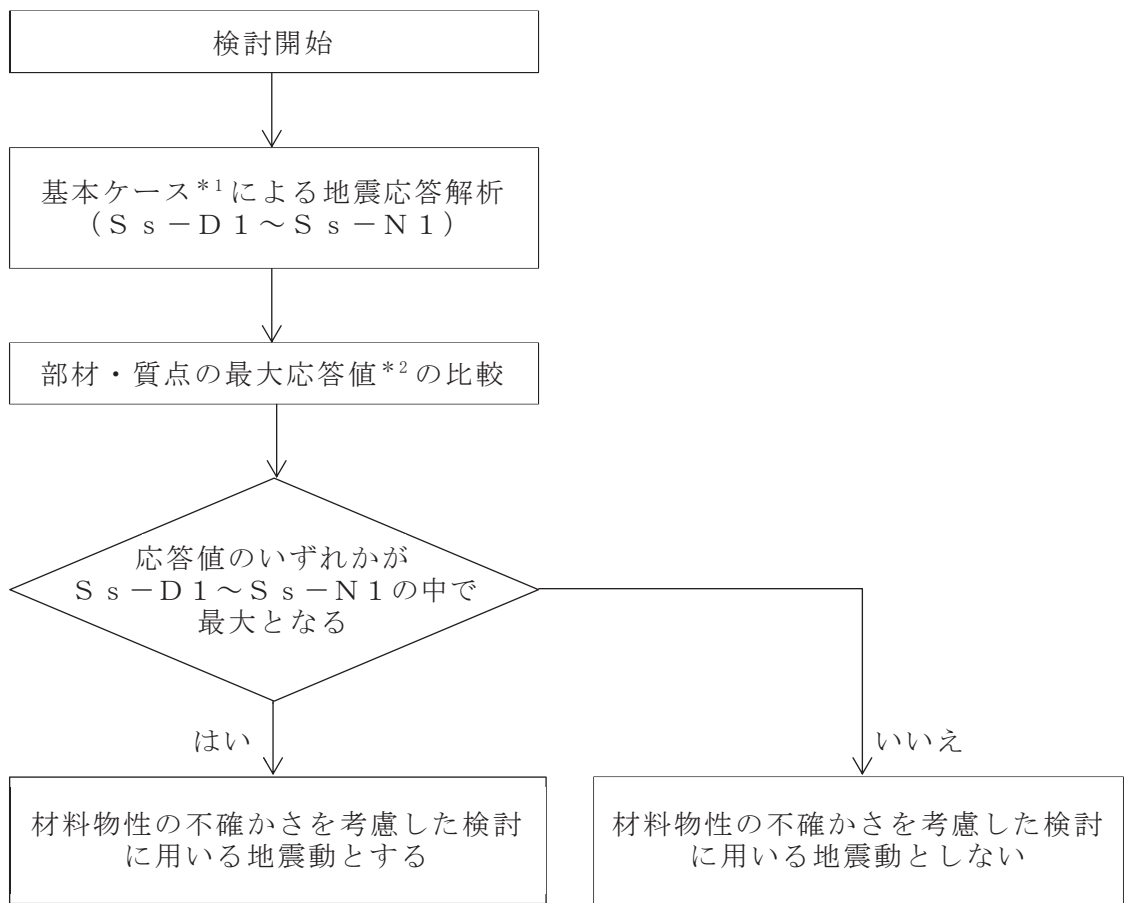
1. 概要

第3号機海水熱交換器建屋の材料物性の不確かさの考慮にあたっては、地震動（基準地震動 S_s ）ごとの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波に対して検討を実施する。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、曲げモーメント及び軸力とする。
- ③ 応答値のいずれかが基準地震動 S_s の中で最大となる波を、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，地盤のせん断波速度：標準地盤

注記*2：応答値は，加速度，変位，せん断力，曲げモーメント及び軸力とする。

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3号機海水熱交換器建屋における基準地震動 S_s に対する基本ケースの地震動の選定を以下に示す。第3号機海水熱交換器建屋の基準地震動 S_s に対する最大応答値を表3-1～表3-11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 及び S_s-F3 については、応答値のいずれかが S_s-D1 ～ S_s-N1 の中で最大となることから、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-D1	S_s-D2	S_s-D3	S_s-F1	S_s-F2	S_s-F3	S_s-N1	
1	1891	1876	1820	1648	1595	1908	1108	1908
2	1498	1612	1503	1258	1397	1626	977	1626
3	1021	1401	903	882	990	1186	809	1401
4	649	740	610	583	805	860	594	860
5	619	722	611	576	753	849	584	849

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-D1	S_s-D2	S_s-D3	S_s-F1	S_s-F2	S_s-F3	S_s-N1	
1	1.15	1.37	1.03	0.84	0.88	1.08	0.57	1.37
2	0.95	1.16	0.85	0.66	0.72	0.90	0.45	1.16
3	0.40	0.52	0.37	0.31	0.34	0.34	0.23	0.52
4	0.06	0.07	0.06	0.06	0.06	0.06	0.04	0.07
5	0.05	0.05	0.05	0.05	0.05	0.05	0.04	0.05

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（×10 ³ kN）							最大値
	S _s -D1	S _s -D2	S _s -D3	S _s -F1	S _s -F2	S _s -F3	S _s -N1	
(1)	131	131	127	116	112	130	77.5	131
(2)	255	264	243	219	222	257	166	264
(3)	351	389	349	319	337	334	276	389
(4)	411	446	388	361	417	405	347	446

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	最大応答モーメント（×10 ⁶ kN・m）							最大値
	S _s -D1	S _s -D2	S _s -D3	S _s -F1	S _s -F2	S _s -F3	S _s -N1	
(1)	0.490	0.486	0.438	0.377	0.402	0.479	0.199	0.490
	1.25	1.19	1.30	1.12	1.08	1.28	0.650	1.30
(2)	1.77	1.65	1.71	1.58	1.47	1.69	0.836	1.77
	3.74	3.81	3.74	3.49	3.36	3.79	2.25	3.81
(3)	4.08	4.17	4.20	3.89	3.69	4.20	2.35	4.20
	6.98	7.15	6.45	6.17	6.13	6.88	4.60	7.15
(4)	7.18	7.31	6.64	6.39	6.34	7.02	4.64	7.31
	8.34	8.59	7.74	7.38	7.46	8.04	5.67	8.59

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 最大応答加速度一覧（基準地震動 S_s ，EW 方向）

質点 番号	最大応答加速度 (cm/s^2)							最大値
	S_s-D1	S_s-D2	S_s-D3	S_s-F1	S_s-F2	S_s-F3	S_s-N1	
1	1555	1751	1875	1284	1509	1739	1156	1875
2	1243	1411	1328	1000	1095	1321	943	1411
3	1024	1141	946	767	850	1121	933	1141
4	668	753	639	556	689	764	621	764
5	634	732	617	553	691	773	616	773

注：網掛け部分は最大値

表 3-6 最大応答変位一覧（基準地震動 S_s ，EW 方向）

質点 番号	最大応答変位 (cm)							最大値
	S_s-D1	S_s-D2	S_s-D3	S_s-F1	S_s-F2	S_s-F3	S_s-N1	
1	1.26	1.60	1.24	0.81	0.95	1.49	0.73	1.60
2	1.05	1.39	1.02	0.65	0.76	1.28	0.60	1.39
3	0.74	1.00	0.66	0.39	0.48	0.94	0.39	1.00
4	0.06	0.06	0.06	0.05	0.06	0.06	0.04	0.06
5	0.06	0.05	0.05	0.04	0.05	0.05	0.04	0.06

注：網掛け部分は最大値

表 3-7 最大応答せん断力一覧（基準地震動 S_s ，EW 方向）

要素 番号	最大応答せん断（ $\times 10^3 \text{kN}$ ）							最大値
	S_s-D1	S_s-D2	S_s-D3	S_s-F1	S_s-F2	S_s-F3	S_s-N1	
(1)	108	120	129	90.4	106	120	80.8	129
(2)	216	228	225	181	202	223	167	228
(3)	314	344	305	258	280	338	266	344
(4)	360	396	328	295	310	363	328	396

注：網掛け部分は最大値

表 3-8 最大応答曲げモーメント一覧（基準地震動 S_s ，EW 方向）

要素 番号	最大応答モーメント（ $\times 10^6 \text{kN}\cdot\text{m}$ ）							最大値
	S_s-D1	S_s-D2	S_s-D3	S_s-F1	S_s-F2	S_s-F3	S_s-N1	
(1)	0.329	0.368	0.338	0.257	0.247	0.483	0.146	0.483
	0.948	1.21	1.18	0.846	0.976	1.27	0.689	1.27
(2)	1.20	1.38	1.38	1.14	1.23	1.81	0.834	1.81
	3.14	3.43	3.44	2.61	3.05	3.45	2.35	3.45
(3)	3.43	3.84	3.89	2.83	3.32	3.93	2.50	3.93
	5.98	6.56	6.43	4.99	5.55	6.51	4.58	6.56
(4)	6.02	6.57	6.43	5.04	5.62	6.51	4.60	6.57
	7.07	7.73	7.35	5.87	6.53	7.57	5.55	7.73

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 3-9 最大応答加速度一覧（基準地震動 S_s ，UD 方向）

質点 番号	最大応答加速度 (cm/s^2)							最大値
	S_s-D1	S_s-D2	S_s-D3	S_s-F1	S_s-F2	S_s-F3	S_s-N1	
1	912	1213	1161	593	686	933	570	1213
2	827	1063	1050	552	631	866	534	1063
3	667	831	764	488	533	738	450	831
4	516	644	531	401	423	500	352	644
5	508	621	514	388	409	484	340	621

注：網掛け部分は最大値

表 3-10 最大応答変位一覧（基準地震動 S_s ，UD 方向）

質点 番号	最大応答変位 (cm)							最大値
	S_s-D1	S_s-D2	S_s-D3	S_s-F1	S_s-F2	S_s-F3	S_s-N1	
1	0.06	0.08	0.07	0.04	0.05	0.06	0.04	0.08
2	0.05	0.07	0.06	0.04	0.05	0.06	0.04	0.07
3	0.04	0.05	0.05	0.03	0.03	0.04	0.03	0.05
4	0.02	0.02	0.02	0.02	0.02	0.02	0.01	0.02
5	0.02	0.02	0.02	0.02	0.02	0.02	0.01	0.02

注：網掛け部分は最大値

表 3-11 最大応答軸力一覧（基準地震動 S_s ，UD 方向）

要素 番号	最大応答せん断 ($\times 10^3 \text{kN}$)							最大値
	S_s-D1	S_s-D2	S_s-D3	S_s-F1	S_s-F2	S_s-F3	S_s-N1	
(1)	63.8	85.4	81.5	41.6	48.2	65.7	40.0	85.4
(2)	141	184	179	92.1	107	146	89.7	184
(3)	230	288	283	158	180	246	151	288
(4)	281	339	327	200	228	304	192	339

注：網掛け部分は最大値

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3号機海水熱交換器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-2-2-29 第3号機海水熱交換器建屋の地震応答計算書」

表4-1 第3号機海水熱交換器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3号機海水熱交換器 建屋	$S_s - D1$, $S_s - D2$, $S_s - D3$, $S_s - F3$

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
2.2 地盤物性の不確かさ.....	別紙 4-2-	20
2.3 建屋剛性及び地盤物性の不確かさ.....	別紙 4-2-	49
3. まとめ.....	別紙 4-2-	67

1. 概要

本資料は、第3号機海水熱交換器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。

水平方向の地震応答解析に採用した解析モデルの一覧表を表1-1に示す。

表1-1 地震応答解析に採用した解析モデル

(a) NS 方向

検討ケース	S s - D 1	S s - D 2	S s - D 3	S s - F 1	S s - F 2	S s - F 3	S s - N 1
ケース 1	②	②	②	②	②	②	①
ケース 2	②	②	②	—	—	②	—
ケース 3	②	②	②	—	—	②	—
ケース 4	③	③	②	—	—	③	—
ケース 5	③	③	②	—	—	③	—
ケース 6	③	③	②	—	—	③	—

(b) EW 方向

検討ケース	S s - D 1	S s - D 2	S s - D 3	S s - F 1	S s - F 2	S s - F 3	S s - N 1
ケース 1	②	②	②	①	①	②	①
ケース 2	②	②	②	—	—	②	—
ケース 3	②	②	②	—	—	②	—
ケース 4	②	②	②	—	—	②	—
ケース 5	②	②	②	—	—	②	—
ケース 6	②	②	②	—	—	②	—

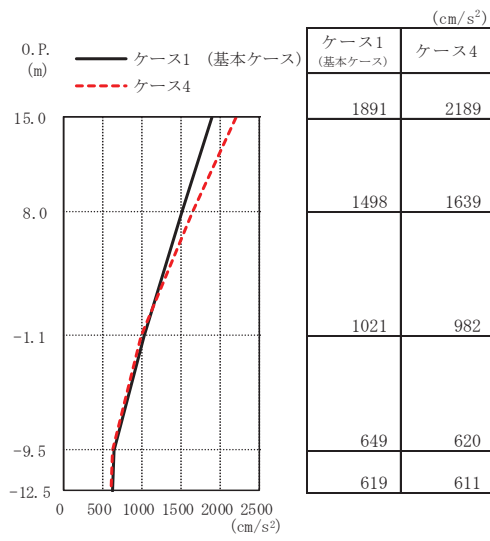
注：表中の番号は以下のモデルを示す。

- ① 誘発上下動を考慮しないモデル
- ② 誘発上下動を考慮するモデル
- ③ 地盤3次元FEMモデル

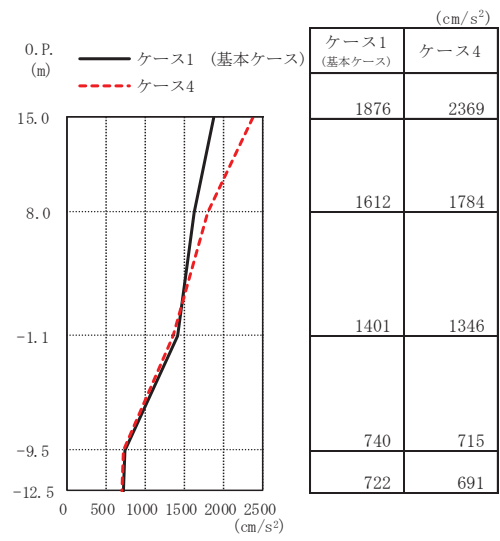
2. 材料物性の不確かさを考慮した地震応答解析結果

2.1 建屋剛性の不確かさ

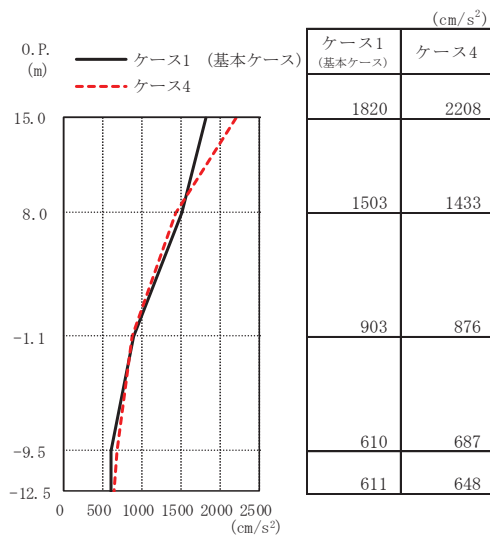
建屋剛性の不確かさを考慮した基準地震動 S_s に対する地震応答解析結果の最大応答値の比較を図 2-1～図 2-16 に、接地率を表 2-1 及び表 2-2 に示す。



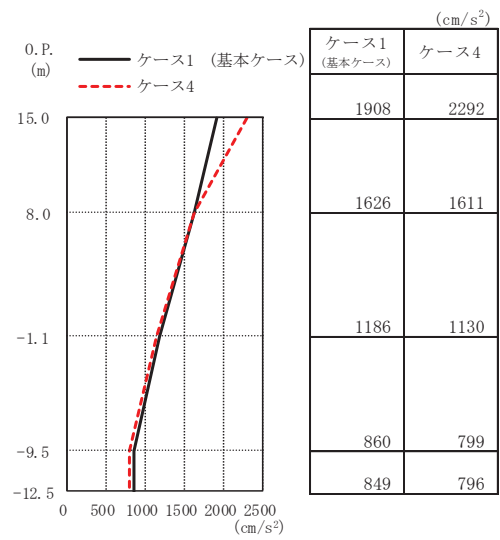
(a) S s - D 1



(b) S s - D 2

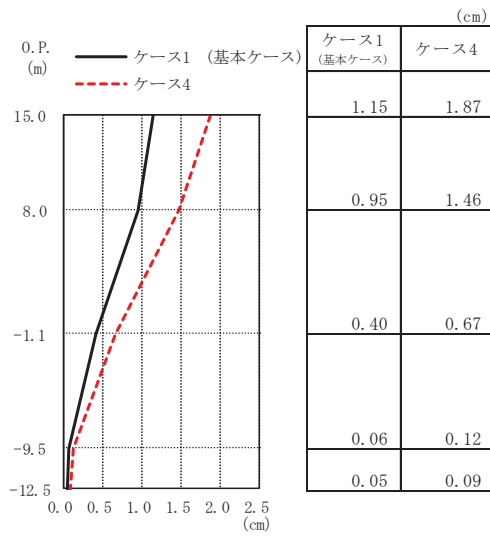


(c) S s - D 3

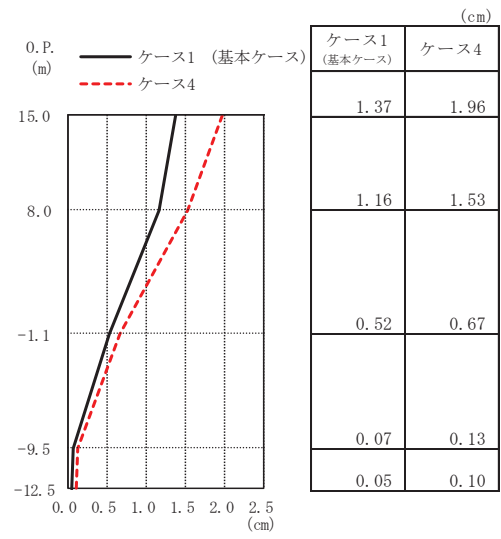


(d) S s - F 3

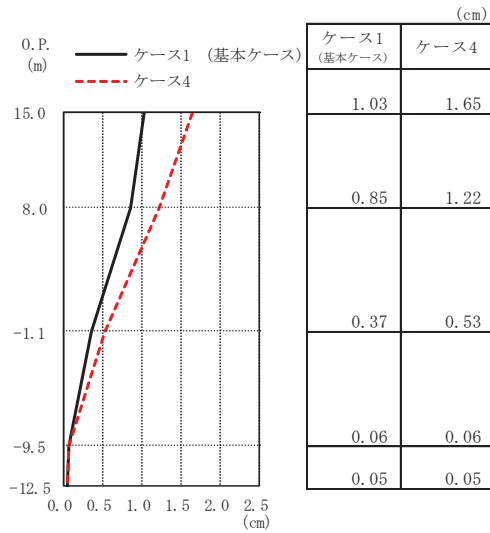
図 2-1 最大応答加速度 (基準地震動 S s, NS 方向)



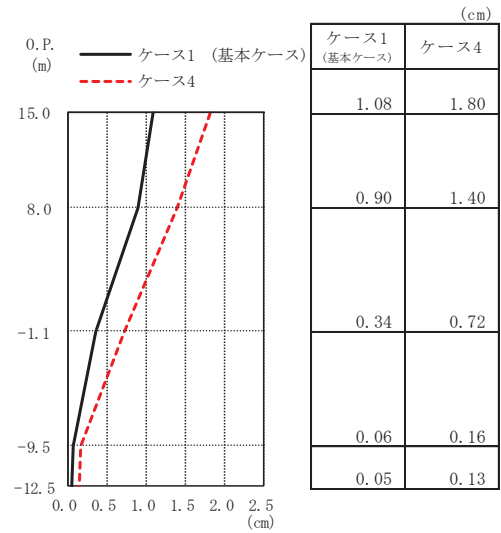
(a) S s - D 1



(b) S s - D 2

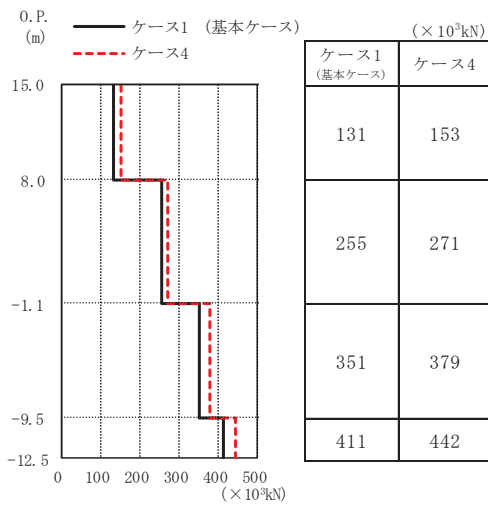


(c) S s - D 3

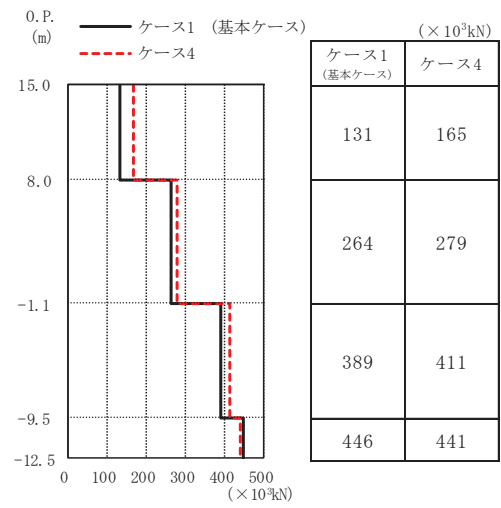


(d) S s - F 3

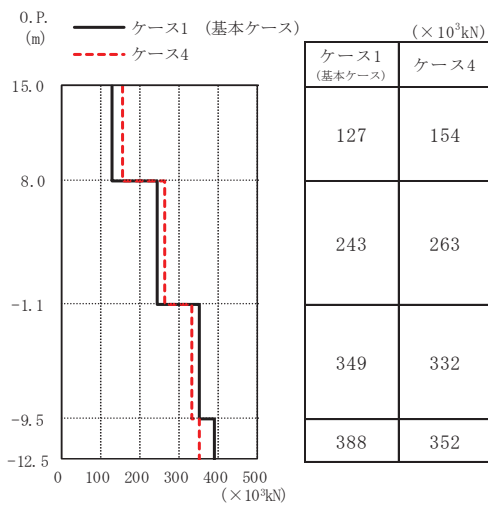
図 2-2 最大応答変位 (基準地震動 S s , NS 方向)



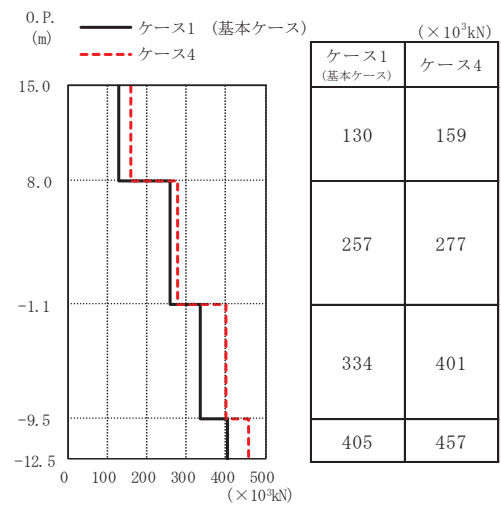
(a) S_s - D 1



(b) S_s - D 2

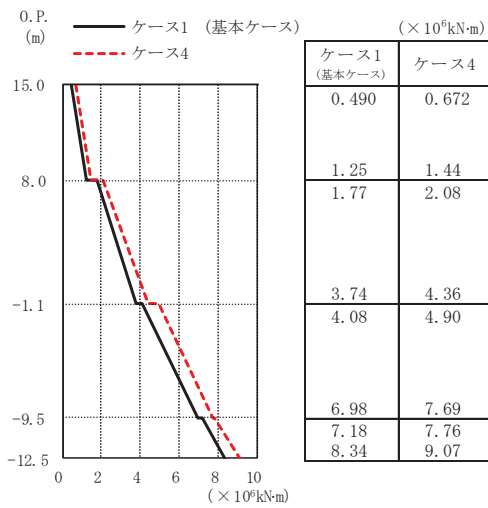


(c) S_s - D 3

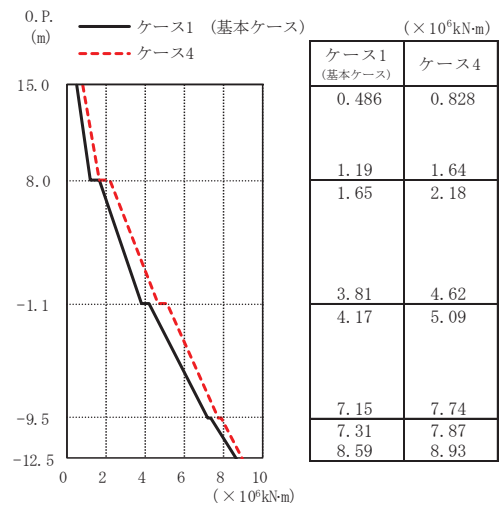


(d) S_s - F 3

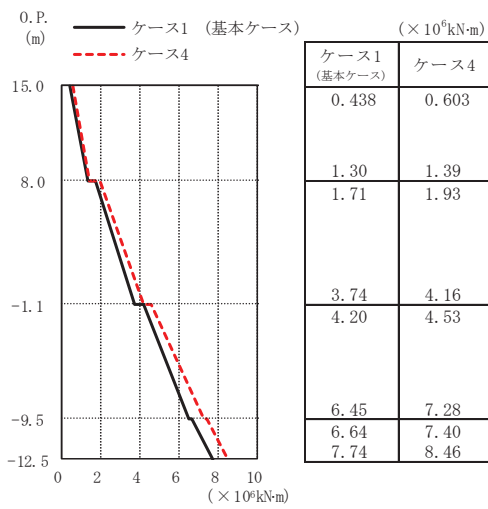
図 2-3 最大応答せん断力 (基準地震動 S_s, NS 方向)



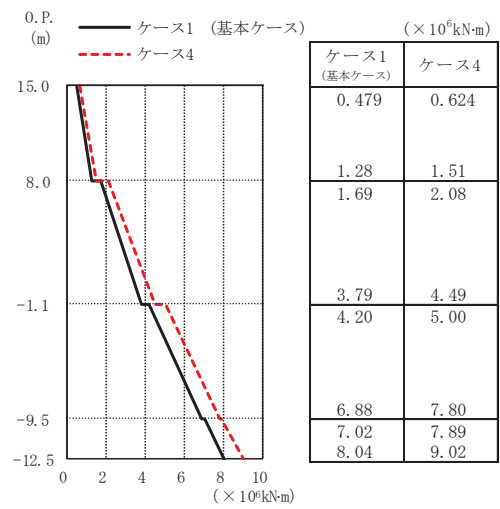
(a) S s - D 1



(b) S s - D 2

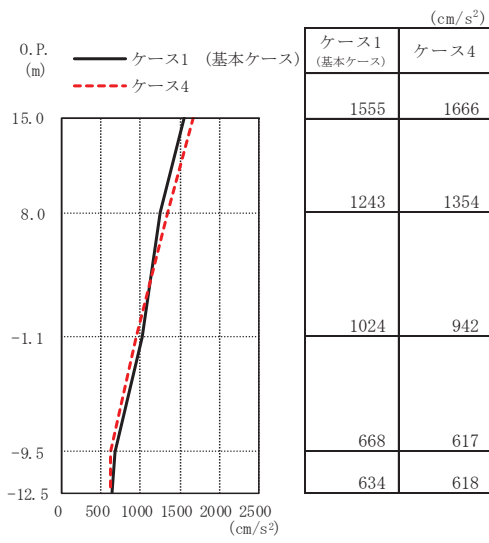


(c) S s - D 3

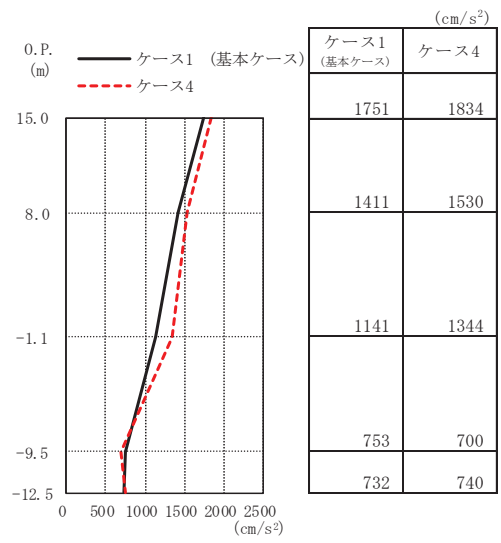


(d) S s - F 3

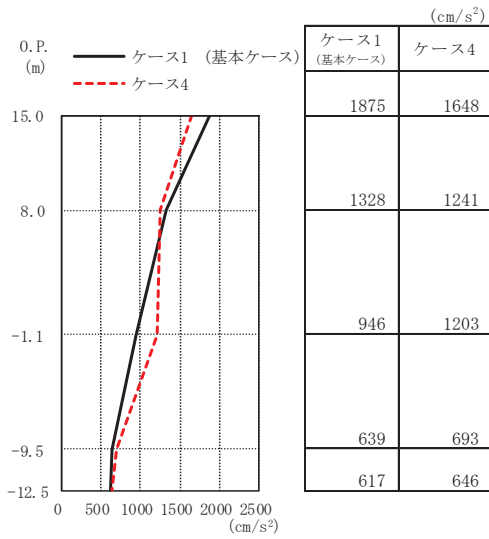
図 2-4 最大応答曲げモーメント (基準地震動 S s, NS 方向)



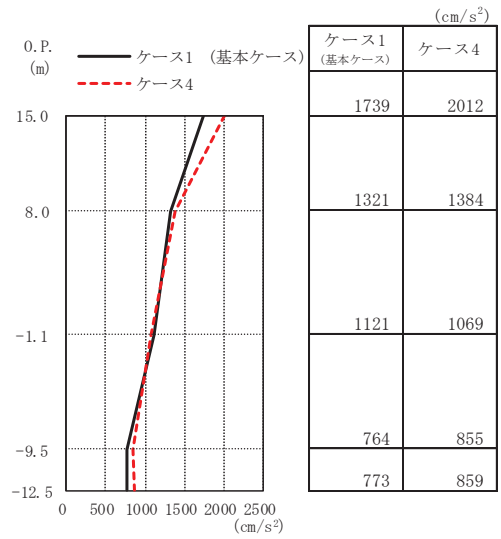
(a) S s - D 1



(b) S s - D 2

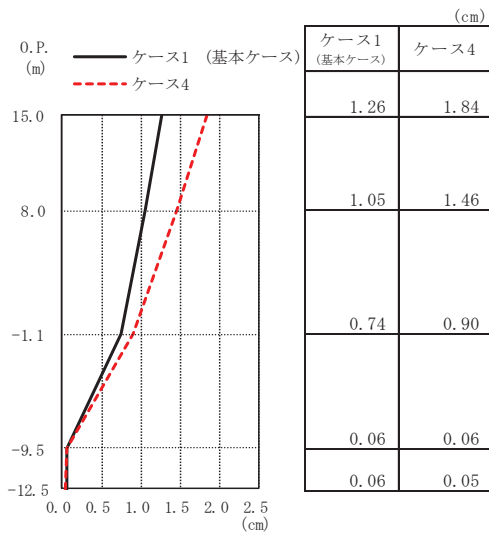


(c) S s - D 3

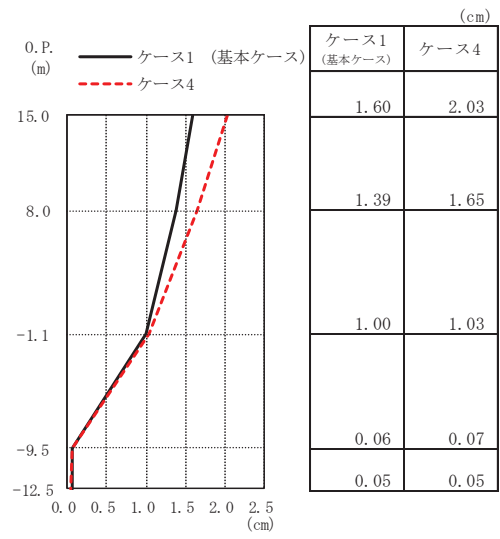


(d) S s - F 3

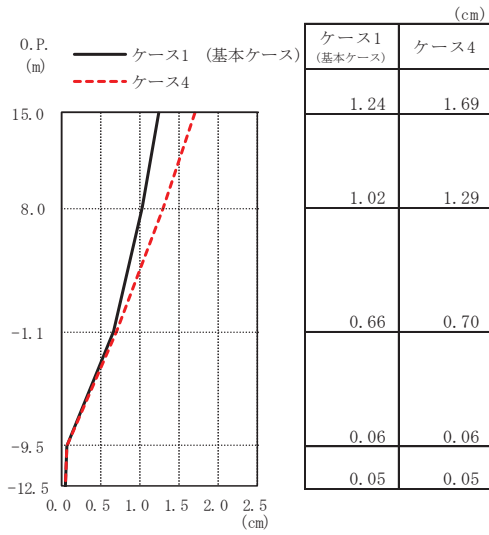
図 2-5 最大応答加速度 (基準地震動 S s, EW 方向)



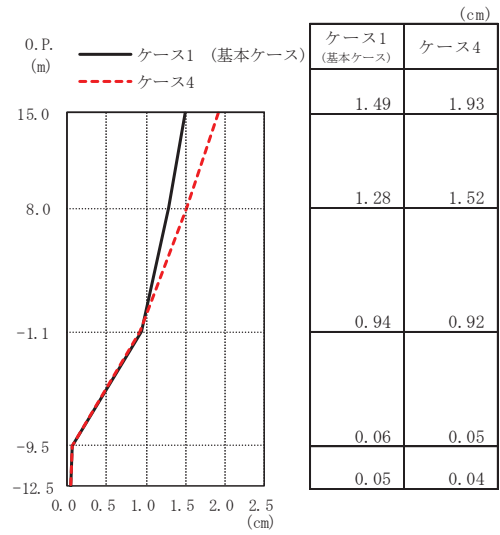
(a) S s - D 1



(b) S s - D 2

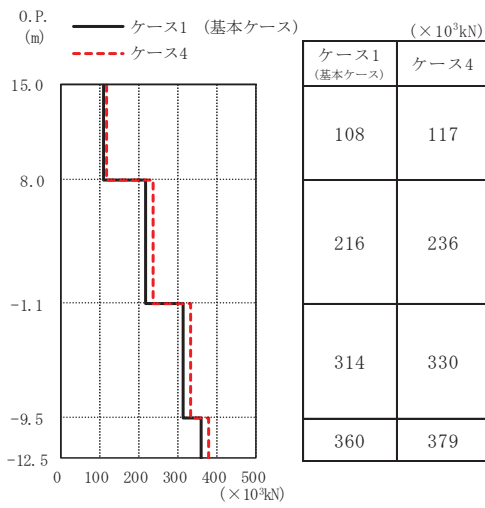


(c) S s - D 3

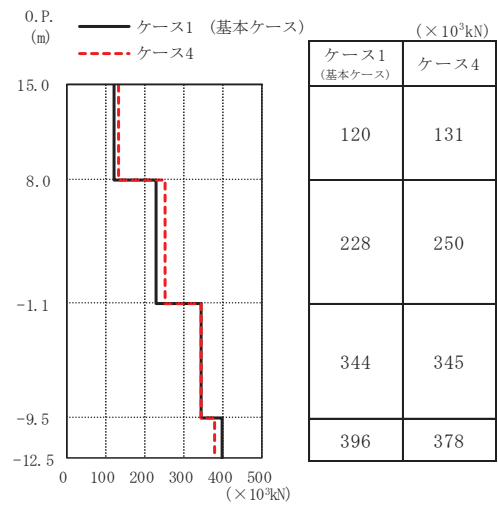


(d) S s - F 3

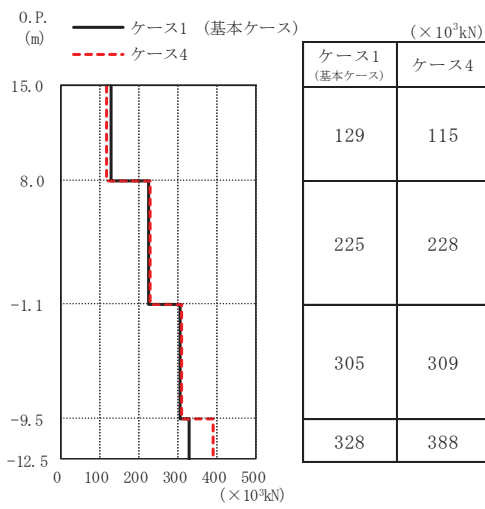
図 2-6 最大応答変位 (基準地震動 S s, EW 方向)



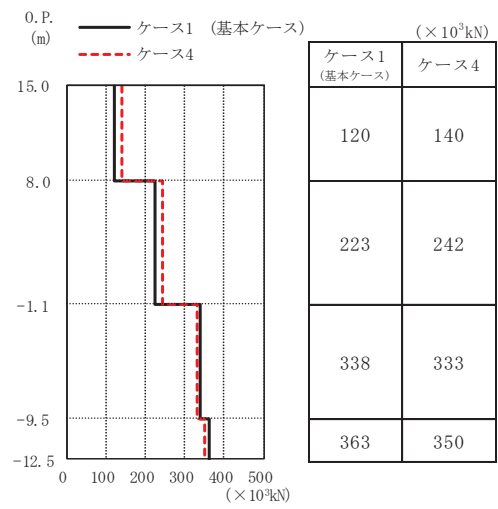
(a) $S_s - D 1$



(b) $S_s - D 2$

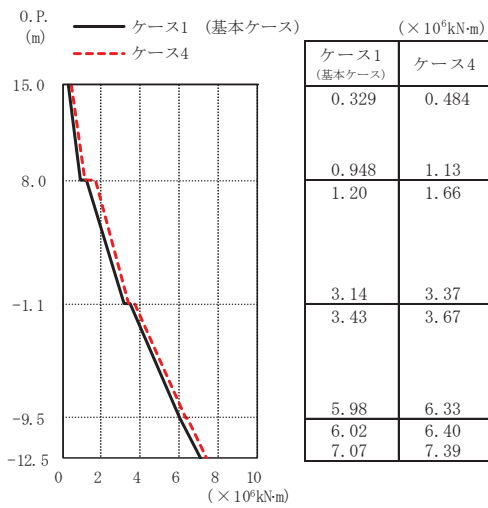


(c) $S_s - D 3$

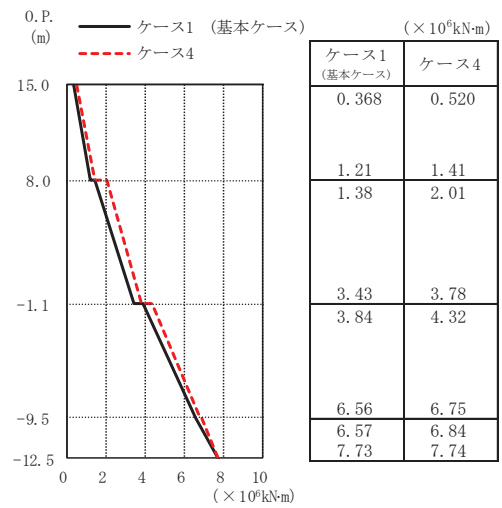


(d) $S_s - F 3$

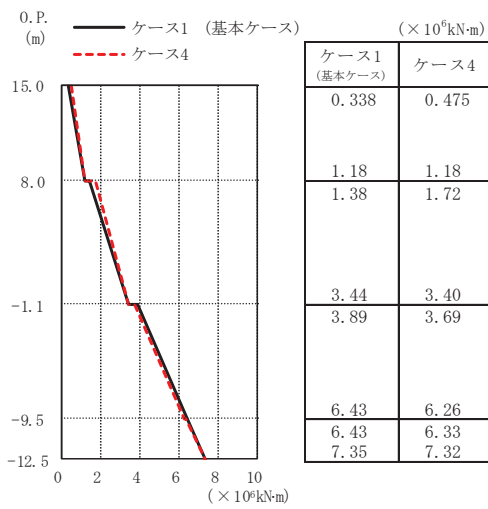
図 2-7 最大応答せん断力 (基準地震動 S_s , EW 方向)



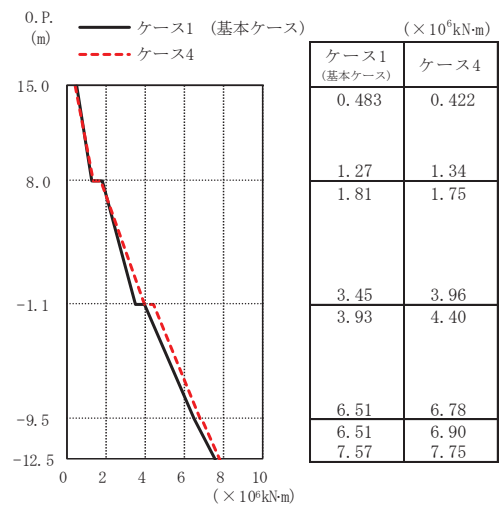
(a) S s - D 1



(b) S s - D 2

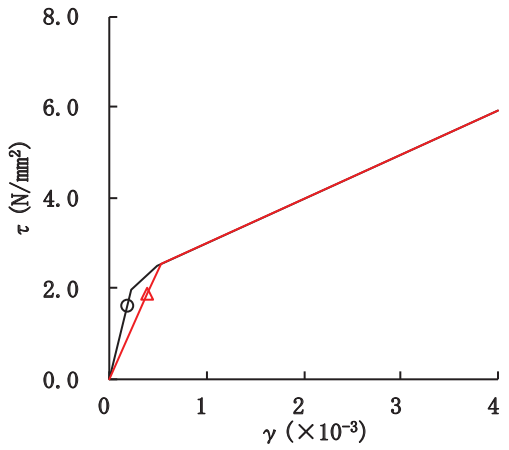
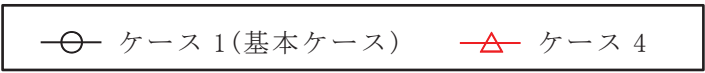


(c) S s - D 3

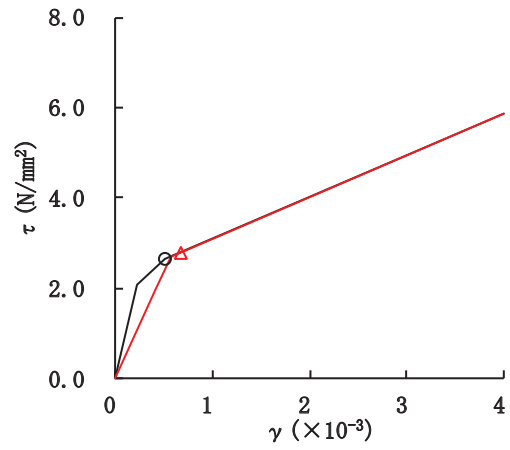


(d) S s - F 3

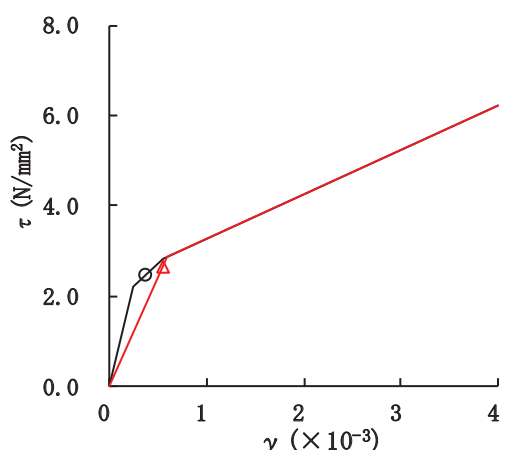
図 2-8 最大応答曲げモーメント (基準地震動 S s, EW 方向)



要素番号(1)



要素番号(2)



要素番号(3)

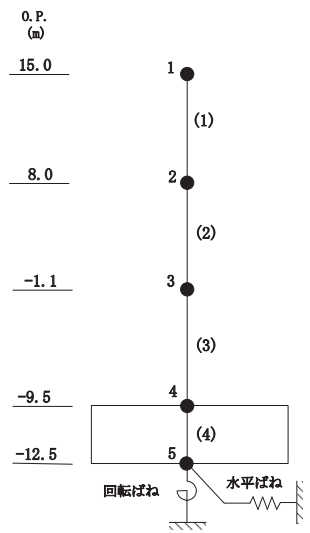
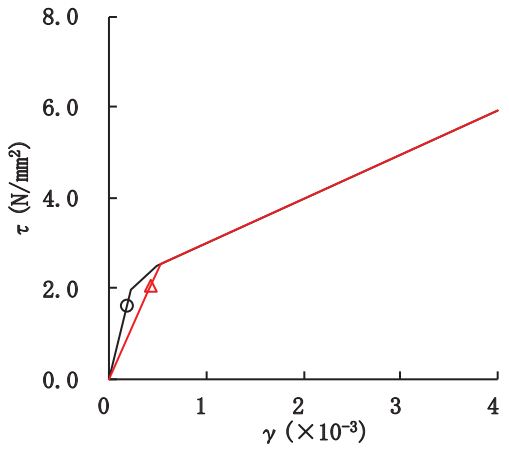
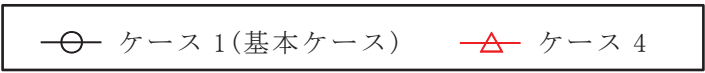
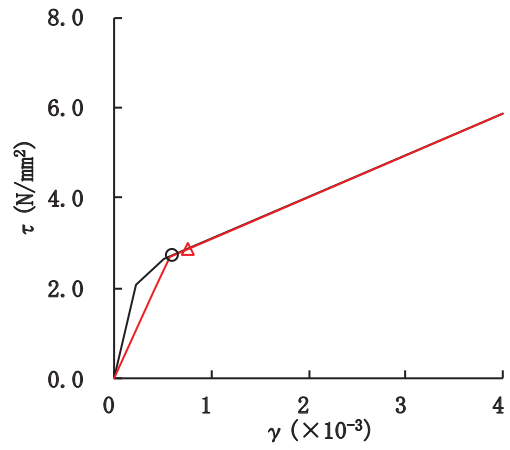


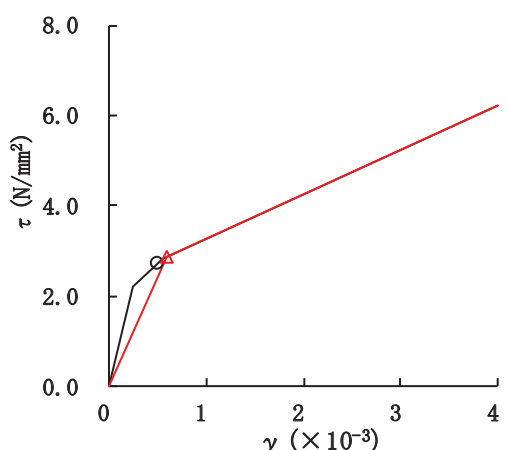
図 2-9 セン断スケルトンカーブ上の最大応答値 (S s - D 1, NS 方向)



要素番号(1)



要素番号(2)



要素番号(3)

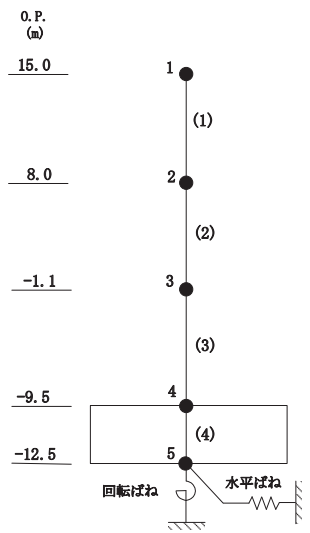
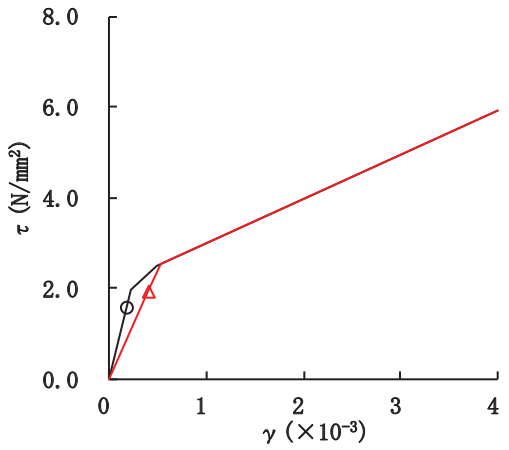
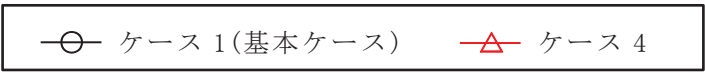
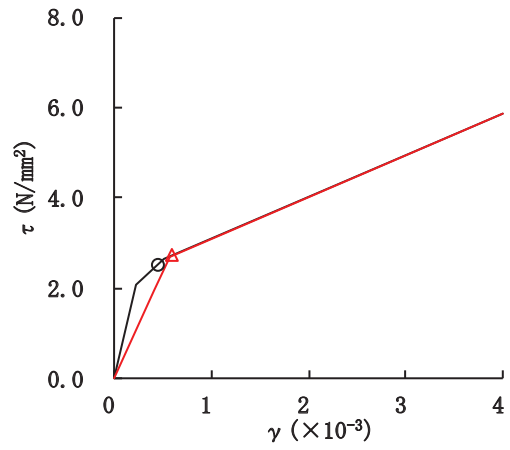


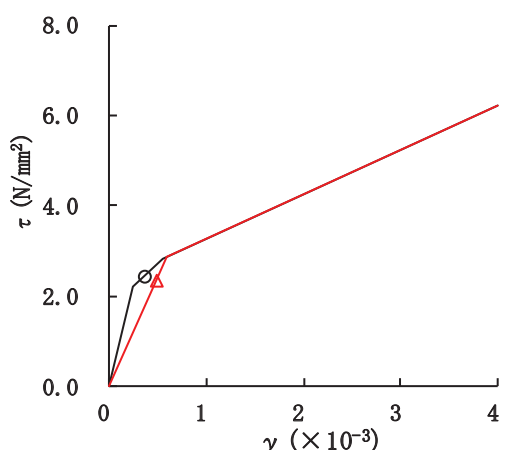
図 2-10 セン断スケルトンカーブ上の最大応答値 (S_s-D2, NS 方向)



要素番号(1)



要素番号(2)



要素番号(3)

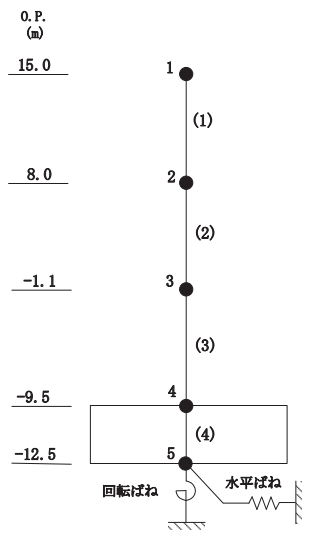
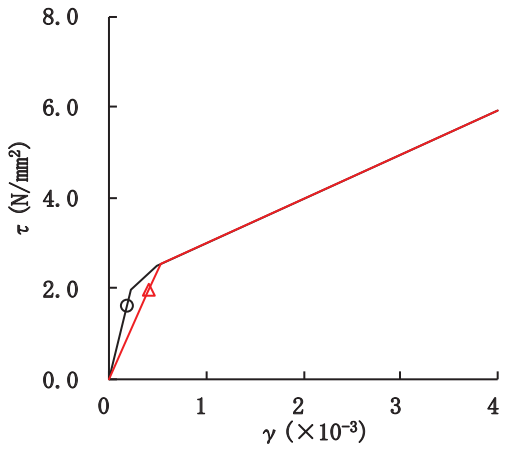
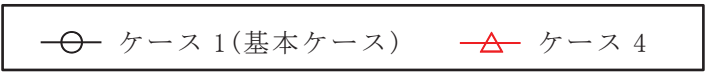
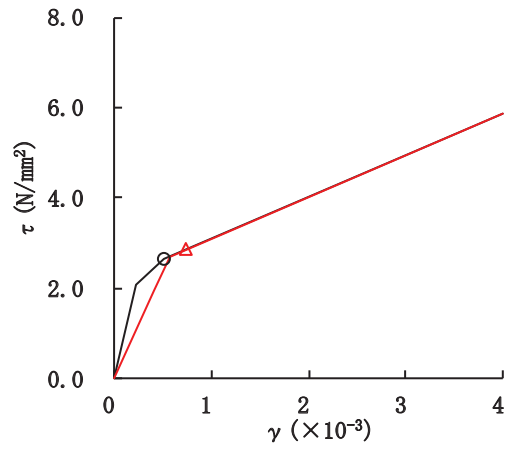


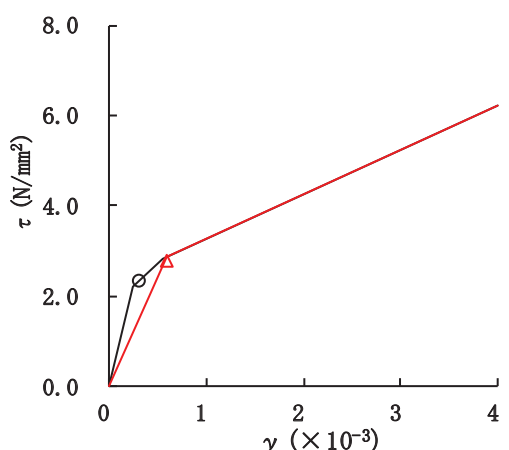
図 2-11 せん断スケルトンカーブ上の最大応答値 (S_s-D3, NS 方向)



要素番号(1)



要素番号(2)



要素番号(3)

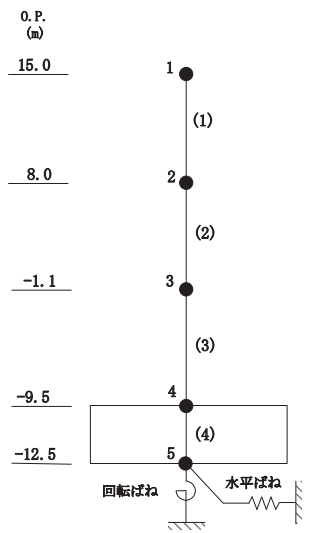
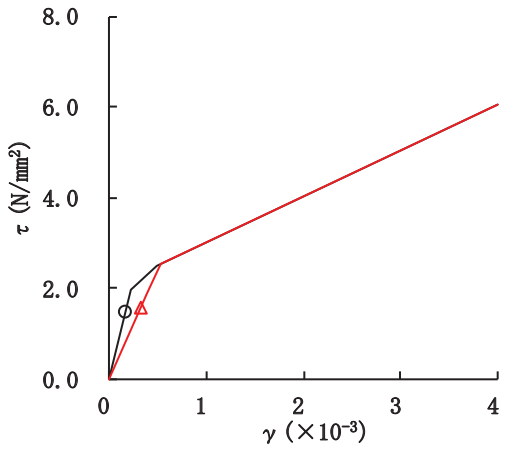
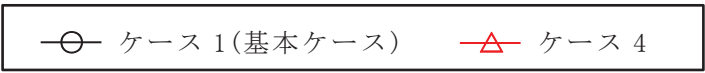
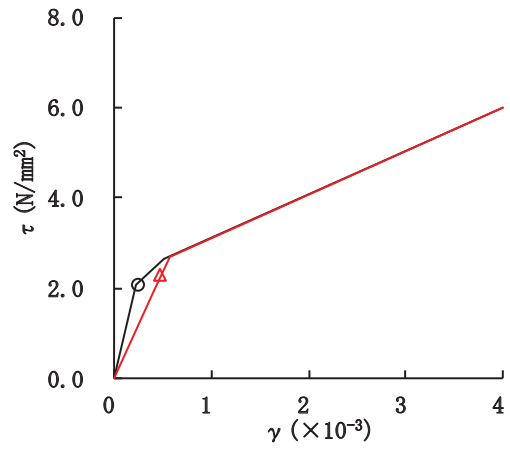


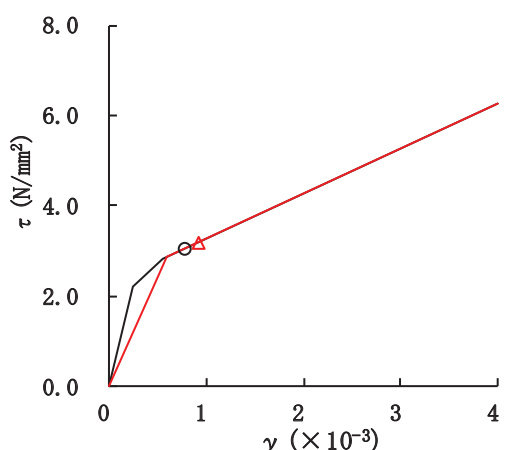
図 2-12 セン断スケルトンカーブ上の最大応答値 (S_s - F 3, NS 方向)



要素番号(1)



要素番号(2)



要素番号(3)

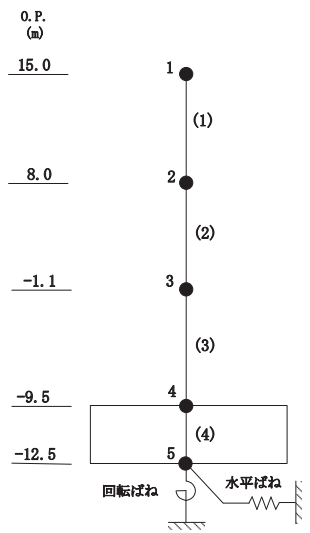
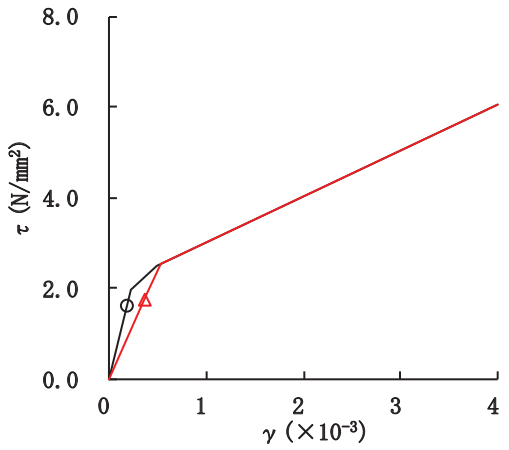
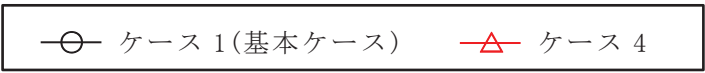
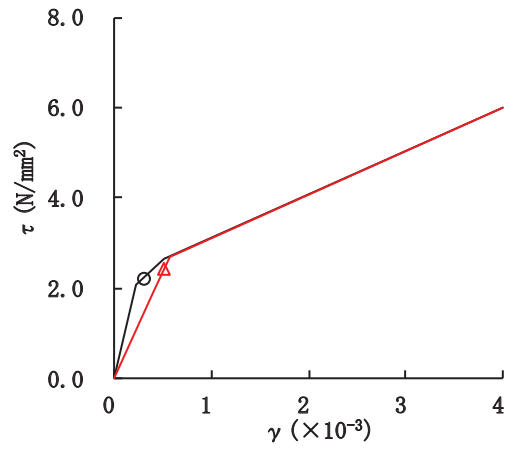


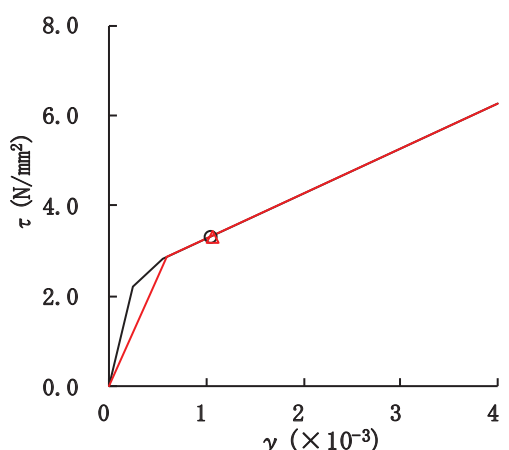
図 2-13 セン断スケルトンカーブ上の最大応答値 (S_s-D1, EW 方向)



要素番号(1)



要素番号(2)



要素番号(3)

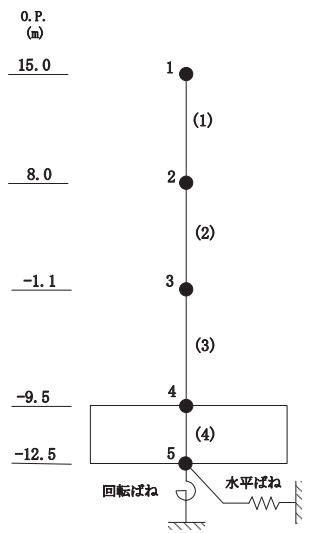
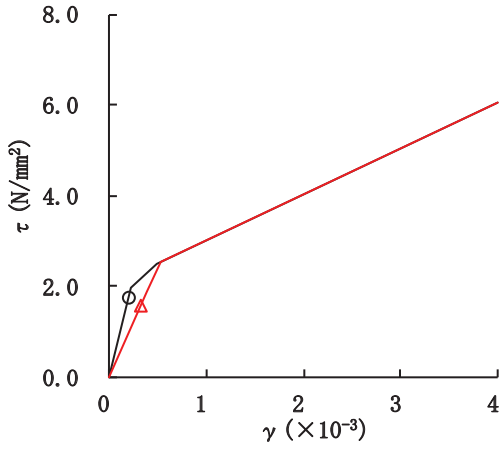
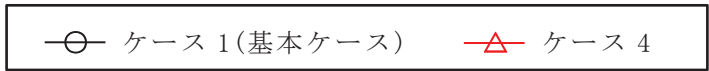
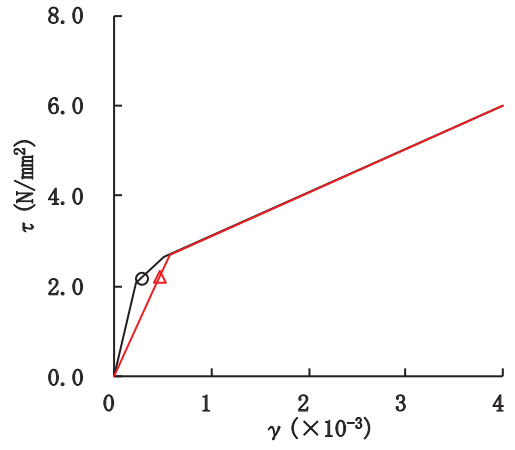


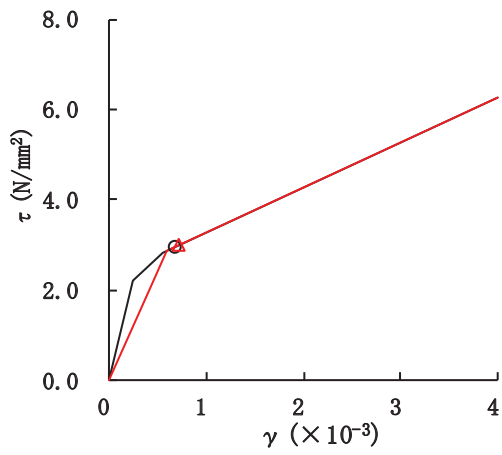
図 2-14 セン断スケルトンカーブ上の最大応答値 (S s - D 2, EW 方向)



要素番号(1)



要素番号(2)



要素番号(3)

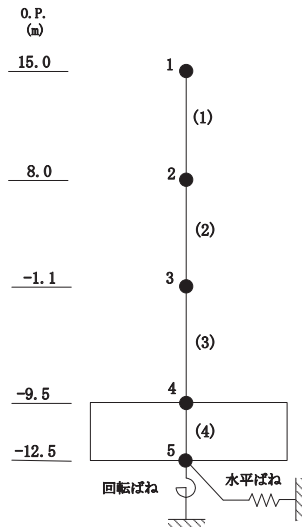
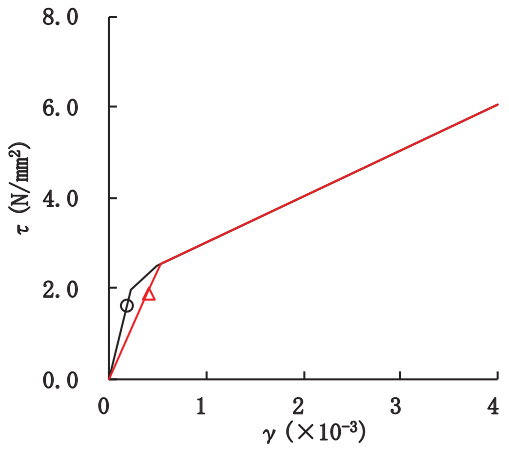
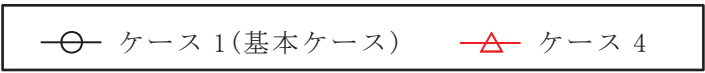
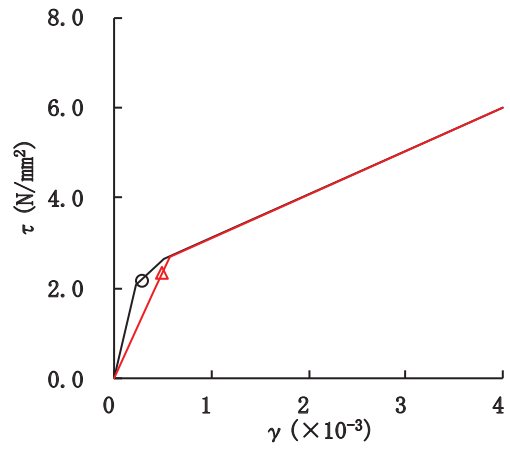


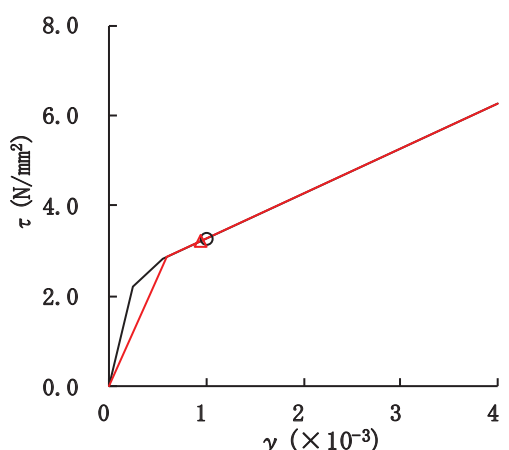
図 2-15 セン断スケルトンカーブ上の最大応答値 (S_s-D3, EW 方向)



要素番号(1)



要素番号(2)



要素番号(3)

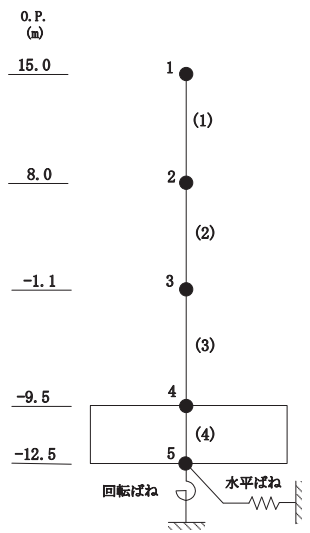


図 2-16 セン断スケルトンカーブ上の最大応答値 (S_s - F 3, EW 方向)

表 2-1 地震応答解析に採用した解析モデル (ケース 1(基本ケース))

(a)NS 方向

地震動	最大接地圧 ($\times 10^3 \text{kN/m}^2$)	最大転倒モーメント ($\times 10^6 \text{kN}\cdot\text{m}$)	最小接地率 (%)
S _s -D 1	2.41	8.50	57.3
S _s -D 2	5.24	8.72	54.6
S _s -D 3	1.88	7.90	62.8
S _s -F 3	2.17	8.18	58.1

(b)EW 方向

地震動	最大接地圧 ($\times 10^3 \text{kN/m}^2$)	最大転倒モーメント ($\times 10^6 \text{kN}\cdot\text{m}$)	最小接地率 (%)
S _s -D 1	1.59	7.13	63.7
S _s -D 2	3.59	7.77	54.6
S _s -D 3	2.01	7.36	59.9
S _s -F 3	2.23	7.55	57.7

表 2-2 地震応答解析に採用した解析モデル (ケース 4)

(a)NS 方向

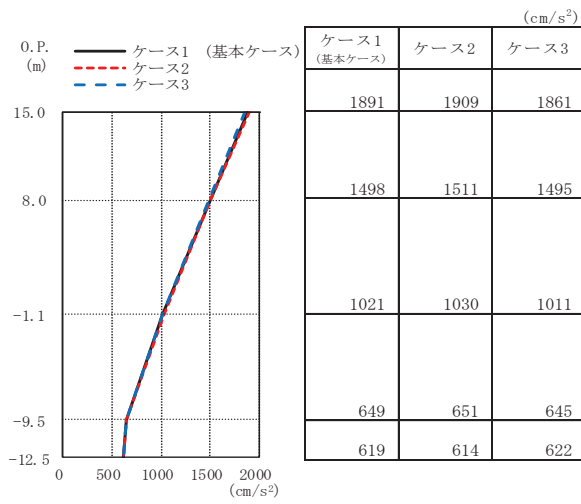
地震動	最大接地圧 ($\times 10^3 \text{kN/m}^2$)	最大転倒モーメント ($\times 10^6 \text{kN}\cdot\text{m}$)	最小接地率 (%)
S _s -D 1	4.02	9.09	34.0
S _s -D 2	7.94	8.92	39.9
S _s -D 3	3.02	8.55	55.5
S _s -F 3	5.30	9.08	39.9

(b)EW 方向

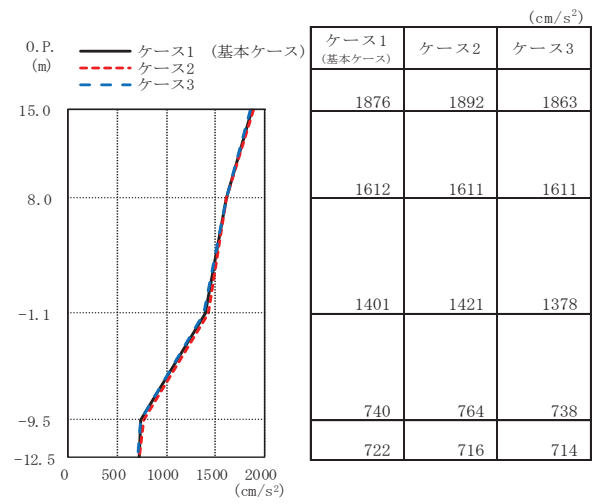
地震動	最大接地圧 ($\times 10^3 \text{kN/m}^2$)	最大転倒モーメント ($\times 10^6 \text{kN}\cdot\text{m}$)	最小接地率 (%)
S _s -D 1	1.88	7.44	58.7
S _s -D 2	3.88	7.83	54.5
S _s -D 3	2.03	7.37	60.4
S _s -F 3	2.80	7.84	55.5

2.2 地盤物性の不確かさ

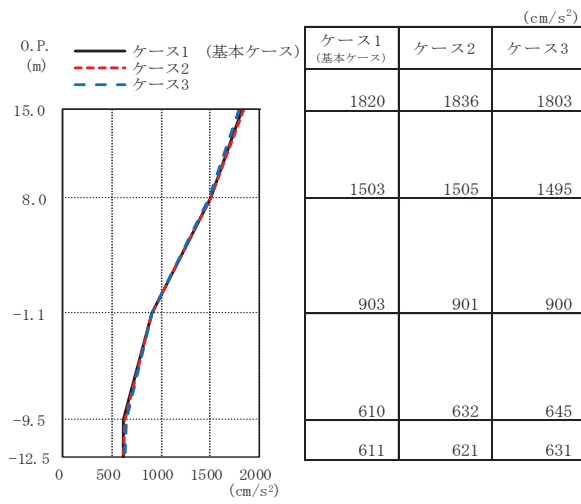
地盤物性の不確かさを考慮した基準地震動 S_s に対する地震応答解析結果を図 2-17～図 2-35 に、弾性設計用地震動 S_{d-D2} に対する地震応答解析結果を図 2-36～図 2-48 に、基準地震動 S_s に対する接地率を表 2-3 及び表 2-4 に示す。



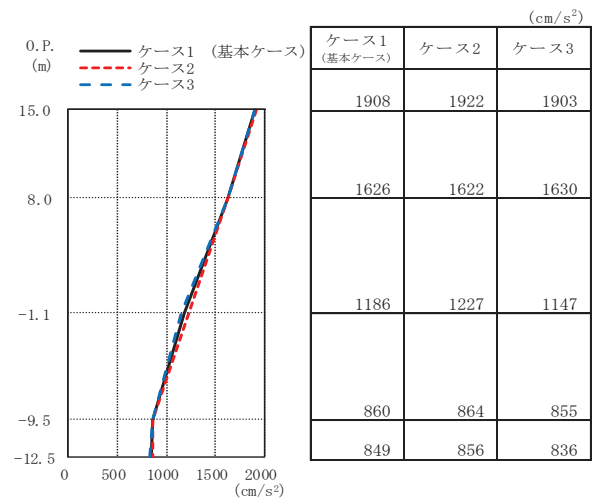
(a) S s - D 1



(b) S s - D 2

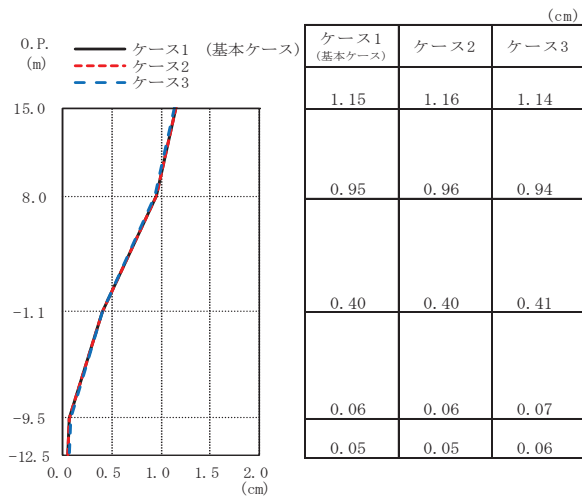


(c) S s - D 3

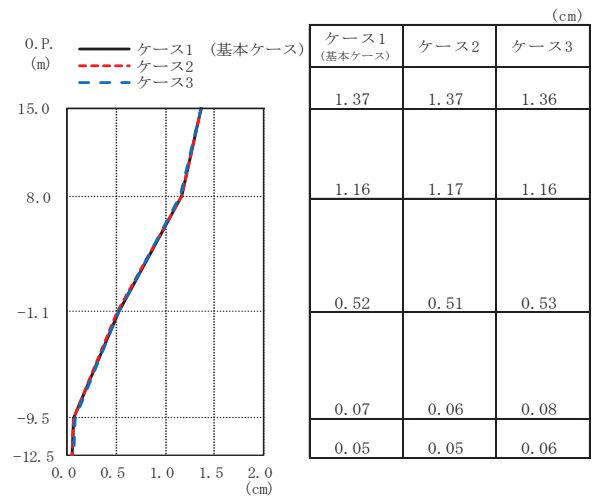


(d) S s - F 3

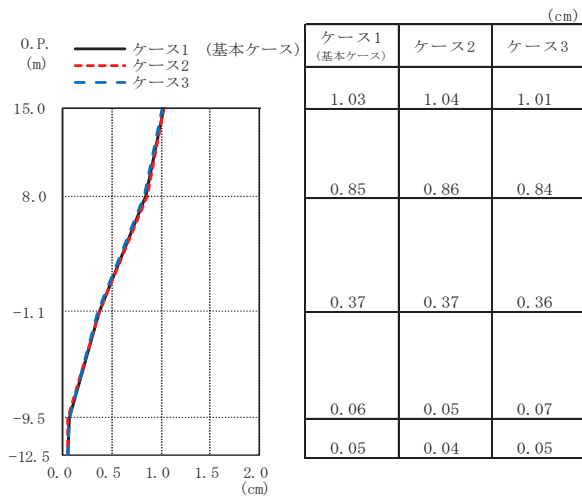
図 2-17 最大応答加速度 (基準地震動 S s , NS 方向)



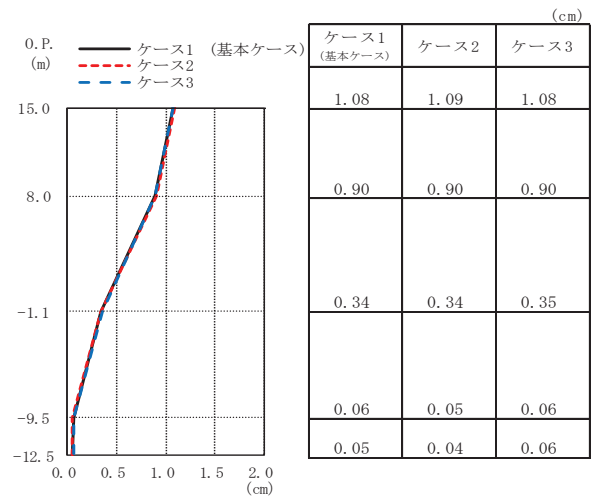
(a) S s - D 1



(b) S s - D 2

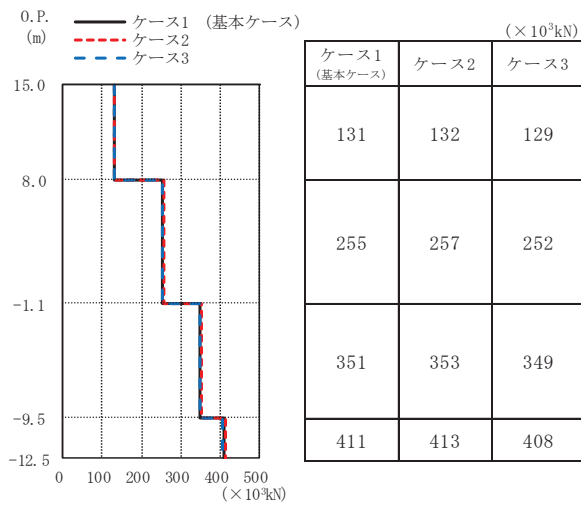


(c) S s - D 3

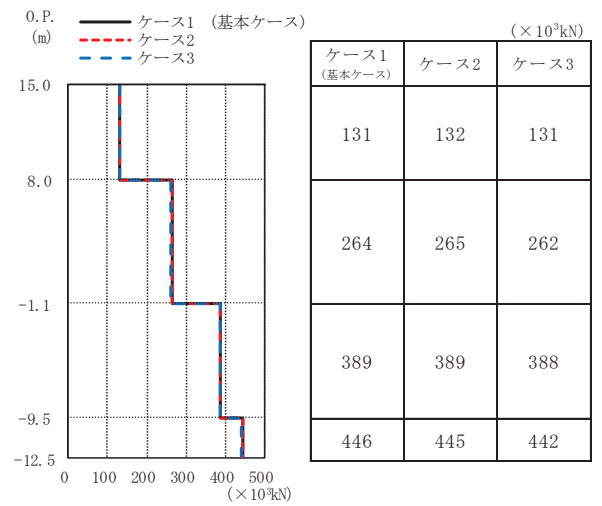


(d) S s - F 3

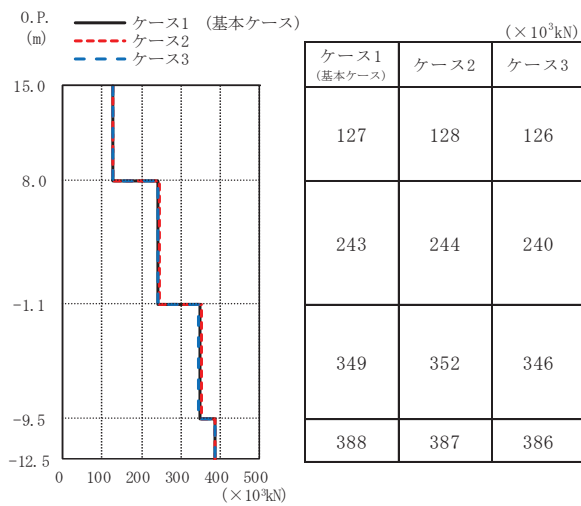
図 2-18 最大応答変位 (基準地震動 S s , NS 方向)



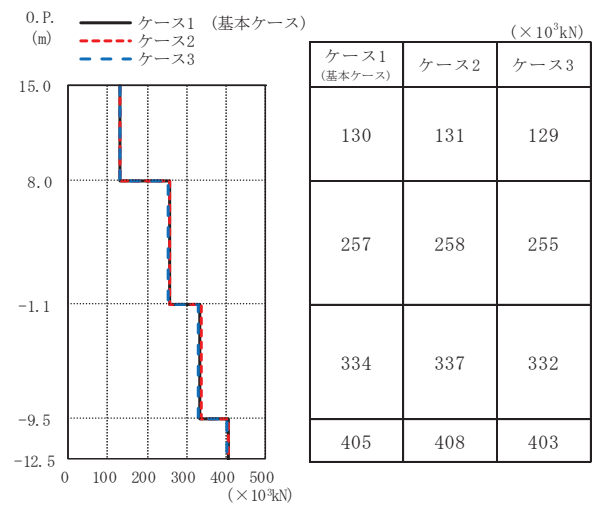
(a) S s - D 1



(b) S s - D 2

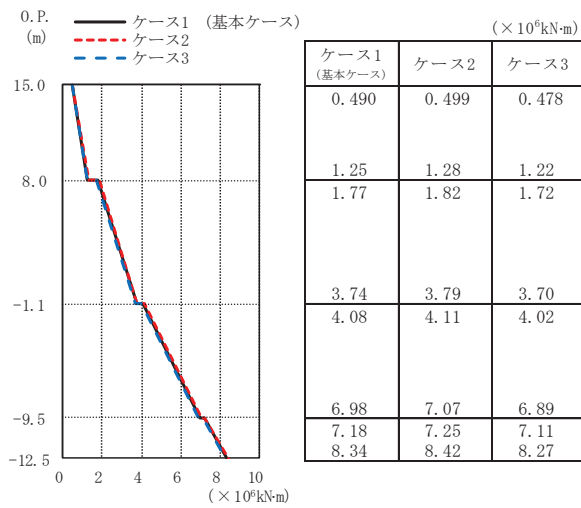


(c) S s - D 3

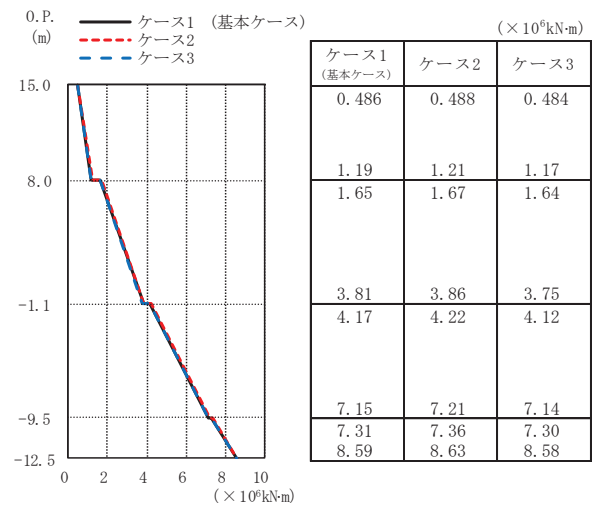


(d) S s - F 3

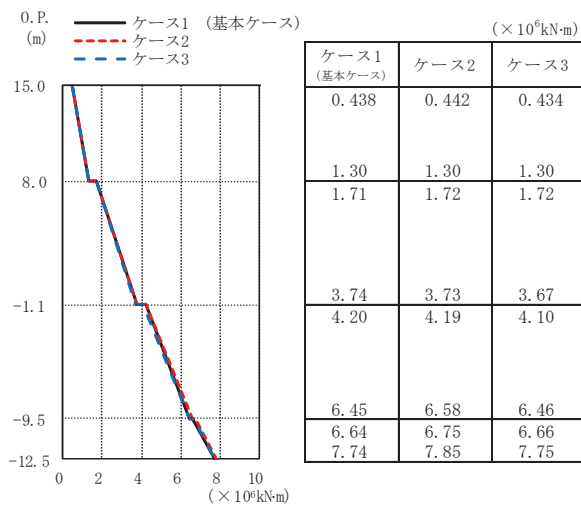
図 2-19 最大応答せん断力 (基準地震動 S s , NS 方向)



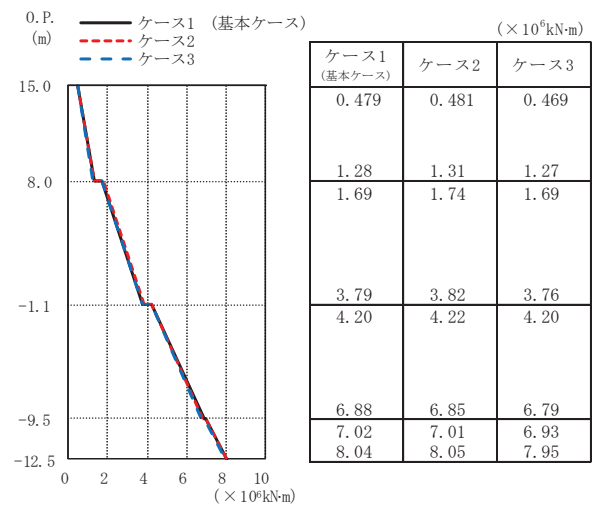
(a) S s - D 1



(b) S s - D 2

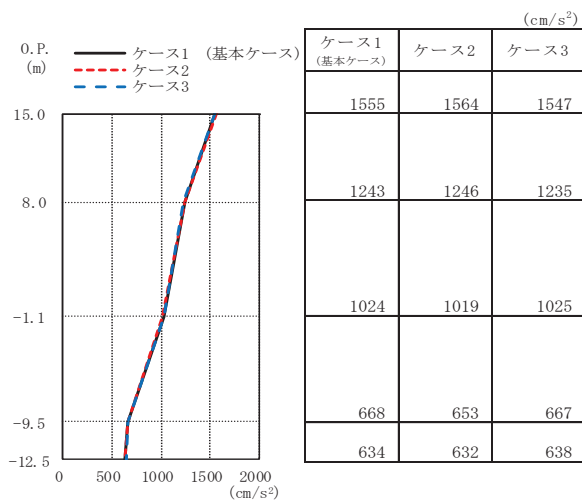


(c) S s - D 3

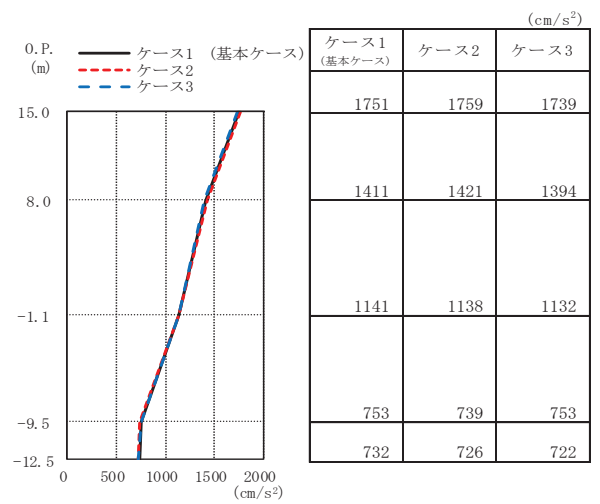


(d) S s - F 3

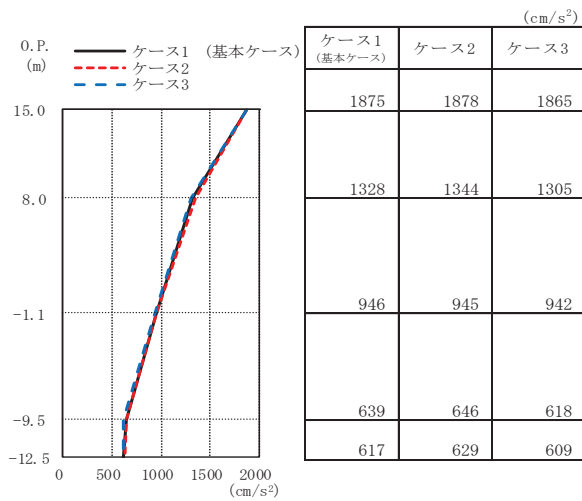
図 2-20 最大応答曲げモーメント (基準地震動 S s , NS 方向)



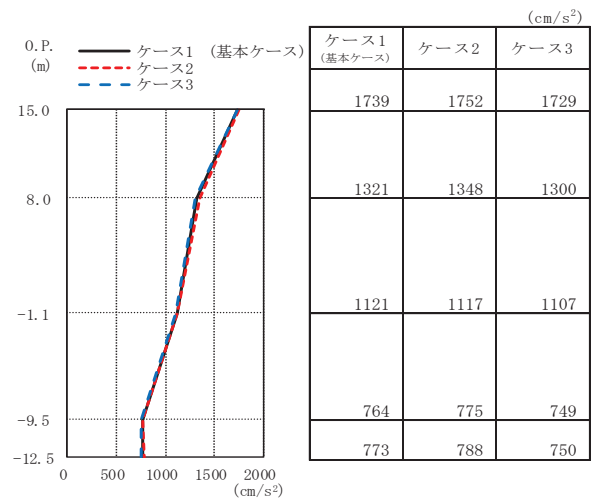
(a) S s - D 1



(b) S s - D 2

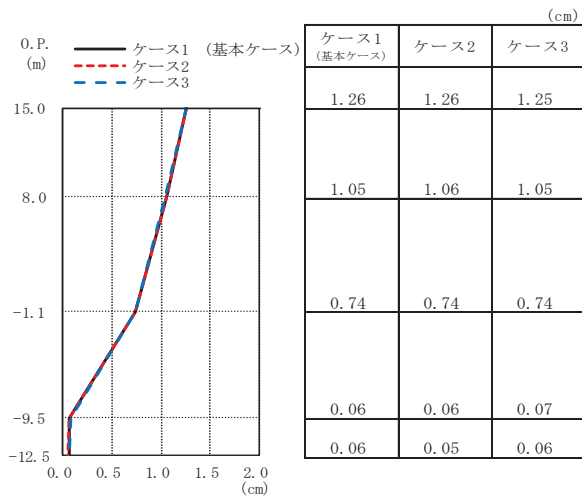


(c) S s - D 3

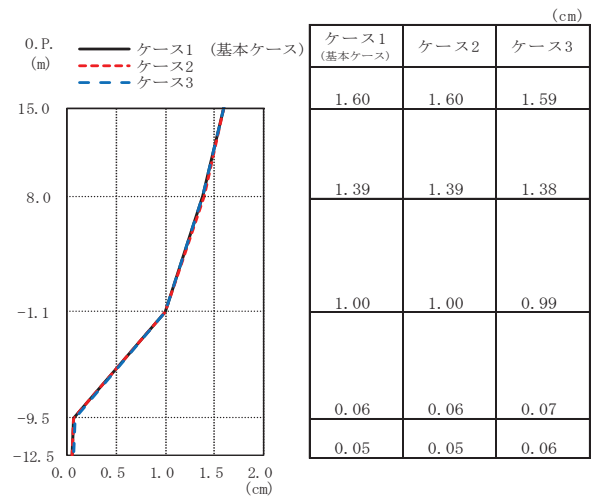


(d) S s - F 3

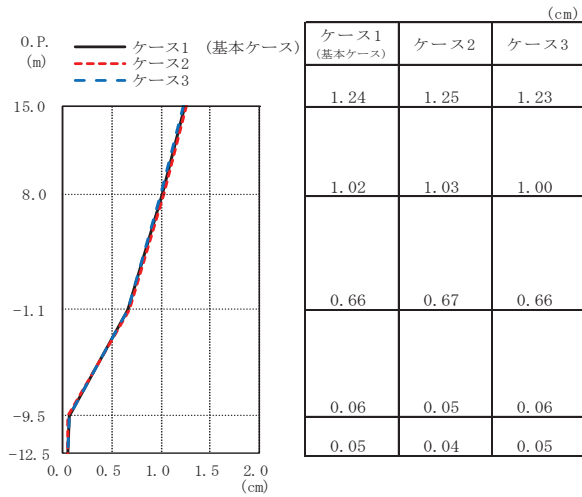
図 2-21 最大応答加速度 (基準地震動 S s , EW 方向)



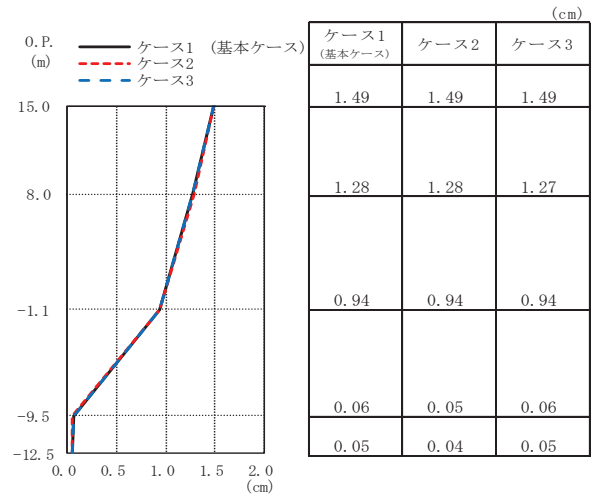
(a) S s - D 1



(b) S s - D 2

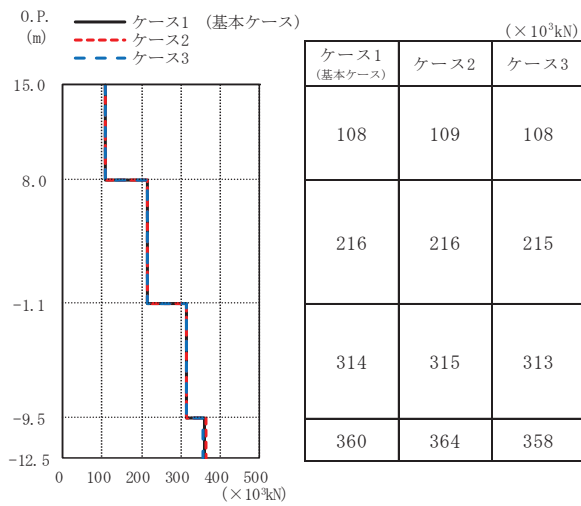


(c) S s - D 3

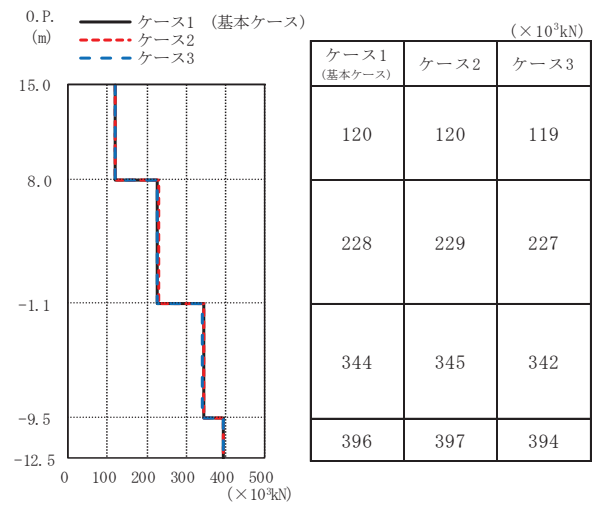


(d) S s - F 3

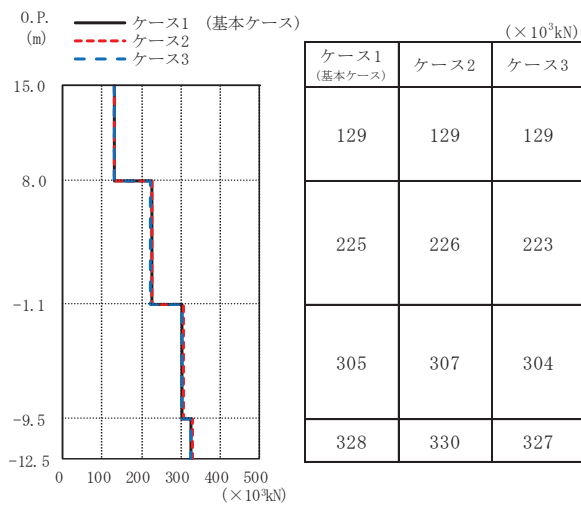
図 2-22 最大応答変位 (基準地震動 S s , EW 方向)



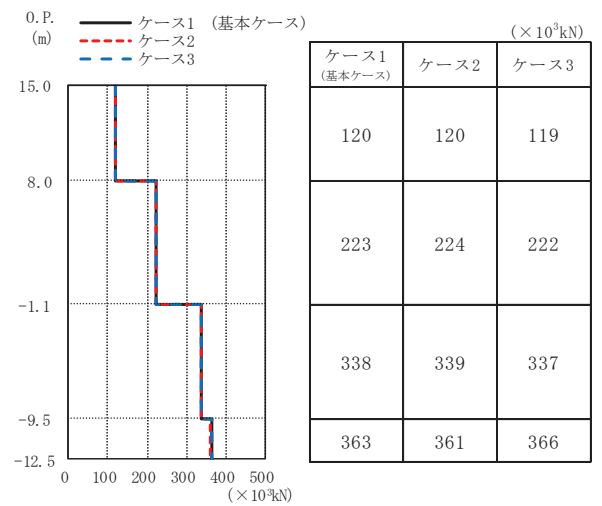
(a) S s - D 1



(b) S s - D 2

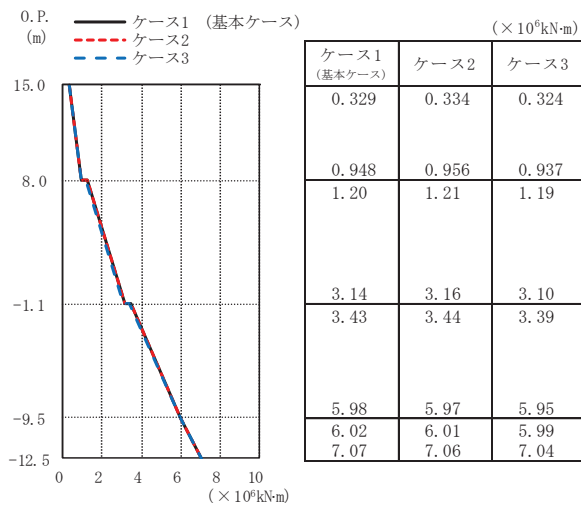


(c) S s - D 3

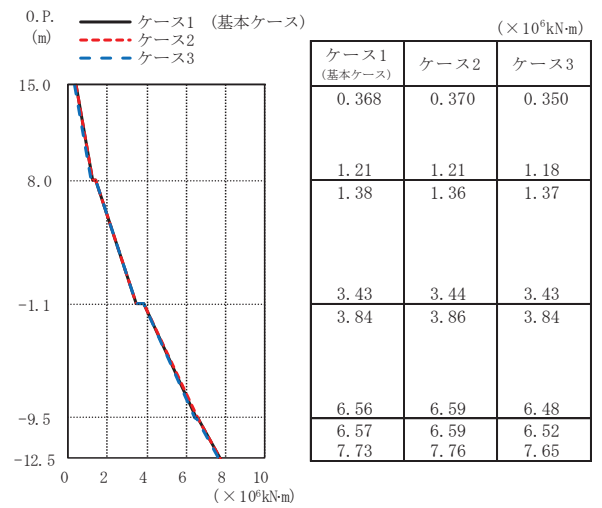


(d) S s - F 3

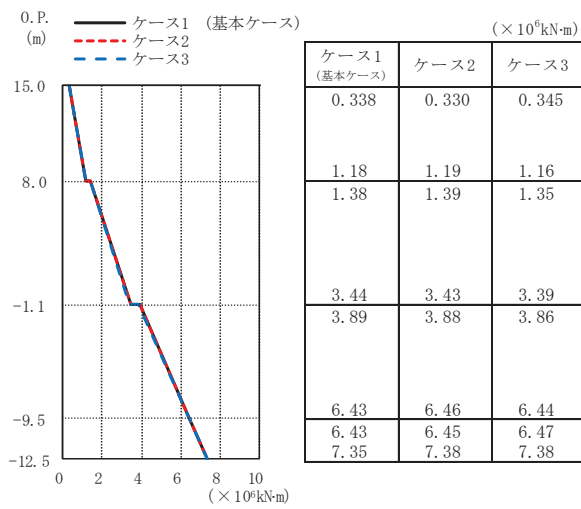
図 2-23 最大応答せん断力 (基準地震動 S s , EW 方向)



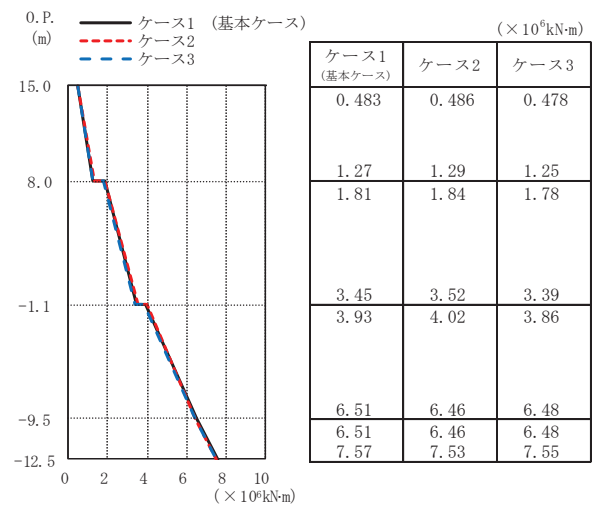
(a) S s - D 1



(b) S s - D 2

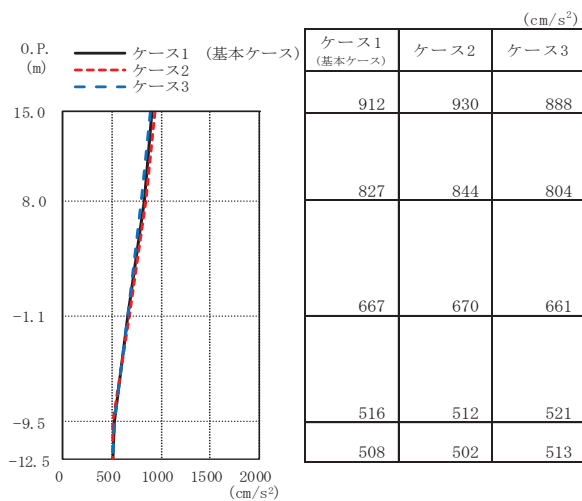


(c) S s - D 3

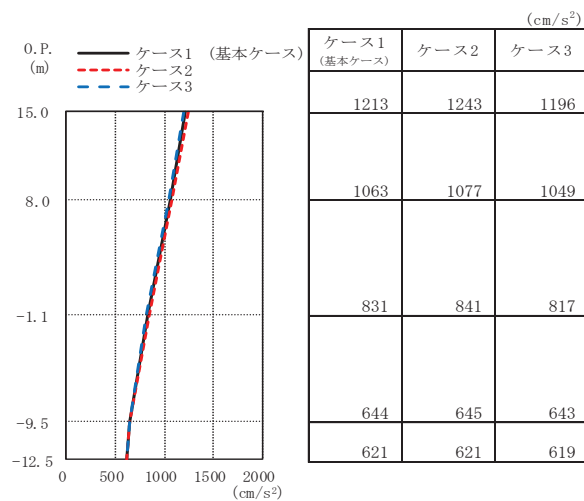


(d) S s - F 3

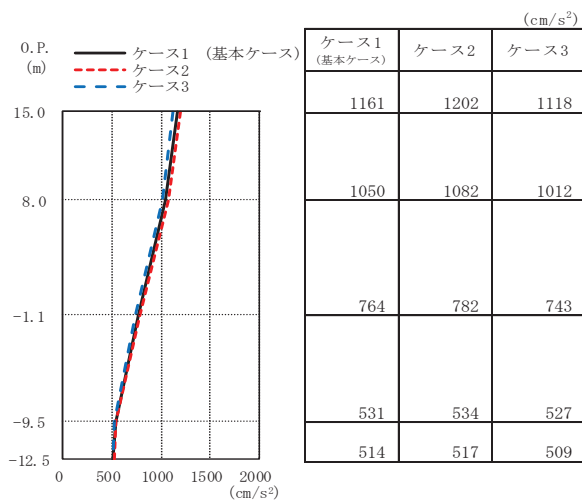
図 2-24 最大応答曲げモーメント (基準地震動 S s , EW 方向)



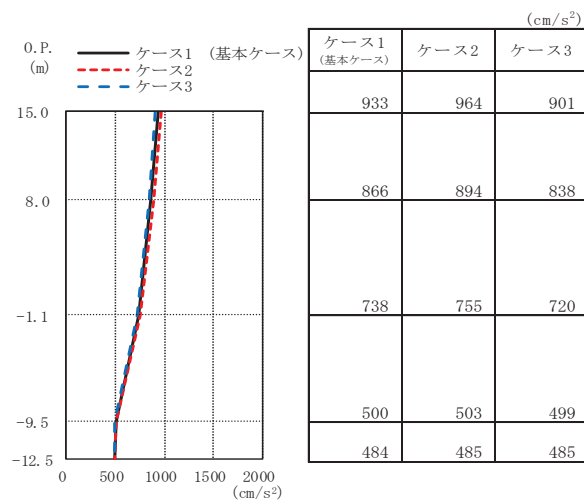
(a) S s - D 1



(b) S s - D 2

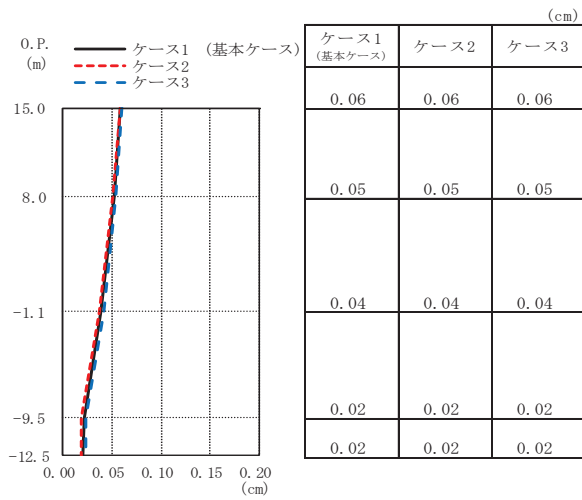


(c) S s - D 3

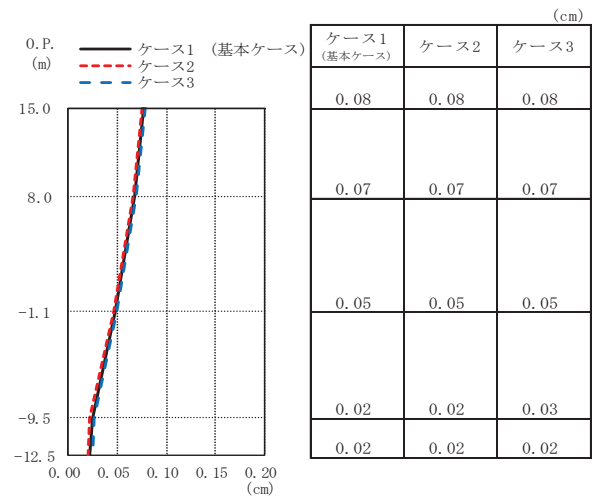


(d) S s - F 3

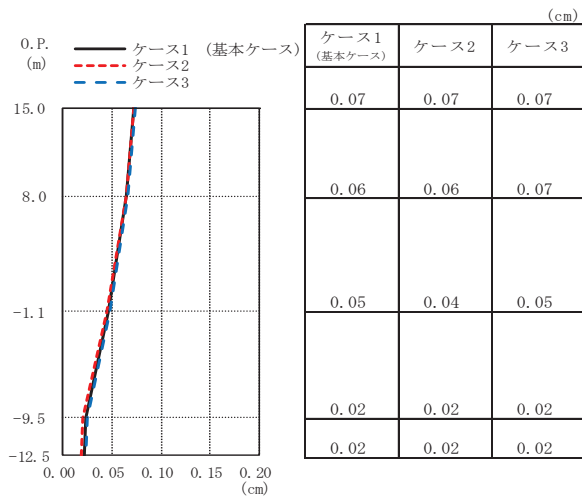
図 2-25 最大応答加速度 (基準地震動 S s , UD 方向)



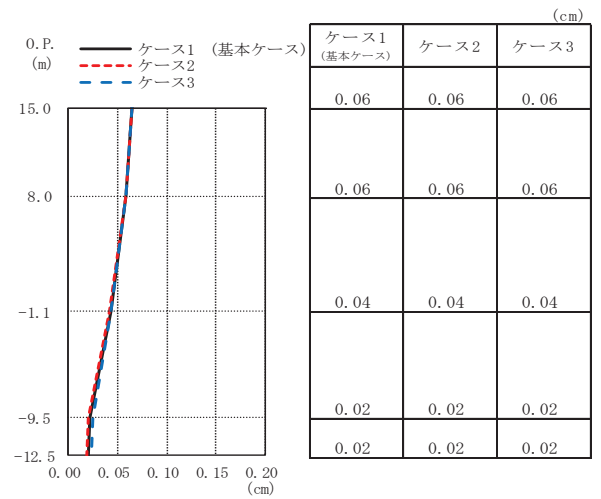
(a) S_s - D 1



(b) S_s - D 2

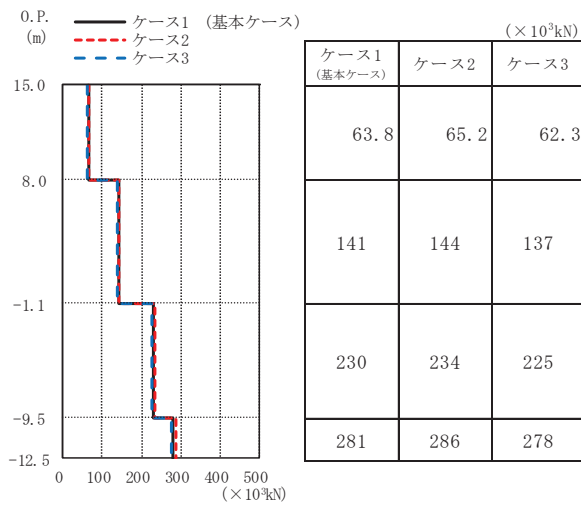


(c) S_s - D 3

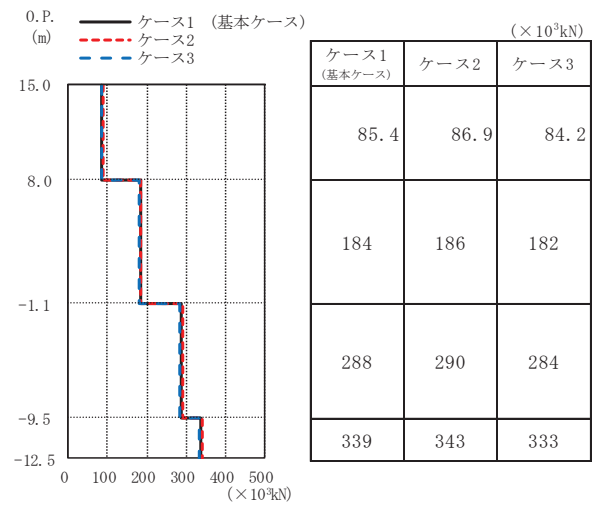


(d) S_s - F 3

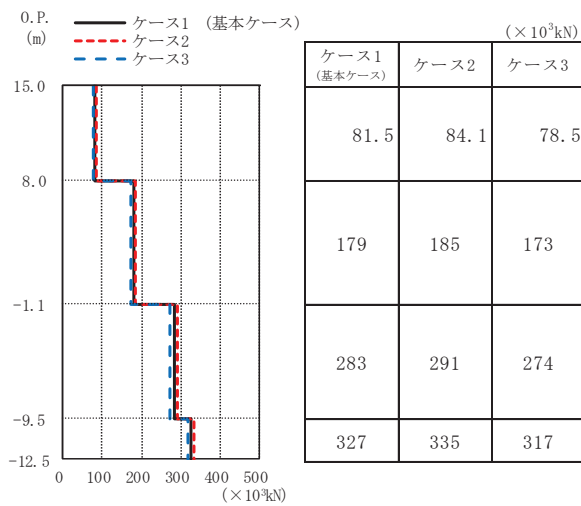
図 2-26 最大応答変位 (基準地震動 S_s, UD 方向)



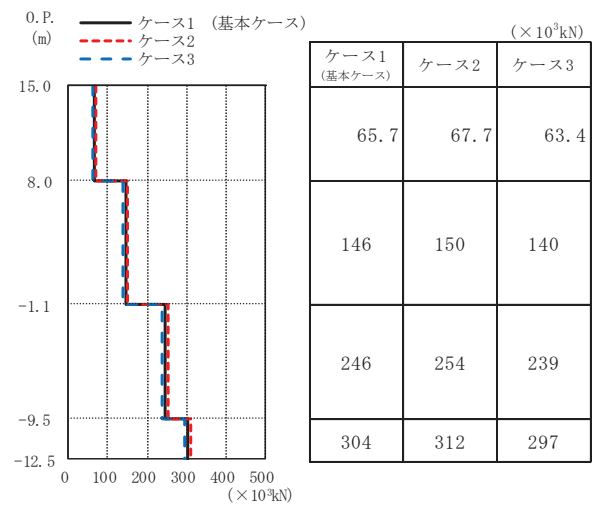
(a) S s - D 1



(b) S s - D 2

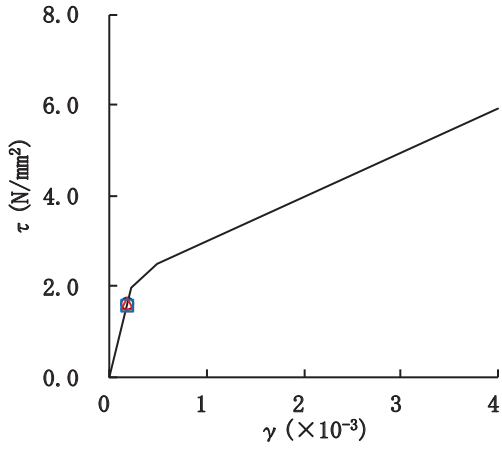
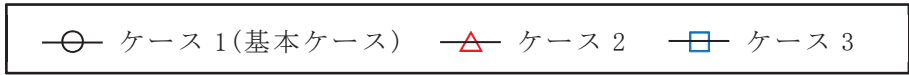


(c) S s - D 3

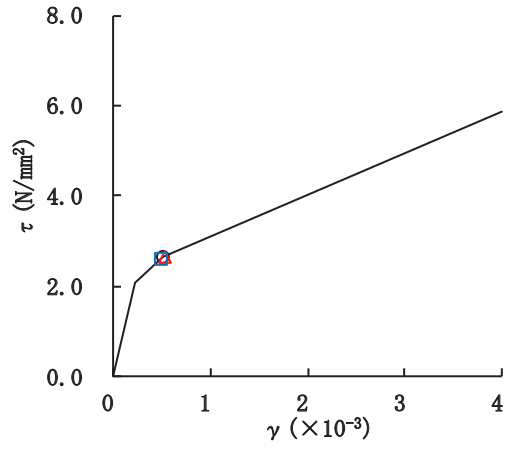


(d) S s - F 3

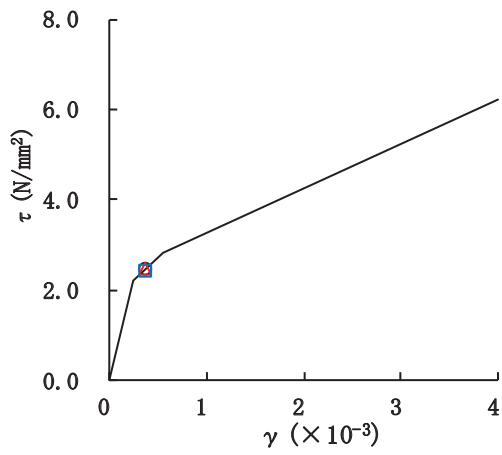
図 2-27 最大応答軸力 (基準地震動 S s , UD 方向)



要素番号 (1)



要素番号 (2)



要素番号 (3)

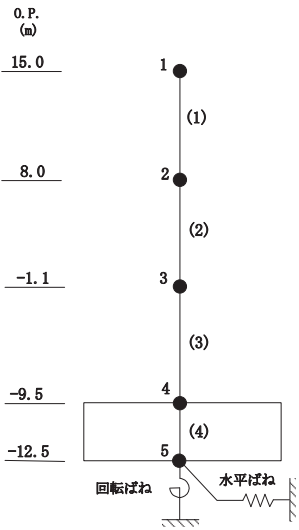
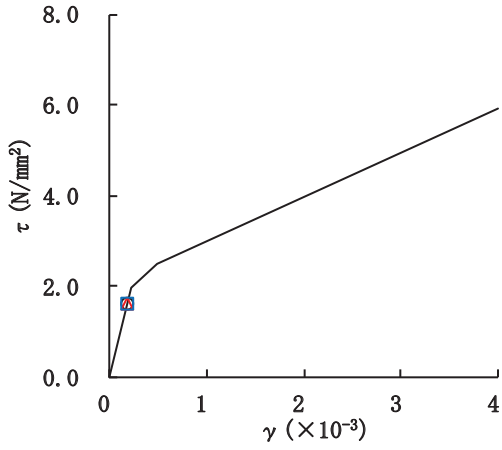
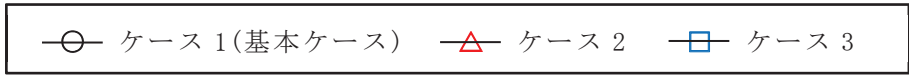
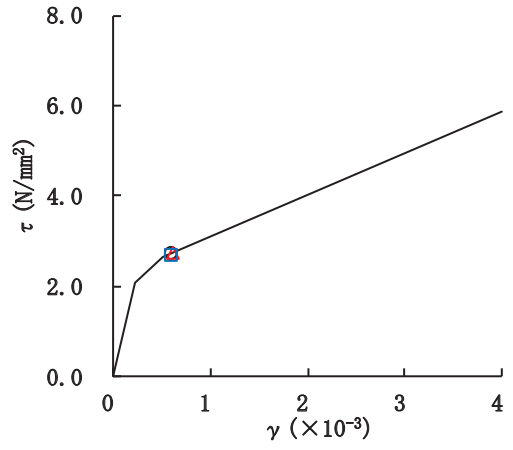


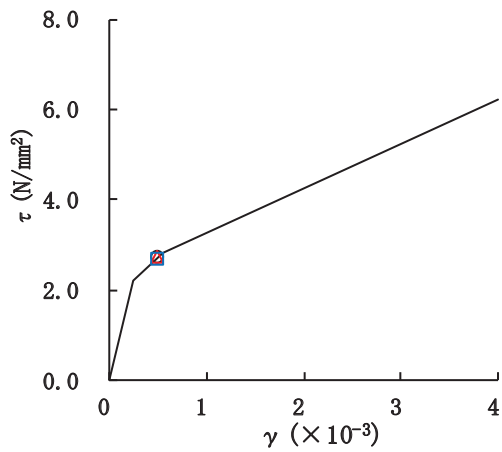
図 2-28 セン断スケルトンカーブ上の最大応答値 (S_s-D 1, NS 方向)



要素番号(1)



要素番号(2)



要素番号(3)

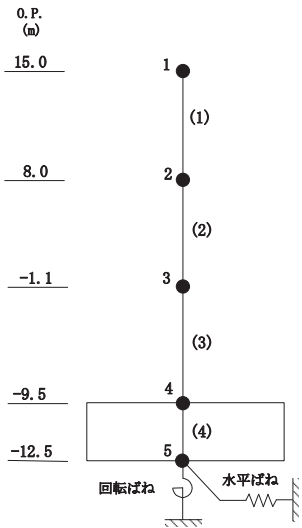
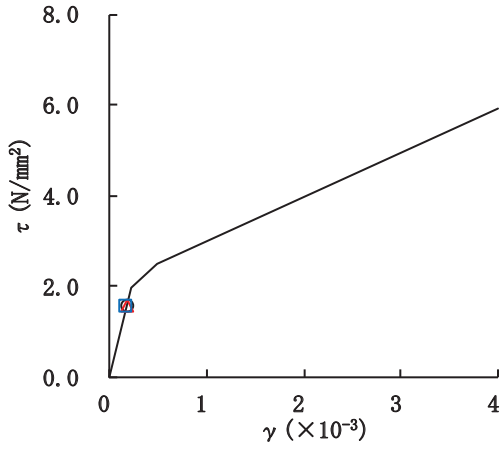
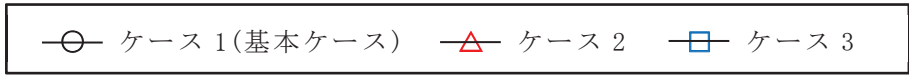
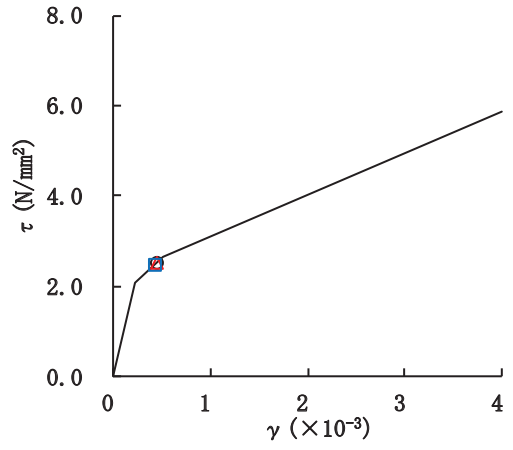


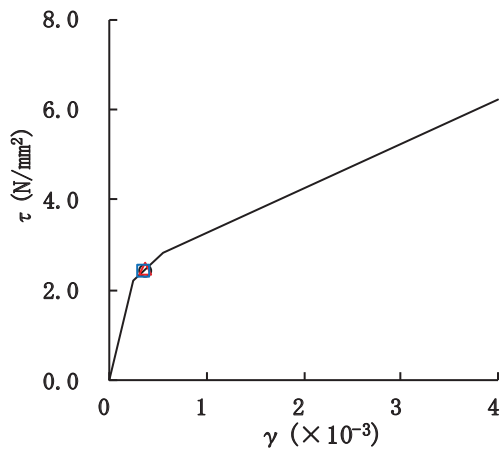
図 2-29 セン断スケルトンカーブ上の最大応答値 (S_s-D2, NS 方向)



要素番号(1)



要素番号(2)



要素番号(3)

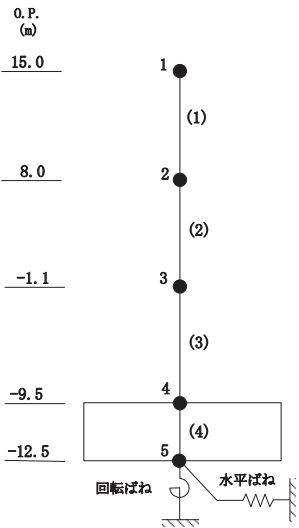
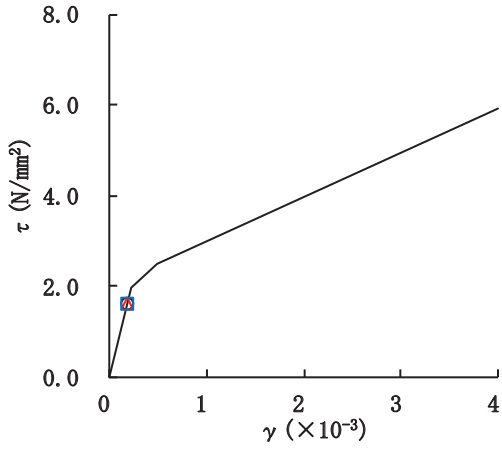
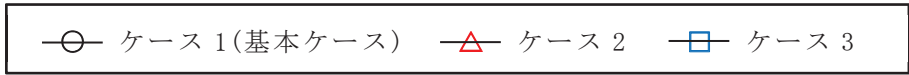
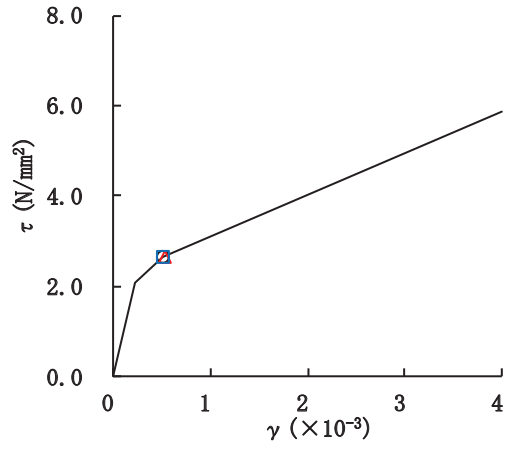


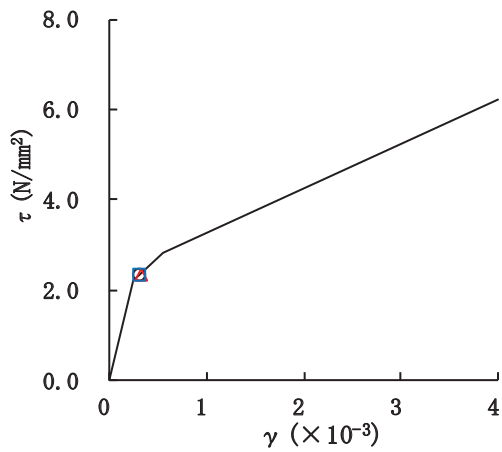
図 2-30 セン断スケルトンカーブ上の最大応答値 (S s - D 3, NS 方向)



要素番号(1)



要素番号(2)



要素番号(3)

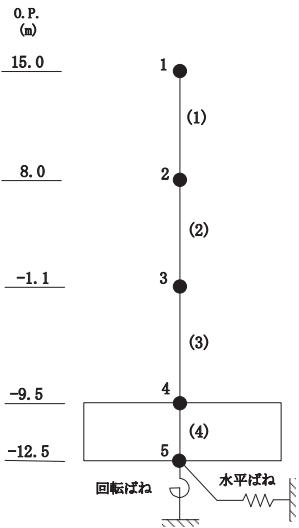
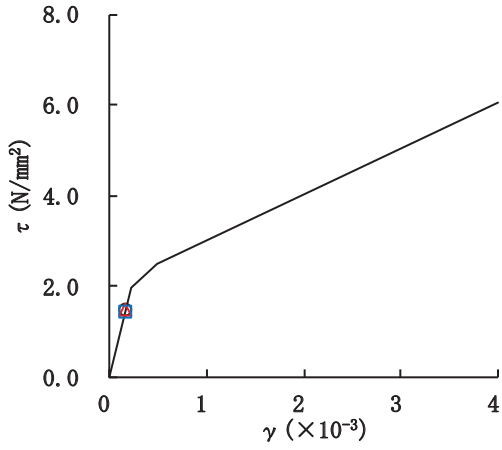
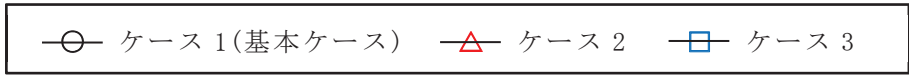
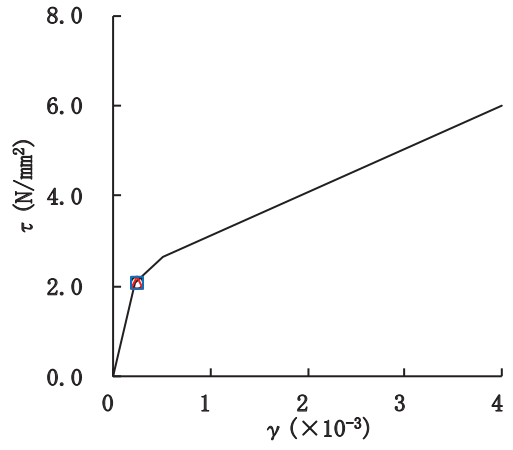


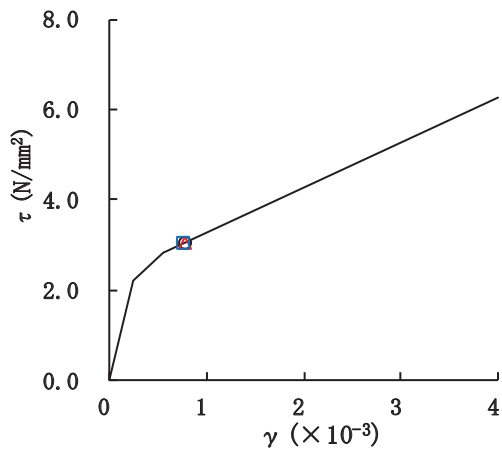
図 2-31 セン断スケルトンカーブ上の最大応答値 (S_s - F 3, NS 方向)



要素番号(1)



要素番号(2)



要素番号(3)

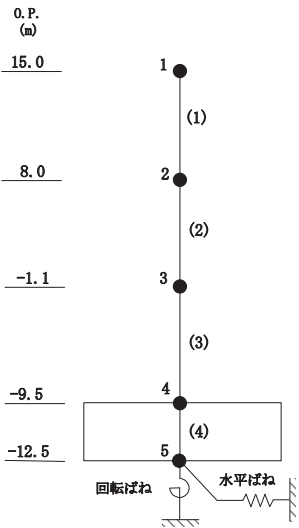
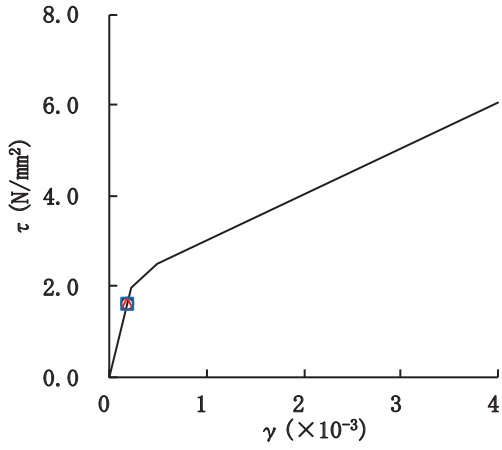
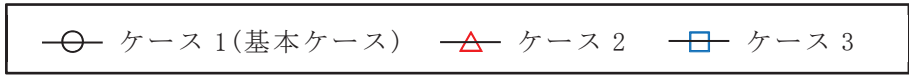
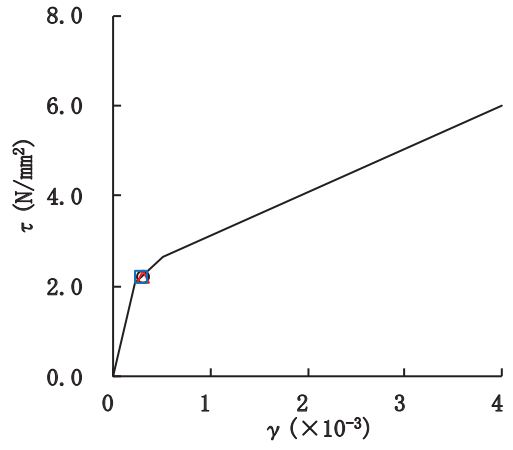


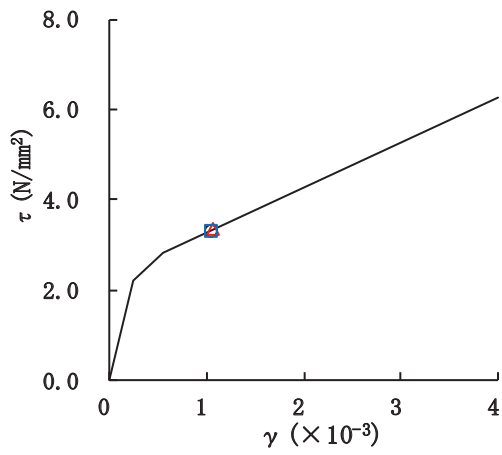
図 2-32 セン断スケルトンカーブ上の最大応答値 (S_s-D1, EW 方向)



要素番号(1)



要素番号(2)



要素番号(3)

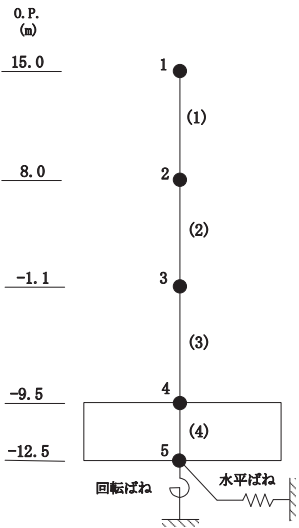
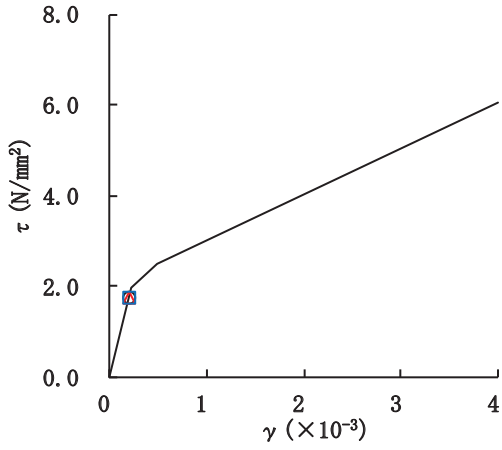
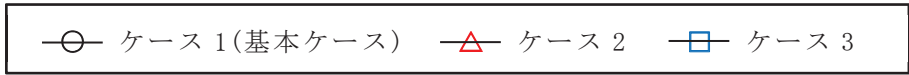
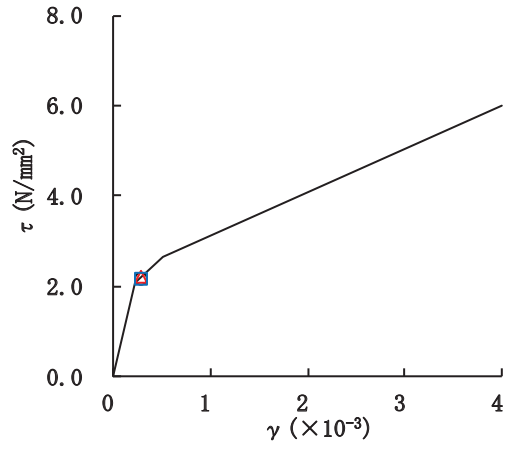


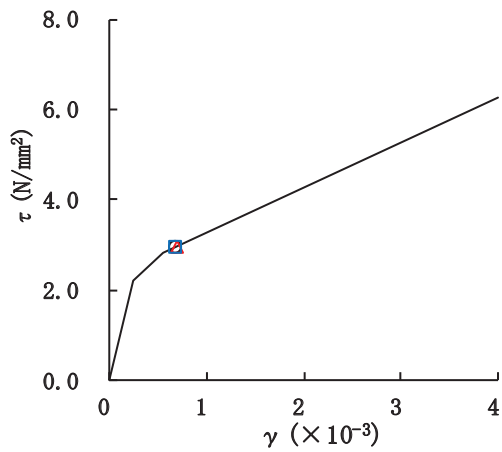
図 2-33 セン断スケルトンカーブ上の最大応答値 (S_s-D2, EW 方向)



要素番号(1)



要素番号(2)



要素番号(3)

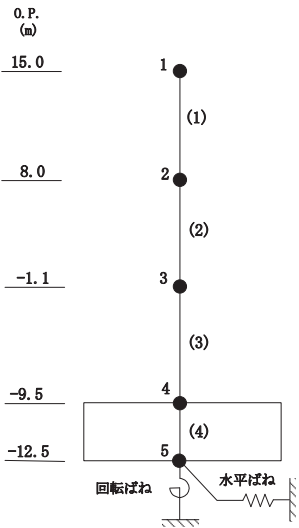
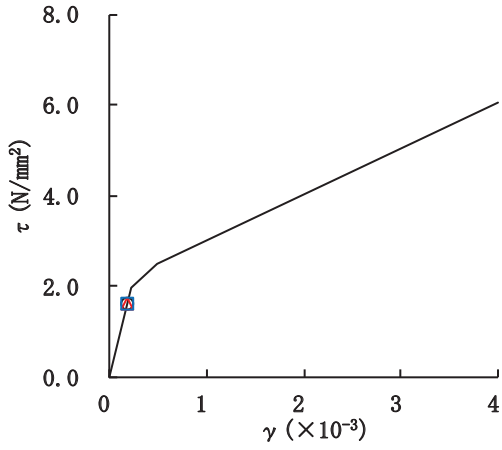
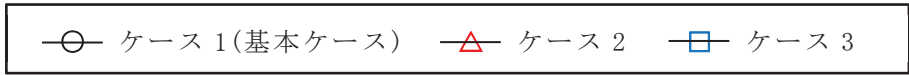
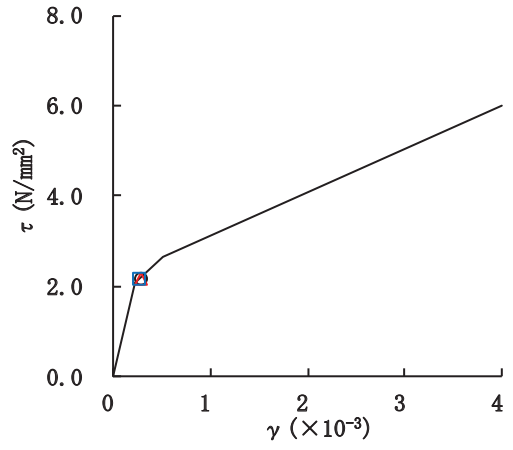


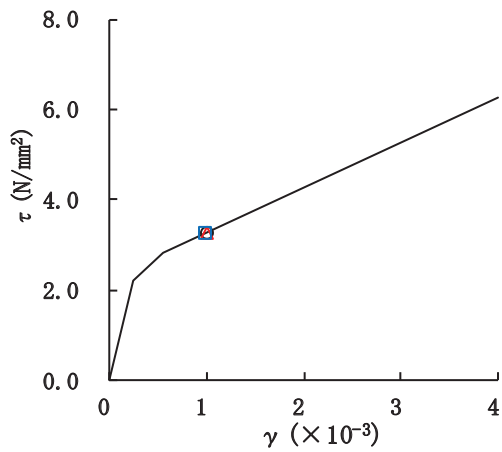
図 2-34 セン断スケルトンカーブ上の最大応答値 (S_s-D3, EW 方向)



要素番号(1)



要素番号(2)



要素番号(3)

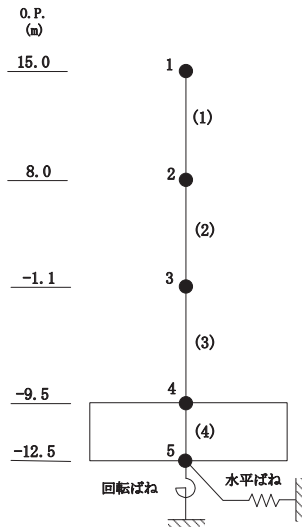


図 2-35 セン断スケルトンカーブ上の最大応答値 (S_s-F3, EW 方向)

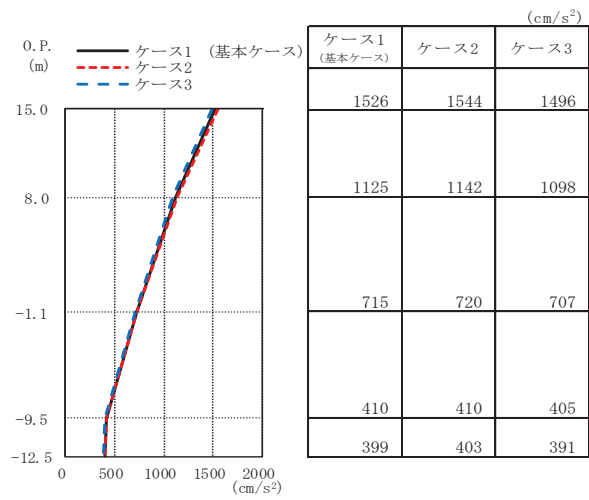


図 2-36 最大応答加速度 (S d - D 2, NS 方向)

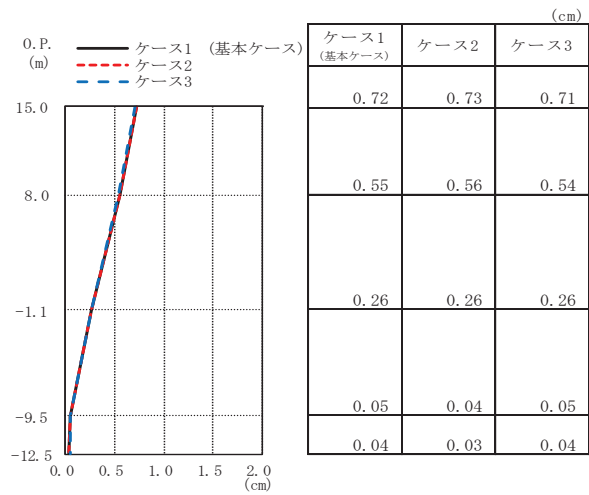


図 2-37 最大応答変位 (S d - D 2, NS 方向)

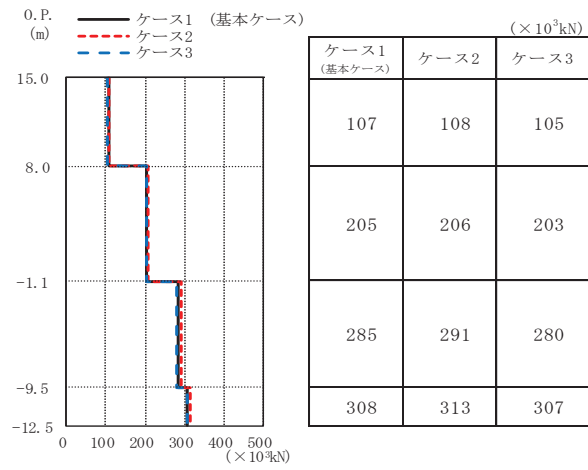


図 2-38 最大応答せん断力 (S d - D 2, NS 方向)

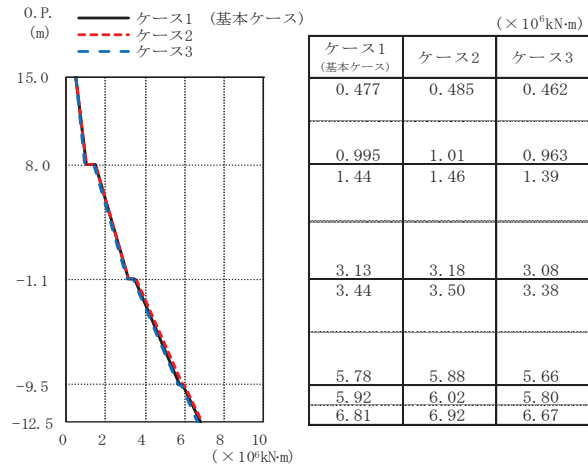


図 2-39 最大応答曲げモーメント (S d - D 2, NS 方向)

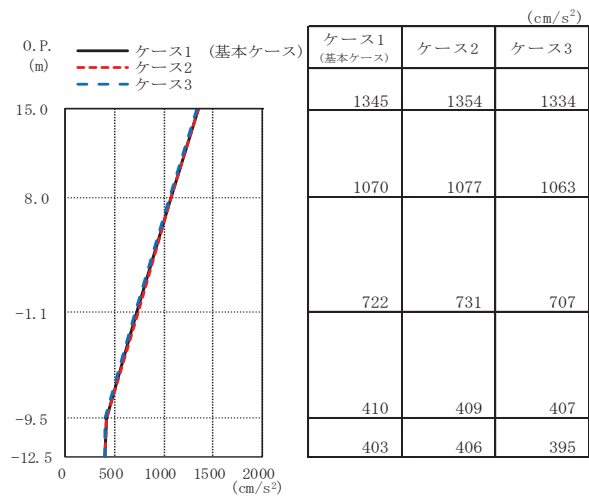


図 2-40 最大応答加速度 (S d - D 2, EW 方向)

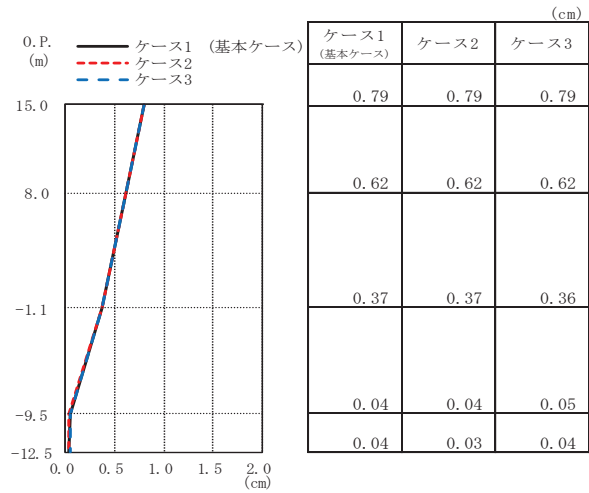


図 2-41 最大応答変位 (S d - D 2, EW 方向)

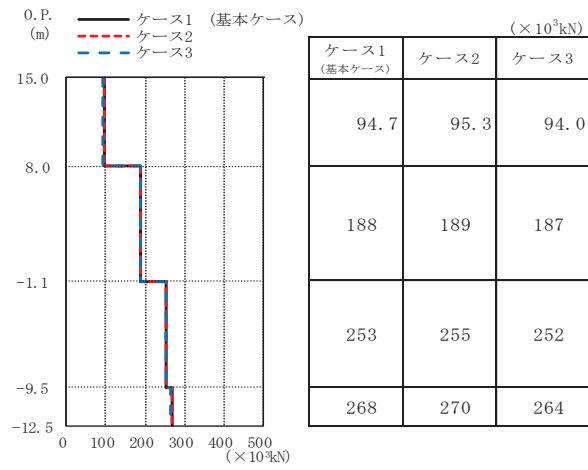


図 2-42 最大応答せん断力 (S d - D 2, EW 方向)

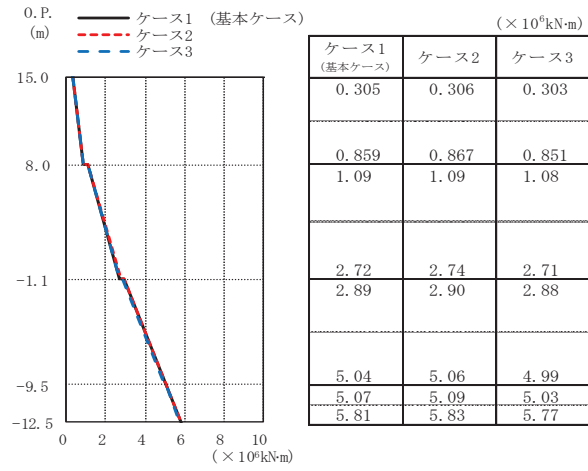


図 2-43 最大応答曲げモーメント (S d - D 2, EW 方向)

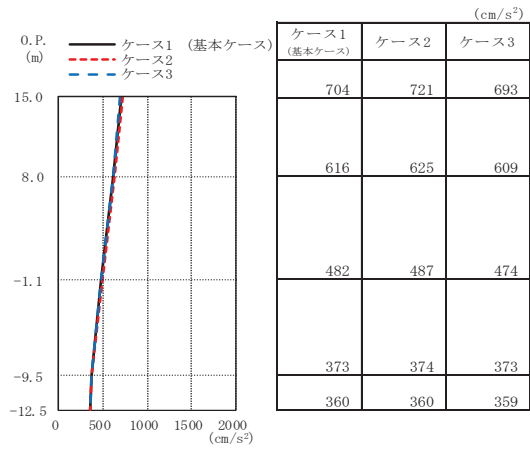


図 2-44 最大応答加速度 (S d - D 2, UD 方向)

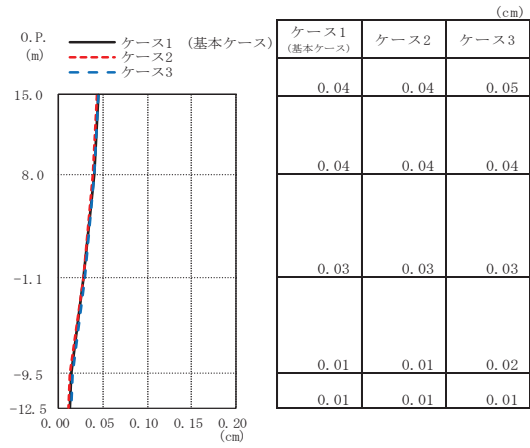


図 2-45 最大応答変位 (S d - D 2, UD 方向)

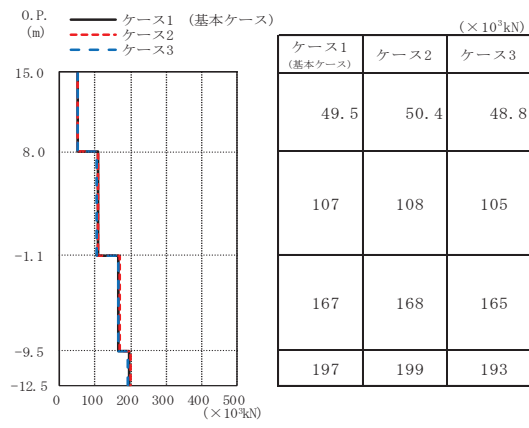


図 2-46 最大応答軸力 (S d - D 2, UD 方向)

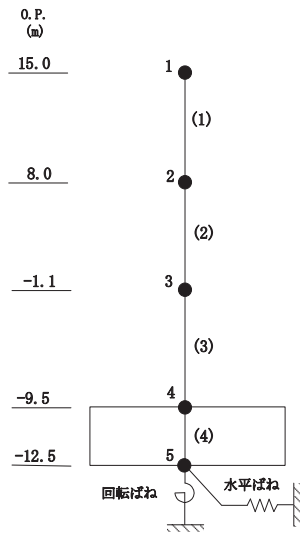
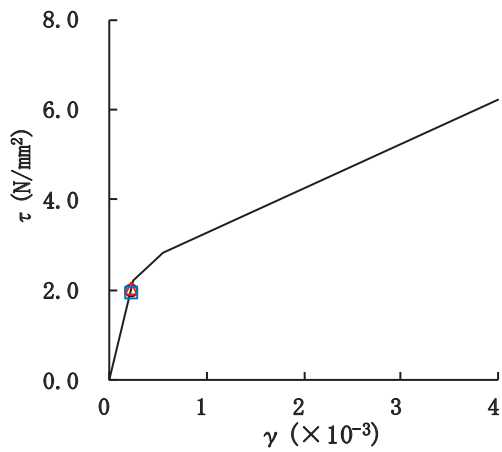
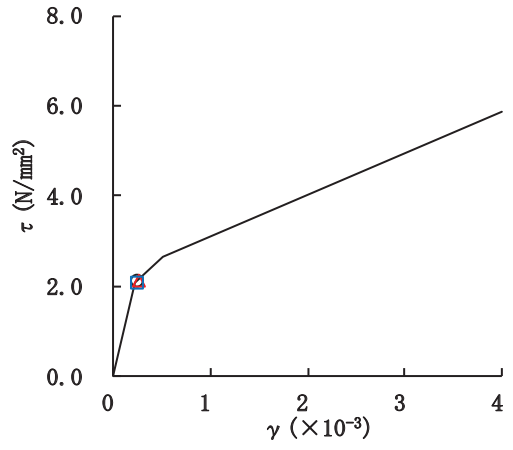
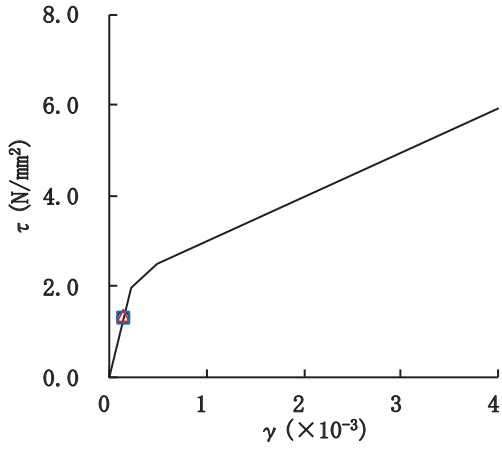
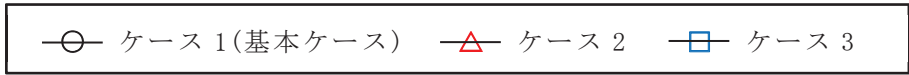
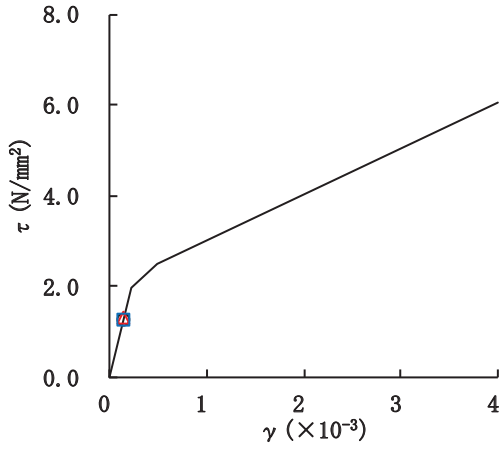
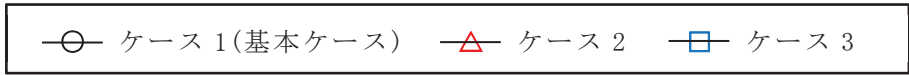
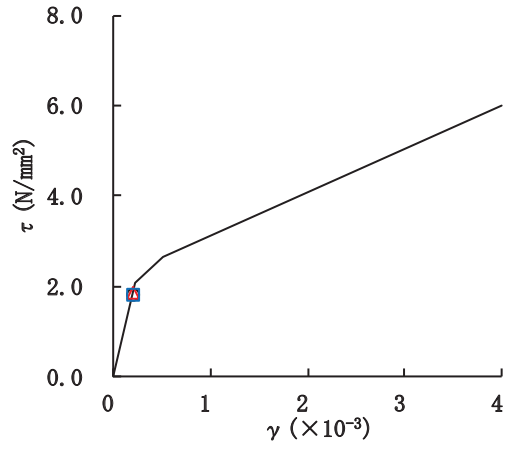


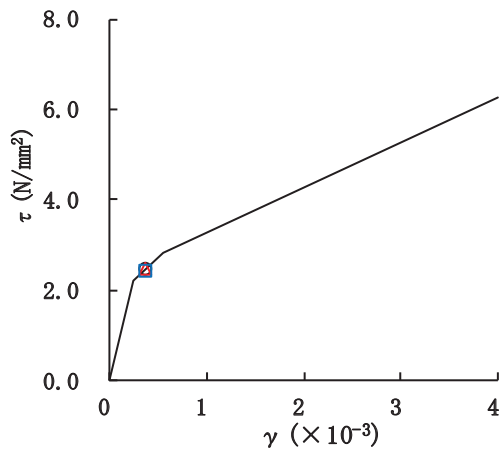
図 2-47 せん断スケルトンカーブ上の最大応答値 (S d - D 2, NS 方向)



要素番号(1)



要素番号(2)



要素番号(3)

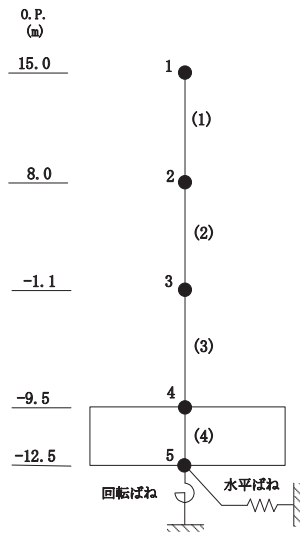


図 2-48 セン断スケルトンカーブ上の最大応答値 (S d - D 2, EW 方向)

表 2-3 地震応答解析に採用した解析モデル (ケース 2)

(a) NS 方向

地震動	最大接地圧 ($\times 10^3 \text{kN/m}^2$)	最大転倒モーメント ($\times 10^6 \text{kN}\cdot\text{m}$)	最小接地率 (%)
S _s -D 1	2.56	8.58	56.4
S _s -D 2	6.12	8.75	53.8
S _s -D 3	2.08	8.00	61.6
S _s -F 3	2.37	8.26	58.0

(b) EW 方向

地震動	最大接地圧 ($\times 10^3 \text{kN/m}^2$)	最大転倒モーメント ($\times 10^6 \text{kN}\cdot\text{m}$)	最小接地率 (%)
S _s -D 1	1.58	7.11	63.7
S _s -D 2	3.92	7.80	53.9
S _s -D 3	2.12	7.38	59.4
S _s -F 3	2.24	7.52	58.0

表 2-4 地震応答解析に採用した解析モデル (ケース 3)

(a) NS 方向

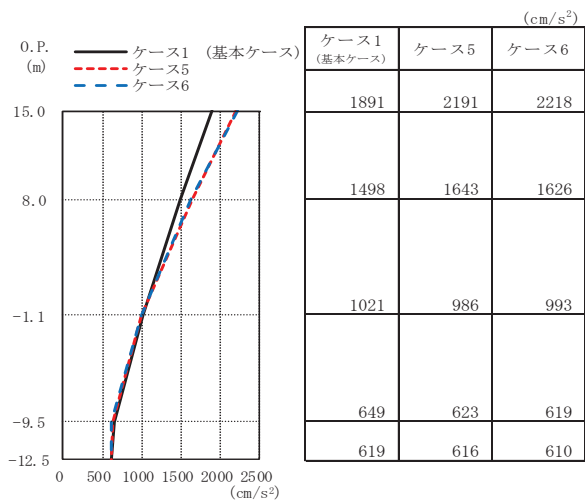
地震動	最大接地圧 ($\times 10^3 \text{kN/m}^2$)	最大転倒モーメント ($\times 10^6 \text{kN}\cdot\text{m}$)	最小接地率 (%)
S _s -D 1	2.32	8.45	58.0
S _s -D 2	4.77	8.72	54.9
S _s -D 3	1.91	7.92	62.8
S _s -F 3	1.99	8.09	59.4

(b) EW 方向

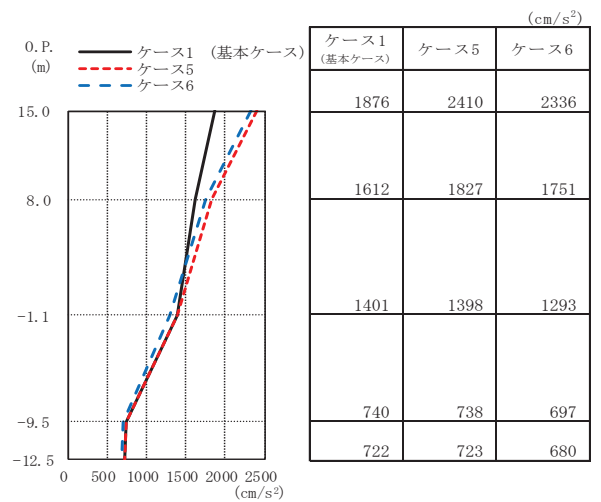
地震動	最大接地圧 ($\times 10^3 \text{kN/m}^2$)	最大転倒モーメント ($\times 10^6 \text{kN}\cdot\text{m}$)	最小接地率 (%)
S _s -D 1	1.56	7.10	64.2
S _s -D 2	3.12	7.70	56.1
S _s -D 3	2.05	7.40	59.7
S _s -F 3	2.15	7.56	58.5

2.3 建屋剛性及び地盤物性の不確かさ

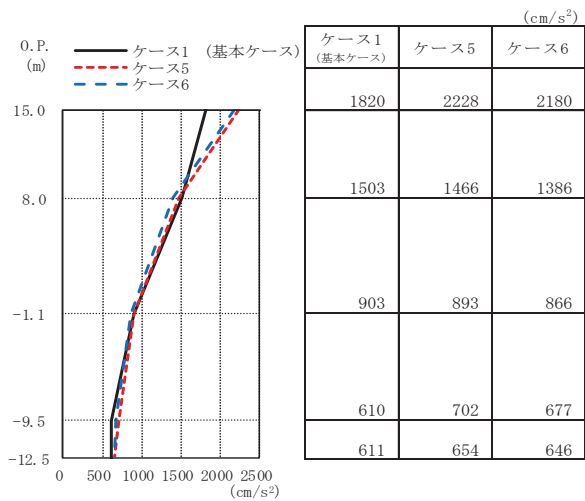
建屋剛性及び地盤物性の不確かさを考慮した基準地震動 S_s に対する地震応答解析結果を図 2-49～図 2-64 に接地率を表 2-5 及び表 2-6 に示す。



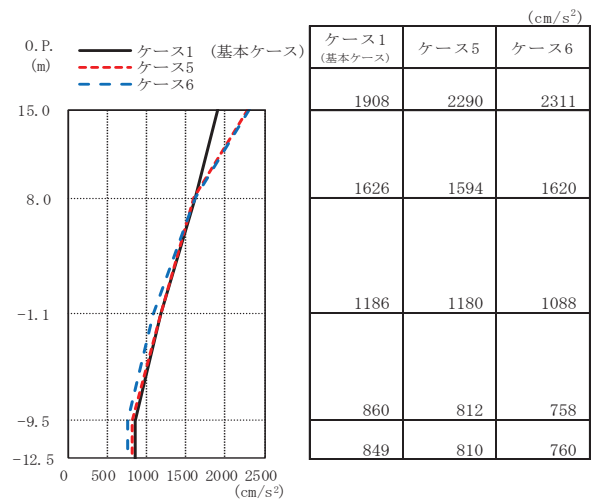
(a) S s - D 1



(b) S s - D 2

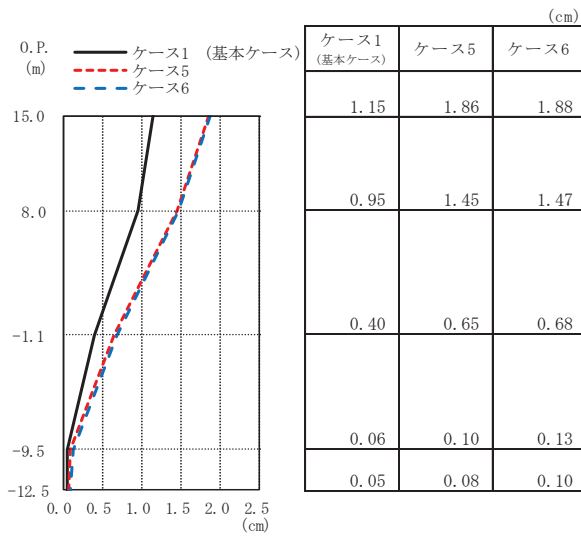


(c) S s - D 3

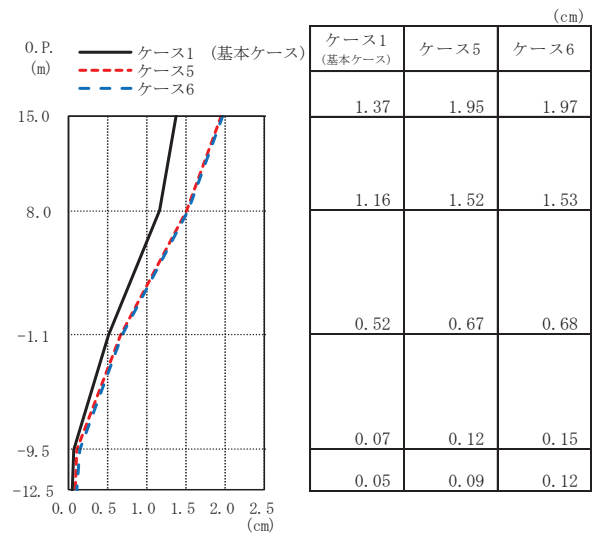


(d) S s - F 3

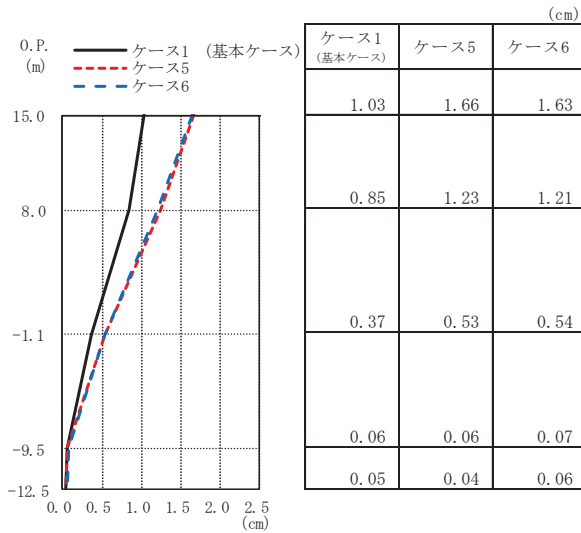
図 2-49 最大応答加速度 (基準地震動 S s , NS 方向)



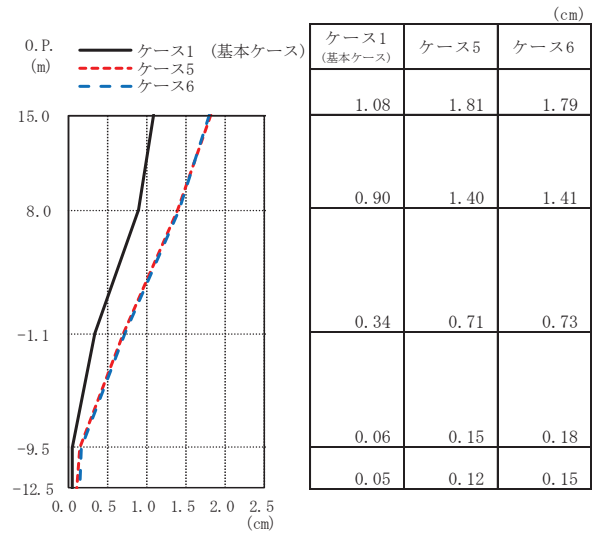
(a) S s - D 1



(b) S s - D 2

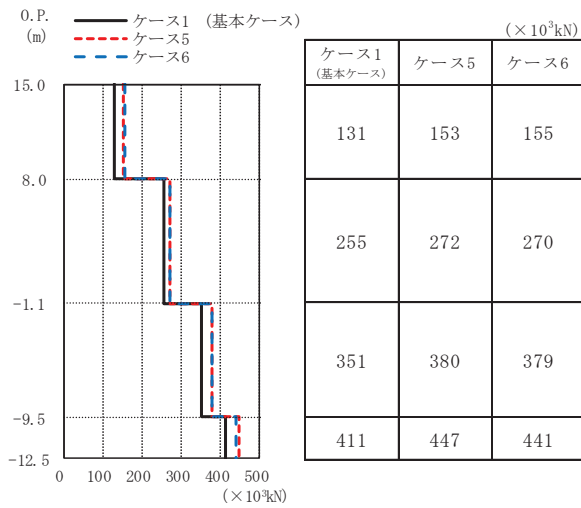


(c) S s - D 3

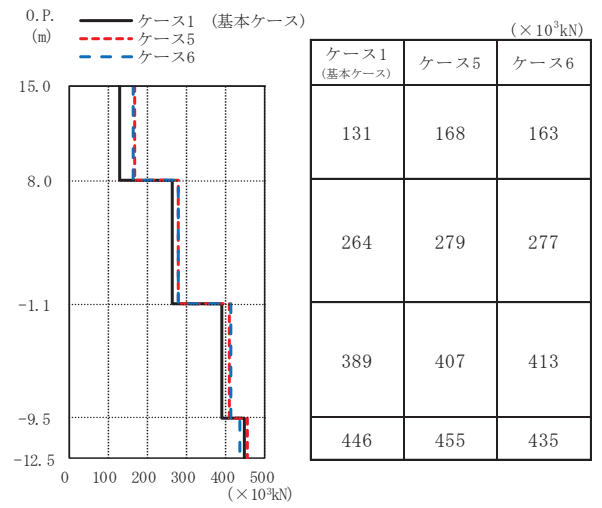


(d) S s - F 3

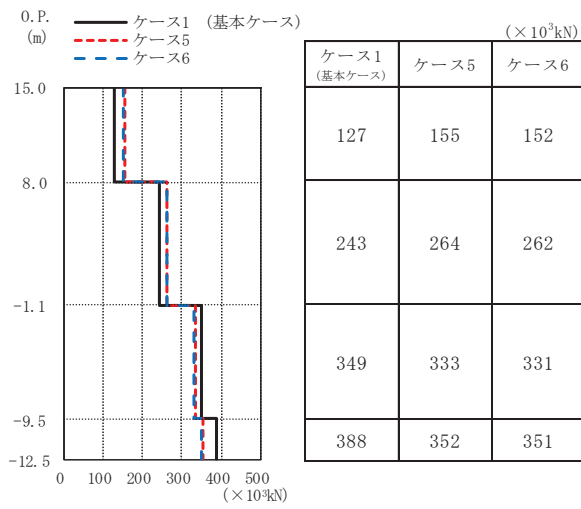
図 2-50 最大応答変位 (基準地震動 S s , NS 方向)



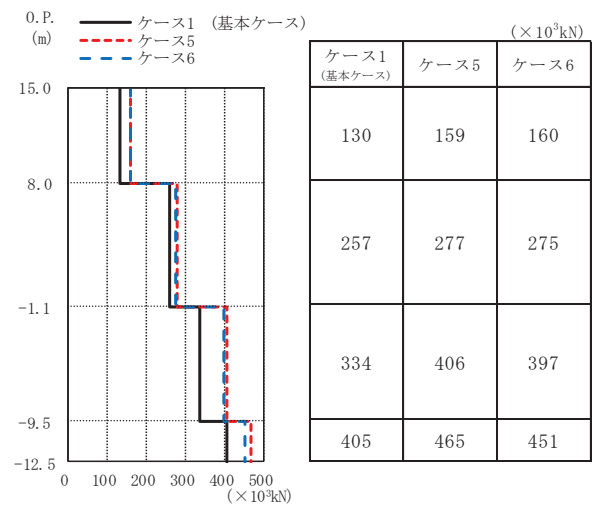
(a) S s - D 1



(b) S s - D 2

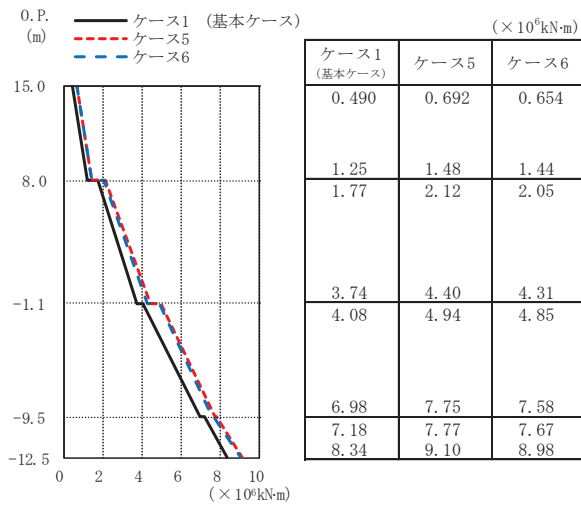


(c) S s - D 3

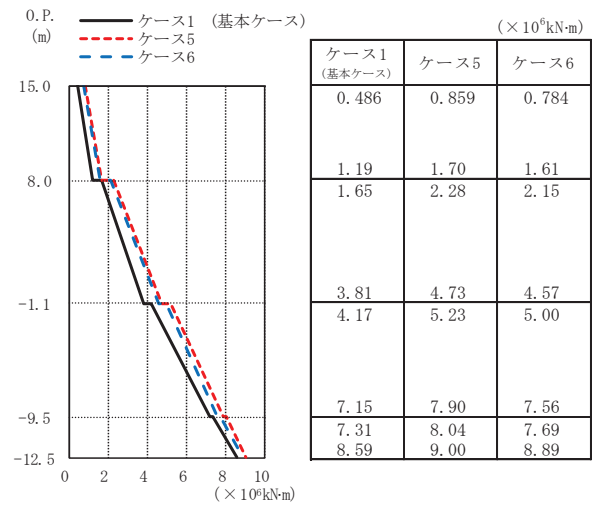


(d) S s - F 3

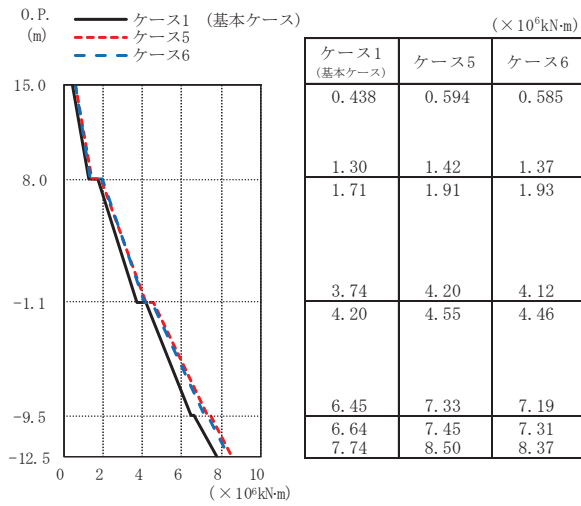
図 2-51 最大応答せん断力 (基準地震動 S s, NS 方向)



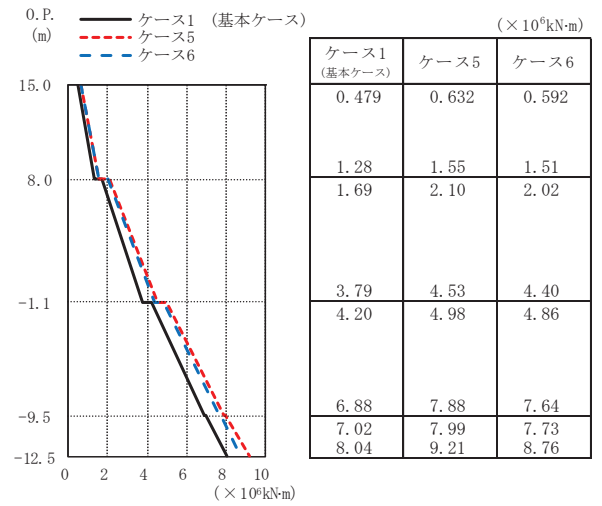
(a) S s - D 1



(b) S s - D 2

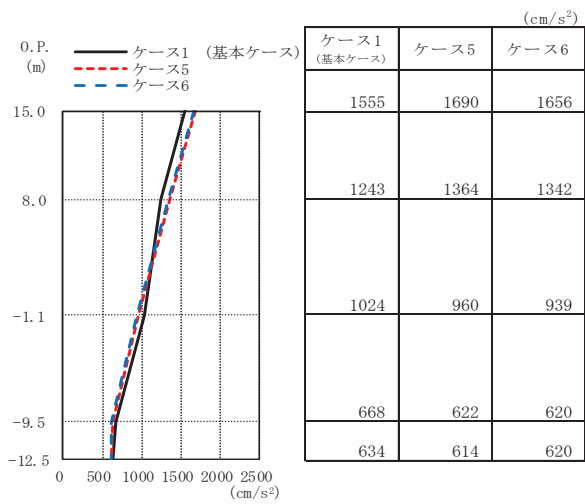


(c) S s - D 3

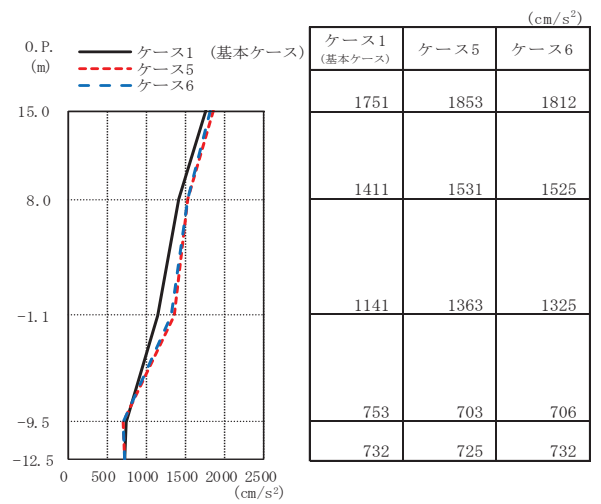


(d) S s - F 3

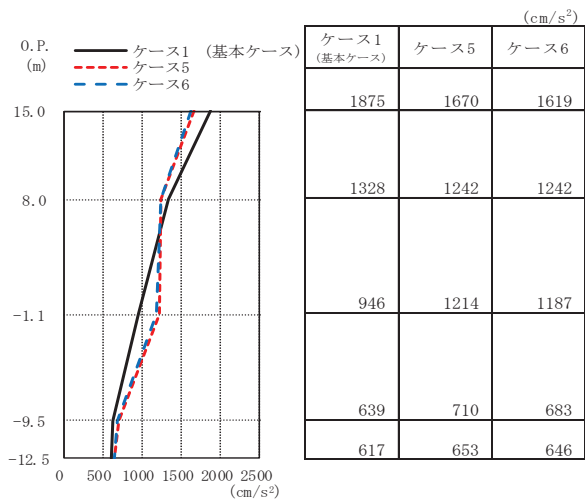
図 2-52 最大応答曲げモーメント (基準地震動 S s, NS 方向)



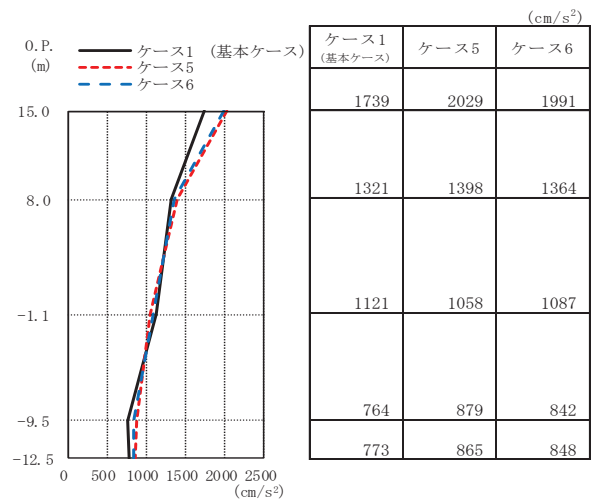
(a) S s - D 1



(b) S s - D 2

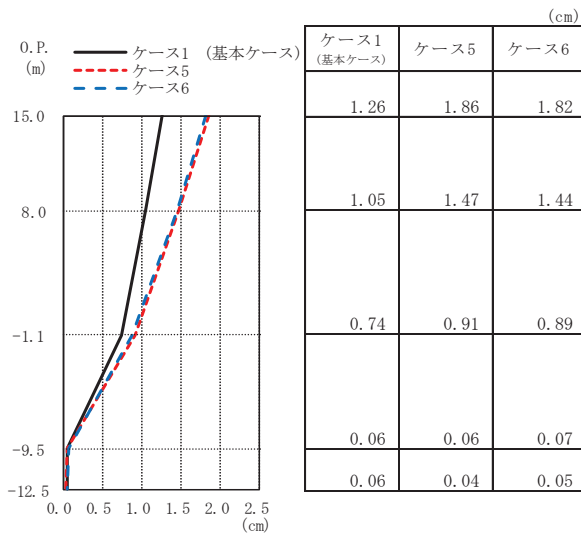


(c) S s - D 3

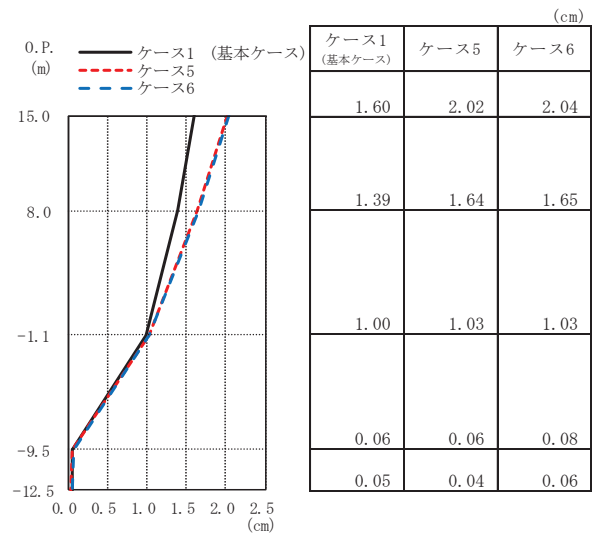


(d) S s - F 3

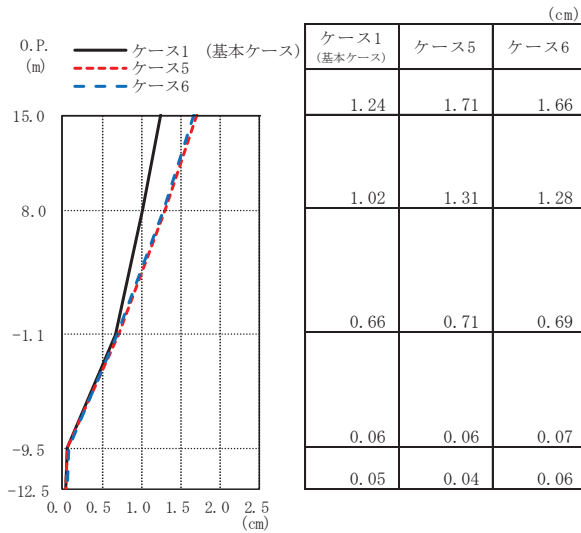
図 2-53 最大応答加速度 (基準地震動 S s , EW 方向)



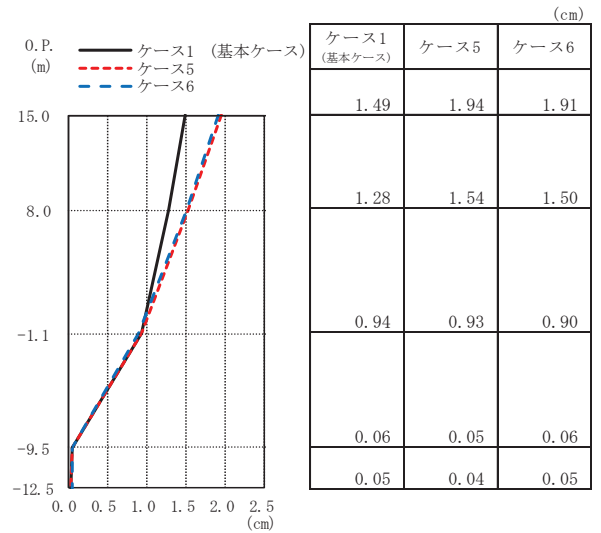
(a) S s - D 1



(b) S s - D 2

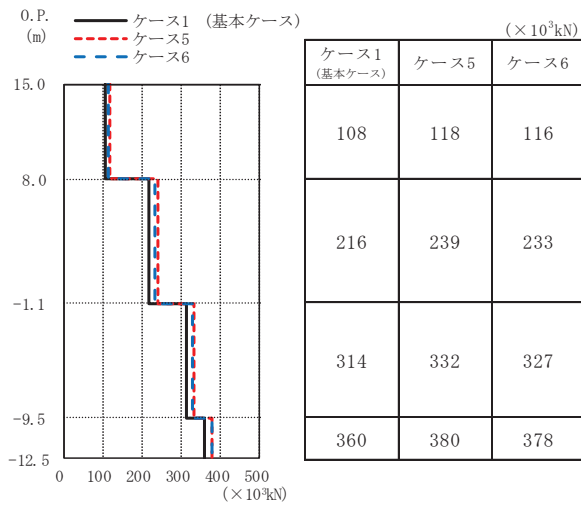


(c) S s - D 3

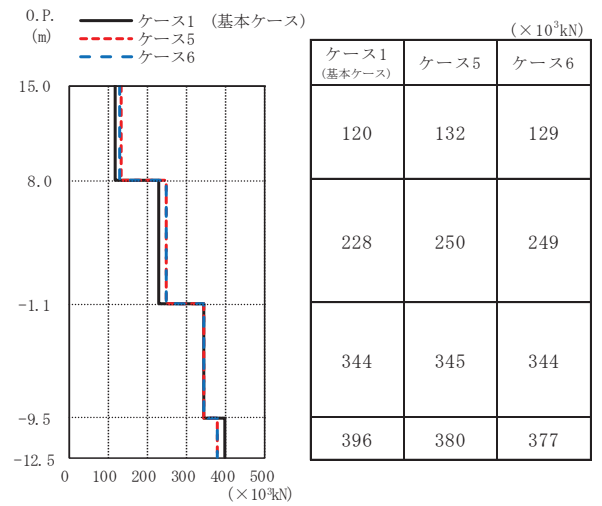


(d) S s - F 3

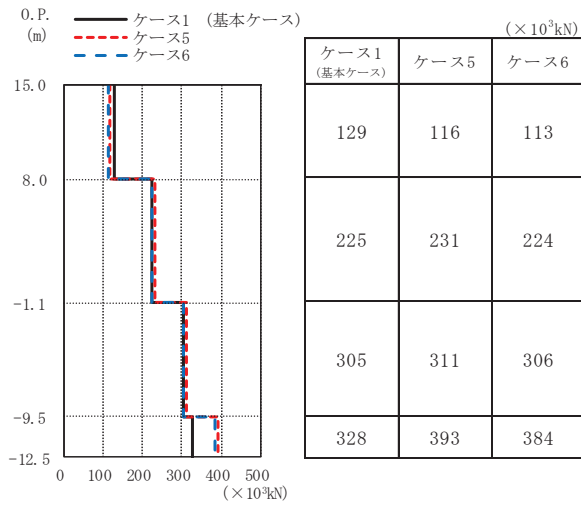
図 2-54 最大応答変位 (基準地震動 S s, EW 方向)



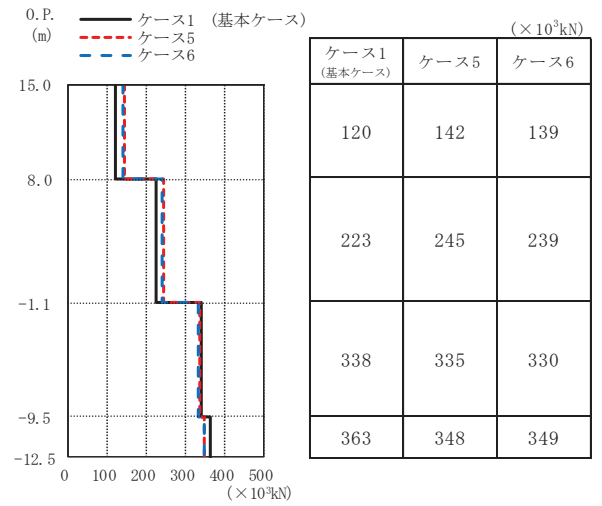
(a) S s - D 1



(b) S s - D 2

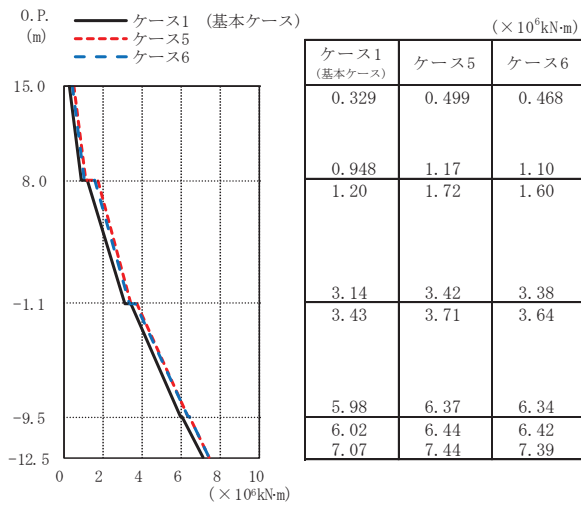


(c) S s - D 3

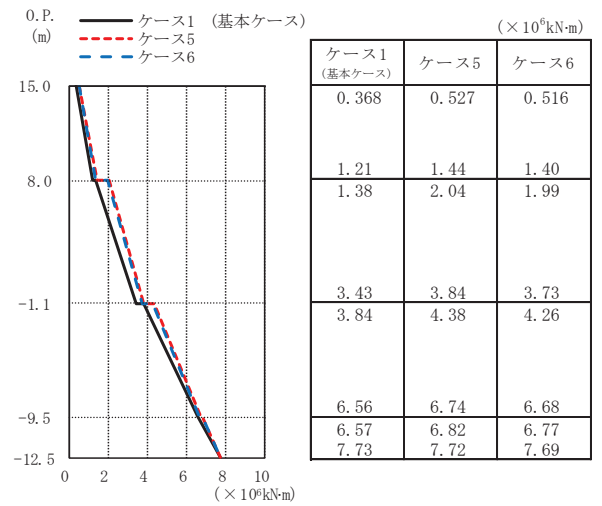


(d) S s - F 3

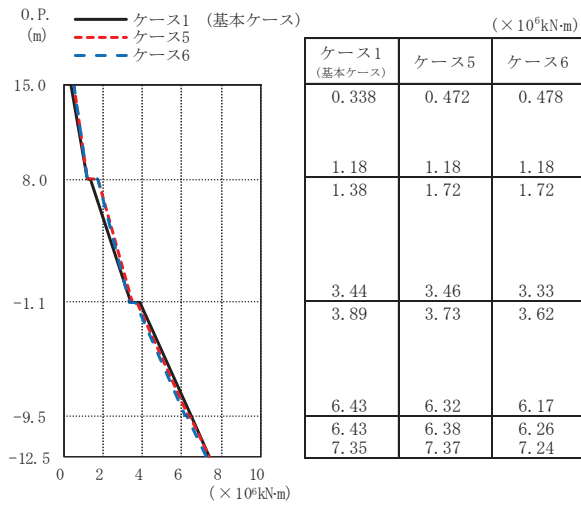
図 2-55 最大応答せん断力 (基準地震動 S s, EW 方向)



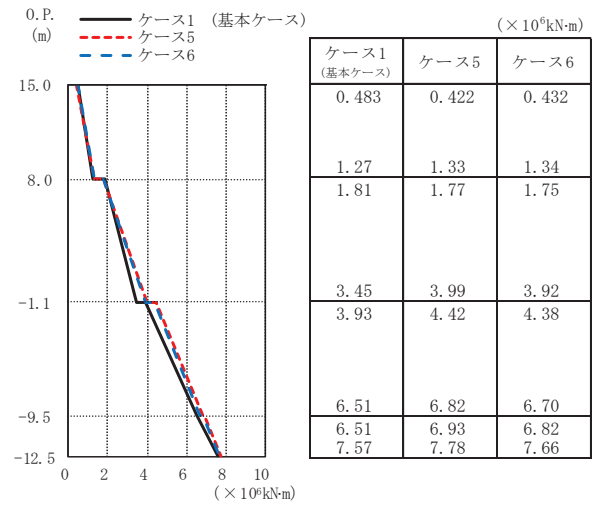
(a) S s - D 1



(b) S s - D 2

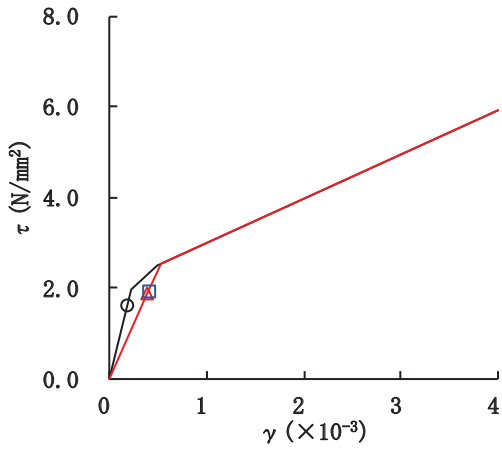


(c) S s - D 3

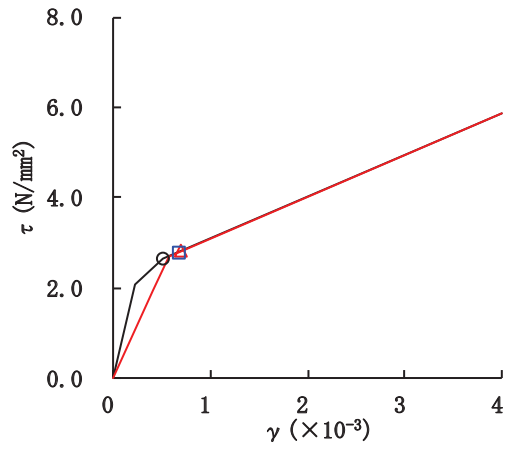


(d) S s - F 3

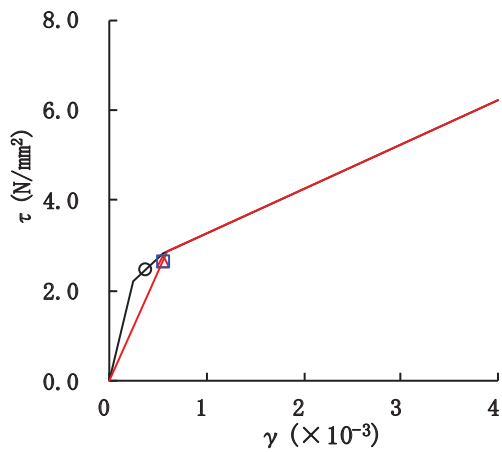
図 2-56 最大応答曲げモーメント (基準地震動 S s, EW 方向)



要素番号 (1)



要素番号 (2)



要素番号 (3)

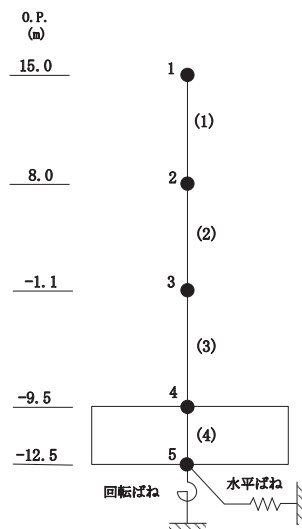
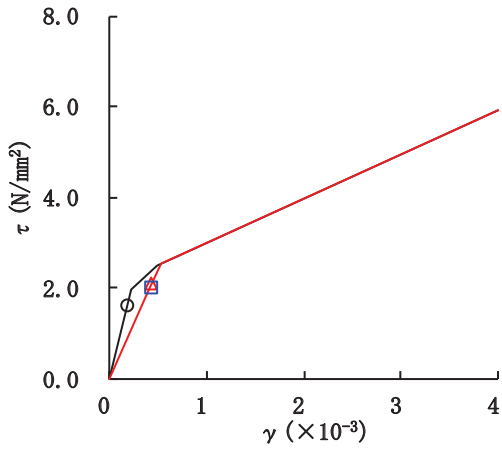
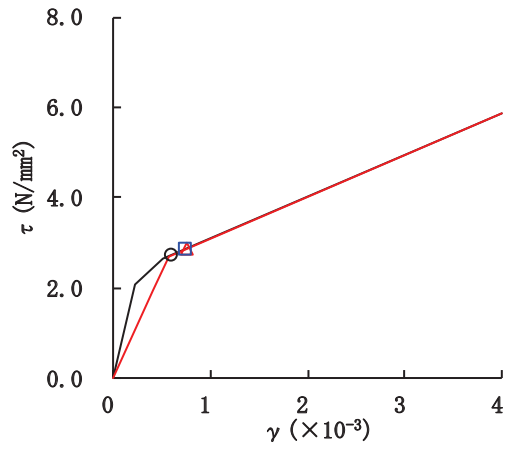


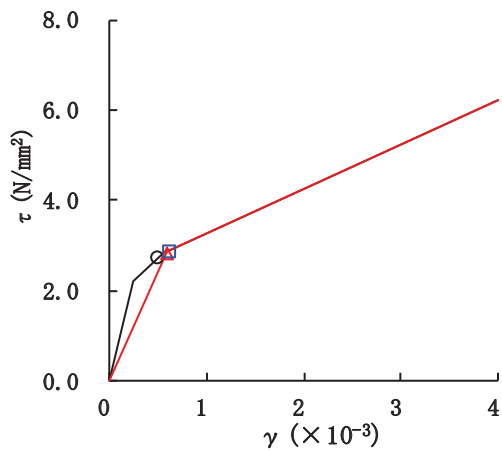
図 2-57 せん断スケルトンカーブ上の最大応答値 (S_s-D 1, NS 方向)



要素番号 (1)



要素番号 (2)



要素番号 (3)

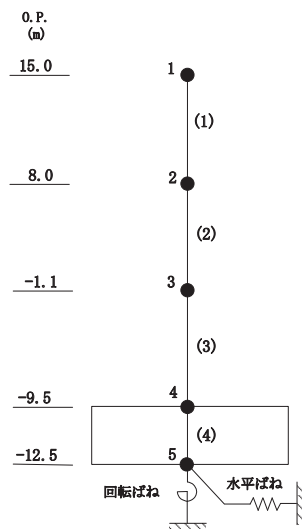
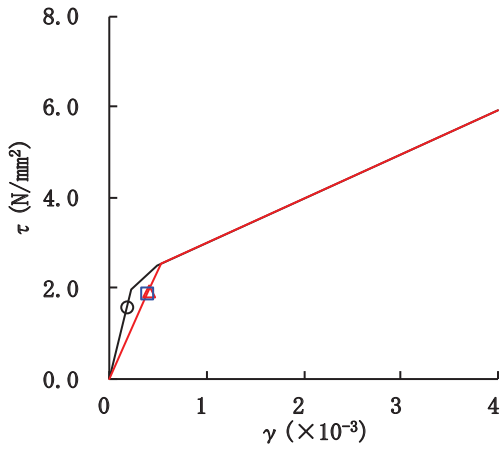
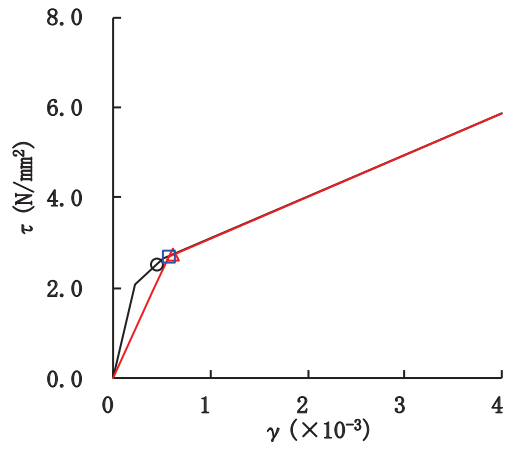


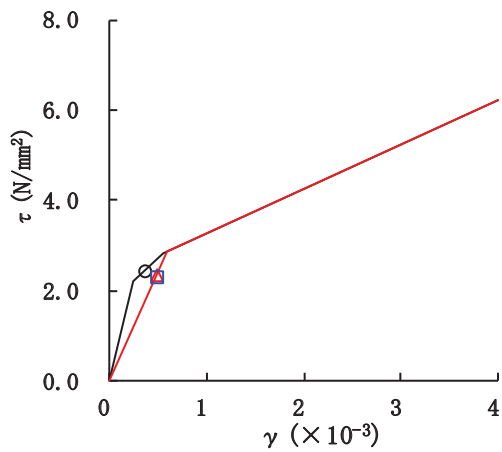
図 2-58 せん断スケルトンカーブ上の最大応答値 (S_s-D2, NS 方向)



要素番号 (1)



要素番号 (2)



要素番号 (3)

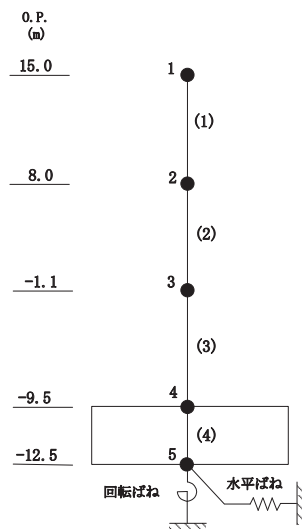
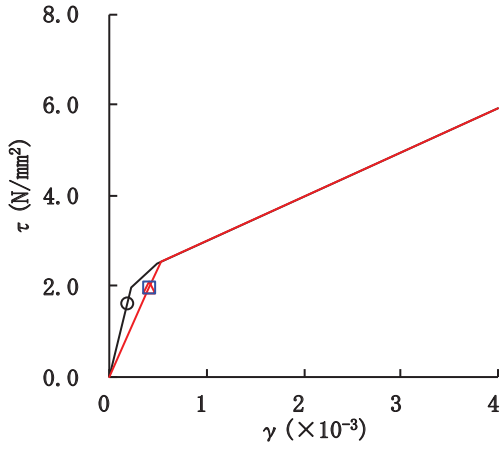
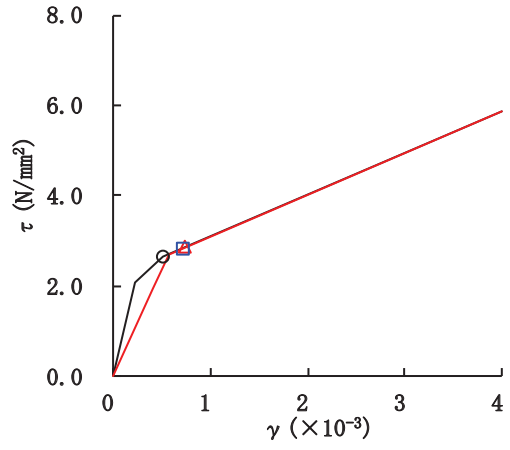


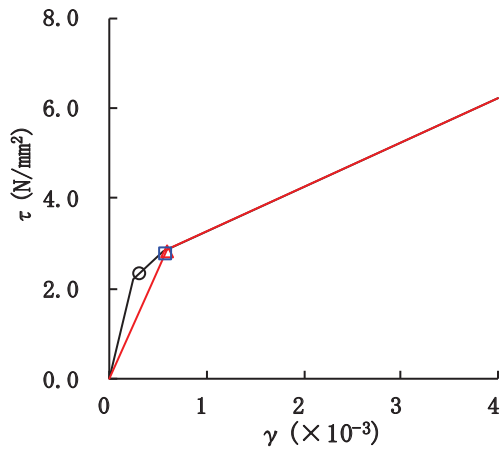
図 2-59 せん断スケルトンカーブ上の最大応答値 (S_s-D3, NS 方向)



要素番号 (1)



要素番号 (2)



要素番号 (3)

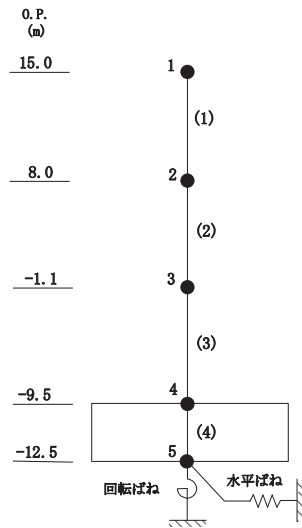
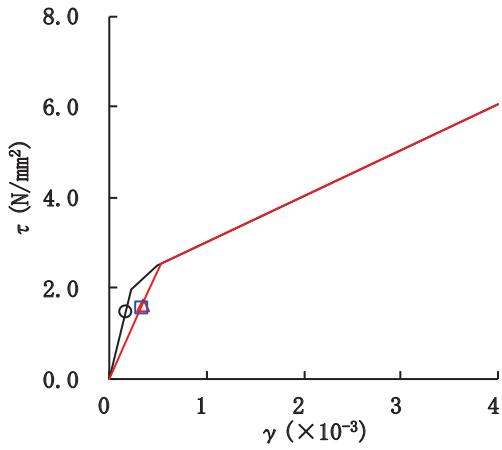
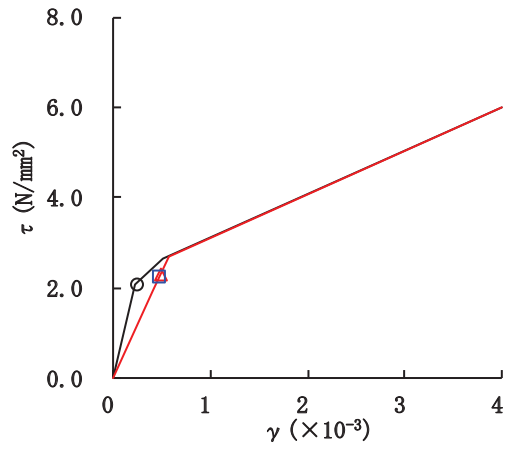


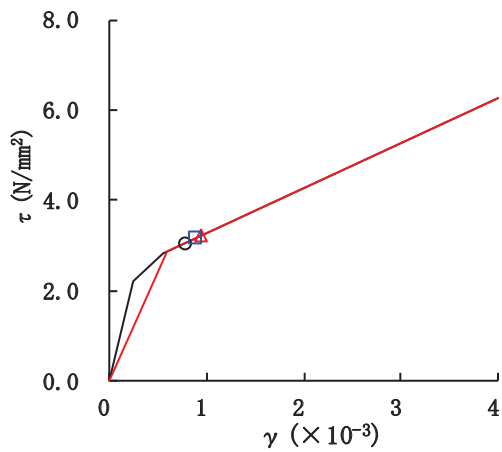
図 2-60 せん断スケルトンカーブ上の最大応答値 (S s - F 3 , NS 方向)



要素番号 (1)



要素番号 (2)



要素番号 (3)

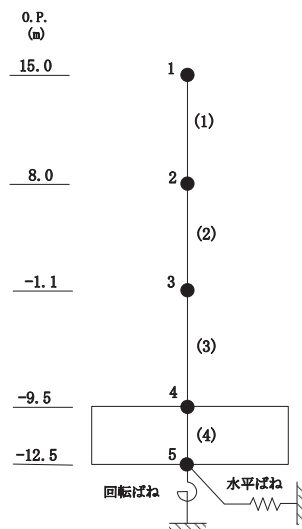
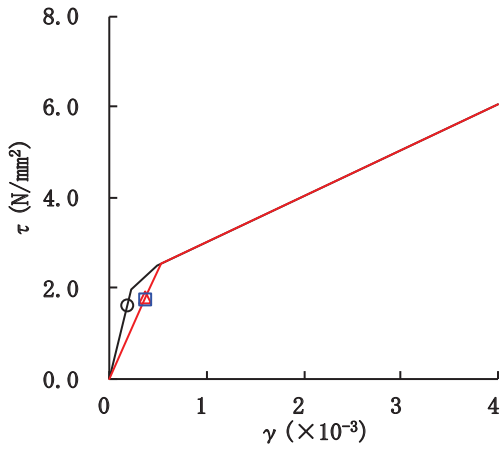
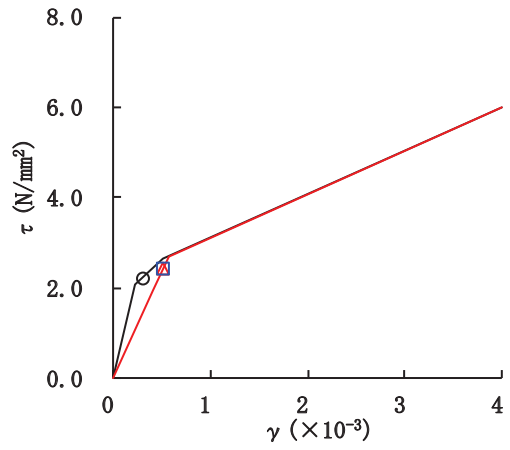


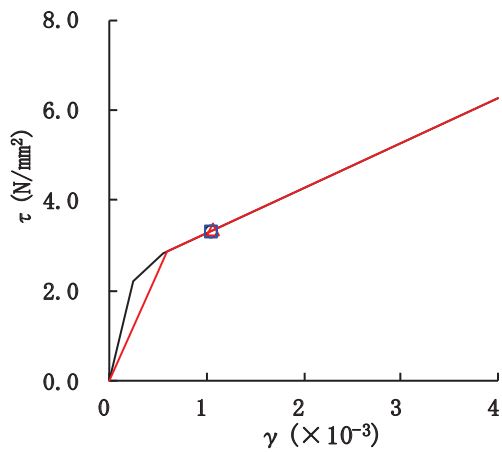
図 2-61 セン断スケルトンカーブ上の最大応答値 (S_s-D1, EW 方向)



要素番号 (1)



要素番号 (2)



要素番号 (3)

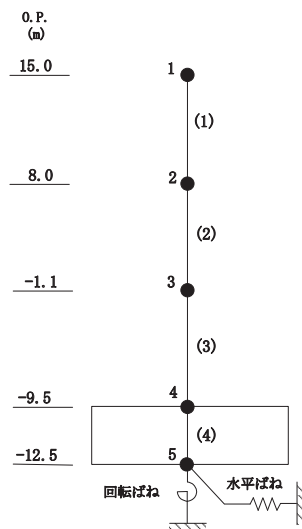
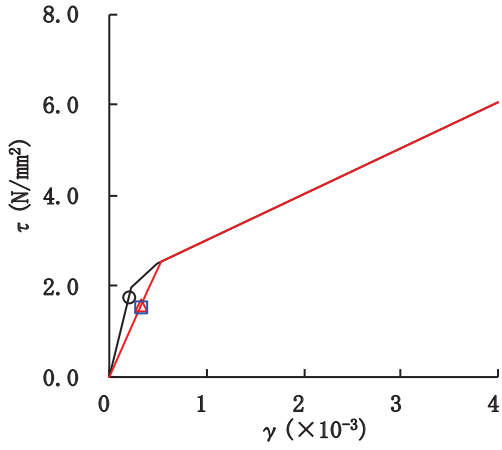
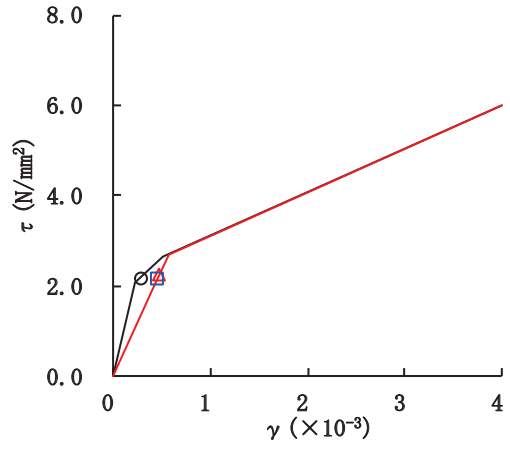


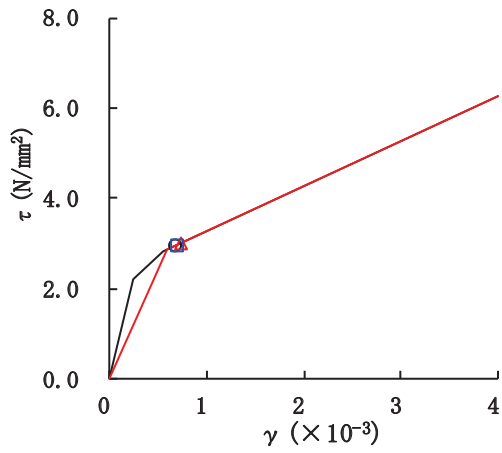
図 2-62 セン断スケルトンカーブ上の最大応答値 (S_s-D2, EW 方向)



要素番号 (1)



要素番号 (2)



要素番号 (3)

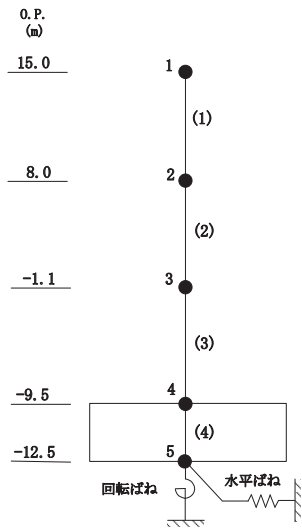
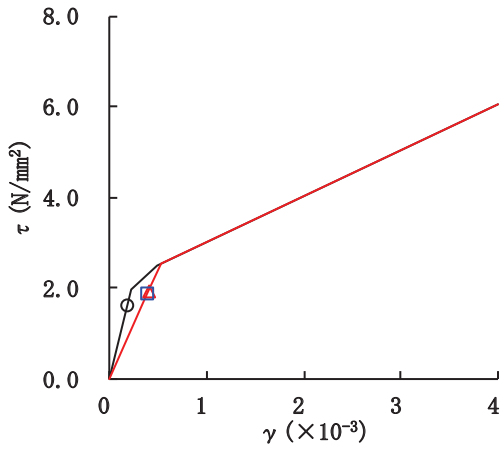
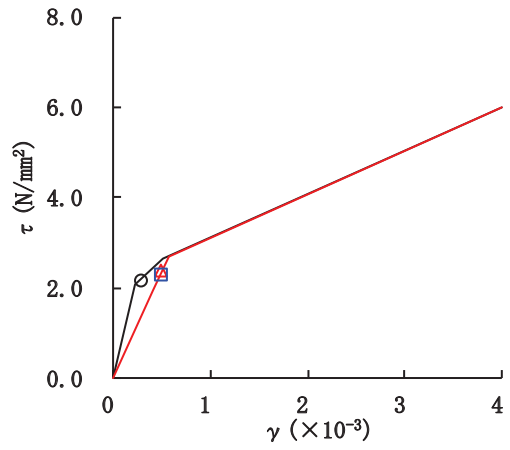


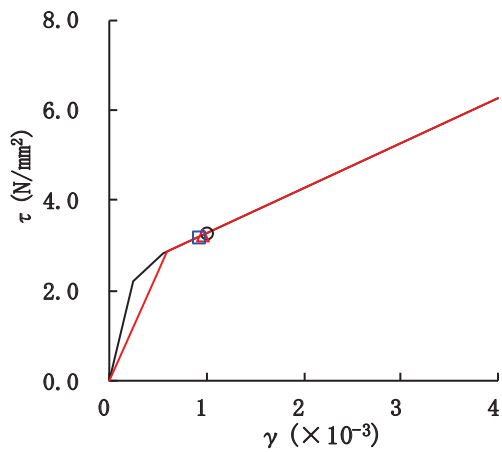
図 2-63 セン断スケルトンカーブ上の最大応答値 (S_s-D3, EW 方向)



要素番号 (1)



要素番号 (2)



要素番号 (3)

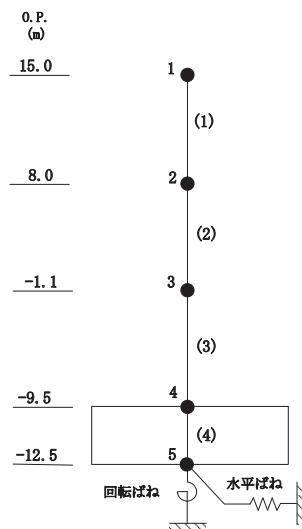


図 2-64 セン断スケルトンカーブ上の最大応答値 (S_s - F 3, EW 方向)

表 2-5 地震応答解析に採用した解析モデル (ケース 5)

(a) NS 方向

地震動	最大接地圧 ($\times 10^3 \text{kN/m}^2$)	最大転倒モーメント ($\times 10^6 \text{kN}\cdot\text{m}$)	最小接地率 (%)
S _s -D 1	4.05	9.08	33.7
S _s -D 2	16.3	9.06	39.9
S _s -D 3	3.33	8.59	54.8
S _s -F 3	8.23	9.25	33.7

(b) EW 方向

地震動	最大接地圧 ($\times 10^3 \text{kN/m}^2$)	最大転倒モーメント ($\times 10^6 \text{kN}\cdot\text{m}$)	最小接地率 (%)
S _s -D 1	1.94	7.49	57.9
S _s -D 2	3.92	7.79	54.5
S _s -D 3	2.15	7.41	59.5
S _s -F 3	3.01	7.87	54.8

表 2-6 地震応答解析に採用した解析モデル (ケース 6)

(a) NS 方向

地震動	最大接地圧 ($\times 10^3 \text{kN/m}^2$)	最大転倒モーメント ($\times 10^6 \text{kN}\cdot\text{m}$)	最小接地率 (%)
S _s -D 1	3.72	9.02	35.5
S _s -D 2	6.98	8.92	39.9
S _s -D 3	2.78	8.46	56.6
S _s -F 3	3.60	8.85	39.9

(b) EW 方向

地震動	最大接地圧 ($\times 10^3 \text{kN/m}^2$)	最大転倒モーメント ($\times 10^6 \text{kN}\cdot\text{m}$)	最小接地率 (%)
S _s -D 1	1.87	7.45	58.7
S _s -D 2	3.40	7.77	55.4
S _s -D 3	1.93	7.30	61.6
S _s -F 3	2.48	7.75	56.9

3. まとめ

前章で実施した材料物性の不確かさを考慮した地震応答解析結果を基本ケースとあわせて以下に示す。

基準地震動 S_s に対する地震応答解析結果を表 3-1～表 3-11 に示し，弾性設計用地震動 $S_d - D2$ に対する地震応答解析結果を表 3-12～表 3-22 に示す。

表 3-1(1) 最大応答加速度一覧表 (基準地震動 S_s , NS 方向)

(a) $S_s - D 1$

質点番号	最大応答加速度 (cm/s^2)											
	$S_s - D 1$						最大値					
	ケース1 (基本 ケース)	ケース2	ケース3	ケース4	ケース5	ケース6	ケース1 (基本 ケース)	ケース2	ケース3	ケース4	ケース5	ケース6
1	1891	1909	1861	2189	2191	2218	1908	1922	1903	2369	2410	2336
2	1498	1511	1495	1639	1643	1626	1626	1622	1630	1784	1827	1751
3	1021	1030	1011	982	986	993	1401	1421	1378	1346	1398	1293
4	649	651	645	620	623	619	860	864	855	799	812	758
5	619	614	622	611	616	610	849	856	836	796	810	760

注：ケース 1：基本ケース，ケース 2：地盤物性 + σ ，ケース 3：地盤物性 - σ
 ケース 4：建屋剛性考慮，ケース 5：建屋剛性考慮・地盤物性 + σ ，ケース 6：建屋剛性考慮・地盤物性 - σ

(b) $S_s - D 2$

質点番号	最大応答加速度 (cm/s^2)											
	$S_s - D 2$						最大値					
	ケース1 (基本 ケース)	ケース2	ケース3	ケース4	ケース5	ケース6	ケース1 (基本 ケース)	ケース2	ケース3	ケース4	ケース5	ケース6
1	1876	1892	1863	2369	2410	2336	1908	1922	1903	2369	2410	2336
2	1612	1611	1611	1784	1827	1751	1626	1622	1630	1784	1827	1751
3	1401	1421	1378	1346	1398	1293	1401	1421	1378	1346	1398	1293
4	740	764	738	715	738	697	860	864	855	799	812	758
5	722	716	714	691	723	680	849	856	836	796	810	760

注：ケース 1：基本ケース，ケース 2：地盤物性 + σ ，ケース 3：地盤物性 - σ
 ケース 4：建屋剛性考慮，ケース 5：建屋剛性考慮・地盤物性 + σ ，ケース 6：建屋剛性考慮・地盤物性 - σ

(c) $S_s - D 3$

質点番号	最大応答加速度 (cm/s^2)											
	$S_s - D 3$						最大値					
	ケース1 (基本 ケース)	ケース2	ケース3	ケース4	ケース5	ケース6	ケース1 (基本 ケース)	ケース2	ケース3	ケース4	ケース5	ケース6
1	1820	1836	1803	2208	2228	2180	1908	1922	1903	2369	2410	2336
2	1503	1505	1495	1433	1466	1386	1626	1622	1630	1784	1827	1751
3	903	901	900	876	893	866	1401	1421	1378	1346	1398	1293
4	610	632	645	687	702	677	860	864	855	799	812	758
5	611	621	631	648	654	646	849	856	836	796	810	760

注：ケース 1：基本ケース，ケース 2：地盤物性 + σ ，ケース 3：地盤物性 - σ
 ケース 4：建屋剛性考慮，ケース 5：建屋剛性考慮・地盤物性 + σ ，ケース 6：建屋剛性考慮・地盤物性 - σ

表 3-1(2) 最大応答加速度一覧表 (基準地震動 S_s , NS 方向)
(d) $S_s - F3$

質点 番号	最大応答加速度 (cm/s^2)											
	$S_s - F3$						最大値					
	ケース1 (基本 ケース)	ケース2	ケース3	ケース4	ケース5	ケース6	ケース1 (基本 ケース)	ケース2	ケース3	ケース4	ケース5	ケース6
1	1908	1922	1903	2292	2290	2311	1908	1922	1903	2369	2410	2336
2	1626	1622	1630	1611	1594	1620	1626	1622	1630	1784	1827	1751
3	1186	1227	1147	1130	1180	1088	1401	1421	1378	1346	1398	1293
4	860	864	855	799	812	758	860	864	855	799	812	758
5	849	856	836	796	810	760	849	856	836	796	810	760

注：ケース 1：基本ケース，ケース 2：地盤物性 $+\sigma$ ，ケース 3：地盤物性 $-\sigma$
 ケース 4：建屋剛性考慮，ケース 5：建屋剛性考慮・地盤物性 $+\sigma$ ，ケース 6：建屋剛性考慮・地盤物性 $-\sigma$

表 3-2(1) 最大応答変位一覧表 (基準地震動 S_s , NS 方向)

(a) $S_s - D 1$

質点番号	最大応答変位 (cm)											
	$S_s - D 1$						最大値					
	ケース1 (基本 ケース)	ケース2	ケース3	ケース4	ケース5	ケース6	ケース1 (基本 ケース)	ケース2	ケース3	ケース4	ケース5	ケース6
1	1.15	1.16	1.14	1.87	1.86	1.88	1.37	1.37	1.36	1.96	1.95	1.97
2	0.95	0.96	0.94	1.46	1.45	1.47	1.16	1.17	1.16	1.53	1.52	1.53
3	0.40	0.40	0.41	0.67	0.65	0.68	0.52	0.51	0.53	0.72	0.71	0.73
4	0.06	0.06	0.07	0.12	0.10	0.13	0.07	0.06	0.08	0.16	0.15	0.18
5	0.05	0.05	0.06	0.09	0.08	0.10	0.05	0.05	0.06	0.13	0.12	0.15

注：ケース 1：基本ケース，ケース 2：地盤物性 + σ ，ケース 3：地盤物性 - σ
 ケース 4：建屋剛性考慮，ケース 5：建屋剛性考慮・地盤物性 + σ ，ケース 6：建屋剛性考慮・地盤物性 - σ

(b) $S_s - D 2$

質点番号	最大応答変位 (cm)											
	$S_s - D 2$						最大値					
	ケース1 (基本 ケース)	ケース2	ケース3	ケース4	ケース5	ケース6	ケース1 (基本 ケース)	ケース2	ケース3	ケース4	ケース5	ケース6
1	1.37	1.37	1.36	1.96	1.95	1.97	1.37	1.37	1.36	1.96	1.95	1.97
2	1.16	1.17	1.16	1.53	1.52	1.53	1.16	1.17	1.16	1.53	1.52	1.53
3	0.52	0.51	0.53	0.67	0.67	0.68	0.52	0.51	0.53	0.72	0.71	0.73
4	0.07	0.06	0.08	0.13	0.12	0.15	0.07	0.06	0.08	0.16	0.15	0.18
5	0.05	0.05	0.06	0.10	0.09	0.12	0.05	0.05	0.06	0.13	0.12	0.15

注：ケース 1：基本ケース，ケース 2：地盤物性 + σ ，ケース 3：地盤物性 - σ
 ケース 4：建屋剛性考慮，ケース 5：建屋剛性考慮・地盤物性 + σ ，ケース 6：建屋剛性考慮・地盤物性 - σ

(c) $S_s - D 3$

質点番号	最大応答変位 (cm)											
	$S_s - D 3$						最大値					
	ケース1 (基本 ケース)	ケース2	ケース3	ケース4	ケース5	ケース6	ケース1 (基本 ケース)	ケース2	ケース3	ケース4	ケース5	ケース6
1	1.03	1.04	1.01	1.65	1.66	1.63	1.37	1.37	1.36	1.96	1.95	1.97
2	0.85	0.86	0.84	1.22	1.23	1.21	1.16	1.17	1.16	1.53	1.52	1.53
3	0.37	0.37	0.36	0.53	0.53	0.54	0.52	0.51	0.53	0.72	0.71	0.73
4	0.06	0.05	0.07	0.06	0.06	0.07	0.07	0.06	0.08	0.16	0.15	0.18
5	0.05	0.04	0.05	0.05	0.04	0.06	0.05	0.05	0.06	0.13	0.12	0.15

注：ケース 1：基本ケース，ケース 2：地盤物性 + σ ，ケース 3：地盤物性 - σ
 ケース 4：建屋剛性考慮，ケース 5：建屋剛性考慮・地盤物性 + σ ，ケース 6：建屋剛性考慮・地盤物性 - σ

表 3-2(2) 最大応答変位一覧表 (基準地震動 S_s , NS 方向)
(d) $S_s - F3$

質点番号	最大応答変位 (cm)											
	$S_s - F3$						最大値					
	ケース1 (基本 ケース)	ケース2	ケース3	ケース4	ケース5	ケース6	ケース1 (基本 ケース)	ケース2	ケース3	ケース4	ケース5	ケース6
1	1.08	1.09	1.08	1.80	1.81	1.79	1.37	1.37	1.36	1.96	1.95	1.97
2	0.90	0.90	0.90	1.40	1.40	1.41	1.16	1.17	1.16	1.53	1.52	1.53
3	0.34	0.34	0.35	0.72	0.71	0.73	0.52	0.51	0.53	0.72	0.71	0.73
4	0.06	0.05	0.06	0.16	0.15	0.18	0.07	0.06	0.08	0.16	0.15	0.18
5	0.05	0.04	0.06	0.13	0.12	0.15	0.05	0.05	0.06	0.13	0.12	0.15

注：ケース 1：基本ケース，ケース 2：地盤物性 $+\sigma$ ，ケース 3：地盤物性 $-\sigma$
 ケース 4：建屋剛性考慮，ケース 5：建屋剛性考慮・地盤物性 $+\sigma$ ，ケース 6：建屋剛性考慮・地盤物性 $-\sigma$

表 3-3(1) 最大応答せん断力一覧表 (基準地震動 S_s , NS 方向)

(a) $S_s - D 1$

要素 番号	最大応答せん断力 ($\times 10^3 \text{kN}$)											
	$S_s - D 1$						最大値					
	ケース1 (基本 ケース)	ケース2	ケース3	ケース4	ケース5	ケース6	ケース1 (基本 ケース)	ケース2	ケース3	ケース4	ケース5	ケース6
(1)	131	132	129	153	153	155	131	132	131	165	168	163
(2)	255	257	252	271	272	270	264	265	262	279	279	277
(3)	351	353	349	379	380	379	389	389	388	411	407	413
(4)	411	413	408	442	447	441	446	445	442	457	465	451

注：ケース 1：基本ケース，ケース 2：地盤物性 $+\sigma$ ，ケース 3：地盤物性 $-\sigma$
 ケース 4：建屋剛性考慮，ケース 5：建屋剛性考慮・地盤物性 $+\sigma$ ，ケース 6：建屋剛性考慮・地盤物性 $-\sigma$

(b) $S_s - D 2$

要素 番号	最大応答せん断力 ($\times 10^3 \text{kN}$)											
	$S_s - D 2$						最大値					
	ケース1 (基本 ケース)	ケース2	ケース3	ケース4	ケース5	ケース6	ケース1 (基本 ケース)	ケース2	ケース3	ケース4	ケース5	ケース6
(1)	131	132	131	165	168	163	131	132	131	165	168	163
(2)	264	265	262	279	279	277	264	265	262	279	279	277
(3)	389	389	388	411	407	413	389	389	388	411	407	413
(4)	446	445	442	441	455	435	446	445	442	457	465	451

注：ケース 1：基本ケース，ケース 2：地盤物性 $+\sigma$ ，ケース 3：地盤物性 $-\sigma$
 ケース 4：建屋剛性考慮，ケース 5：建屋剛性考慮・地盤物性 $+\sigma$ ，ケース 6：建屋剛性考慮・地盤物性 $-\sigma$

(c) $S_s - D 3$

要素 番号	最大応答せん断力 ($\times 10^3 \text{kN}$)											
	$S_s - D 3$						最大値					
	ケース1 (基本 ケース)	ケース2	ケース3	ケース4	ケース5	ケース6	ケース1 (基本 ケース)	ケース2	ケース3	ケース4	ケース5	ケース6
(1)	127	128	126	154	155	152	131	132	131	165	168	163
(2)	243	244	240	263	264	262	264	265	262	279	279	277
(3)	349	352	346	332	333	331	389	389	388	411	407	413
(4)	388	387	386	352	352	351	446	445	442	457	465	451

注：ケース 1：基本ケース，ケース 2：地盤物性 $+\sigma$ ，ケース 3：地盤物性 $-\sigma$
 ケース 4：建屋剛性考慮，ケース 5：建屋剛性考慮・地盤物性 $+\sigma$ ，ケース 6：建屋剛性考慮・地盤物性 $-\sigma$

表 3-3(2) 最大応答せん断力一覧表 (基準地震動 S_s , NS 方向)

(d) $S_s - F_3$

要素 番号	最大応答せん断力 ($\times 10^3 \text{kN}$)											
	$S_s - F_3$						最大値					
	ケース1 (基本 ケース)	ケース2	ケース3	ケース4	ケース5	ケース6	ケース1 (基本 ケース)	ケース2	ケース3	ケース4	ケース5	ケース6
(1)	130	131	129	159	159	160	131	132	131	165	168	163
(2)	257	258	255	277	277	275	264	265	262	279	279	277
(3)	334	337	332	401	406	397	389	389	388	411	407	413
(4)	405	408	403	457	465	451	446	445	442	457	465	451

注：ケース 1：基本ケース，ケース 2：地盤物性 $+\sigma$ ，ケース 3：地盤物性 $-\sigma$

ケース 4：建屋剛性考慮，ケース 5：建屋剛性考慮・地盤物性 $+\sigma$ ，ケース 6：建屋剛性考慮・地盤物性 $-\sigma$

表 3-4(1) 最大応答曲げモーメント一覧表 (基準地震動 S_s, NS 方向)

(a) S_s-D 1

要素 番号	最大応答曲げモーメント (×10 ⁶ kN・m)											
	S _s -D 1						最大値					
	ケース1 (基本 ケース)	ケース2	ケース3	ケース4	ケース5	ケース6	ケース1 (基本 ケース)	ケース2	ケース3	ケース4	ケース5	ケース6
(1)	0.490	0.499	0.478	0.672	0.692	0.654	0.490	0.499	0.484	0.828	0.859	0.784
	1.25	1.28	1.22	1.44	1.48	1.44	1.30	1.31	1.30	1.64	1.70	1.61
(2)	1.77	1.82	1.72	2.08	2.12	2.05	1.77	1.82	1.72	2.18	2.28	2.15
	3.74	3.79	3.70	4.36	4.40	4.31	3.81	3.86	3.76	4.62	4.73	4.57
(3)	4.08	4.11	4.02	4.90	4.94	4.85	4.20	4.22	4.20	5.09	5.23	5.00
	6.98	7.07	6.89	7.69	7.75	7.58	7.15	7.21	7.14	7.80	7.90	7.64
(4)	7.18	7.25	7.11	7.76	7.77	7.67	7.31	7.36	7.30	7.89	8.04	7.73
	8.34	8.42	8.27	9.07	9.10	8.98	8.59	8.63	8.58	9.07	9.21	8.98

注 1: ケース 1: 基本ケース, ケース 2: 地盤物性+σ, ケース 3: 地盤物性-σ

ケース 4: 建屋剛性考慮, ケース 5: 建屋剛性考慮・地盤物性+σ, ケース 6: 建屋剛性考慮・地盤物性-σ

注 2: 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。

(b) S_s-D 2

要素 番号	最大応答曲げモーメント (×10 ⁶ kN・m)											
	S _s -D 2						最大値					
	ケース1 (基本 ケース)	ケース2	ケース3	ケース4	ケース5	ケース6	ケース1 (基本 ケース)	ケース2	ケース3	ケース4	ケース5	ケース6
(1)	0.486	0.488	0.484	0.828	0.859	0.784	0.490	0.499	0.484	0.828	0.859	0.784
	1.19	1.21	1.17	1.64	1.70	1.61	1.30	1.31	1.30	1.64	1.70	1.61
(2)	1.65	1.67	1.64	2.18	2.28	2.15	1.77	1.82	1.72	2.18	2.28	2.15
	3.81	3.86	3.75	4.62	4.73	4.57	3.81	3.86	3.76	4.62	4.73	4.57
(3)	4.17	4.22	4.12	5.09	5.23	5.00	4.20	4.22	4.20	5.09	5.23	5.00
	7.15	7.21	7.14	7.74	7.90	7.56	7.15	7.21	7.14	7.80	7.90	7.64
(4)	7.31	7.36	7.30	7.87	8.04	7.69	7.31	7.36	7.30	7.89	8.04	7.73
	8.59	8.63	8.58	8.93	9.00	8.89	8.59	8.63	8.58	9.07	9.21	8.98

注 1: ケース 1: 基本ケース, ケース 2: 地盤物性+σ, ケース 3: 地盤物性-σ

ケース 4: 建屋剛性考慮, ケース 5: 建屋剛性考慮・地盤物性+σ, ケース 6: 建屋剛性考慮・地盤物性-σ

注 2: 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。

表 3-4(2) 最大応答曲げモーメント一覧表 (基準地震動 S_s, NS 方向)

(c) S_s-D 3

要素 番号	最大応答曲げモーメント (×10 ⁶ kN・m)											
	S _s -D 3						最大値					
	ケース1 (基本 ケース)	ケース2	ケース3	ケース4	ケース5	ケース6	ケース1 (基本 ケース)	ケース2	ケース3	ケース4	ケース5	ケース6
(1)	0.438	0.442	0.434	0.603	0.594	0.585	0.490	0.499	0.484	0.828	0.859	0.784
	1.30	1.30	1.30	1.39	1.42	1.37	1.30	1.31	1.30	1.64	1.70	1.61
(2)	1.71	1.72	1.72	1.93	1.91	1.93	1.77	1.82	1.72	2.18	2.28	2.15
	3.74	3.73	3.67	4.16	4.20	4.12	3.81	3.86	3.76	4.62	4.73	4.57
(3)	4.20	4.19	4.10	4.53	4.55	4.46	4.20	4.22	4.20	5.09	5.23	5.00
	6.45	6.58	6.46	7.28	7.33	7.19	7.15	7.21	7.14	7.80	7.90	7.64
(4)	6.64	6.75	6.66	7.40	7.45	7.31	7.31	7.36	7.30	7.89	8.04	7.73
	7.74	7.85	7.75	8.46	8.50	8.37	8.59	8.63	8.58	9.07	9.21	8.98

注 1: ケース 1: 基本ケース, ケース 2: 地盤物性+σ, ケース 3: 地盤物性-σ

ケース 4: 建屋剛性考慮, ケース 5: 建屋剛性考慮・地盤物性+σ, ケース 6: 建屋剛性考慮・地盤物性-σ

注 2: 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。

(d) S_s-F 3

要素 番号	最大応答曲げモーメント (×10 ⁶ kN・m)											
	S _s -F 3						最大値					
	ケース1 (基本 ケース)	ケース2	ケース3	ケース4	ケース5	ケース6	ケース1 (基本 ケース)	ケース2	ケース3	ケース4	ケース5	ケース6
(1)	0.479	0.481	0.469	0.624	0.632	0.592	0.490	0.499	0.484	0.828	0.859	0.784
	1.28	1.31	1.27	1.51	1.55	1.51	1.30	1.31	1.30	1.64	1.70	1.61
(2)	1.69	1.74	1.69	2.08	2.10	2.02	1.77	1.82	1.72	2.18	2.28	2.15
	3.79	3.82	3.76	4.49	4.53	4.40	3.81	3.86	3.76	4.62	4.73	4.57
(3)	4.20	4.22	4.20	5.00	4.98	4.86	4.20	4.22	4.20	5.09	5.23	5.00
	6.88	6.85	6.79	7.80	7.88	7.64	7.15	7.21	7.14	7.80	7.90	7.64
(4)	7.02	7.01	6.93	7.89	7.99	7.73	7.31	7.36	7.30	7.89	8.04	7.73
	8.04	8.05	7.95	9.02	9.21	8.76	8.59	8.63	8.58	9.07	9.21	8.98

注 1: ケース 1: 基本ケース, ケース 2: 地盤物性+σ, ケース 3: 地盤物性-σ

ケース 4: 建屋剛性考慮, ケース 5: 建屋剛性考慮・地盤物性+σ, ケース 6: 建屋剛性考慮・地盤物性-σ

注 2: 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。

表 3-5(1) 最大応答加速度一覧表 (基準地震動 S_s , EW 方向)

(a) $S_s - D 1$

質点番号	最大応答加速度 (cm/s^2)											
	$S_s - D 1$						最大値					
	ケース1 (基本 ケース)	ケース2	ケース3	ケース4	ケース5	ケース6	ケース1 (基本 ケース)	ケース2	ケース3	ケース4	ケース5	ケース6
1	1555	1564	1547	1666	1690	1656	1875	1878	1865	2012	2029	1991
2	1243	1246	1235	1354	1364	1342	1411	1421	1394	1530	1531	1525
3	1024	1019	1025	942	960	939	1141	1138	1132	1344	1363	1325
4	668	653	667	617	622	620	764	775	753	855	879	842
5	634	632	638	618	614	620	773	788	750	859	865	848

注：ケース 1：基本ケース，ケース 2：地盤物性 + σ ，ケース 3：地盤物性 - σ
 ケース 4：建屋剛性考慮，ケース 5：建屋剛性考慮・地盤物性 + σ ，ケース 6：建屋剛性考慮・地盤物性 - σ

(b) $S_s - D 2$

質点番号	最大応答加速度 (cm/s^2)											
	$S_s - D 2$						最大値					
	ケース1 (基本 ケース)	ケース2	ケース3	ケース4	ケース5	ケース6	ケース1 (基本 ケース)	ケース2	ケース3	ケース4	ケース5	ケース6
1	1751	1759	1739	1834	1853	1812	1875	1878	1865	2012	2029	1991
2	1411	1421	1394	1530	1531	1525	1411	1421	1394	1530	1531	1525
3	1141	1138	1132	1344	1363	1325	1141	1138	1132	1344	1363	1325
4	753	739	753	700	703	706	764	775	753	855	879	842
5	732	726	722	740	725	732	773	788	750	859	865	848

注：ケース 1：基本ケース，ケース 2：地盤物性 + σ ，ケース 3：地盤物性 - σ
 ケース 4：建屋剛性考慮，ケース 5：建屋剛性考慮・地盤物性 + σ ，ケース 6：建屋剛性考慮・地盤物性 - σ

(c) $S_s - D 3$

質点番号	最大応答加速度 (cm/s^2)											
	$S_s - D 3$						最大値					
	ケース1 (基本 ケース)	ケース2	ケース3	ケース4	ケース5	ケース6	ケース1 (基本 ケース)	ケース2	ケース3	ケース4	ケース5	ケース6
1	1875	1878	1865	1648	1670	1619	1875	1878	1865	2012	2029	1991
2	1328	1344	1305	1241	1242	1242	1411	1421	1394	1530	1531	1525
3	946	945	942	1203	1214	1187	1141	1138	1132	1344	1363	1325
4	639	646	618	693	710	683	764	775	753	855	879	842
5	617	629	609	646	653	646	773	788	750	859	865	848

注：ケース 1：基本ケース，ケース 2：地盤物性 + σ ，ケース 3：地盤物性 - σ
 ケース 4：建屋剛性考慮，ケース 5：建屋剛性考慮・地盤物性 + σ ，ケース 6：建屋剛性考慮・地盤物性 - σ

表 3-5(2) 最大応答加速度一覧表 (基準地震動 S_s , EW 方向)
(d) $S_s - F3$

質点番号	最大応答加速度 (cm/s^2)											
	$S_s - F3$						最大値					
	ケース1 (基本 ケース)	ケース2	ケース3	ケース4	ケース5	ケース6	ケース1 (基本 ケース)	ケース2	ケース3	ケース4	ケース5	ケース6
1	1739	1752	1729	2012	2029	1991	1875	1878	1865	2012	2029	1991
2	1321	1348	1300	1384	1398	1364	1411	1421	1394	1530	1531	1525
3	1121	1117	1107	1069	1058	1087	1141	1138	1132	1344	1363	1325
4	764	775	749	855	879	842	764	775	753	855	879	842
5	773	788	750	859	865	848	773	788	750	859	865	848

注：ケース 1：基本ケース，ケース 2：地盤物性 $+\sigma$ ，ケース 3：地盤物性 $-\sigma$
 ケース 4：建屋剛性考慮，ケース 5：建屋剛性考慮・地盤物性 $+\sigma$ ，ケース 6：建屋剛性考慮・地盤物性 $-\sigma$

表 3-6(1) 最大応答変位一覧表 (基準地震動 S_s , EW 方向)

(a) $S_s - D 1$

質点番号	最大応答変位 (cm)											
	$S_s - D 1$						最大値					
	ケース1 (基本 ケース)	ケース2	ケース3	ケース4	ケース5	ケース6	ケース1 (基本 ケース)	ケース2	ケース3	ケース4	ケース5	ケース6
1	1.26	1.26	1.25	1.84	1.86	1.82	1.60	1.60	1.59	2.03	2.02	2.04
2	1.05	1.06	1.05	1.46	1.47	1.44	1.39	1.39	1.38	1.65	1.64	1.65
3	0.74	0.74	0.74	0.90	0.91	0.89	1.00	1.00	0.99	1.03	1.03	1.03
4	0.06	0.06	0.07	0.06	0.06	0.07	0.06	0.06	0.07	0.07	0.06	0.08
5	0.06	0.05	0.06	0.05	0.04	0.05	0.06	0.05	0.06	0.05	0.04	0.06

注：ケース 1：基本ケース，ケース 2：地盤物性 + σ ，ケース 3：地盤物性 - σ
 ケース 4：建屋剛性考慮，ケース 5：建屋剛性考慮・地盤物性 + σ ，ケース 6：建屋剛性考慮・地盤物性 - σ

(b) $S_s - D 2$

質点番号	最大応答変位 (cm)											
	$S_s - D 2$						最大値					
	ケース1 (基本 ケース)	ケース2	ケース3	ケース4	ケース5	ケース6	ケース1 (基本 ケース)	ケース2	ケース3	ケース4	ケース5	ケース6
1	1.60	1.60	1.59	2.03	2.02	2.04	1.60	1.60	1.59	2.03	2.02	2.04
2	1.39	1.39	1.38	1.65	1.64	1.65	1.39	1.39	1.38	1.65	1.64	1.65
3	1.00	1.00	0.99	1.03	1.03	1.03	1.00	1.00	0.99	1.03	1.03	1.03
4	0.06	0.06	0.07	0.07	0.06	0.08	0.06	0.06	0.07	0.07	0.06	0.08
5	0.05	0.05	0.06	0.05	0.04	0.06	0.06	0.05	0.06	0.05	0.04	0.06

注：ケース 1：基本ケース，ケース 2：地盤物性 + σ ，ケース 3：地盤物性 - σ
 ケース 4：建屋剛性考慮，ケース 5：建屋剛性考慮・地盤物性 + σ ，ケース 6：建屋剛性考慮・地盤物性 - σ

(c) $S_s - D 3$

質点番号	最大応答変位 (cm)											
	$S_s - D 3$						最大値					
	ケース1 (基本 ケース)	ケース2	ケース3	ケース4	ケース5	ケース6	ケース1 (基本 ケース)	ケース2	ケース3	ケース4	ケース5	ケース6
1	1.24	1.25	1.23	1.69	1.71	1.66	1.60	1.60	1.59	2.03	2.02	2.04
2	1.02	1.03	1.00	1.29	1.31	1.28	1.39	1.39	1.38	1.65	1.64	1.65
3	0.66	0.67	0.66	0.70	0.71	0.69	1.00	1.00	0.99	1.03	1.03	1.03
4	0.06	0.05	0.06	0.06	0.06	0.07	0.06	0.06	0.07	0.07	0.06	0.08
5	0.05	0.04	0.05	0.05	0.04	0.06	0.06	0.05	0.06	0.05	0.04	0.06

注：ケース 1：基本ケース，ケース 2：地盤物性 + σ ，ケース 3：地盤物性 - σ
 ケース 4：建屋剛性考慮，ケース 5：建屋剛性考慮・地盤物性 + σ ，ケース 6：建屋剛性考慮・地盤物性 - σ

表 3-6(2) 最大応答変位一覧表 (基準地震動 S_s , EW 方向)
(d) $S_s - F3$

質点 番号	最大応答変位 (cm)											
	$S_s - F3$						最大値					
	ケース1 (基本 ケース)	ケース2	ケース3	ケース4	ケース5	ケース6	ケース1 (基本 ケース)	ケース2	ケース3	ケース4	ケース5	ケース6
1	1.49	1.49	1.49	1.93	1.94	1.91	1.60	1.60	1.59	2.03	2.02	2.04
2	1.28	1.28	1.27	1.52	1.54	1.50	1.39	1.39	1.38	1.65	1.64	1.65
3	0.94	0.94	0.94	0.92	0.93	0.90	1.00	1.00	0.99	1.03	1.03	1.03
4	0.06	0.05	0.06	0.05	0.05	0.06	0.06	0.06	0.07	0.07	0.06	0.08
5	0.05	0.04	0.05	0.04	0.04	0.05	0.06	0.05	0.06	0.05	0.04	0.06

注：ケース 1：基本ケース，ケース 2：地盤物性 $+\sigma$ ，ケース 3：地盤物性 $-\sigma$
 ケース 4：建屋剛性考慮，ケース 5：建屋剛性考慮・地盤物性 $+\sigma$ ，ケース 6：建屋剛性考慮・地盤物性 $-\sigma$

表 3-7(1) 最大応答せん断力一覧表 (基準地震動 S_s , EW 方向)

(a) $S_s - D 1$

要素 番号	最大応答せん断力 ($\times 10^3 \text{kN}$)											
	$S_s - D 1$						最大値					
	ケース1 (基本 ケース)	ケース2	ケース3	ケース4	ケース5	ケース6	ケース1 (基本 ケース)	ケース2	ケース3	ケース4	ケース5	ケース6
(1)	108	109	108	117	118	116	129	129	129	140	142	139
(2)	216	216	215	236	239	233	228	229	227	250	250	249
(3)	314	315	313	330	332	327	344	345	342	345	345	344
(4)	360	364	358	379	380	378	396	397	394	388	393	384

注：ケース 1：基本ケース，ケース 2：地盤物性 $+\sigma$ ，ケース 3：地盤物性 $-\sigma$
 ケース 4：建屋剛性考慮，ケース 5：建屋剛性考慮・地盤物性 $+\sigma$ ，ケース 6：建屋剛性考慮・地盤物性 $-\sigma$

(b) $S_s - D 2$

要素 番号	最大応答せん断力 ($\times 10^3 \text{kN}$)											
	$S_s - D 2$						最大値					
	ケース1 (基本 ケース)	ケース2	ケース3	ケース4	ケース5	ケース6	ケース1 (基本 ケース)	ケース2	ケース3	ケース4	ケース5	ケース6
(1)	120	120	119	131	132	129	129	129	129	140	142	139
(2)	228	229	227	250	250	249	228	229	227	250	250	249
(3)	344	345	342	345	345	344	344	345	342	345	345	344
(4)	396	397	394	378	380	377	396	397	394	388	393	384

注：ケース 1：基本ケース，ケース 2：地盤物性 $+\sigma$ ，ケース 3：地盤物性 $-\sigma$
 ケース 4：建屋剛性考慮，ケース 5：建屋剛性考慮・地盤物性 $+\sigma$ ，ケース 6：建屋剛性考慮・地盤物性 $-\sigma$

(c) $S_s - D 3$

要素 番号	最大応答せん断力 ($\times 10^3 \text{kN}$)											
	$S_s - D 3$						最大値					
	ケース1 (基本 ケース)	ケース2	ケース3	ケース4	ケース5	ケース6	ケース1 (基本 ケース)	ケース2	ケース3	ケース4	ケース5	ケース6
(1)	129	129	129	115	116	113	129	129	129	140	142	139
(2)	225	226	223	228	231	224	228	229	227	250	250	249
(3)	305	307	304	309	311	306	344	345	342	345	345	344
(4)	328	330	327	388	393	384	396	397	394	388	393	384

注：ケース 1：基本ケース，ケース 2：地盤物性 $+\sigma$ ，ケース 3：地盤物性 $-\sigma$
 ケース 4：建屋剛性考慮，ケース 5：建屋剛性考慮・地盤物性 $+\sigma$ ，ケース 6：建屋剛性考慮・地盤物性 $-\sigma$

表 3-7(2) 最大応答せん断力一覧表 (基準地震動 S_s , EW 方向)

(d) $S_s - F_3$

要素 番号	最大応答せん断力 ($\times 10^3 \text{kN}$)											
	$S_s - F_3$						最大値					
	ケース1 (基本 ケース)	ケース2	ケース3	ケース4	ケース5	ケース6	ケース1 (基本 ケース)	ケース2	ケース3	ケース4	ケース5	ケース6
(1)	120	120	119	140	142	139	129	129	129	140	142	139
(2)	223	224	222	242	245	239	228	229	227	250	250	249
(3)	338	339	337	333	335	330	344	345	342	345	345	344
(4)	363	361	366	350	348	349	396	397	394	388	393	384

注：ケース 1：基本ケース，ケース 2：地盤物性 $+\sigma$ ，ケース 3：地盤物性 $-\sigma$

ケース 4：建屋剛性考慮，ケース 5：建屋剛性考慮・地盤物性 $+\sigma$ ，ケース 6：建屋剛性考慮・地盤物性 $-\sigma$

表 3-8(1) 最大応答曲げモーメント一覧表 (基準地震動 S_s , EW 方向)

(a) $S_s - D 1$

要素 番号	最大応答曲げモーメント ($\times 10^6 \text{kN}\cdot\text{m}$)											
	$S_s - D 1$						最大値					
	ケース1 (基本 ケース)	ケース2	ケース3	ケース4	ケース5	ケース6	ケース1 (基本 ケース)	ケース2	ケース3	ケース4	ケース5	ケース6
(1)	0.329	0.334	0.324	0.484	0.499	0.468	0.483	0.486	0.478	0.520	0.527	0.516
	0.948	0.956	0.937	1.13	1.17	1.10	1.27	1.29	1.25	1.41	1.44	1.40
(2)	1.20	1.21	1.19	1.66	1.72	1.60	1.81	1.84	1.78	2.01	2.04	1.99
	3.14	3.16	3.10	3.37	3.42	3.38	3.45	3.52	3.43	3.96	3.99	3.92
(3)	3.43	3.44	3.39	3.67	3.71	3.64	3.93	4.02	3.86	4.40	4.42	4.38
	5.98	5.97	5.95	6.33	6.37	6.34	6.56	6.59	6.48	6.78	6.82	6.70
(4)	6.02	6.01	5.99	6.40	6.44	6.42	6.57	6.59	6.52	6.90	6.93	6.82
	7.07	7.06	7.04	7.39	7.44	7.39	7.73	7.76	7.65	7.75	7.78	7.69

注 1: ケース 1: 基本ケース, ケース 2: 地盤物性 + σ , ケース 3: 地盤物性 - σ

ケース 4: 建屋剛性考慮, ケース 5: 建屋剛性考慮・地盤物性 + σ , ケース 6: 建屋剛性考慮・地盤物性 - σ

注 2: 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。

(b) $S_s - D 2$

要素 番号	最大応答曲げモーメント ($\times 10^6 \text{kN}\cdot\text{m}$)											
	$S_s - D 2$						最大値					
	ケース1 (基本 ケース)	ケース2	ケース3	ケース4	ケース5	ケース6	ケース1 (基本 ケース)	ケース2	ケース3	ケース4	ケース5	ケース6
(1)	0.368	0.370	0.350	0.520	0.527	0.516	0.483	0.486	0.478	0.520	0.527	0.516
	1.21	1.21	1.18	1.41	1.44	1.40	1.27	1.29	1.25	1.41	1.44	1.40
(2)	1.38	1.36	1.37	2.01	2.04	1.99	1.81	1.84	1.78	2.01	2.04	1.99
	3.43	3.44	3.43	3.78	3.84	3.73	3.45	3.52	3.43	3.96	3.99	3.92
(3)	3.84	3.86	3.84	4.32	4.38	4.26	3.93	4.02	3.86	4.40	4.42	4.38
	6.56	6.59	6.48	6.75	6.74	6.68	6.56	6.59	6.48	6.78	6.82	6.70
(4)	6.57	6.59	6.52	6.84	6.82	6.77	6.57	6.59	6.52	6.90	6.93	6.82
	7.73	7.76	7.65	7.74	7.72	7.69	7.73	7.76	7.65	7.75	7.78	7.69

注 1: ケース 1: 基本ケース, ケース 2: 地盤物性 + σ , ケース 3: 地盤物性 - σ

ケース 4: 建屋剛性考慮, ケース 5: 建屋剛性考慮・地盤物性 + σ , ケース 6: 建屋剛性考慮・地盤物性 - σ

注 2: 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。

表 3-8(2) 最大応答曲げモーメント一覧表 (基準地震動 S_s, EW 方向)

(c) S_s-D 3

要素 番号	最大応答曲げモーメント (×10 ⁶ kN・m)											
	S _s -D 3						最大値					
	ケース1 (基本 ケース)	ケース2	ケース3	ケース4	ケース5	ケース6	ケース1 (基本 ケース)	ケース2	ケース3	ケース4	ケース5	ケース6
(1)	0.338	0.330	0.345	0.475	0.472	0.478	0.483	0.486	0.478	0.520	0.527	0.516
	1.18	1.19	1.16	1.18	1.18	1.18	1.27	1.29	1.25	1.41	1.44	1.40
(2)	1.38	1.39	1.35	1.72	1.72	1.72	1.81	1.84	1.78	2.01	2.04	1.99
	3.44	3.43	3.39	3.40	3.46	3.33	3.45	3.52	3.43	3.96	3.99	3.92
(3)	3.89	3.88	3.86	3.69	3.73	3.62	3.93	4.02	3.86	4.40	4.42	4.38
	6.43	6.46	6.44	6.26	6.32	6.17	6.56	6.59	6.48	6.78	6.82	6.70
(4)	6.43	6.45	6.47	6.33	6.38	6.26	6.57	6.59	6.52	6.90	6.93	6.82
	7.35	7.38	7.38	7.32	7.37	7.24	7.73	7.76	7.65	7.75	7.78	7.69

注 1: ケース 1: 基本ケース, ケース 2: 地盤物性+σ, ケース 3: 地盤物性-σ

ケース 4: 建屋剛性考慮, ケース 5: 建屋剛性考慮・地盤物性+σ, ケース 6: 建屋剛性考慮・地盤物性-σ

注 2: 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。

(d) S_s-F 3

要素 番号	最大応答曲げモーメント (×10 ⁶ kN・m)											
	S _s -F 3						最大値					
	ケース1 (基本 ケース)	ケース2	ケース3	ケース4	ケース5	ケース6	ケース1 (基本 ケース)	ケース2	ケース3	ケース4	ケース5	ケース6
(1)	0.483	0.486	0.478	0.422	0.422	0.432	0.483	0.486	0.478	0.520	0.527	0.516
	1.27	1.29	1.25	1.34	1.33	1.34	1.27	1.29	1.25	1.41	1.44	1.40
(2)	1.81	1.84	1.78	1.75	1.77	1.75	1.81	1.84	1.78	2.01	2.04	1.99
	3.45	3.52	3.39	3.96	3.99	3.92	3.45	3.52	3.43	3.96	3.99	3.92
(3)	3.93	4.02	3.86	4.40	4.42	4.38	3.93	4.02	3.86	4.40	4.42	4.38
	6.51	6.46	6.48	6.78	6.82	6.70	6.56	6.59	6.48	6.78	6.82	6.70
(4)	6.51	6.46	6.48	6.90	6.93	6.82	6.57	6.59	6.52	6.90	6.93	6.82
	7.57	7.53	7.55	7.75	7.78	7.66	7.73	7.76	7.65	7.75	7.78	7.69

注 1: ケース 1: 基本ケース, ケース 2: 地盤物性+σ, ケース 3: 地盤物性-σ

ケース 4: 建屋剛性考慮, ケース 5: 建屋剛性考慮・地盤物性+σ, ケース 6: 建屋剛性考慮・地盤物性-σ

注 2: 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。

表 3-9(1) 最大応答加速度一覧表 (基準地震動 S_s , UD 方向)

(a) $S_s - D 1$

質点番号	最大応答加速度 (cm/s^2)					
	$S_s - D 1$			最大値		
	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
1	912	930	888	1213	1243	1196
2	827	844	804	1063	1082	1049
3	667	670	661	831	841	817
4	516	512	521	644	645	643
5	508	502	513	621	621	619

注：ケース 1：基本ケース，ケース 2：地盤物性 + σ ，ケース 3：地盤物性 - σ

(b) $S_s - D 2$

質点番号	最大応答加速度 (cm/s^2)					
	$S_s - D 2$			最大値		
	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
1	1213	1243	1196	1213	1243	1196
2	1063	1077	1049	1063	1082	1049
3	831	841	817	831	841	817
4	644	645	643	644	645	643
5	621	621	619	621	621	619

注：ケース 1：基本ケース，ケース 2：地盤物性 + σ ，ケース 3：地盤物性 - σ

(c) $S_s - D 3$

質点番号	最大応答加速度 (cm/s^2)					
	$S_s - D 3$			最大値		
	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
1	1161	1202	1118	1213	1243	1196
2	1050	1082	1012	1063	1082	1049
3	764	782	743	831	841	817
4	531	534	527	644	645	643
5	514	517	509	621	621	619

注：ケース 1：基本ケース，ケース 2：地盤物性 + σ ，ケース 3：地盤物性 - σ

表 3-9(2) 最大応答加速度一覧表 (基準地震動 S_s , UD 方向)

(d) $S_s - F_3$

質点 番号	最大応答加速度 (cm/s^2)					
	$S_s - F_3$			最大値		
	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
1	933	964	901	1213	1243	1196
2	866	894	838	1063	1082	1049
3	738	755	720	831	841	817
4	500	503	499	644	645	643
5	484	485	485	621	621	619

注：ケース 1：基本ケース，ケース 2：地盤物性 $+\sigma$ ，ケース 3：地盤物性 $-\sigma$

表 3-10(1) 最大応答変位一覧表 (基準地震動 S_s , UD 方向)

(a) $S_s - D 1$

質点番号	最大応答変位 (cm)					
	$S_s - D 1$			最大値		
	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
1	0.06	0.06	0.06	0.08	0.08	0.08
2	0.05	0.05	0.05	0.07	0.07	0.07
3	0.04	0.04	0.04	0.05	0.05	0.05
4	0.02	0.02	0.02	0.02	0.02	0.03
5	0.02	0.02	0.02	0.02	0.02	0.02

注：ケース 1：基本ケース，ケース 2：地盤物性 + σ ，ケース 3：地盤物性 - σ

(b) $S_s - D 2$

質点番号	最大応答変位 (cm)					
	$S_s - D 2$			最大値		
	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
1	0.08	0.08	0.08	0.08	0.08	0.08
2	0.07	0.07	0.07	0.07	0.07	0.07
3	0.05	0.05	0.05	0.05	0.05	0.05
4	0.02	0.02	0.03	0.02	0.02	0.03
5	0.02	0.02	0.02	0.02	0.02	0.02

注：ケース 1：基本ケース，ケース 2：地盤物性 + σ ，ケース 3：地盤物性 - σ

(c) $S_s - D 3$

質点番号	最大応答変位 (cm)					
	$S_s - D 3$			最大値		
	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
1	0.07	0.07	0.07	0.08	0.08	0.08
2	0.06	0.06	0.07	0.07	0.07	0.07
3	0.05	0.04	0.05	0.05	0.05	0.05
4	0.02	0.02	0.02	0.02	0.02	0.03
5	0.02	0.02	0.02	0.02	0.02	0.02

注：ケース 1：基本ケース，ケース 2：地盤物性 + σ ，ケース 3：地盤物性 - σ

表 3-10(2) 最大応答変位一覧表 (基準地震動 S_s , UD 方向)

(d) $S_s - F_3$

質点 番号	最大応答変位 (cm)					
	$S_s - F_3$			最大値		
	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
1	0.06	0.06	0.06	0.08	0.08	0.08
2	0.06	0.06	0.06	0.07	0.07	0.07
3	0.04	0.04	0.04	0.05	0.05	0.05
4	0.02	0.02	0.02	0.02	0.02	0.03
5	0.02	0.02	0.02	0.02	0.02	0.02

注：ケース 1：基本ケース，ケース 2：地盤物性 $+\sigma$ ，ケース 3：地盤物性 $-\sigma$

表 3-11(1) 最大応答軸力一覧表 (基準地震動 S_s , UD 方向)

(a) $S_s - D 1$

要素 番号	最大応答軸力 ($\times 10^3 \text{kN}$)					
	$S_s - D 1$			最大値		
	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
(1)	63.8	65.2	62.3	85.4	86.9	84.2
(2)	141	144	137	184	186	182
(3)	230	234	225	288	291	284
(4)	281	286	278	339	343	333

注：ケース 1：基本ケース，ケース 2：地盤物性 + σ ，ケース 3：地盤物性 - σ

(b) $S_s - D 2$

要素 番号	最大応答軸力 ($\times 10^3 \text{kN}$)					
	$S_s - D 2$			最大値		
	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
(1)	85.4	86.9	84.2	85.4	86.9	84.2
(2)	184	186	182	184	186	182
(3)	288	290	284	288	291	284
(4)	339	343	333	339	343	333

注：ケース 1：基本ケース，ケース 2：地盤物性 + σ ，ケース 3：地盤物性 - σ

(c) $S_s - D 3$

要素 番号	最大応答軸力 ($\times 10^3 \text{kN}$)					
	$S_s - D 3$			最大値		
	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
(1)	81.5	84.1	78.5	85.4	86.9	84.2
(2)	179	185	173	184	186	182
(3)	283	291	274	288	291	284
(4)	327	335	317	339	343	333

注：ケース 1：基本ケース，ケース 2：地盤物性 + σ ，ケース 3：地盤物性 - σ

表 3-11(2) 最大応答軸力一覧表 (基準地震動 S_s , UD 方向)
(d) $S_s - F_3$

要素 番号	最大応答軸力 ($\times 10^3 \text{kN}$)					
	$S_s - F_3$			最大値		
	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
(1)	65.7	67.7	63.4	85.4	86.9	84.2
(2)	146	150	140	184	186	182
(3)	246	254	239	288	291	284
(4)	304	312	297	339	343	333

注：ケース 1：基本ケース，ケース 2：地盤物性 $+\sigma$ ，ケース 3：地盤物性 $-\sigma$

表 3-12 最大応答加速度一覧表 (S d - D 2, NS 方向)

質点 番号	最大応答加速度 (cm/s ²)		
	S d - D 2		
	ケース1 (基本 ケース)	ケース2	ケース3
1	1526	1544	1496
2	1125	1142	1098
3	715	720	707
4	410	410	405
5	399	403	391

注：ケース 1：基本ケース，ケース 2：地盤物性 + σ ，ケース 3：地盤物性 - σ

表 3-13 最大応答変位一覧表 (S d - D 2, NS 方向)

質点 番号	最大応答変位 (cm)		
	S d - D 2		
	ケース1 (基本 ケース)	ケース2	ケース3
1	0.72	0.73	0.71
2	0.55	0.56	0.54
3	0.26	0.26	0.26
4	0.05	0.04	0.05
5	0.04	0.03	0.04

注：ケース 1：基本ケース，ケース 2：地盤物性 + σ ，ケース 3：地盤物性 - σ

表 3-14 最大応答せん断力一覧表 (S d - D 2, NS 方向)

要素 番号	最大応答せん断力 ($\times 10^3$ kN)		
	S d - D 2		
	ケース1 (基本 ケース)	ケース2	ケース3
(1)	107	108	105
(2)	205	206	203
(3)	285	291	280
(4)	308	313	307

注：ケース 1：基本ケース，ケース 2：地盤物性 + σ ，ケース 3：地盤物性 - σ

表 3-15 最大応答曲げモーメント一覧表 (S d - D 2, NS 方向)

要素 番号	最大応答曲げモーメント ($\times 10^6$ kN·m)		
	S d - D 2		
	ケース1 (基本 ケース)	ケース2	ケース3
(1)	0.477	0.485	0.462
	0.995	1.01	0.963
(2)	1.44	1.46	1.39
	3.13	3.18	3.08
(3)	3.44	3.50	3.38
	5.78	5.88	5.66
(4)	5.92	6.02	5.80
	6.81	6.92	6.67

注：ケース 1：基本ケース，ケース 2：地盤物性 + σ ，ケース 3：地盤物性 - σ

表 3-16 最大応答加速度一覧表 (S d - D 2, EW 方向)

質点 番号	最大応答加速度 (cm/s ²)		
	S d - D 2		
	ケース1 (基本 ケース)	ケース2	ケース3
1	1345	1354	1334
2	1070	1077	1063
3	722	731	707
4	410	409	407
5	403	406	395

注：ケース 1：基本ケース，ケース 2：地盤物性 + σ ，ケース 3：地盤物性 - σ

表 3-17 最大応答変位一覧表 (S d - D 2, EW 方向)

質点 番号	最大応答変位 (cm)		
	S d - D 2		
	ケース1 (基本 ケース)	ケース2	ケース3
1	0.79	0.79	0.79
2	0.62	0.62	0.62
3	0.37	0.37	0.36
4	0.04	0.04	0.05
5	0.04	0.03	0.04

注：ケース 1：基本ケース，ケース 2：地盤物性 + σ ，ケース 3：地盤物性 - σ

表 3-18 最大応答せん断力一覧表 (S d - D 2, EW 方向)

要素 番号	最大応答せん断力 ($\times 10^3$ kN)		
	S d - D 2		
	ケース1 (基本 ケース)	ケース2	ケース3
(1)	94.7	95.3	94.0
(2)	188	189	187
(3)	253	255	252
(4)	268	270	264

注：ケース 1：基本ケース，ケース 2：地盤物性 + σ ，ケース 3：地盤物性 - σ

表 3-19 最大応答曲げモーメント一覧表 (S d - D 2, EW 方向)

要素 番号	最大応答曲げモーメント ($\times 10^6$ kN·m)		
	S d - D 2		
	ケース1 (基本 ケース)	ケース2	ケース3
(1)	0.305	0.306	0.303
	0.859	0.867	0.851
(2)	1.09	1.09	1.08
	2.72	2.74	2.71
(3)	2.89	2.90	2.88
	5.04	5.06	4.99
(4)	5.07	5.09	5.03
	5.81	5.83	5.77

注：ケース 1：基本ケース，ケース 2：地盤物性 + σ ，ケース 3：地盤物性 - σ

表 3-20 最大応答加速度一覧表 (S d - D 2, UD 方向)

質点番号	最大応答加速度 (cm/s ²)		
	S d - D 2		
	ケース1 (基本 ケース)	ケース2	ケース3
1	704	721	693
2	616	625	609
3	482	487	474
4	373	374	373
5	360	360	359

注：ケース 1：基本ケース，ケース 2：地盤物性 + σ ，ケース 3：地盤物性 - σ

表 3-21 最大応答変位一覧表 (S d - D 2, UD 方向)

質点番号	最大応答変位 (cm)		
	S d - D 2		
	ケース1 (基本 ケース)	ケース2	ケース3
1	0.04	0.04	0.05
2	0.04	0.04	0.04
3	0.03	0.03	0.03
4	0.01	0.01	0.02
5	0.01	0.01	0.01

注：ケース 1：基本ケース，ケース 2：地盤物性 + σ ，ケース 3：地盤物性 - σ

表 3-22 最大応答軸力一覧表 (S d - D 2, UD 方向)

要素 番号	最大応答軸力 ($\times 10^3$ kN)		
	S d - D 2		
	ケース1 (基本 ケース)	ケース2	ケース3
(1)	49.5	50.4	48.8
(2)	107	108	105
(3)	167	168	165
(4)	197	199	193

注：ケース 1：基本ケース，ケース 2：地盤物性 $+\sigma$ ，ケース 3：地盤物性 $-\sigma$

別紙 5 浸水防護施設を支持する部位等の評価についての
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-2-2-30 第3号機海水熱交換器建屋の耐震性についての計算書 別紙

1 浸水防護施設を支持する部位等の評価」の記載内容を補足するための資料を以下に示す。

別紙 5-1 鉄筋ひずみの平均化について

別紙 5-2 壁に作用する水平方向地震時の慣性力の影響について

別紙 5-3 ペントハウスについての補足説明資料

別紙 5-4 浸水防護施設を支持する部位等の余震時の評価について

別紙 5-1 鉄筋ひずみの平均化について

目 次

1. はじめに 別紙 5-1- 1
2. 鉄筋ひずみが目安値を超える部材 別紙 5-1- 2
3. 鉄筋ひずみの平均化の考え方 別紙 5-1- 5
4. 鉄筋ひずみの平均化後の結果 別紙 5-1- 7
5. まとめ 別紙 5-1-10

1. はじめに

第3号機海水熱交換器建屋は、浸水防護施設を支持する部位等が必要な構造強度を有していることを確認するため、応力解析により得られたコンクリート及び鉄筋のひずみ並びに面外せん断力に対して評価し、各部材の健全性を確認している。

このうち、鉄筋のひずみに対する断面の評価については、各要素に生じるひずみが「J S M E S N E 1 - 2 0 0 3 発電用原子力設備規格 コンクリート製原子炉格納容器規格（以下「CCV規格」という。）」に基づくひずみの目安値（ 5000μ ）を下回ることを確認することとしている。また、鉄筋のひずみが目安値を超える場合にあっては、当該断面内のコンクリートに圧縮応力を示す部分があり、かつコンクリートのひずみが目安値（ 3000μ ）を超えないことを確認している。

ここでは、鉄筋ひずみがひずみの目安値を超える部材について、細かい要素分割を行っている部材の一部を部材厚程度の範囲で鉄筋ひずみを平均化した評価を実施する。

2. 鉄筋ひずみが目安値を超える部材

浸水防護施設の支持機能に関する評価において、浸水防護施設を支持する第3号機海水熱交換器建屋に対しては、鉄筋ひずみの目安値として 5000μ を設定している。基準地震動 S_s 時（以下「 S_s 地震時」という。）の地震荷重に対する評価及び津波と余震（弾性設計用地震動 $S_d - D2$ ）の重畳（以下「余震時」という。）に対する評価の結果、一部の要素において、鉄筋ひずみが目安値を超過した。鉄筋ひずみがひずみの目安値を超えた部材のひずみの最大値を表2-1に、コンター図を図2-1及び図2-2に示す。また、モデル全体の要素分割図を図2-3に示す。

表2-1 鉄筋のひずみが目安値を超える部材のひずみの値

荷重状態	評価部位	要素長 a	部材厚さ b	比率 a/b	ひずみ 発生値	ひずみ 目安値	検定比
S_s 地震時	$H_E - H_F$ 通り間壁	100mm	1000mm	0.1	8253μ	5000μ	1.66

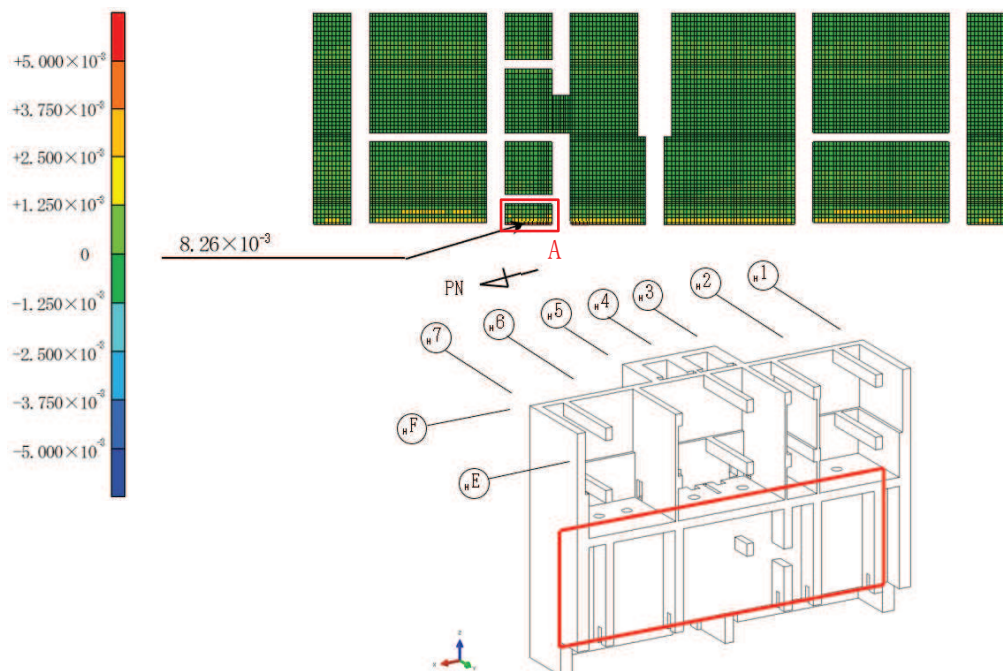
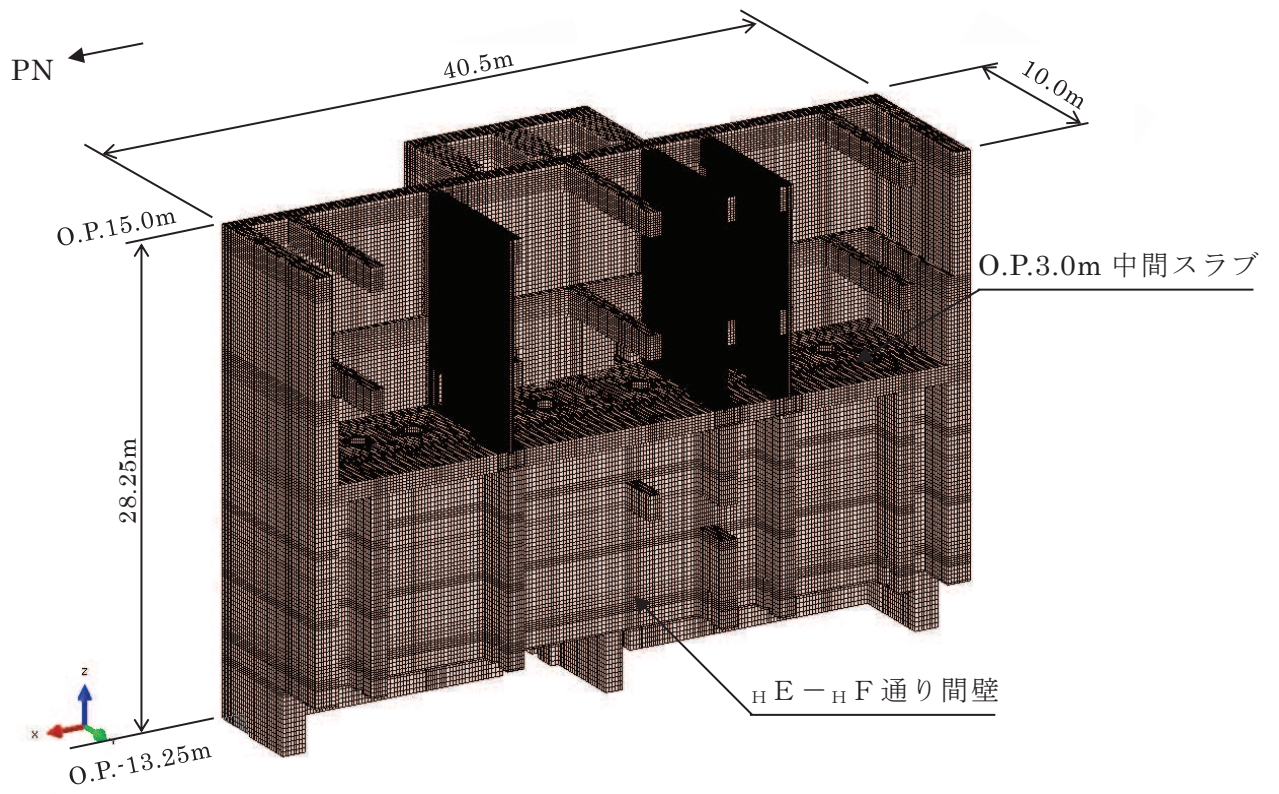


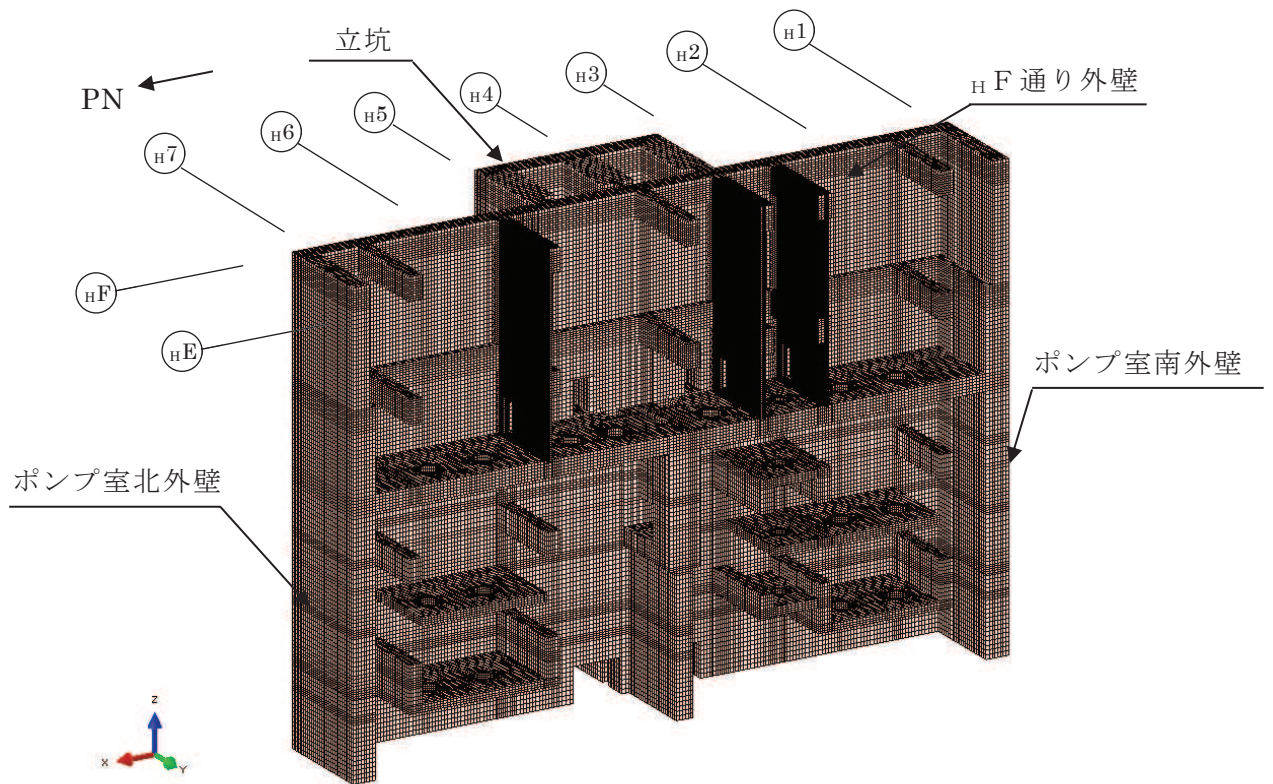
図 2-1 H E - H F 通り間壁の S s 地震時鉄筋ひずみ (縦方向)



図 2-2 鉄筋ひずみコンター図 (図 2-1 の A 部拡大図)



(a) 全体図



(b) ポンプ室内表示

図 2-3 要素分割図

3. 鉄筋ひずみの平均化の考え方

鉄筋ひずみが目安値を超過した原因としては、コンクリートの非線形化による影響を詳細に解析に反映することを目的に断面方向の要素分割を極力細分化したことに伴い、要素の縦横比の関係から面内方向の要素分割も図 2-3 に示すように細かくしているため、壁脚部の曲げモーメントが大きくなる部位において最下要素のひずみが局所的に大きくなったことが挙げられる。

第 3 号機海水熱交換器建屋の 3 次元 FEM モデルの要素の設定方針を以下に示す。

- ・要素は、8 節点の 6 面体非線形ソリッド要素とする。
- ・要素分割は以下を基本方針とする。

板厚 300mm, 500mm 箇所：板厚方向 4 分割

板厚 1000mm 箇所：板厚方向 6 分割

板厚 1400mm 箇所：板厚方向 8 層分割

縦横比 2 以内を基本としてスパン及び高さ方向の分割を決定しているため、スパン及び高さ方向の分割も細かくなっている。

要素分割の寸法について、「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（以下「土木学会マニュアル」という。）」では、要素分割において以下の記載がある。

- ・曲げ破壊及びせん断破壊した鉄筋コンクリート製ボックスカルバート構造物の試験結果から分かるように、曲げ破壊やせん断破壊の領域が、部材の断面厚さまたは有効高さの約 1.0 倍程度の範囲であることが知られている。
- ・要素分割は、断面厚さまたは有効高さの 1.0 倍程度とするのがよい。
- ・要素長さを部材の断面厚または有効高さの約 2.0 倍よりは大きくしてはならない。
- ・要素分割を細かくせざるを得ない場合は、軸線方向に部材の断面厚さ又は有効高さの 1.0 倍程度の範囲で複数の要素での地震応答解析結果を平均的に評価するとよい。
- ・要素の形状は、著しく扁平にならないように注意し、四角形要素の縦横比は基本的に 1:1 が望ましく、応力の流れがほぼ一様となる場合でも、縦横比で 1:5 を限度とすることが望ましい。

一方、第 3 号機海水熱交換器建屋の耐震評価に用いる三次元構造解析モデルにおける非線形ソリッド要素は、部材厚に対して 4~8 分割に細分化しており、また、3 次元の 8 節点を有する 6 面体要素であり、解析モデルで鉄筋とコンクリートを固着としていることも考え併せて、土木学会マニュアルの考え方を踏まえて、部材厚の 1.0 倍程度で鉄筋ひずみを平均化した場合の評価を行う。

鉄筋ひずみの平均化は、目安値を超えている当該要素に対し、曲げ変形の方法を考慮して鉄筋の軸方向に隣接する要素を対象とする。鉄筋ひずみの平均化の計算は、当該要素の鉄筋ひずみと隣接する要素の鉄筋ひずみをそれぞれの要素の面積に応じた加重平均として算出する。図 3-1 に S s 地震時鉄筋ひずみ（縦方向）を、図 3-2 に平均化の概念図を示す。

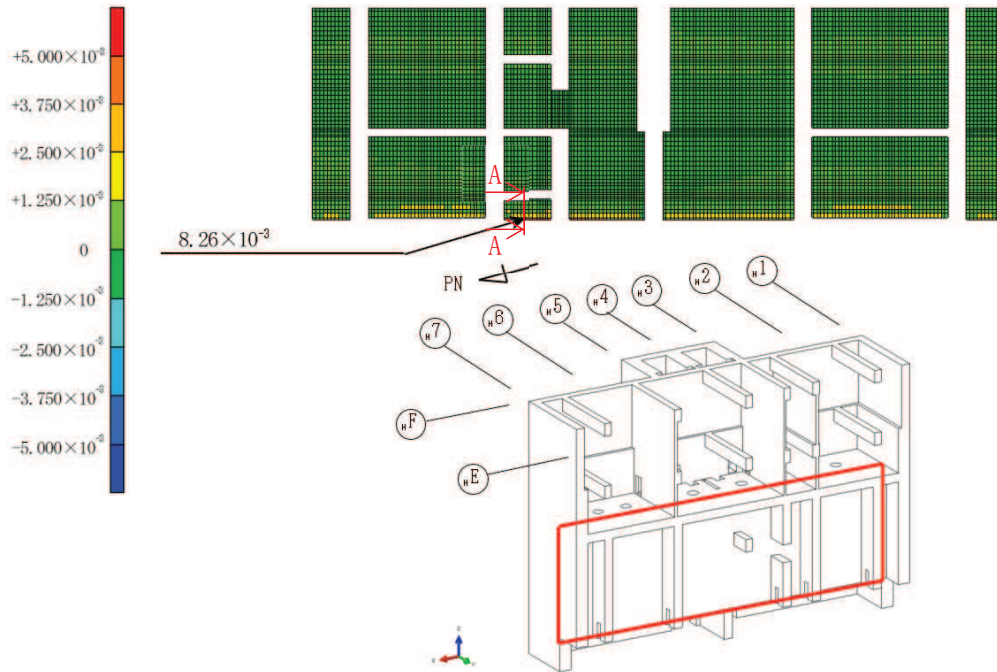


図 3-1 H E - H F 通り間壁の S s 地震時鉄筋ひずみ（縦方向）

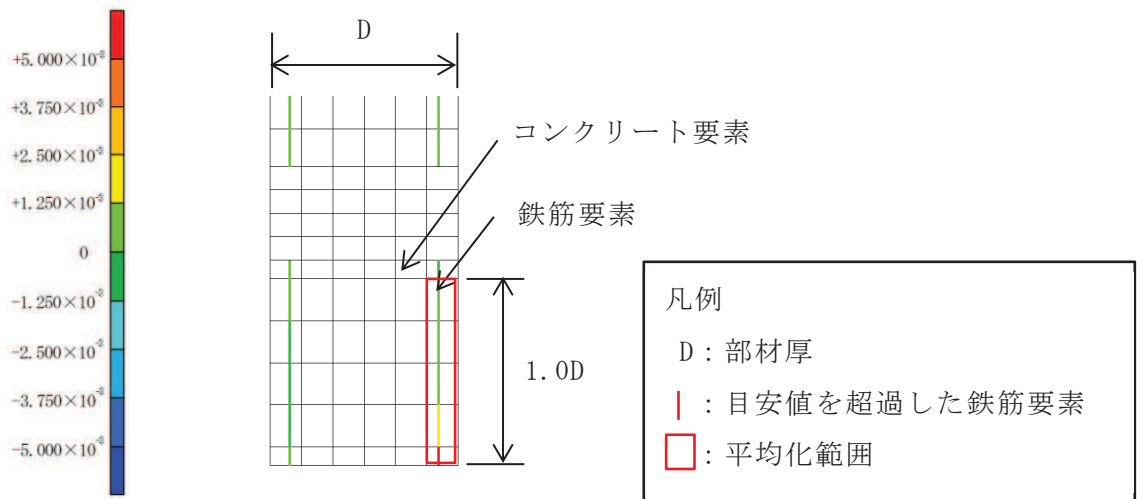


図 3-2 平均化概念図（図 3-1 の A-A 断面）

4. 鉄筋ひずみの平均化後の結果

「3. 鉄筋ひずみの平均化の考え方」に基づき算出した鉄筋ひずみ平均化後の検定比を表 4-1 に示す。また、鉄筋ひずみの平均化を実施した範囲の鉄筋ひずみ分布図を図 4-1 及び図 4-2 に、平均化前後の鉄筋ひずみを表 4-2 に示す。

鉄筋ひずみの平均化後のひずみが目安値を満足することを確認した。

表 4-1 平均化後の評価結果

荷重状態	評価部位	ひずみ発生値 (平均化後)	ひずみ目安値	検定比 (平均化後)
S s 地震時	$H E - H F$ 通り間壁	1479 μ	5000 μ	0.30

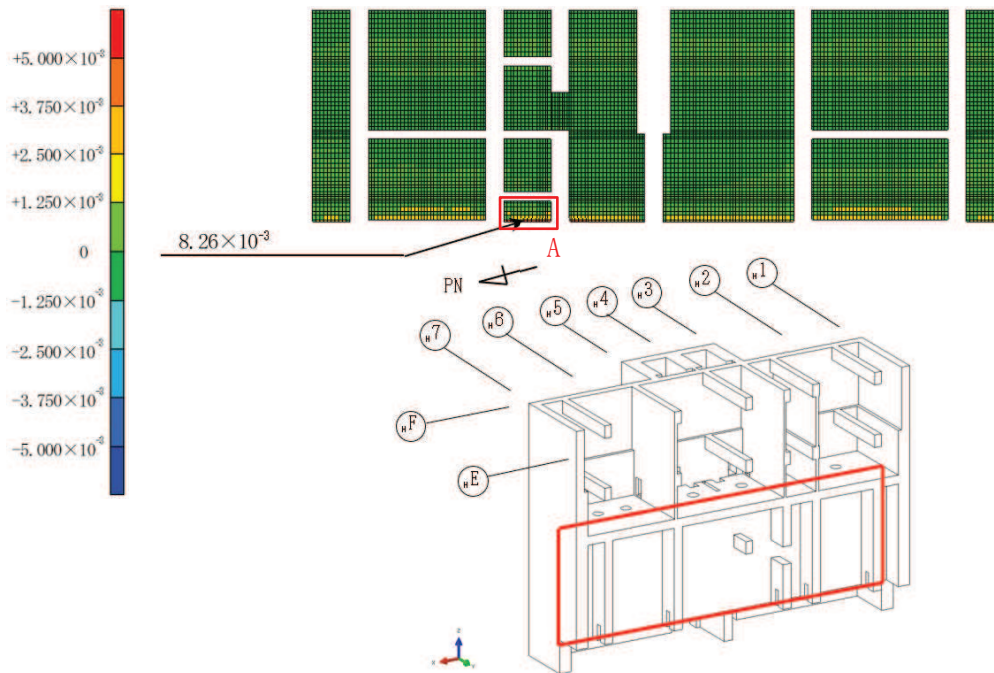


図 4-1 H E - H F 通り間壁の S s 地震時鉄筋ひずみ (縦方向)



図 4-2 鉄筋ひずみコンター図 (図 4-1 の A 部拡大図)

表 4-2 平均化前後の鉄筋ひずみ一覧 (HE-HF 通り間壁)

部材	鉄筋ひずみが 目安値を超過する要素			隣接要素1			隣接要素2			隣接要素3			隣接要素4			平均化後の 鉄筋ひずみ
	要素番号	面積 (cm ²)	鉄筋ひずみ (μ)	要素番号	面積 (cm ²)	鉄筋ひずみ (μ)	要素番号	面積 (cm ²)	鉄筋ひずみ (μ)	要素番号	面積 (cm ²)	鉄筋ひずみ (μ)	要素番号	面積 (cm ²)	鉄筋ひずみ (μ)	
HE-HF通り間壁	1215024	194	5666	1214071	438	1125	1215447	438	1310	1215673	438	507	1215903	438	76	1246
	1214875	152	6570	1214828	342	1372	1215324	342	1149	1215550	342	374	1215776	342	97	1331
	1214941	214	7266	1215284	481	1442	1215343	481	1030	1215570	481	401	1215795	481	94	1395
	1215286	212	7716	1215287	477	1435	1215546	477	1104	1215772	477	349	1216008	477	106	1446
	1215279	211	7991	1215288	475	1430	1215310	475	1168	1215498	475	303	1215725	475	77	1469
	1216049	211	8190	1215266	475	1423	1215470	475	1215	1215696	475	235	1215930	475	58	1479
	1215185	212	8253	1215265	477	1433	1215523	477	1239	1215750	477	183	1215986	477	48	1479
	1215016	214	8198	1215285	481	1451	1215337	481	1233	1215564	481	184	1215789	481	23	1471
	1215260	152	8072	1215280	342	1472	1215443	342	1216	1215668	342	214	1215899	342	-16	1457
	1214958	152	7882	1215278	342	1490	1215545	342	1212	1215771	342	247	1216006	342	-43	1443
	1216054	152	7520	1215290	342	1549	1215316	342	1221	1215332	342	296	1215559	342	-73	1426
	1215203	152	7273	1215273	342	1419	1215525	342	1324	1215753	342	370	1215988	342	-85	1409
	1214300	156	6855	1215292	351	1266	1215340	351	1395	1215567	351	537	1215792	351	-63	1391

注 1 : 表の赤枠は平均化後の鉄筋ひずみの最大値を示す。

注 2 : 鉄筋ひずみの平均化の計算方法以下に示す。

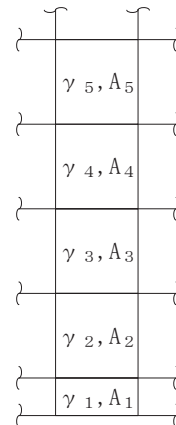
$$\gamma_{AVE} = \frac{\sum_{i=1}^5 (A_i \cdot \gamma_i)}{\sum_{i=1}^5 (A_i)}$$

ここで、

γ_{AVE} : 平均化後の鉄筋ひずみ

A_i : 要素 i の面積 (cm²)

γ_i : 要素 i の鉄筋ひずみ



平均化する要素

5. まとめ

第3号機海水熱交換器建屋において、一部部材において局所的な鉄筋ひずみが目安値を上回ることから、規準類を参考に部材厚の1.0倍程度の範囲で要素のひずみを平均化し、平均化後の鉄筋ひずみが目安値を満足することを確認した。

別紙 5-2 水平方向地震時に生じる慣性力の影響について

目 次

1. はじめに 別紙 5-2-1
2. 水平方向地震時の慣性力の影響について 別紙 5-2-2

1. はじめに

第3号機海水熱交換器建屋の浸水防止設備に対する支持機能の評価においては、3次元FEMによる応力解析を実施している。応力解析においては、外力として表1-1に示す荷重を考慮している。鉛直方向地震時の慣性力については、質点系モデルによる鉛直方向地震応答解析より算定された最大応答加速度を固定荷重に乗じて躯体に作用させている。

一方、水平方向地震時の慣性力については、質点系モデルの地震応答解析に基づく層間変位を応力解析モデルの床位置に強制変位として与えることで考慮しているが、壁に生じる慣性力については考慮していない。

ここでは、水平方向地震時の壁に生じる慣性力の影響について確認する。

表 1-1 応力解析における入力荷重

区分	種別	考慮する荷重
常時荷重	固定荷重	躯体自重，仕上げ荷重， 機器荷重，配管荷重，積載荷重
	常時土圧荷重	外壁面に作用する常時土圧荷重
	静水圧荷重	躯体に作用する静水圧荷重
地震時荷重	水平方向地震荷重	水平方向の強制変位として考慮
	鉛直方向地震荷重	躯体に作用する鉛直方向慣性力として考慮
	付帯構造物の荷重	防潮壁反力
	地震時増分土圧荷重	外壁面に作用する地震時増分土圧荷重
	地震時動水圧荷重	躯体に作用する地震時動水圧荷重

2. 水平方向地震時の慣性力の影響について

図 2-1 に地震時において壁に作用する水平方向の荷重である常時土圧荷重，静水圧荷重，地震時増分土圧荷重及び地震時動水圧荷重の合計と水平方向に生じる外壁の慣性力による荷重を比較して示す。それぞれの荷重は，外壁である_HF 通りにおける_Ss 地震時の値を示している。同図より，慣性力は，その他の水平荷重に対して小さく，部材断面の余裕度の小さい脚部(0.P. -13.25m)においては，その他の水平荷重の合計は 666.7kN/m² であるのに対して慣性力が 29.6kN/m² であり，その比率は 4%と小さいことが確認できる。したがって，第 3 号機海水熱交換器建屋の浸水防止設備に対する支持機能の評価において，壁に作用する水平方向に生じる壁の慣性力を考慮していないことは影響が小さいものと考えられる。

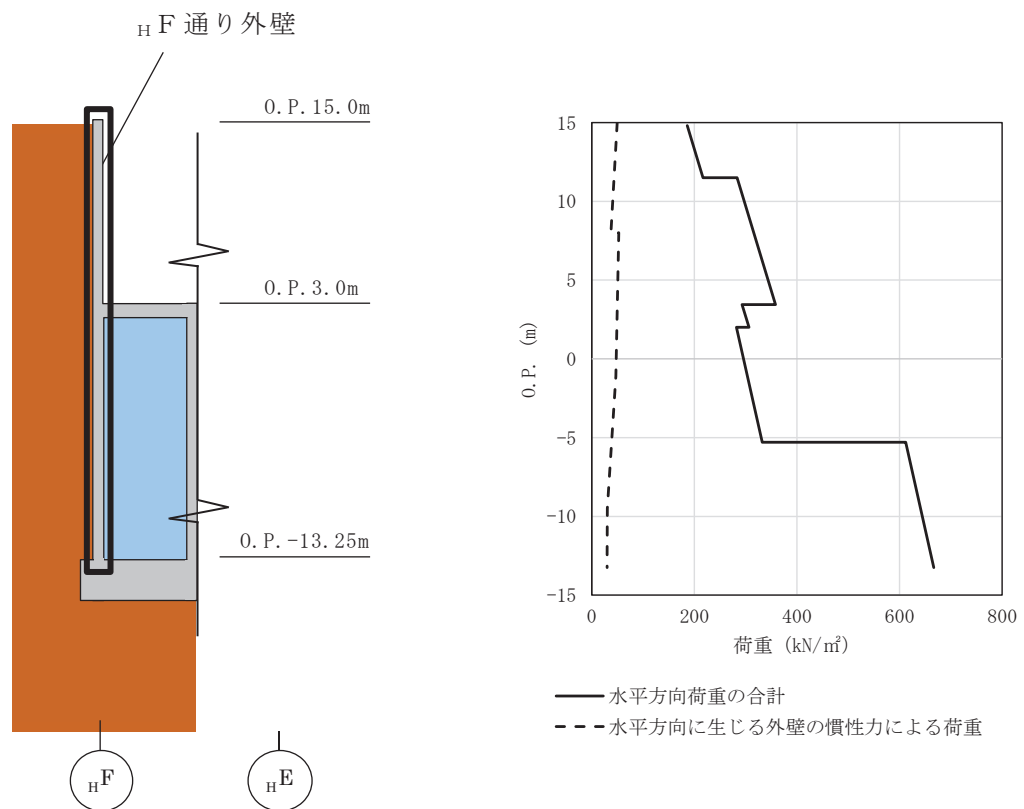


図 2-1 水平荷重の合計と慣性力(水平)の比較

別紙 5-3 ペントハウスについての補足説明資料

目 次

1. 概要 別紙 5-3-1
2. 構造概要 別紙 5-3-1
3. 解析モデル 別紙 5-3-5
4. 固有周期の算出 別紙 5-3-7
5. 面内せん断力に対する健全性 別紙 5-3-8

1. 概要

第3号機海水熱交換器建屋1階ペントハウス（以下「ペントハウス」という。）の外壁について、固有周期の確認及び面内せん断力に対する健全性を確認する。

2. 構造概要

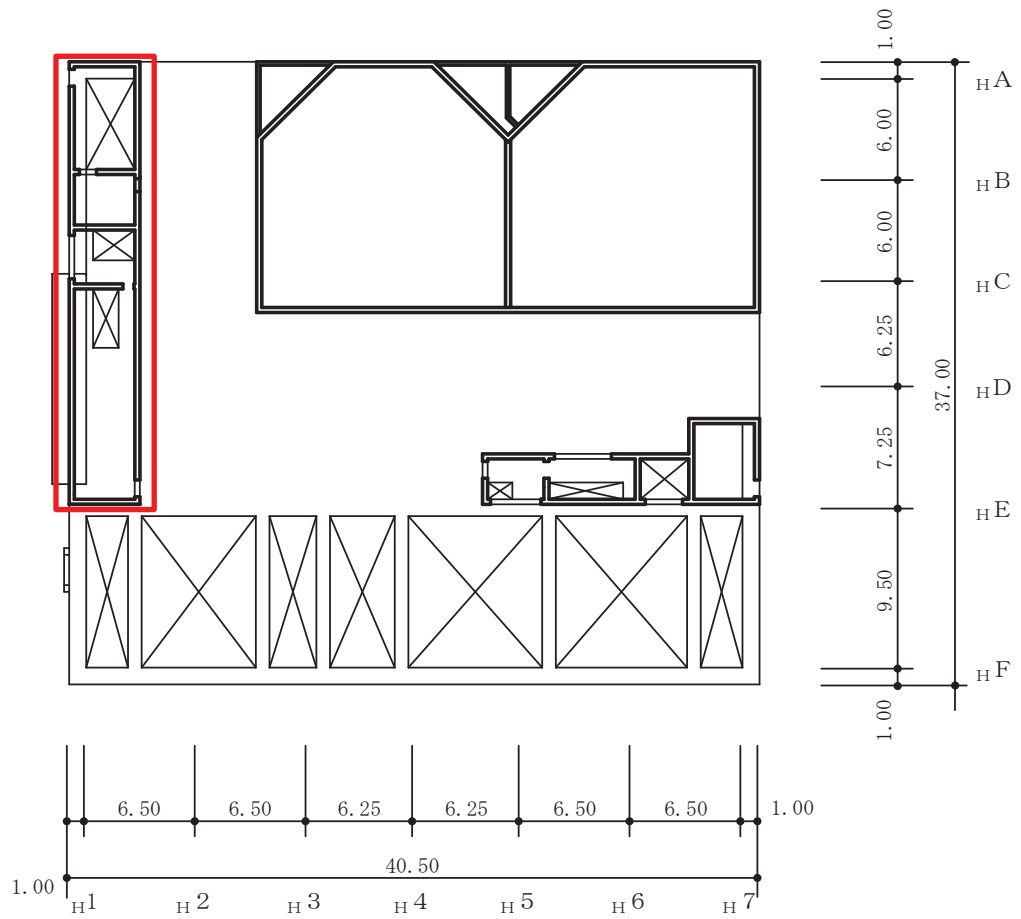
ペントハウスは地上1階建で、平面は4.15m（NS）×26.15m（EW）*である。

建屋の構造は鉄筋コンクリート造であり、その主たる耐震要素は耐震壁である。

ペントハウスは、第3号機海水熱交換器建屋の1階（O.P.15.0m）の南端に設置されている。

第3号機海水熱交換器建屋のペントハウス部分について、概略平面図及び概略断面図を図2-1及び図2-2に示す。

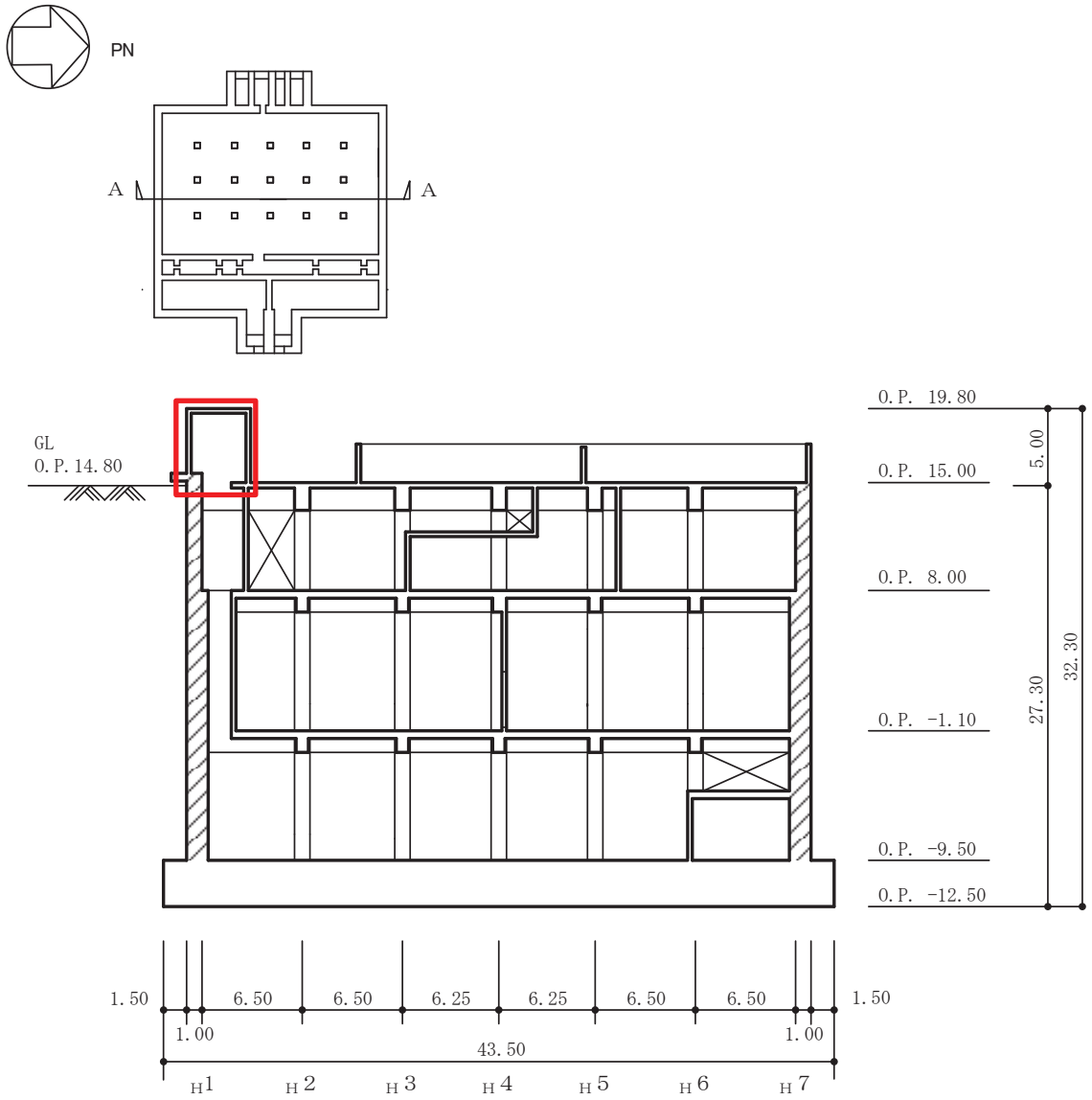
注記*：建屋寸法は壁外面押えとする。



(単位：m)

: ペントハウス

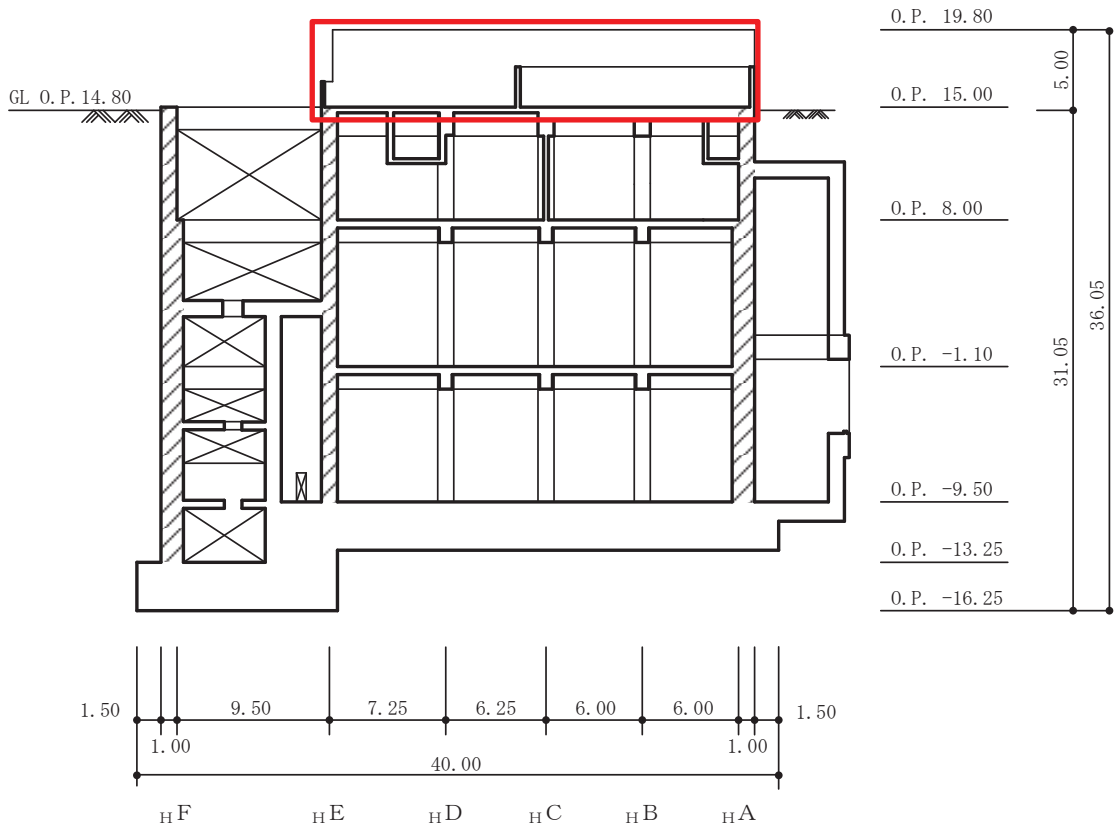
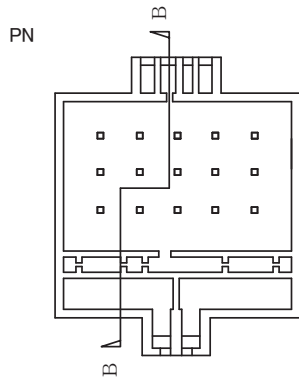
図 2-1 第 3 号機海水熱交換器建屋の概略平面図 (0. P. 15.0m)



(単位 : m)

: ペントハウス

図 2-2(1) 第 3 号機海水熱交換器建屋の概略断面図 (A-A 断面 NS 方向)



(単位：m)


 : ペントハウス

図 2-2(2) 第 3 号機海水熱交換器建屋の概略断面図 (B-B 断面 EW 方向)

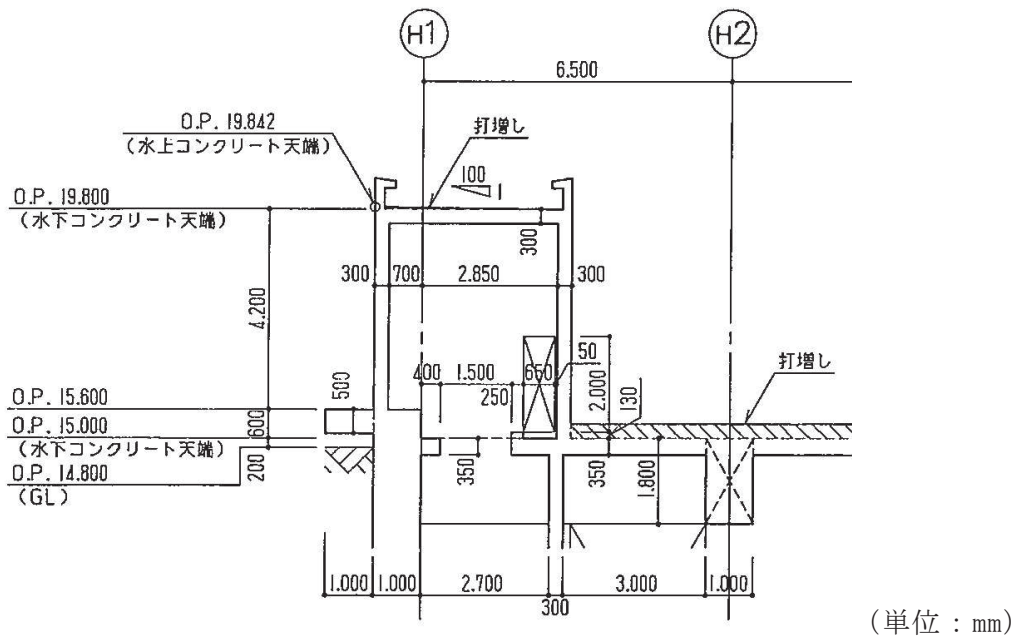


図 2-2(3) 第 3 号機海水熱交換器建屋の概略断面図 (ペントハウス NS 方向詳細図)

3. 解析モデル

ペントハウスは地上 1 階建てであることから、ペントハウスの評価に当たっては、屋根スラブには集中質量を、剛性としてはせん断剛性を持つ、せん断 1 質点系としてモデル化を行う。

ペントハウスの解析モデルを図 3-1 に、使用材料の物性値を表 3-1 に示す。なお、第 3 号機海水熱交換器建屋の地震応答解析モデルと同様に、耐震壁の初期剛性の低下を考慮する。耐震壁の初期剛性の設計値に対する補正係数を表 3-2 に示す。

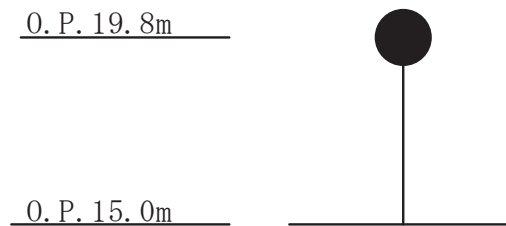


図 3-1 ペントハウスの解析モデル

表 3-1(1) 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 = 330kgf/cm ²	2.65×10 ⁴	1.14×10 ⁴	5

表 3-1(2) 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	345

表 3-2 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
ペントハウス	NS	0.80
	EW	0.80

4. 固有周期の算出

図 3-1 に示す解析モデルを用いて固有周期 T を算出した。

$$T = 2\pi \cdot (m/k)^{1/2}$$

ここで、

m : 質量 (kg)

k : せん断剛性 (N/m)

$$k = (G \cdot A_s) / L$$

G : せん断弾性係数 (N/m²)

A_s : せん断断面積 (m²)

L : 階高 (m)

固有周期の算出に用いたペントハウスのせん断断面積の評価範囲を図 4-1 に、質点重量の評価範囲を図 4-2 に示す。また、固有周期の算出結果を表 4-1 に示す。

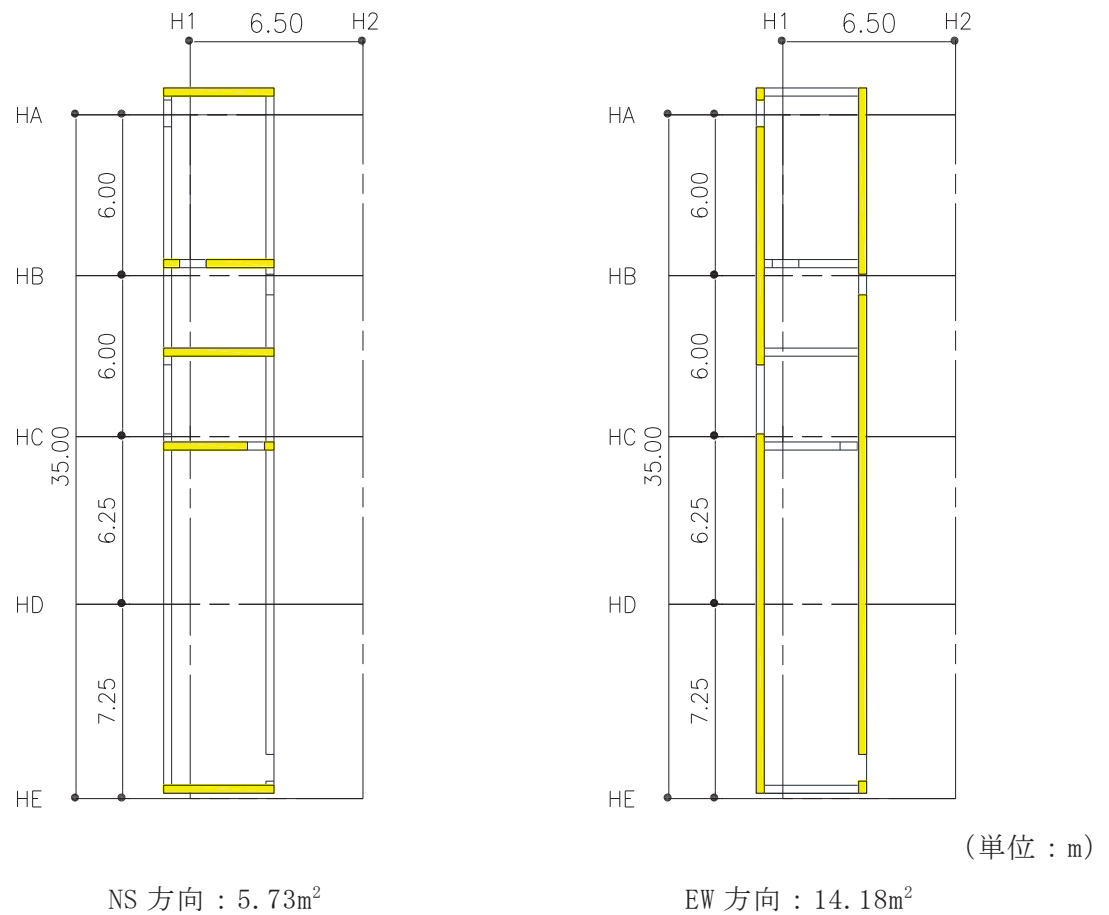
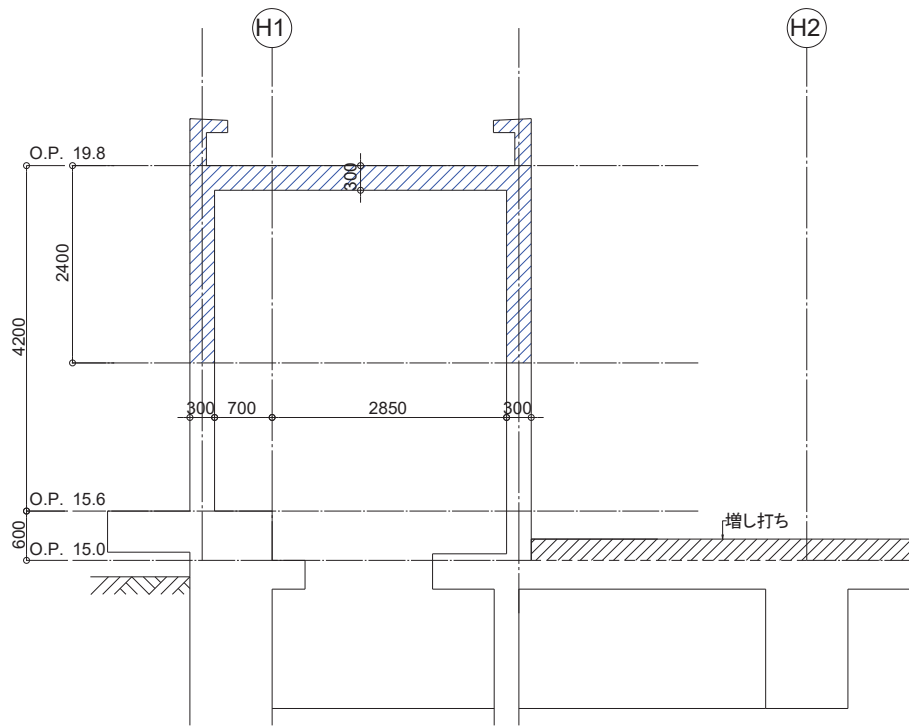


図 4-1 ペントハウスのせん断断面積の評価範囲



(単位：m)

図 4-2 ペントハウスの質点重量の評価範囲

表 4-1 に示すとおり，ペントハウスの固有周期は NS 方向及び EW 方向とも 0.05 秒 (20Hz) を下回ることから，剛構造物であることを確認した。

表 4-1 固有周期の算出結果

方向	重量 m (kg)			せん断 弾性係数 G ($\times 10^{10} \text{N/m}^2$)	せん断 断面積 A_s (m^2)	階高 L (m)	固有周期 T (s)
	ペント ハウス	鉄骨 架構*	合計				
NS	233,000	6000	239,000	0.912	5.73	4.8	0.029
EW	233,000	6000	239,000	0.912	14.18	4.8	0.019

注記*：ペントハウス外壁は浸水防止蓋を固定する鉄骨架構を支持することから，固有周期の算定に当たっては保守側の評価となるように，浸水防止蓋を固定する鉄骨架構の重量 12000kg のうち半分を考慮した。

5. 面内せん断力に対する健全性

ペントハウスの外壁の面内せん断力に対する健全性の確認として、基準地震動 S_s （以下「 S_s 地震時」という。）による地震荷重に対する評価を行う。 S_s 地震時の評価は、添付書類「VI-2-2-29 第3号機海水熱交換器建屋の地震応答計算書」の結果を踏まえたものとし、 S_s 地震時のせん断応力度が、せん断スケルトンカーブ上の第1折点を下回ることを確認する。また、弾性設計用地震動 S_d 時の震度は S_s 時を下回ることから、評価は S_s 地震時で代表させる。

なお、「4. 固有周期の算出」のとおりペントハウスは剛構造物であることから、水平震度の増幅は考慮しない。

評価結果を表5-1に示す。表5-1より、 S_s 地震時におけるせん断応力度がせん断スケルトンカーブ上の第1折点を下回ることから、ペントハウスの外壁は S_s 地震時の面内せん断力に対して十分な耐力を有することを確認した。

表5-1 ペントハウスの外壁の面内せん断力に対する評価結果

方向	重量 W (kN)	水平 震度	せん断力 Q (kN)	せん断 断面積 A _s (mm ²)	せん断 応力度 τ (N/mm ²)	コンクリートの 第1折点における せん断応力度 τ ₁ [*] (N/mm ²)	検定比	判定
NS	2245	2.46	5679	5.73	1.01	1.84	0.55	可
EW	2245	2.07	4854	14.18	0.35	1.84	0.20	可

注記*：長期荷重による軸応力を考慮して算出。なお、浸水防止蓋を固定する鉄骨架構の常時荷重については脚部で負担することから、軸応力として考慮しない。

別紙 5-4 浸水防護施設を支持する部位等の余震時の評価について

目 次

1. 概要.....	別紙 5-4- 1
2. 基本方針.....	別紙 5-4- 2
2.1 構造概要.....	別紙 5-4- 2
2.2 評価方針.....	別紙 5-4- 5
3. 浸水防護施設を支持する部位等の応力解析による評価.....	別紙 5-4- 6
3.1 評価フロー.....	別紙 5-4- 6
3.2 評価対象部位.....	別紙 5-4- 7
3.3 荷重及び荷重の組合せ.....	別紙 5-4- 8
3.3.1 荷重.....	別紙 5-4- 8
3.3.2 荷重の組合せ.....	別紙 5-4-16
3.4 解析モデル及び諸元.....	別紙 5-4-16
3.4.1 モデル化の基本方針.....	別紙 5-4-16
3.4.2 材料構成則.....	別紙 5-4-21
3.5 評価方法.....	別紙 5-4-24
3.5.1 応力解析方法.....	別紙 5-4-24
3.5.2 断面の評価方法.....	別紙 5-4-24
3.6 評価結果.....	別紙 5-4-26
4. 補機冷却海水系放水ピット上の浸水防止蓋を支持する壁の評価.....	別紙 5-4-39
4.1 評価対象部位.....	別紙 5-4-39
4.2 荷重及び荷重の組み合わせ.....	別紙 5-4-41
4.2.1 入力荷重.....	別紙 5-4-41
4.2.2 S s 地震時と余震時の荷重比較.....	別紙 5-4-42
4.3 評価結果.....	別紙 5-4-42
5. 補機冷却海水系放水ピット上の浸水防止蓋等を支持する 片持ちスラブの評価.....	別紙 5-4-43
5.1 評価対象部位.....	別紙 5-4-43
5.2 荷重及び荷重の組み合わせ.....	別紙 5-4-45
5.2.1 入力荷重.....	別紙 5-4-45
5.2.2 荷重の組み合わせ.....	別紙 5-4-46
5.3 解析モデル及び諸元.....	別紙 5-4-47
5.3.1 解析モデル.....	別紙 5-4-47
5.3.2 使用材料の物性値.....	別紙 5-4-49
5.4 評価方法.....	別紙 5-4-49
5.4.1 応力解析方法.....	別紙 5-4-49

5.4.2 断面の評価方法.....	別紙 5-4-50
5.5 評価結果.....	別紙 5-4-51
6. 引用文献.....	別紙 5-4-52

1. 概要

本資料は、第3号機海水熱交換器建屋のうち浸水防護施設を支持する部位及び浸水に対する隔壁となる部位（以下「浸水防護施設を支持する部位等」という。）について、津波と余震（弾性設計用地震動 $S_d - D2$ ）の重畳に対して、耐震壁の面外方向に生じる土圧及び水圧を考慮した評価を実施するものである。

2. 基本方針

2.1 構造概要

第3号機海水熱交換器建屋は、地下3階、地上1階建の鉄筋コンクリート造で、基礎底面からの高さは27.5mであり、平面は40.5m(NS)×37.0m(EW)^{*1}である。

第3号機海水熱交換器建屋内外部には浸水防護施設が設置される計画であり、東側の取水立坑1階に防潮壁が、_HE-_HF間のO.P.^{*2}3.0mに浸水防止蓋及び水密扉が設置される。

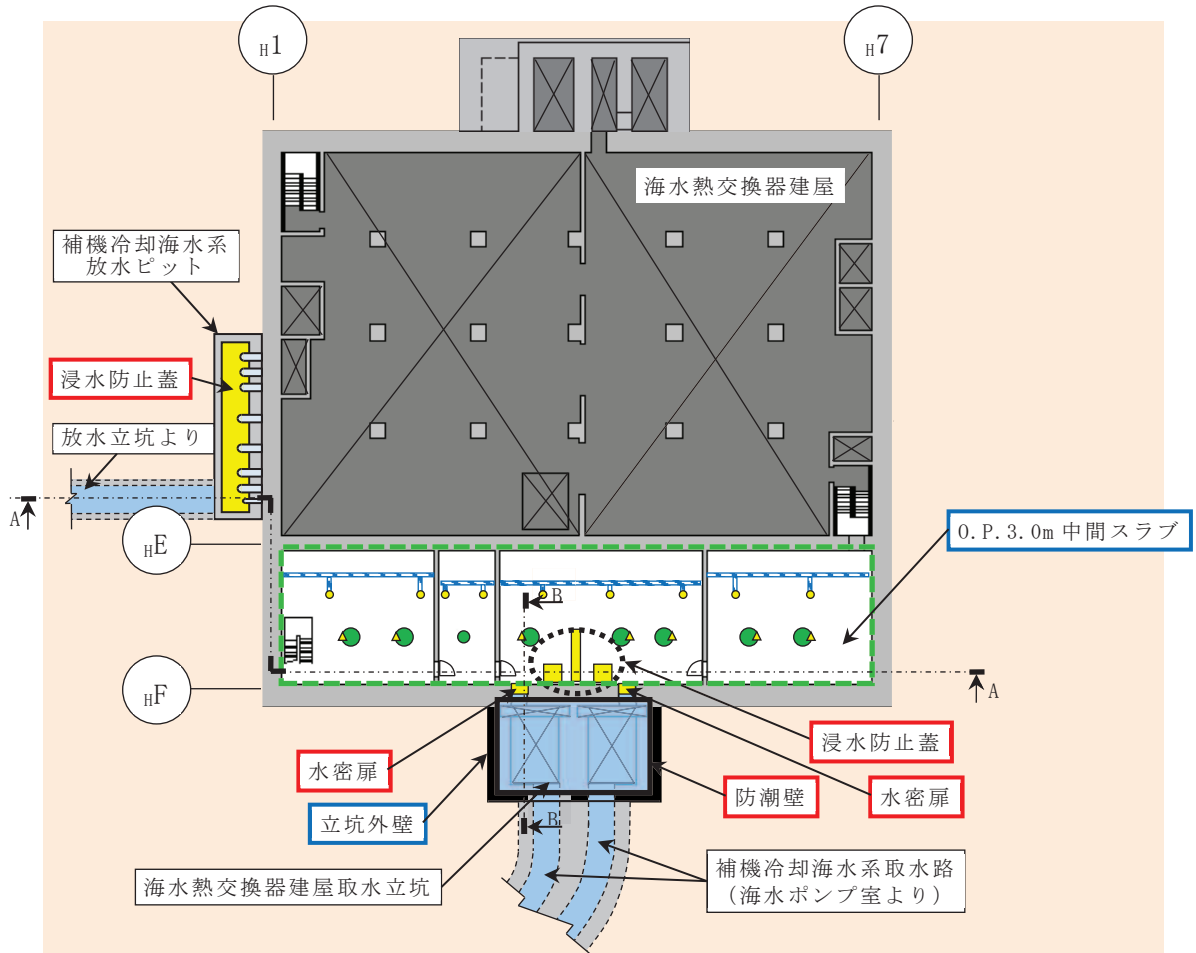
第3号機海水熱交換器建屋の防潮壁、浸水防止蓋及び水密扉の配置図を図2-1及び図2-2に示す。

注記*1：建屋寸法は壁外面押えとする。

*2：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。

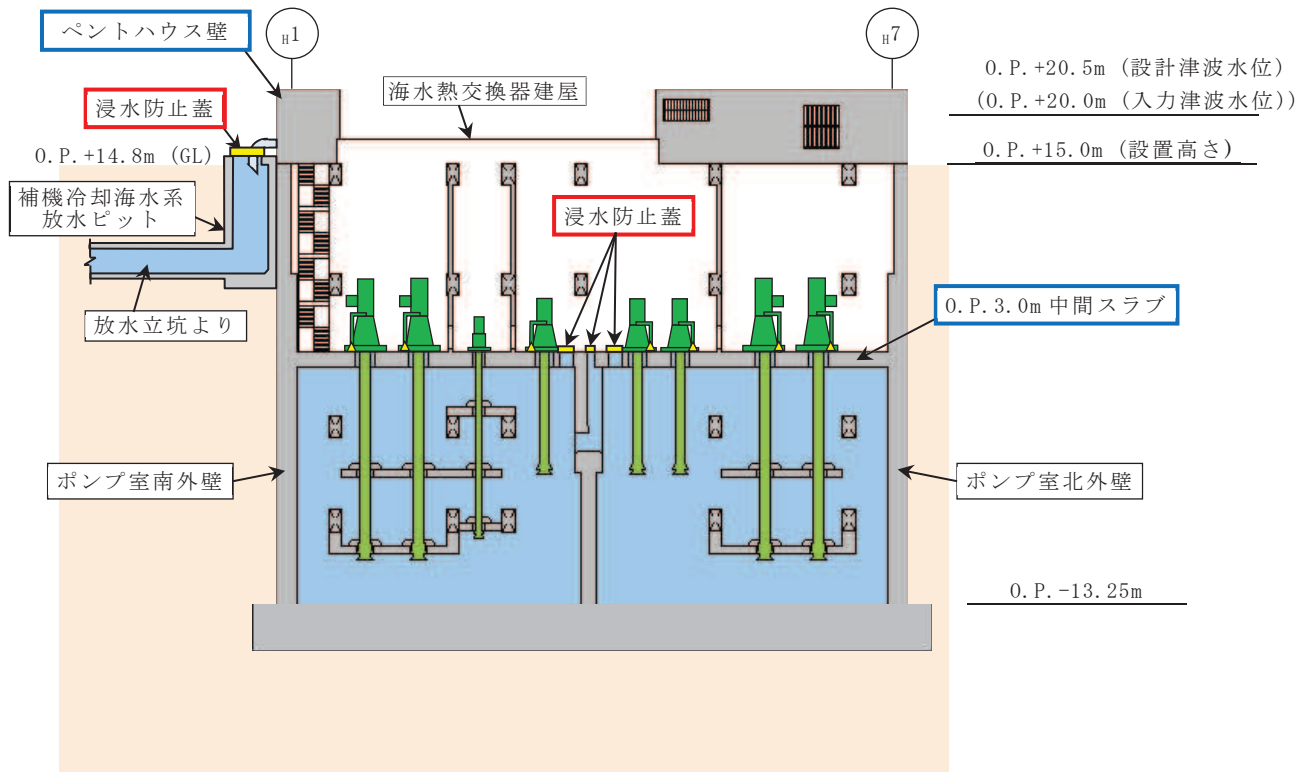


- : 補機ポンプエリア
- : 浸水想定範囲
- : 海水ポンプ室床側溝
- 黄色箇所 : 浸水経路 (浸水対策箇所)
- : 逆止弁付ファンネル
- ▲ : 海水ポンプグランドドレン

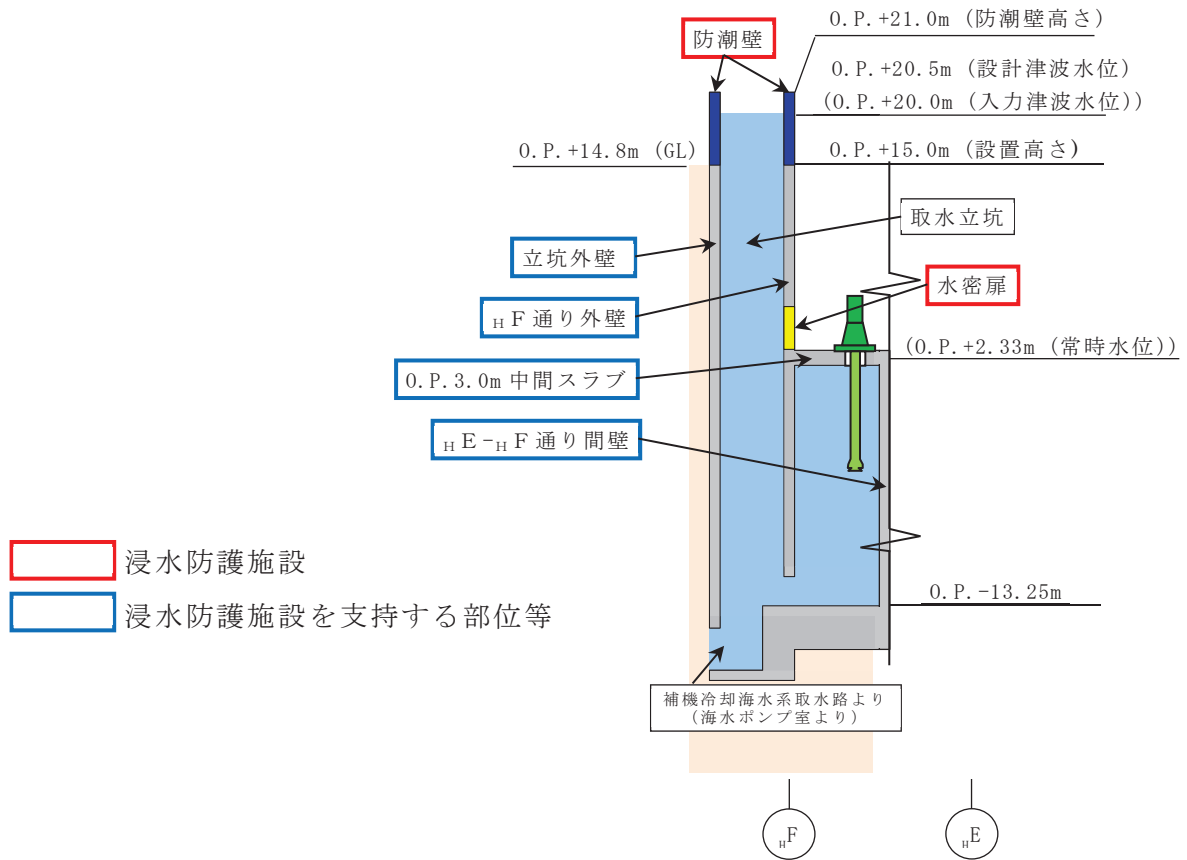


- 浸水防護施設
- 浸水防護施設を支持する部位等

図 2-1 第 3 号機海水熱交換器建屋浸水防護施設の配置図 (平面図)



(A-A 断面図)



(B-B 断面図)

図 2-2 第 3 号機海水熱交換器建屋浸水防止設備の配置図 (断面図)

2.2 評価方針

浸水防護施設を支持する部位等の評価においては、津波と余震（弾性設計用地震動 $S_d - D2$ ）の重畳（以下「余震時」という。）に対する評価を行う。それぞれの評価は、添付書類「VI-2-2-29 第3号機海水熱交換器建屋の地震応答計算書」の結果を踏まえたものとし、余震時に必要な構造強度を有することを確認する。

浸水防護施設を支持する部位等のうち土圧の影響を受ける部位を評価範囲に含む部位の評価を「3. 浸水防護施設を支持する部位等の応力解析による評価」に、土圧の影響を受けない補機冷却海水系放水ピット上の浸水防止蓋を支持する壁の評価を「4. 補機冷却海水系放水ピット上の浸水防止蓋を支持する壁の評価」に、補機冷却海水系放水ピット上の浸水防止蓋を支持する片持ちスラブの評価を「5. 補機冷却海水系放水ピット上の浸水防止蓋及び配管のサポート類を支持する片持ちスラブの評価」に示す。

なお、余震時に比べて基準地震動 S_s （以下「 S_s 地震時」という。）による地震荷重が大きい場合、浸水防護施設を支持する部位等の評価は、添付書類「VI-2-2-30 第3号機海水熱交換器建屋の耐震性についての計算書 別紙1 浸水防護施設を支持する部位等の評価について」（以下「添付書類の別紙1」という。）の評価結果で代表する。建屋南側袖壁については、作用する荷重は土圧が支配的であり、土圧は S_s 地震時のほうが余震時よりも大きいため、建屋南側袖壁の評価は添付書類の別紙1の評価結果で代表する。

3. 浸水防護施設を支持する部位等の応力解析による評価

3.1 評価フロー

図 3-1 に浸水防護施設を支持する部位等の評価フローを示す。浸水防護施設を支持する部位等の評価は、「2.1 構造概要」に示す第3号機海水熱交換器建屋の構造を踏まえ、「3.2 評価対象部位」にて設定する評価対象部位において、「3.3 荷重及び荷重の組合せ」で設定する荷重等を考慮し、「3.4 解析モデル及び諸元」に示すモデルにより算出する応力等に基づき、「3.5 評価方法」で設定する評価法により「3.6 評価結果」にて確認する。

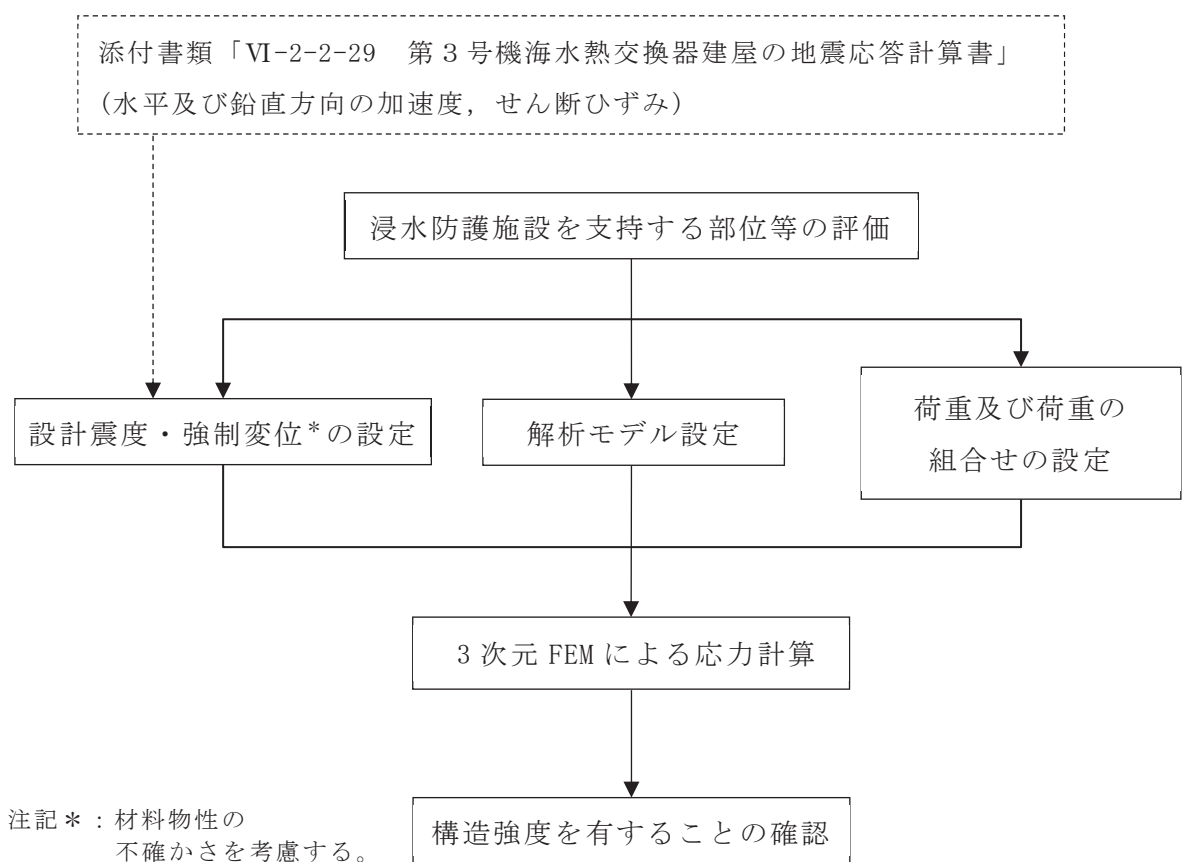


図 3-1 評価フロー

3.2 評価対象部位

表 3-1 に評価対象部位を示す。評価部位は、浸水防止設備（防潮壁、浸水防止蓋及び水密扉）を支持する部位及び浸水に対する隔壁となる部位とする。

表 3-1 評価対象部位

評価対象部位	要求される機能
立坑外壁	浸水防止設備（防潮壁）の支持
0. P. 3. 0m 中間スラブ	浸水防止設備（浸水防止蓋）の支持 浸水に対する境界
_H F 通り外壁	浸水防止設備（防潮壁）の支持 浸水防止設備（水密扉）の支持 浸水に対する境界
_H E - _H F 通り間の壁	浸水に対する境界

3.3 荷重及び荷重の組合せ

3.3.1 荷重

表 3-2 に示す常時及び地震時の荷重を考慮する。

表 3-2 応力解析における入力荷重

区分	種別	考慮する荷重
常時荷重	固定荷重	躯体自重，仕上げ荷重， 機器荷重，配管荷重，積載荷重
	常時土圧荷重 ^{*1}	外壁面に作用する常時土圧荷重
	静水圧荷重 ^{*1}	躯体に作用する静水圧荷重
地震時荷重	水平方向地震荷重	水平方向の強制変位として考慮 ^{*2}
	鉛直方向地震荷重 ^{*1}	躯体に作用する鉛直方向の慣性力
	付帯構造物の荷重	防潮壁反力 ^{*3}
	地震時増分土圧荷重 ^{*1}	外壁面に作用する地震時増分土圧荷重
	地震時動水圧荷重 ^{*1}	躯体に作用する地震時動水圧荷重

注記*1：詳細を以下に示す。

*2：添付書類「VI-2-2-29 第3号機海水熱交換器建屋の地震応答計算書」に示す地震応答解析結果に基づく層間変位を強制変位として与える。

*3：添付書類「VI-2-10-2-3-4 防潮壁（第3号機海水熱交換器建屋）の耐震性についての計算書」及び「VI-3-別添 3-2-2-4 防潮壁（第3号機海水熱交換器建屋）の強度計算書」に示す防潮壁の地震時の応力解析により生じる反力。

(1) 常時土圧荷重

常時土圧荷重は，以下の式により算出する。

$$p_s = 0.5 \cdot \gamma_s \cdot h$$

ここで，

p_s : 常時土圧荷重 (kN/m²)

γ_s : 埋戻土の単位体積重量 (kN/m³)

h : 地表面から常時土圧荷重を求める点までの深さ (m)

(2) 静水圧荷重

静水圧荷重は、以下の式により算出する。なお、静水圧荷重算定時に考慮する水面は、図 3-2 に示すとおり、余震時には設計津波水位である O.P. +20.5m とする。

$$p_w = \gamma_w \cdot h$$

ここで、

p_w : 静水圧荷重 (kN/m²)

γ_w : 海水の単位体積重量 (kN/m³)

h : 水面から静水圧荷重を求める点までの深さ (m)

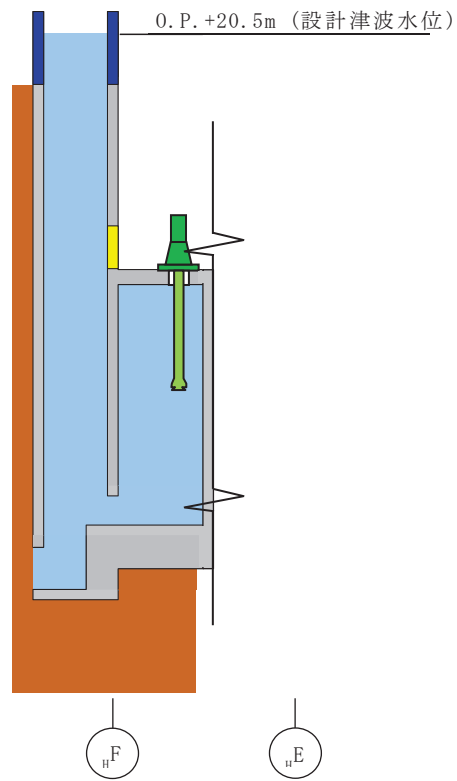


図 3-2 水面高さ

(3) 地震荷重

地震荷重は、添付書類「VI-2-2-29 第3号機海水熱交換器建屋の地震応答計算書」に示す地震応答解析結果に基づき設定する。

水平方向の地震荷重は、層間変位を各層に強制変位として与える。

鉛直方向の地震荷重は、鉛直方向の地震応答解析結果より算定された最大応答加速度を躯体自重、仕上げ荷重、機器荷重、配管荷重及び積載荷重に乗じて躯体に作用させる。

(4) 地震時増分土圧荷重

地震時増分土圧荷重は、図3-3に示す地盤2次元FEMモデルを用いて算出する。本モデルでは、第3号機海水熱交換器建屋(03Hx/B)及び近接する第3号機原子炉機建屋(03R/B)を質点系で、地盤を平面ひずみ要素でモデル化している。検討に用いる解析コードは、解析コード「SuperFLUSH/2D」とする。解析コードの検証及び妥当性確認等の概要については、添付書類「VI-5 計算機プログラム(解析コード)の概要」に示す。土圧算定時は、材料物性の不確かさを考慮する。入力する地震時増分土圧荷重を図3-4に示す。

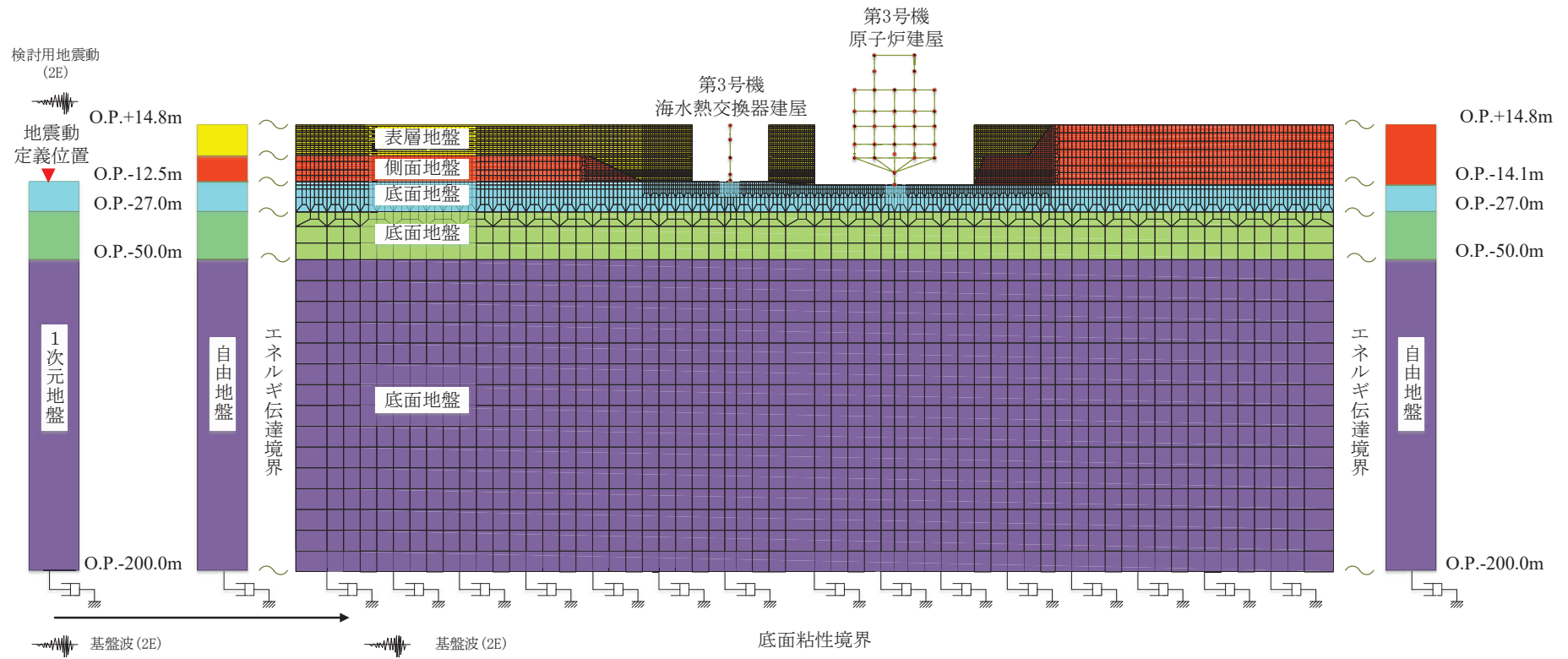


図 3-3 地盤 2次元 FEM モデル

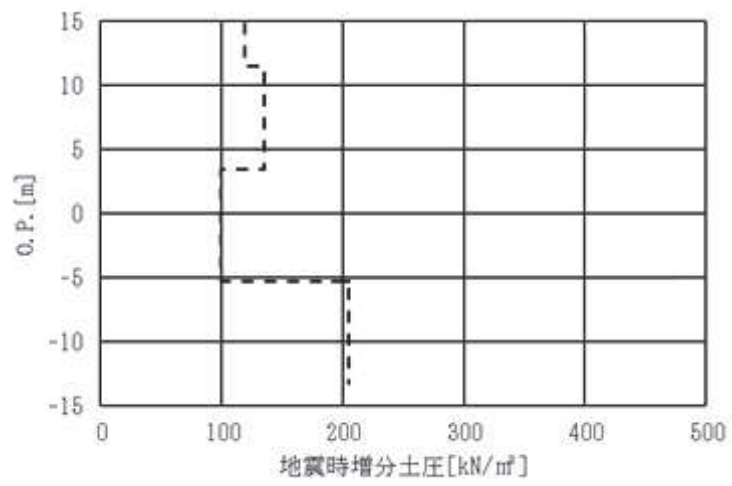


図 3-4 地震時増分土圧荷重

(5) 地震時動水圧荷重

図 3-5 に地震時動水圧荷重を設定するポンプ室及び立坑の位置を示す。

a. ポンプ室内の水平地震荷重による地震時動水圧荷重

ポンプ室内の水平地震荷重による地震時動水圧荷重は、「土木学会 1992 年 原子力発電所屋外重要土木構造物の耐震設計に関する安全性照査マニュアル」に基づき以下の式により算出する。

$$p_h = K_h \cdot \gamma_w \cdot L / 2$$

$$p_v = K_h \cdot \gamma_w \cdot L / 2 \cdot (1 - 2 \cdot x / L)$$

ここで、

p_h : ポンプ室の壁面に作用する地震時動水圧荷重 (kN/m²)

p_v : ポンプ室の上下面に作用する地震時動水圧荷重 (kN/m²)

K_h : 水平震度

γ_w : 海水の単位体積重量 (kN/m³)

x : ポンプ室の壁面から地震時動水圧荷重を求める点までの水平距離 (m)

L : ポンプ室の幅 (m)

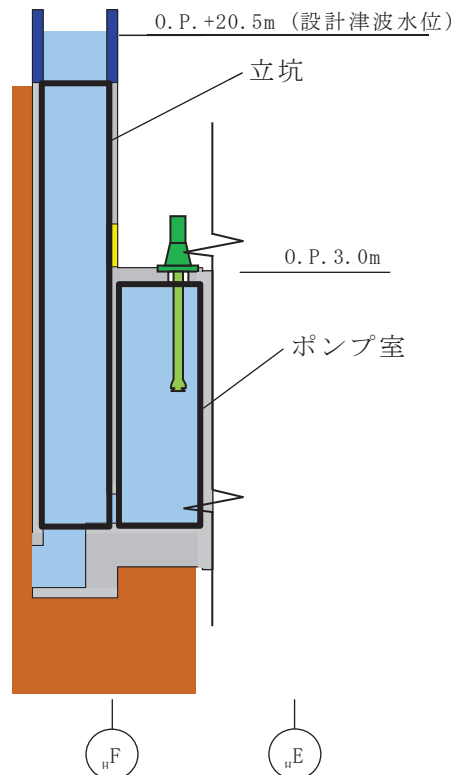


図 3-5 ポンプ室及び立坑配置図 (断面図)

b. ポンプ室内の鉛直地震荷重による地震時動水圧荷重

ポンプ室内の鉛直地震荷重による地震時動水圧荷重は、「土木学会 1992 年
原子力発電所屋外重要土木構造物の耐震設計に関する安全性照査マニュアル」
に基づき以下の式により算出する。

$$p_h = K_v \cdot \gamma_w \cdot H / 2 \cdot (1 - 2 \cdot h / H)$$

$$p_v = K_v \cdot \gamma_w \cdot H / 2$$

ここで、

p_h : ポンプ室の壁面に作用する地震時動水圧荷重 (kN/m²)

p_v : ポンプ室の上下面に作用する地震時動水圧荷重 (kN/m²)

K_v : 鉛直震度

γ_w : 海水の単位体積重量 (kN/m³)

h : ポンプ室の水面 (O. P. 2.0m) から地震時動水圧荷重を求める点までの
深さ (m)

H : ポンプ室の高さ (m)

c. 取水立坑内の水平地震荷重による地震時動水圧荷重

取水立坑内の水平地震荷重による地震時動水圧荷重は、「日本港湾協会 1989年 港湾の施設の技術上の基準・同解説」に基づき以下の式により算出する。

$$p_h = 7/8 \cdot K_h \cdot \gamma_w \cdot c \cdot \sqrt{H \cdot h}$$

ここで、

p_h : 取水立坑の壁面に作用する地震時動水圧荷重 (kN/m²)

K_h : 水平震度

γ_w : 海水の単位体積重量 (kN/m³)

c : 補正係数

$L/H < 1.5$ のとき $c = L / (1.5 \cdot H)$

$L/H \geq 1.5$ のとき $c = 1.0$

L : 取水立坑の幅 (m)

H : 水深 (m)

h : 取水立坑の水面 (O.P. 20.5m) から地震時動水圧荷重を求める点までの深さ (m)

d. 取水立坑内の鉛直地震荷重による地震時動水圧荷重

取水立坑内の鉛直地震荷重による地震時動水圧荷重は、「土木学会 1992年 原子力発電所屋外重要土木構造物の耐震設計に関する安全性照査マニュアル」に基づき以下の式により算出する。

$$p_h = K_v \cdot \gamma_w \cdot h$$

ここで、

p_h : 取水立坑の壁面に作用する地震時動水圧荷重 (kN/m²)

K_v : 鉛直震度

γ_w : 海水の単位体積重量 (kN/m³)

h : 取水立坑の水面 (O.P. 20.5m) から地震時動水圧荷重を求める点までの深さ (m)

3.3.2 荷重の組合せ

評価対象部位は、土圧及び水圧を受ける南北方向に長い断面を有していることから、支配的な荷重は東西方向である。また、立坑の壁及び_HF通りの外壁が常に東側から常時土圧荷重を受けていることから、常時土圧荷重の作用方向と同じ東から西に載荷することとし、これに鉛直方向の地震荷重を組み合わせるものとし、その方向は鉛直上向きとする。これは、地震時土圧荷重が作用する外壁において、外部から内部に生じる土圧荷重を打ち消す方向に内部から外部に作用する水圧のうち、鉛直震度により生じる水平方向の動水圧が小さくなるようにするためである。

水平地震荷重と鉛直地震荷重による応力の組合せは、「原子力発電所耐震設計技術規程（J E A C 4 6 0 1 -2015）」を参考に、組合せ係数法（組合せ係数は1.0と0.4）を用いるものとし、水平方向力が支配的なため、水平方向の係数を1.0とし、鉛直方向の係数を0.4とする。

3.4 解析モデル及び諸元

3.4.1 モデル化の基本方針

(1) 基本方針

応力解析は、3次元FEMモデルを用いた弾塑性応力解析とする。解析には、解析コード「Abaqus」を用いる。解析コードの検証及び妥当性確認等の概要については、添付書類「VI-5 計算機プログラム（解析コード）の概要」に示す。

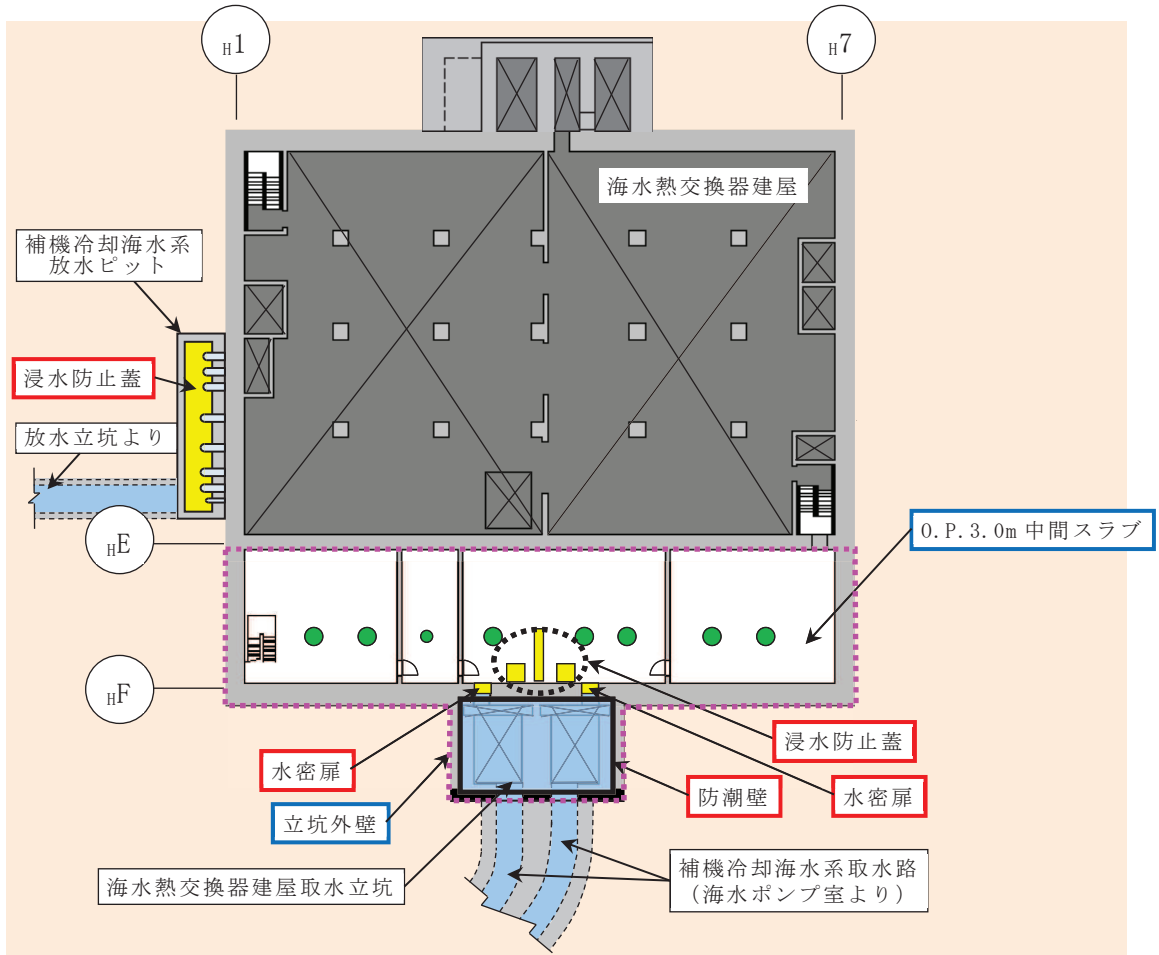
モデル化範囲を図3-6に、解析モデル概要図を図3-7に示す。応力解析モデルは、第3号機海水熱交換器建屋のうち評価対象部位を含むように、_HE通り耐震壁より東側（_HE通り耐震壁自体は含まない）をモデル化したものである。応力解析においては、最初に常時応力に対する解析を実施し、その応力を保ったまま余震時の荷重に対する解析を行う。

(2) 使用要素

解析モデルに使用するFEM要素は、ソリッド要素（約795000要素）とする。

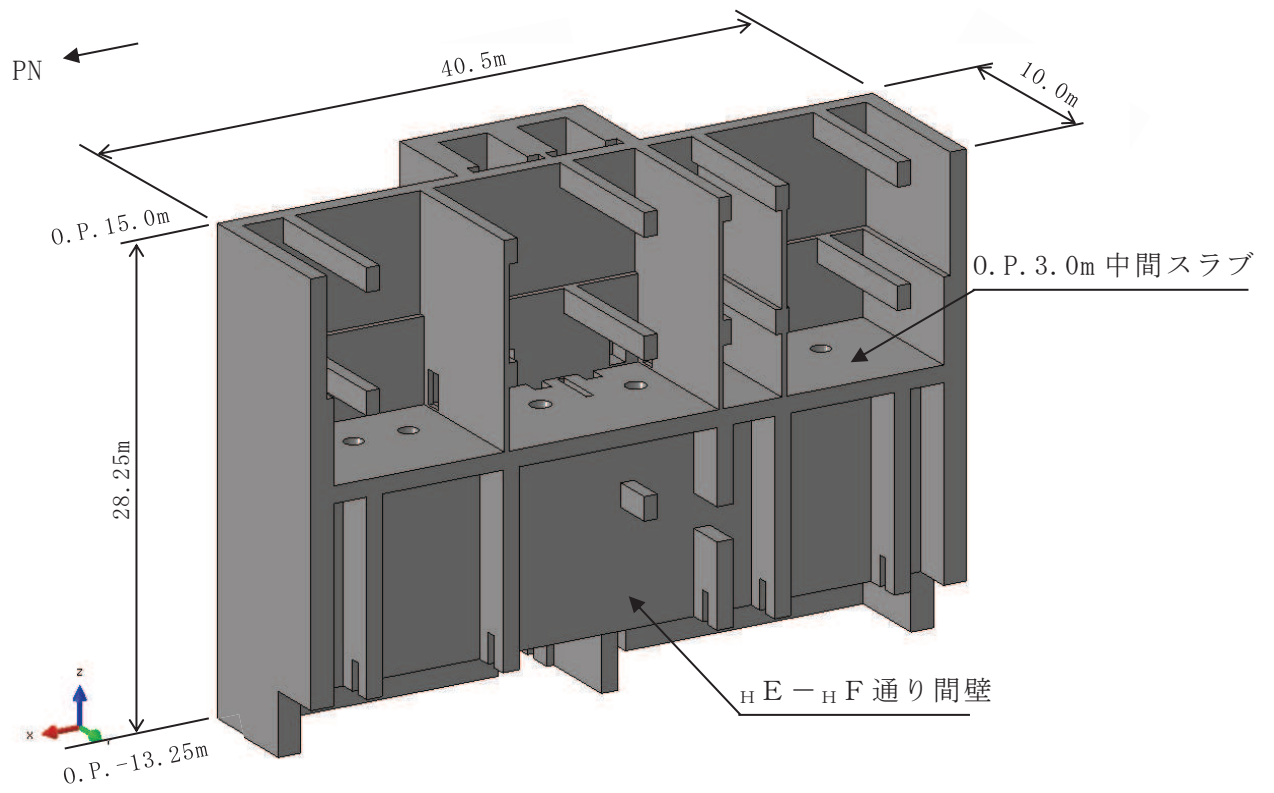


: 浸水想定範囲
 : 浸水経路 (浸水対策箇所)

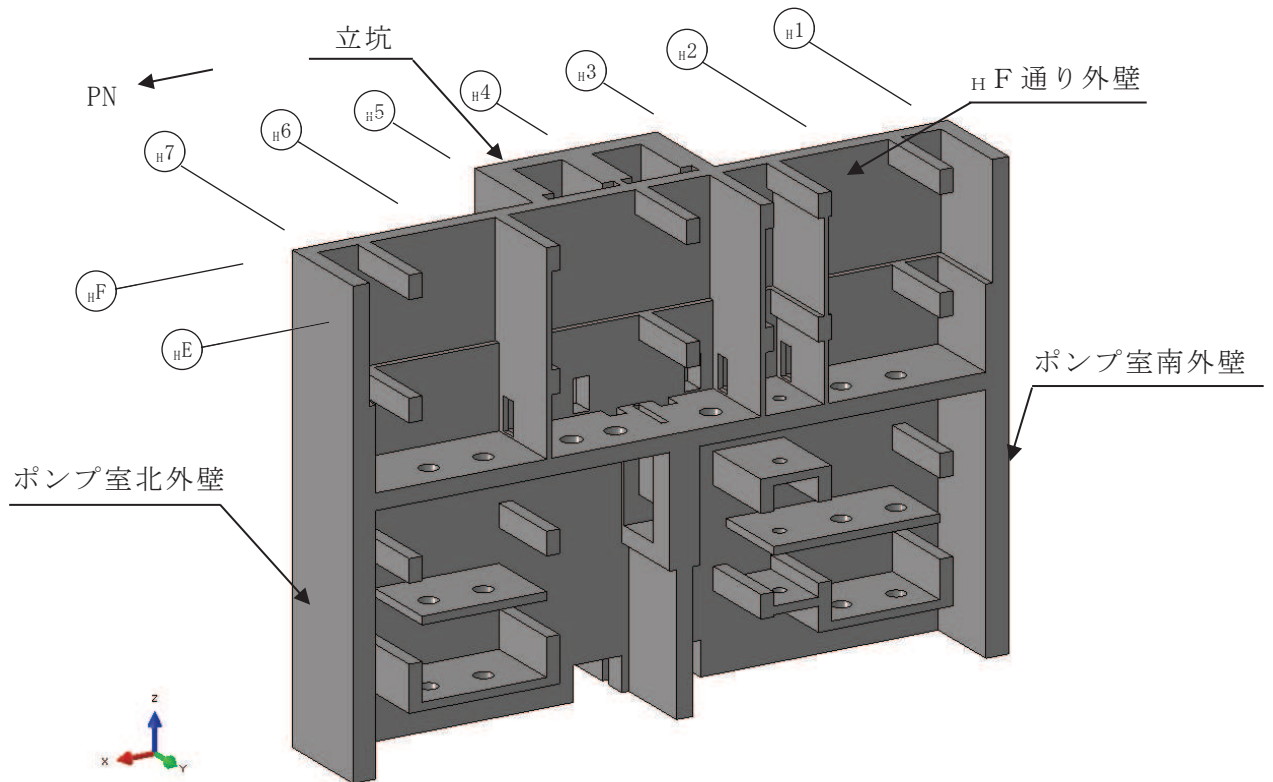


- 浸水防護施設
- 浸水防護施設を支持する部位等
- モデル化範囲 (HE通り耐震壁より東側 (HE通り耐震壁自体は含まない))

図 3-6 モデル化範囲 (平面図)



(a) 全体図



(b) ポンプ室内表示

図 3-7 モデル概要

(3) 境界条件

a. 常時荷重作用時

常時荷重に対しては，モデル底面及びモデル側面端部の H E 通り側を完全固定とする。図 3-8 に常時荷重作用時の固定条件部を示す。

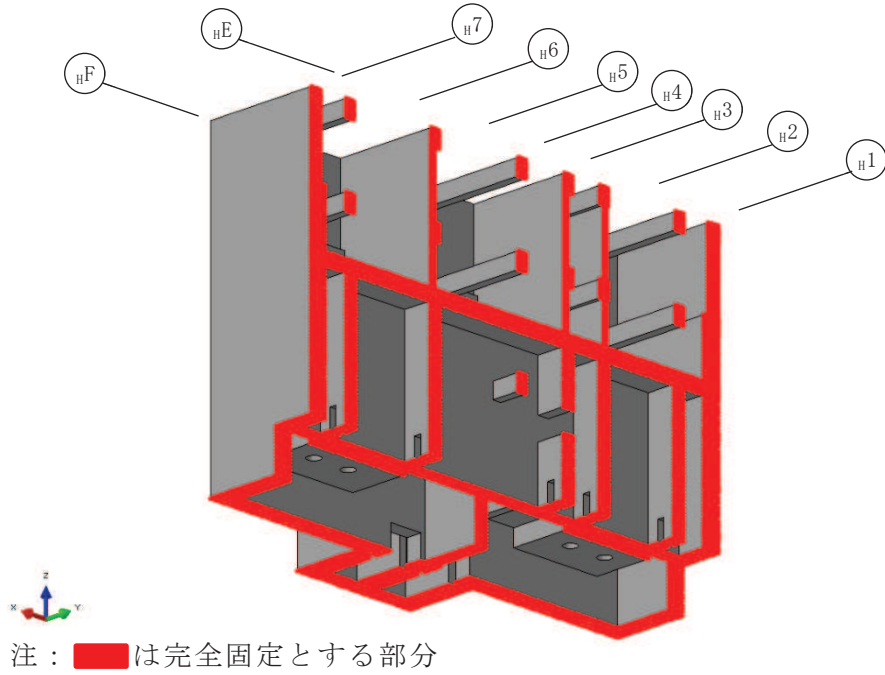


図 3-8 常時荷重作用時の固定条件部

b. 地震時荷重作用時

地震時荷重に対しては，モデル底面を完全固定とし，建屋の床スラブ位置で生じる EW 方向の各層の最大せん断ひずみにより計算した強制変位を床レベルに与える。図 3-9 に地震時荷重作用時の固定条件部を，図 3-10 に強制変位の載荷範囲を示す。

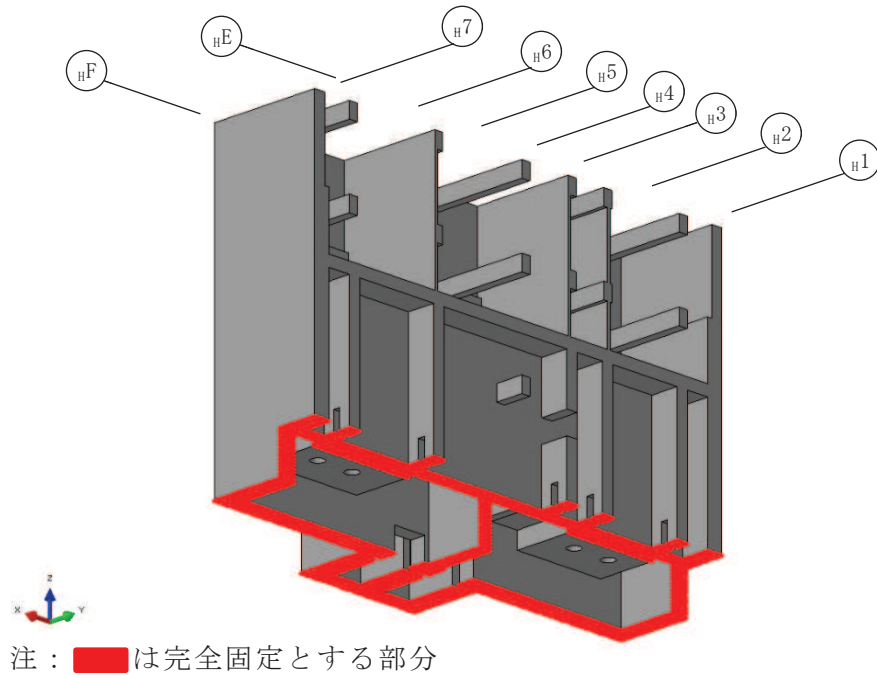


図 3-9 地震時荷重作用時の固定条件部

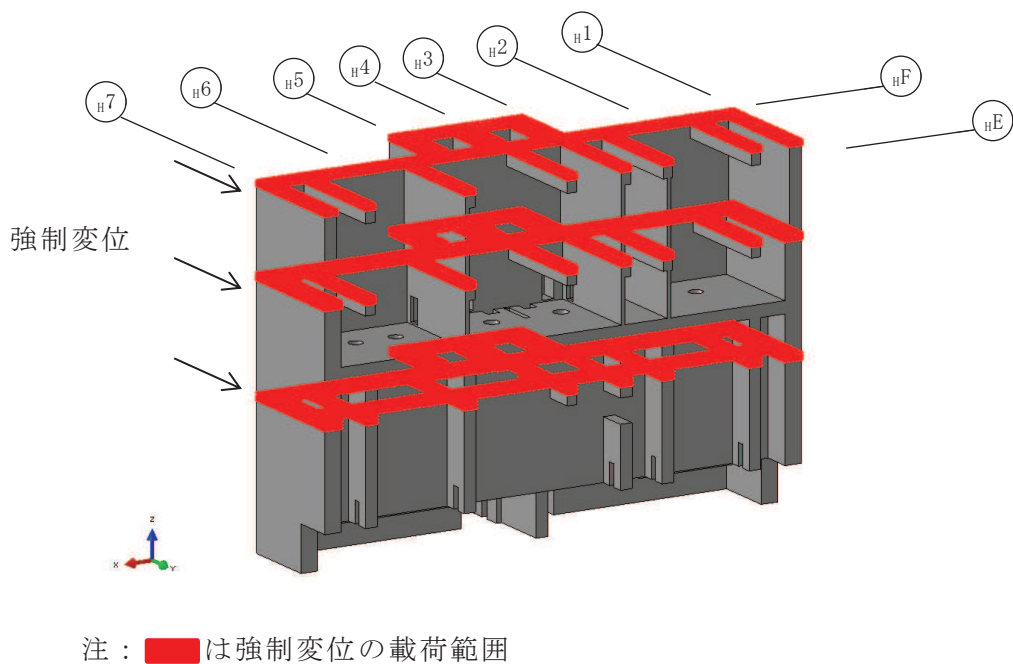


図 3-10 強制変位の載荷範囲

3.4.2 材料構成則

材料物性を表 3-3 に示し、材料構成則を図 3-11 に示す。

コンクリートのヤング係数については、設計基準強度に基づき算定した値とする。コンクリートの圧縮強度は設計基準強度に基づく値とする。

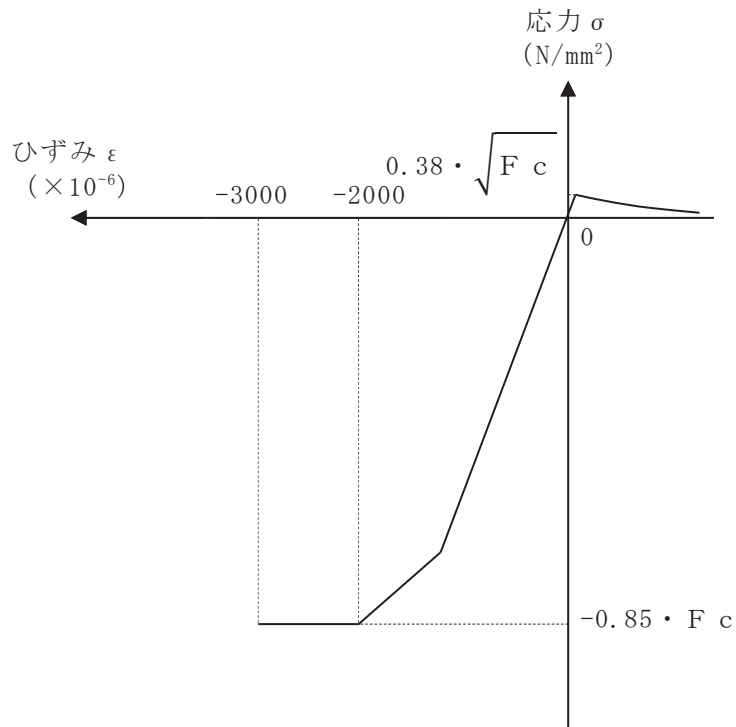
表 3-3 使用材料の物性値

(a) コンクリート

コンクリートの 設計基準強度 F_c (N/mm^2)	ヤング係数 E (N/mm^2)	ポアソン比 ν
32.4	2.51×10^4	0.2

(b) 鉄筋

鉄筋の種類	ヤング係数 E (N/mm^2)
SD345	2.05×10^5



F_c : コンクリートの設計基準強度

項目	設定
圧縮強度* ¹	$-0.85 \cdot F_c$ * ²
終局圧縮ひずみ* ¹	-3000×10^{-6} * ²
圧縮側のコンクリート構成則	CEB-FIP Model code に基づき設定 (引用文献(1)参照)
ひび割れ発生後の引張軟化曲線	出雲ほか(1987)による式 ($c = 0.4$) (引用文献(2)参照)
引張強度	$\sigma_t = 0.38 \cdot \sqrt{F_c}$ * ³

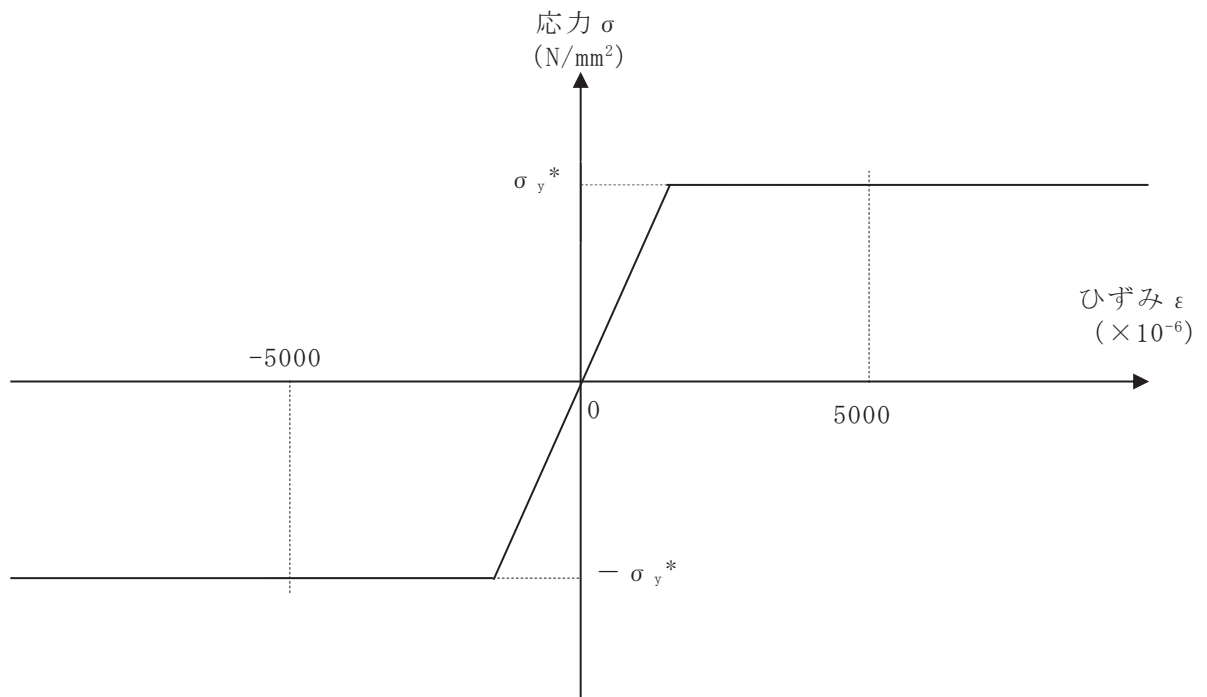
注記*¹ : 引張方向の符号を正とする。

*² : 「J S M E S N E 1 -2003 発電用原子力設備規格 コンクリート製原子炉格納容器規格 (以下「CCV規格」という。)」に基づく。

*³ : 「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- (以下「RC規準」という。)」に基づく。

(a) コンクリートの応力-ひずみ関係

図 3-11(1) 材料構成則



注 : 引張方向の符号を正とする。

注記* : 鉄筋の降伏強度の 1.0 倍とする。

(b) 鉄筋の応力－ひずみ関係

図 3-11(2) 材料構成則

3.5 評価方法

3.5.1 応力解析方法

浸水防護施設を支持する部位等を含む第3号機海水熱交換器建屋の東側切り出し3次元FEMモデルを用いた弾塑性応力解析を実施する。

3.5.2 断面の評価方法

浸水防護施設を支持する部位等が余震時に終局状態に至らず必要な構造強度を有していることを確認する。具体的には応力解析により得られたコンクリート及び鉄筋のひずみ並びに面外せん断力に対して次のとおり評価し、各部材の健全性を確認する。

(1) コンクリート及び鉄筋のひずみに対する断面の評価方法

各要素に生じるコンクリート及び鉄筋のひずみは、次に示す「CCV規格」に基づくひずみの目安値を超えないことを確認する。また、鉄筋のひずみが目安値を超える場合にあつては、当該断面内のコンクリートに圧縮応力を示す部分があり、かつコンクリートのひずみが目安値を超えないことを確認する。

- ・コンクリートの最小主ひずみ : $-3000 \mu^*$
- ・鉄筋のひずみ : $\pm 5000 \mu^*$

注記* : 引張方向の符号を正とする。

(2) 面外せん断力に対する断面の評価方法

「日本建築学会 2005年 原子力施設鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説 (以下「RC-N規準」という。)」に基づく短期許容面外せん断力を目安値とし、要素応力を断面方向に積分して算出した断面の面外せん断力が、目安値を超えないことを確認する。また、断面の面外せん断力が目安値を超える場合にあつては、ソリッド要素を用いていることから3軸方向の主ひずみが評価されるので、断面内のコンクリート及び鉄筋のひずみが上記(1)に示すひずみの目安値を超えないことを確認する。

$$Q_A = b \cdot j \cdot \alpha \cdot f_s$$

ここで、

Q_A : 許容面外せん断力 (N)

b : 断面の幅 (mm)

j : 断面の応力中心間距離で、断面の有効せいの 7/8 倍の値 (mm)

α : 許容せん断力の割増し係数

(2 を超える場合は 2, 1 未満の場合は 1 とする。)

$$\alpha = \frac{4}{M / (Q \cdot d) + 1}$$

M : 曲げモーメント (N・mm)

Q : せん断力 (N)

d : 断面の有効せい (mm)

f_s : コンクリートの短期許容せん断応力度 (1.21N/mm²)

3.6 評価結果

余震時のコンクリートの最小主ひずみを図 3-1 に示す。余震時のコンクリートの最小主ひずみは、全ての評価部位において目安値である -3.0×10^{-3} を超えない値となっている。

余震時の鉄筋のひずみを図 3-2 及び図 3-3 に示す。余震時の鉄筋のひずみは、全ての評価部位において目安値である $\pm 5.0 \times 10^{-3}$ を超えない値となっている。

余震時の面外せん断力の検定比を図 3-4 及び図 3-5 に示す。余震時の面外せん断力の検定比は、概ね 1 以下の値となっている。ただし、直交する部材の有無による境界部における検定比は 1 以上となり、断面の面外せん断力が目安値を超える部分においては、断面内のコンクリート及び鉄筋のひずみが目安値を超えないことを確認している。面外せん断力の検定比が最大となる箇所の断面のコンクリートの最小主ひずみ及び鉄筋のひずみを図 3-6 及び図 3-7 にそれぞれ示す。

なお、参考として余震時の変形性状を確認するため、余震時の変形図を図 3-8 に示す。

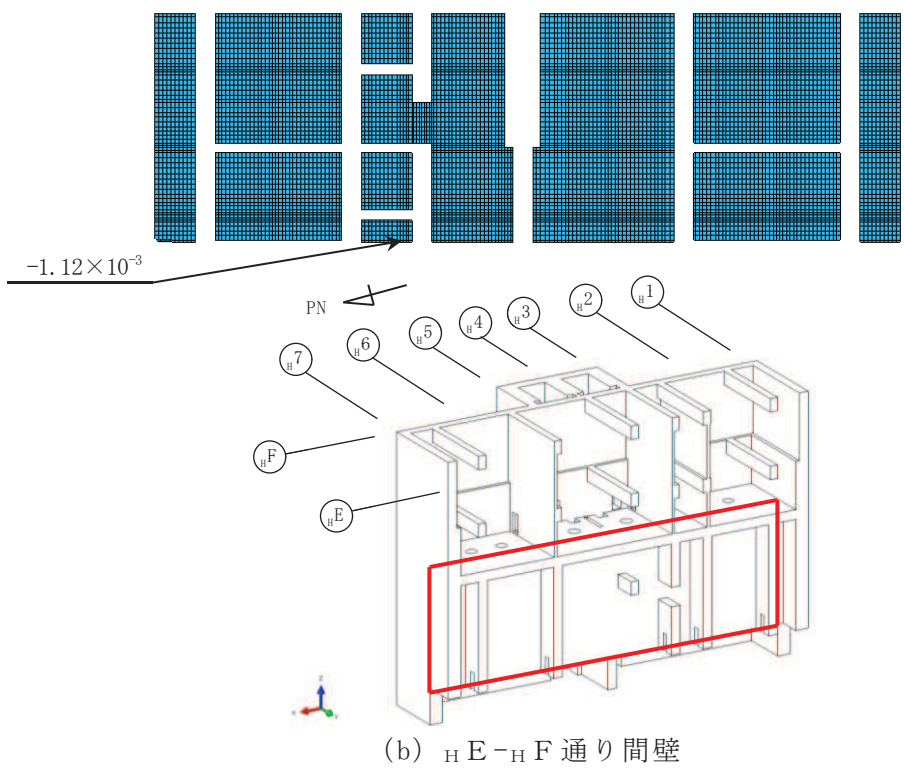
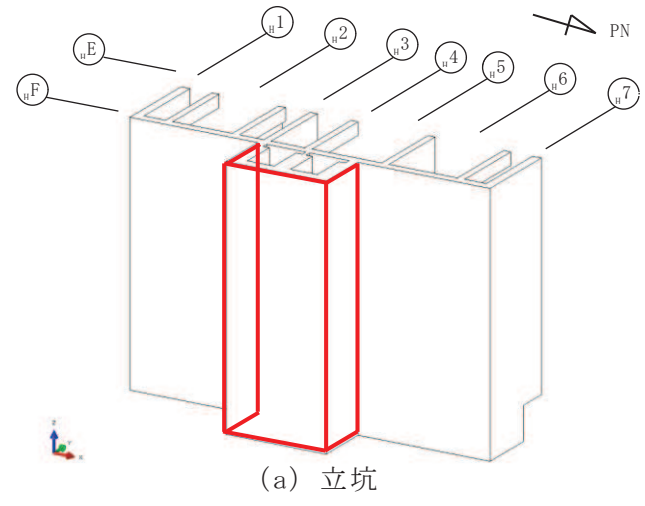
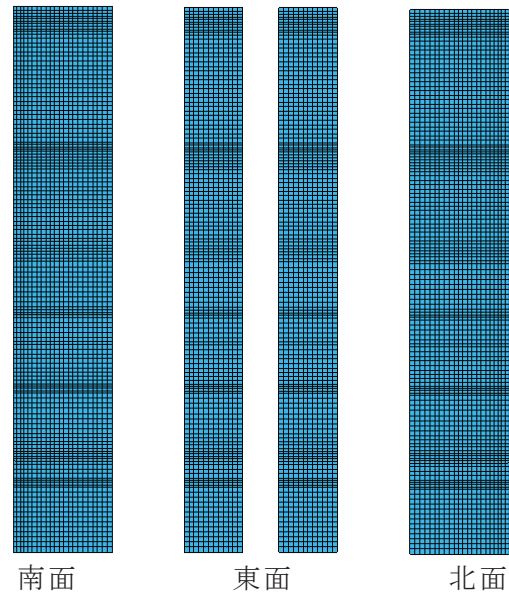
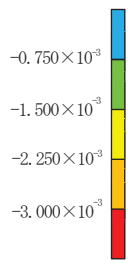
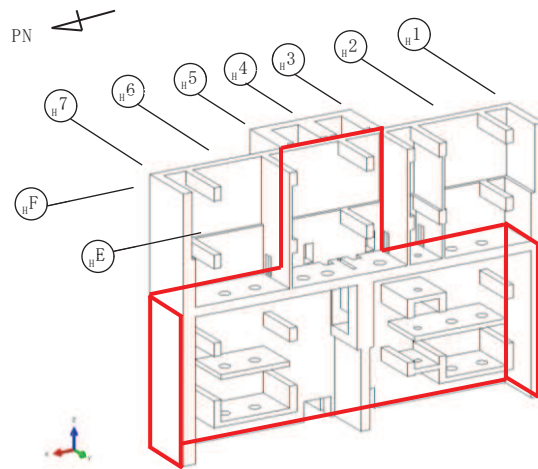
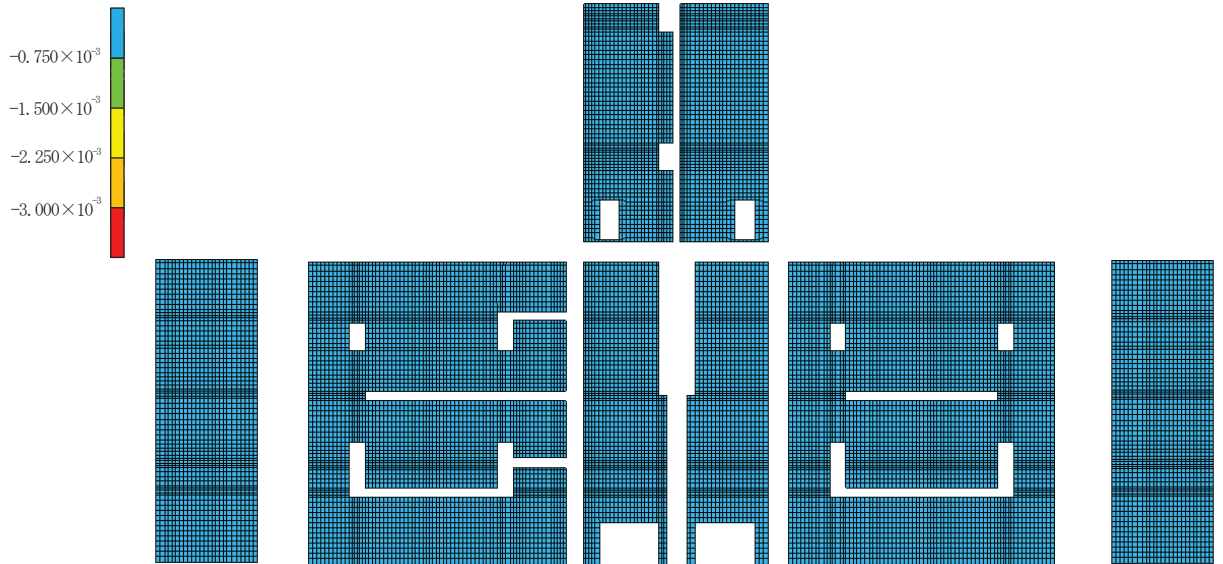
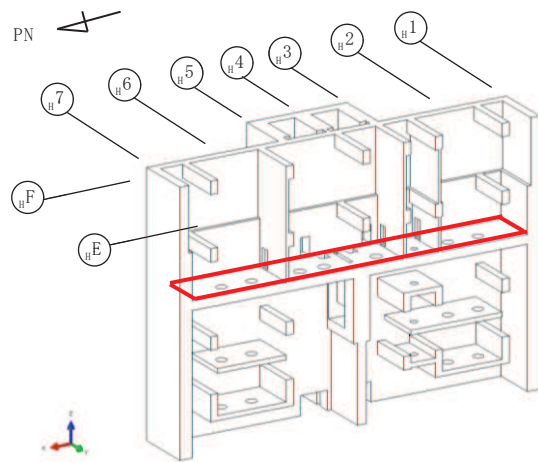
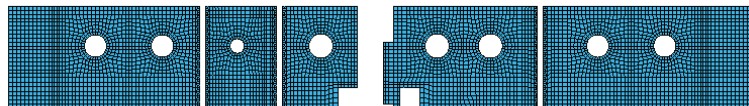


図 3-1(1) 余震時コンクリート最小主ひずみ



(c) H F 通り外壁，ポンプ室南北外壁



(d) 0. P. 3. 0m 中間スラブ

図 3-1(2) 余震時コンクリート最小主ひずみ

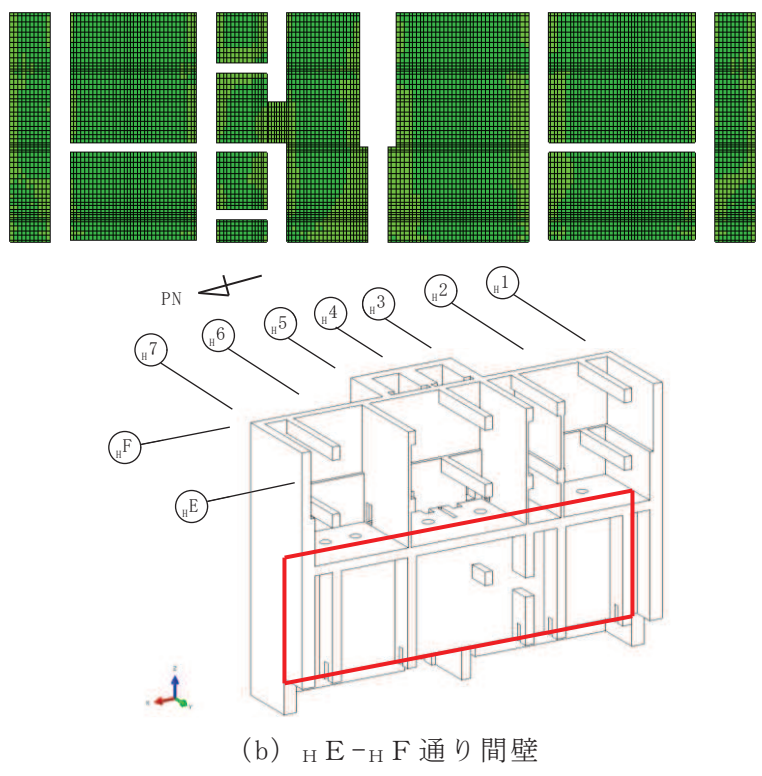
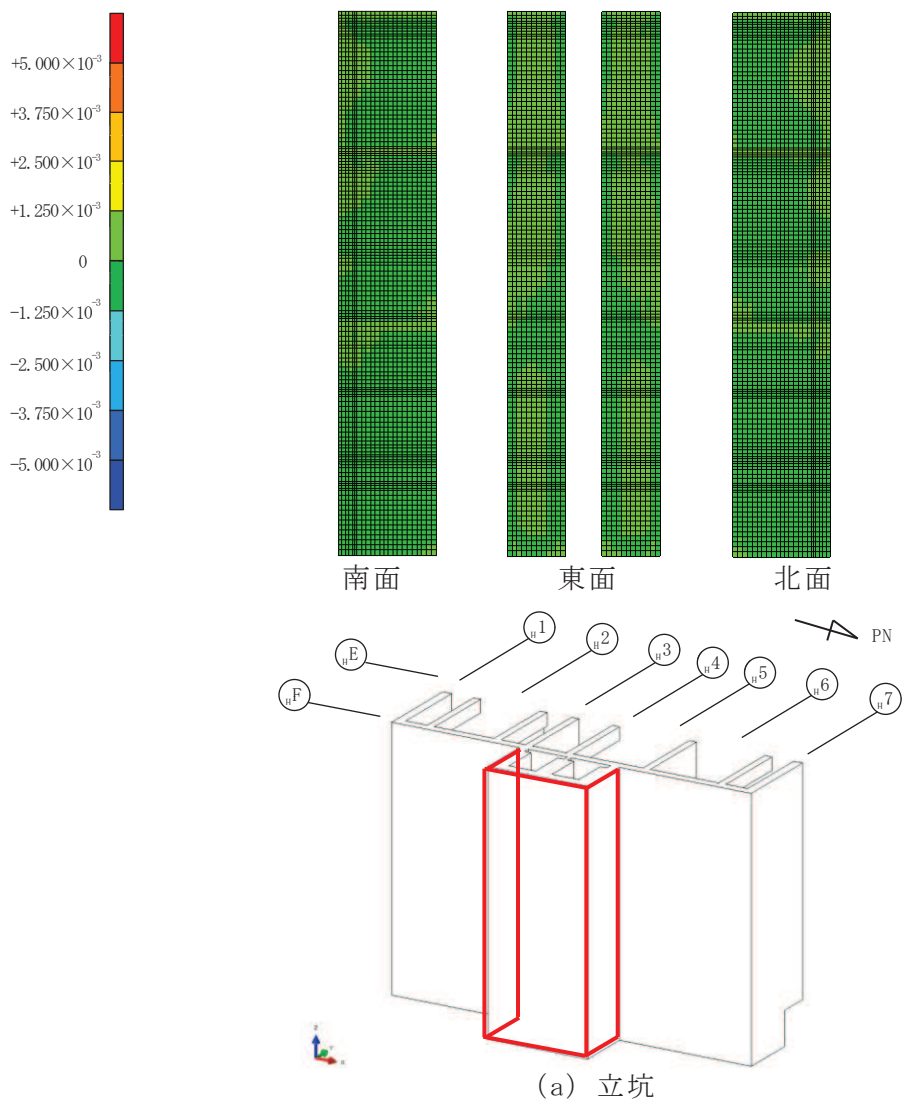
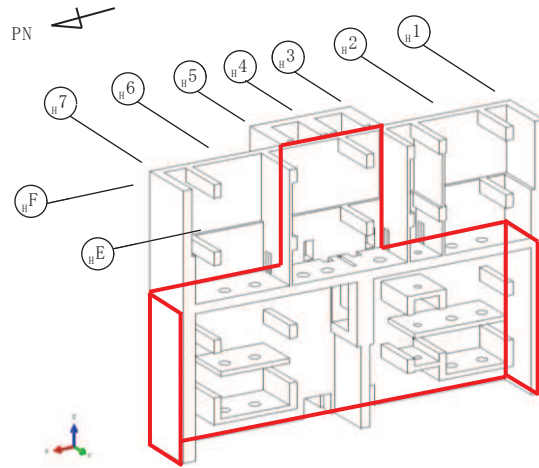
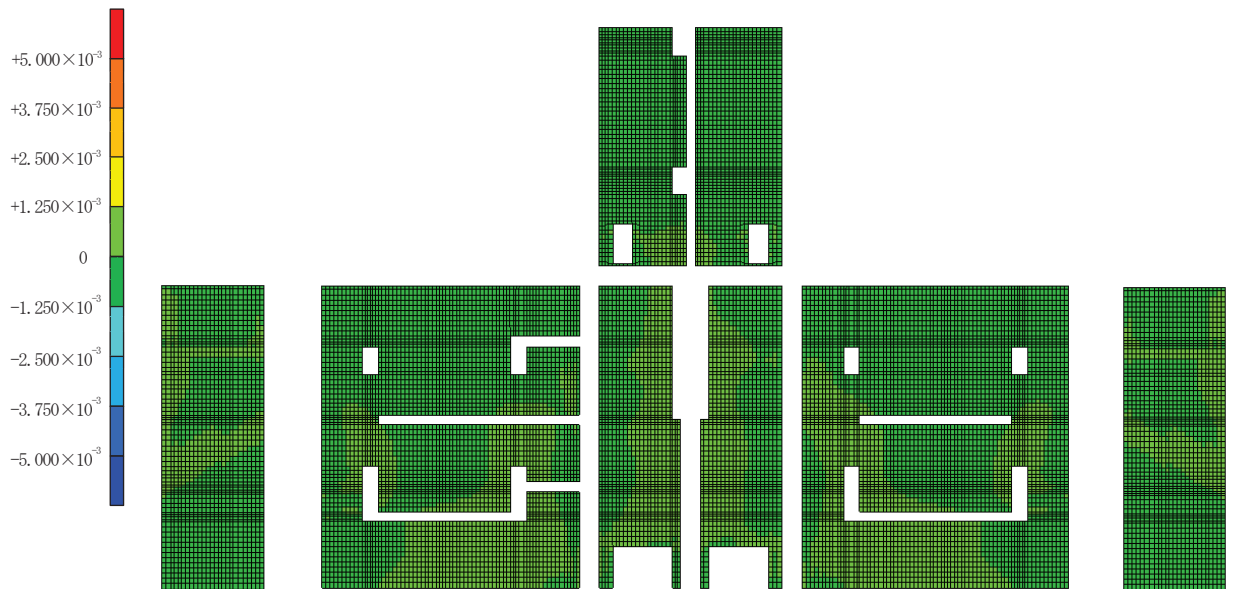
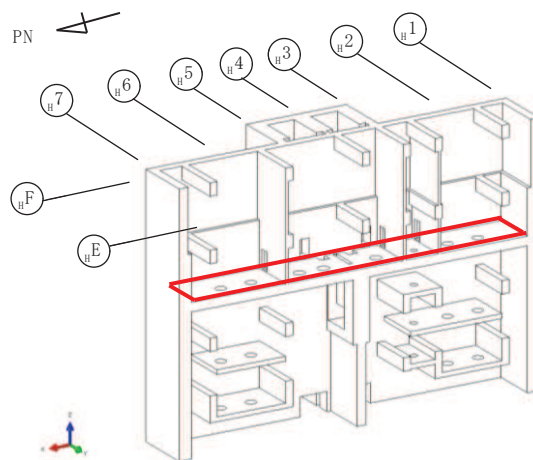
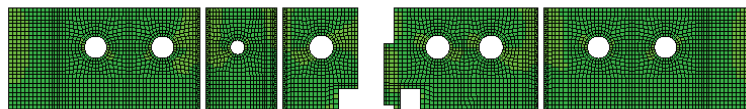
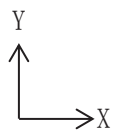


図 3-2(1) 余震時鉄筋ひずみ (X, 横方向)



(c) H F 通り外壁，ポンプ室南北外壁



(d) O. P. 3.0m 中間スラブ

図 3-2(2) 余震時鉄筋ひずみ (X, 横方向)

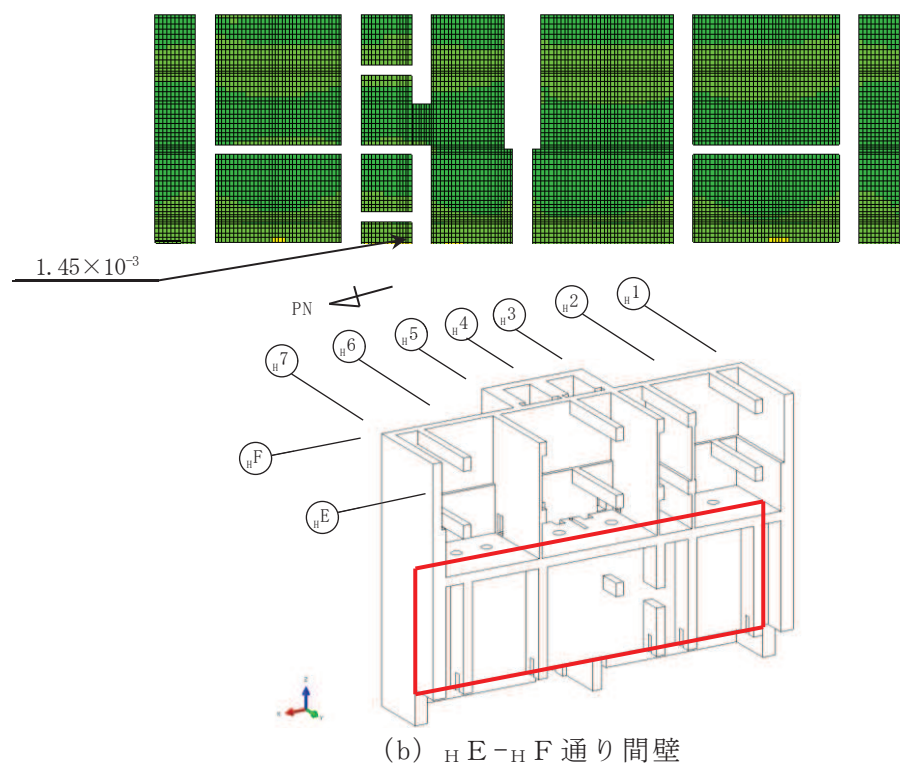
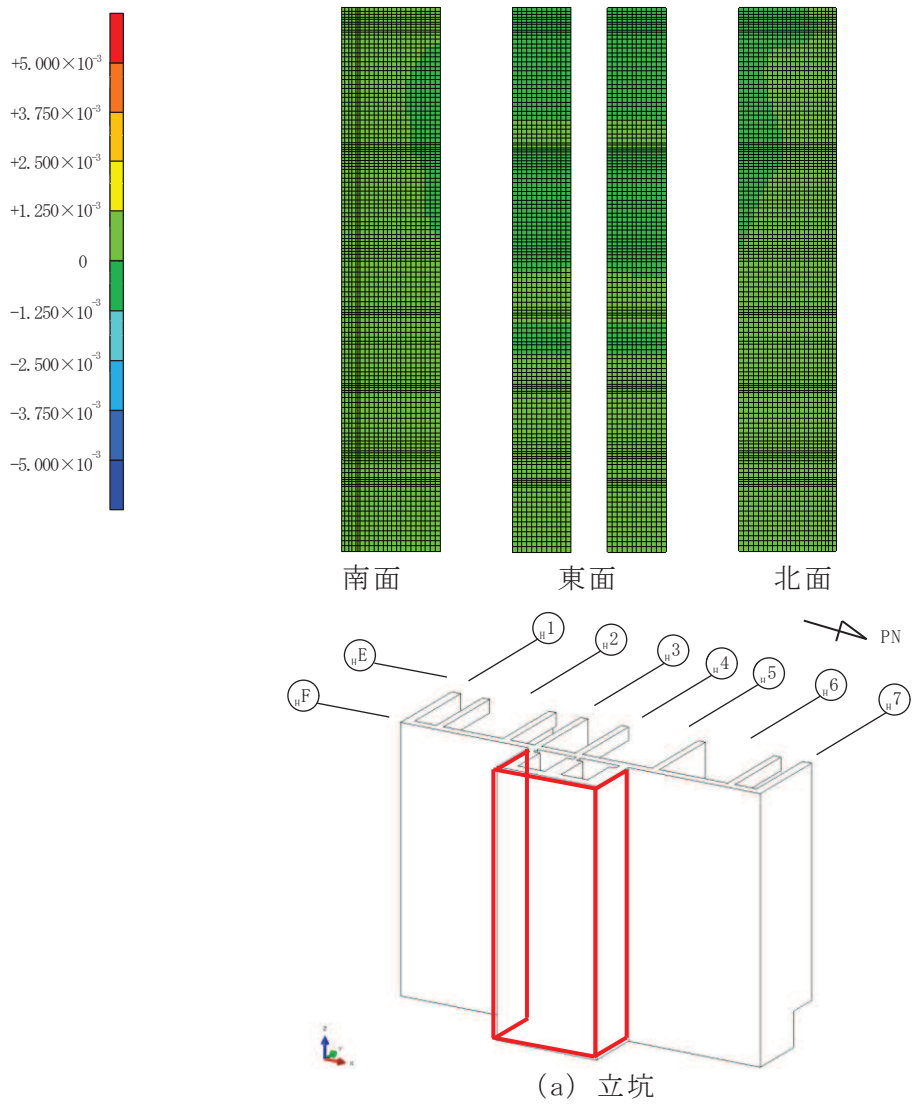
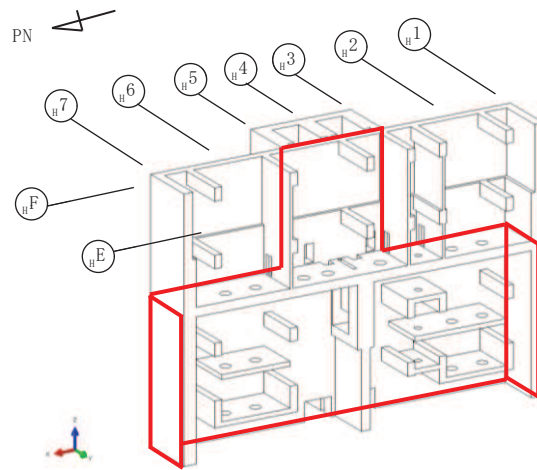
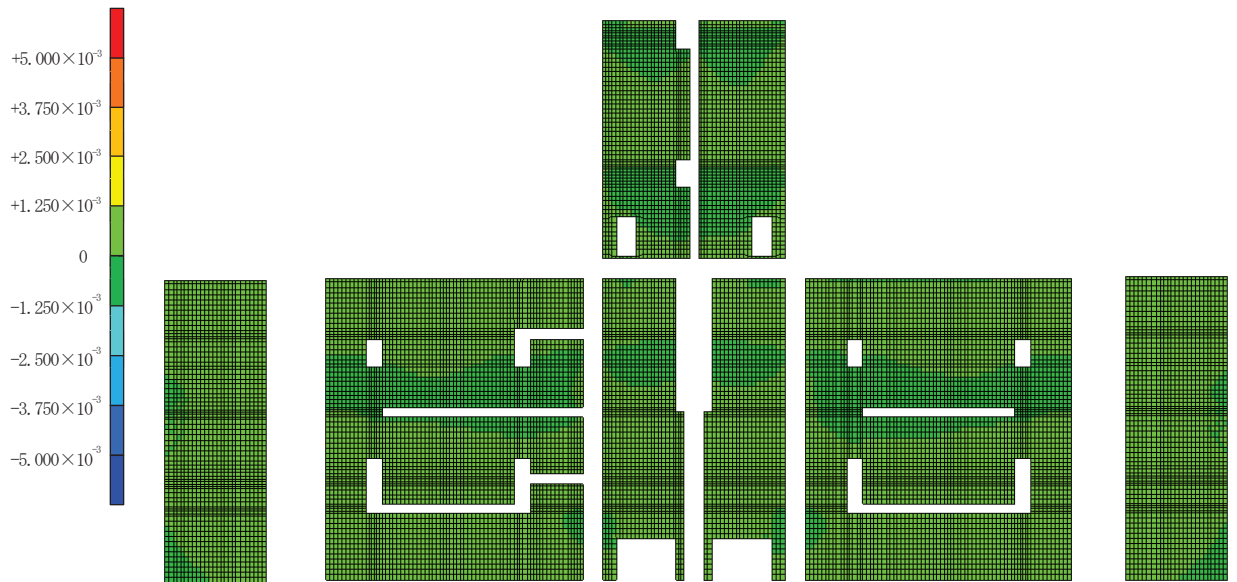
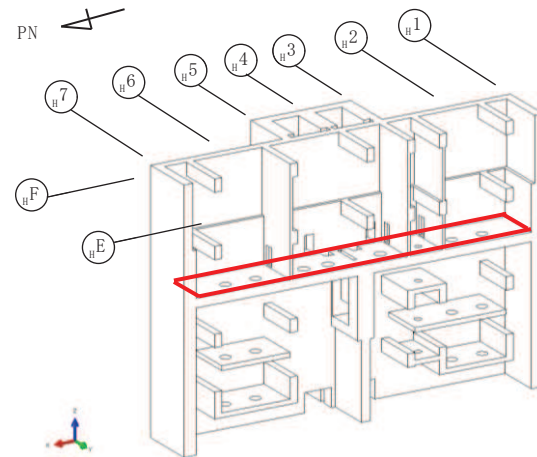
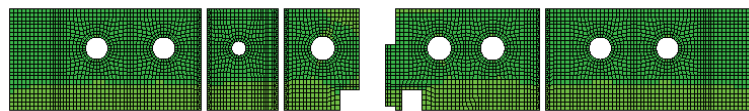
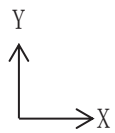


図 3-3(1) 余震時鉄筋ひずみ (Y, 縦方向)

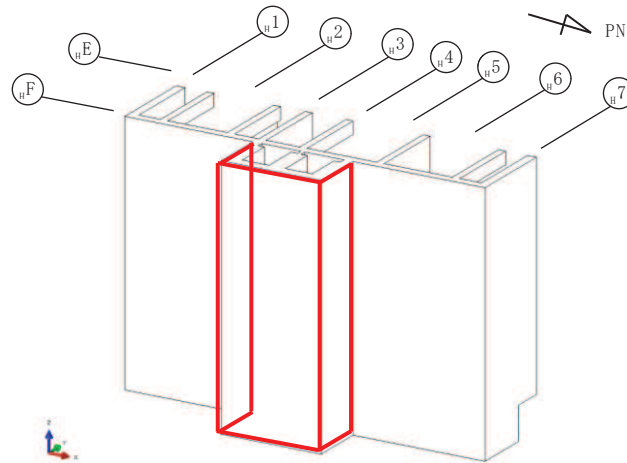
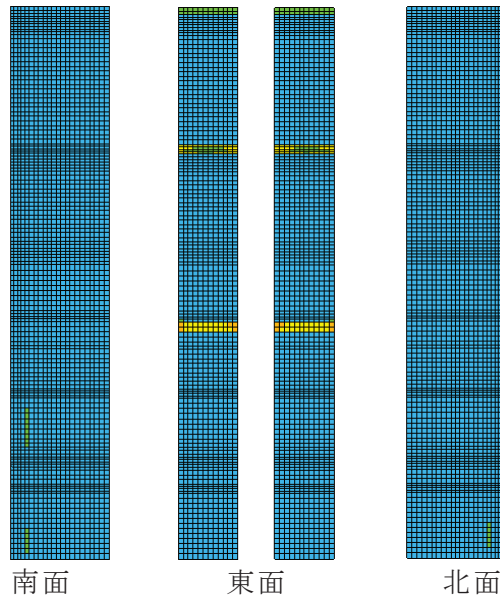
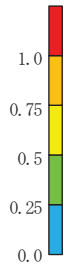


(c) H F 通り外壁，ポンプ室南北外壁

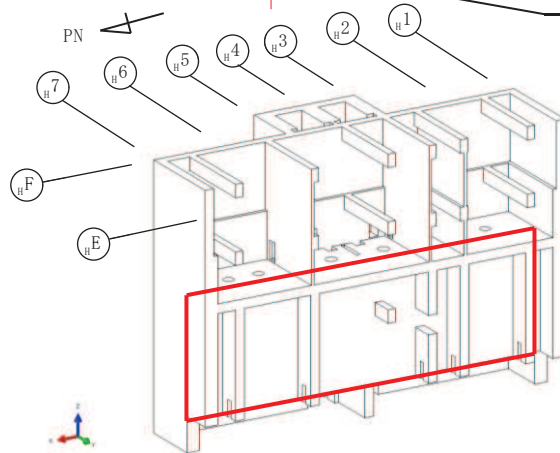
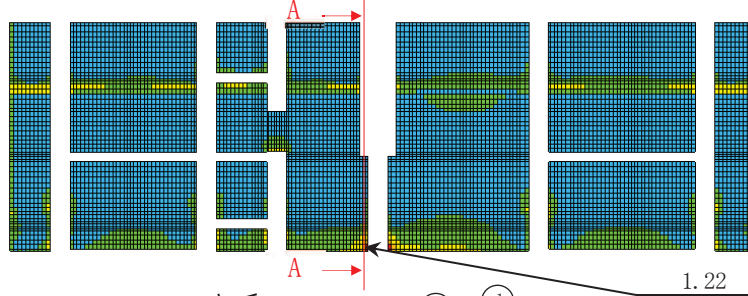


(d) O. P. 3. 0m 中間スラブ

図 3-3(2) 余震時鉄筋ひずみ (Y, 縦方向)

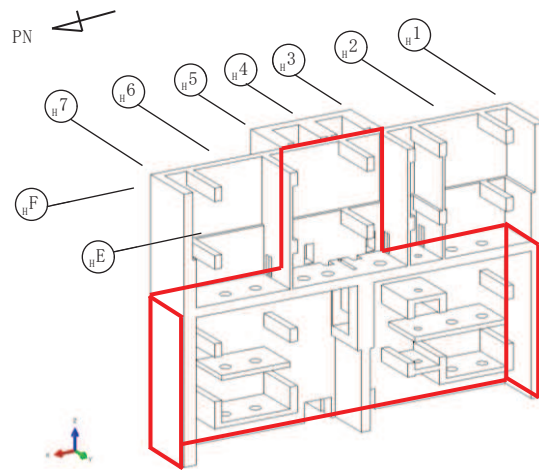
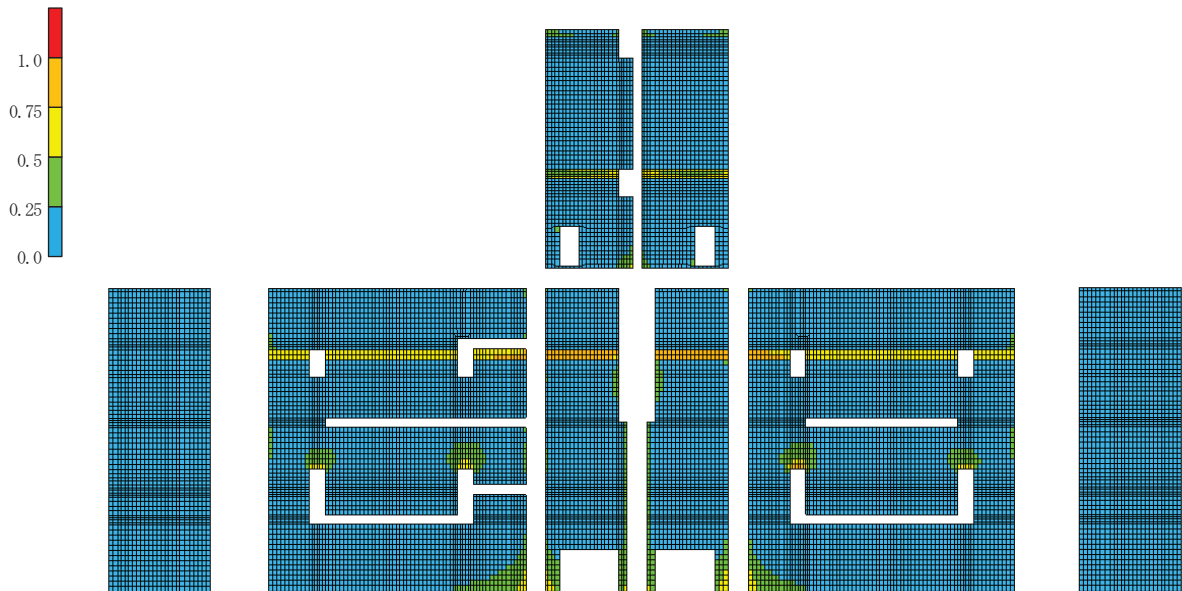


(a) 立坑

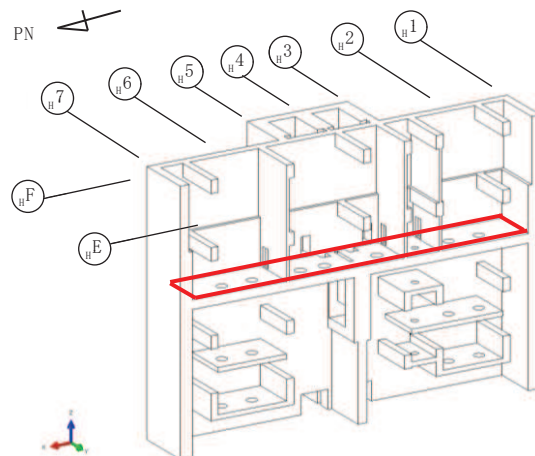
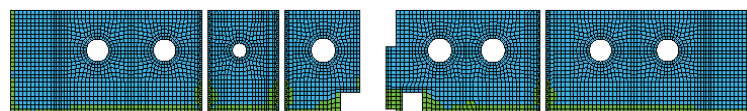


(b) $H E - H F$ 通り間壁

図 3-4(1) 余震時面外せん断力検定比 (縦方向)



(c) $H F$ 通り外壁, ポンプ室南北外壁



(d) 0. P. 3. 0m 中間スラブ

図 3-4(2) 余震時面外せん断力検定比 (縦方向)

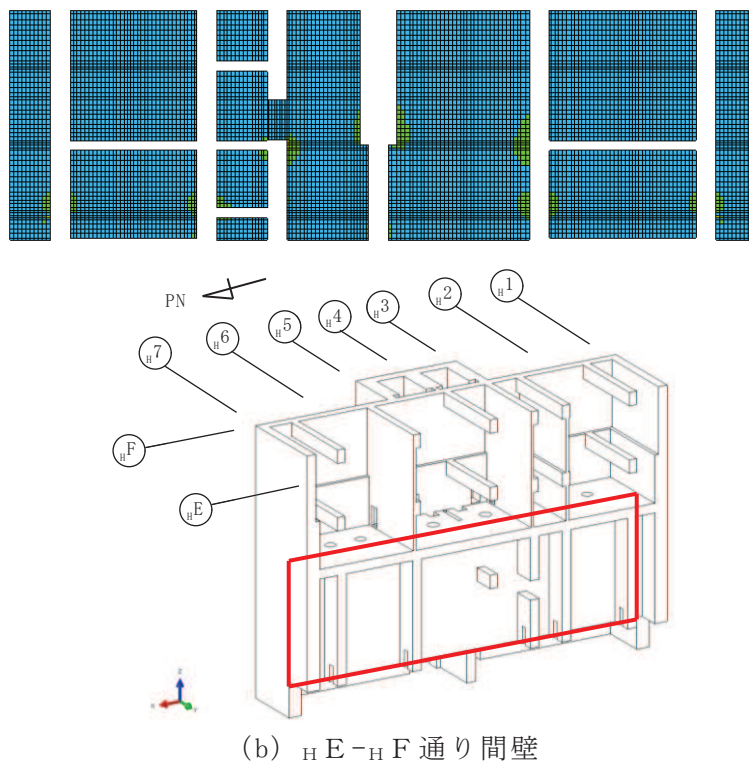
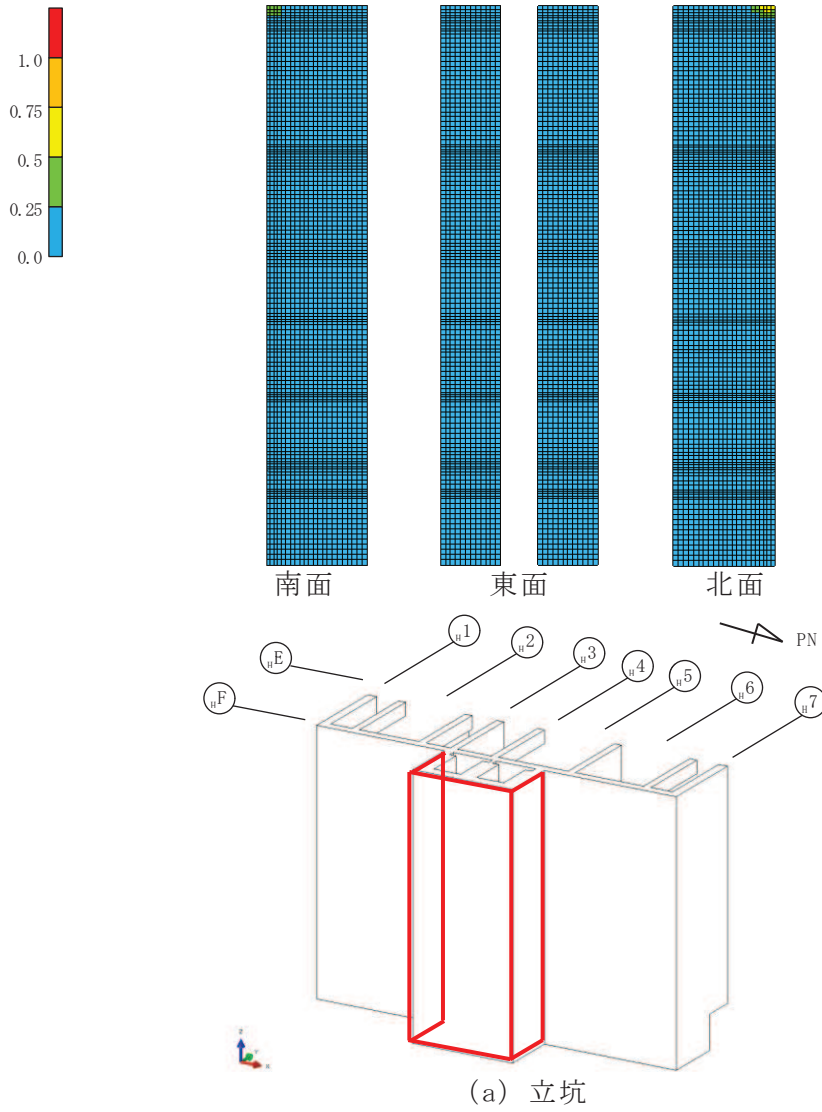
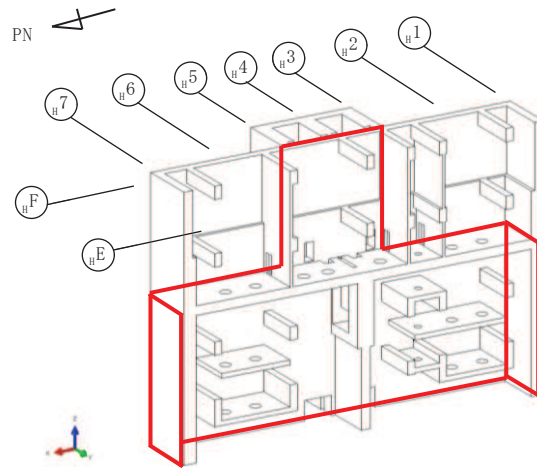
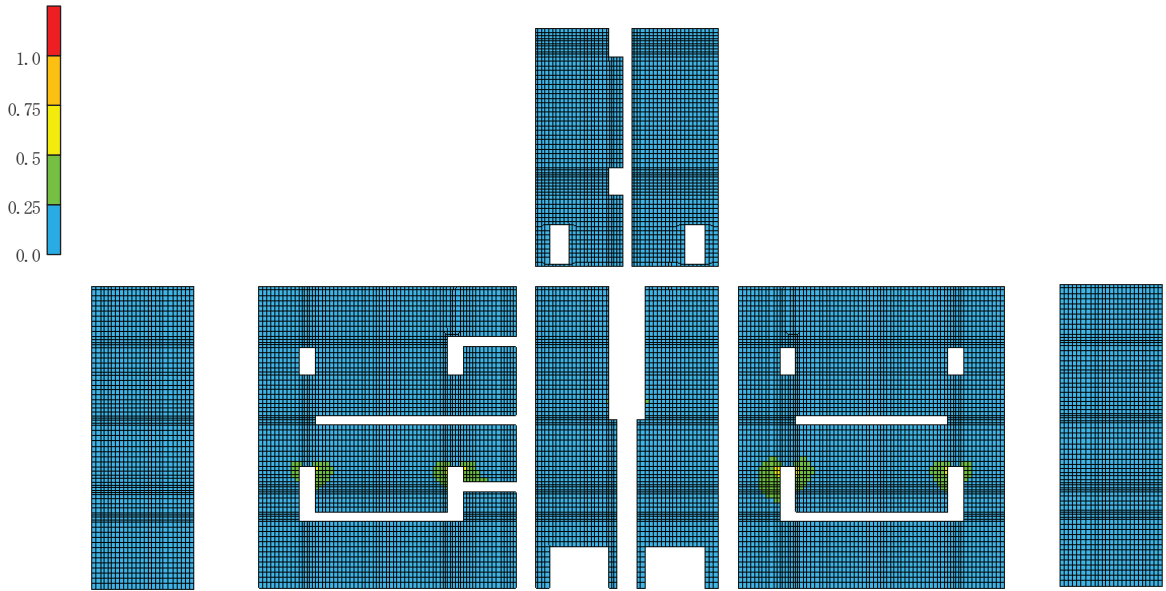
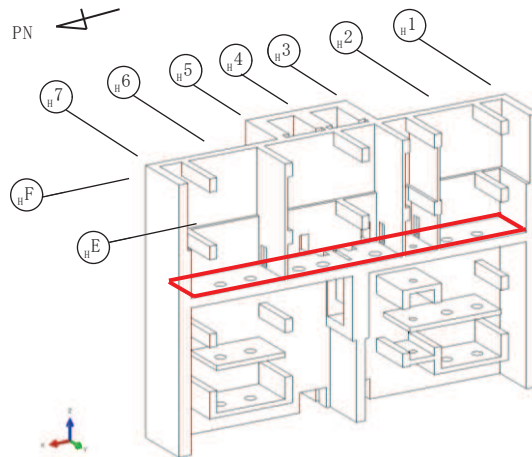
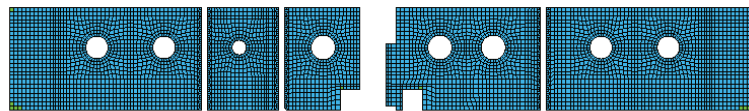


図 3-5(1) 余震時面外せん断力検定比 (横方向)



(c) H F 通り外壁，ポンプ室南北外壁



(d) 0. P. 3. 0m 中間スラブ

図 3-5(2) 余震時面外せん断力検定比 (横方向)

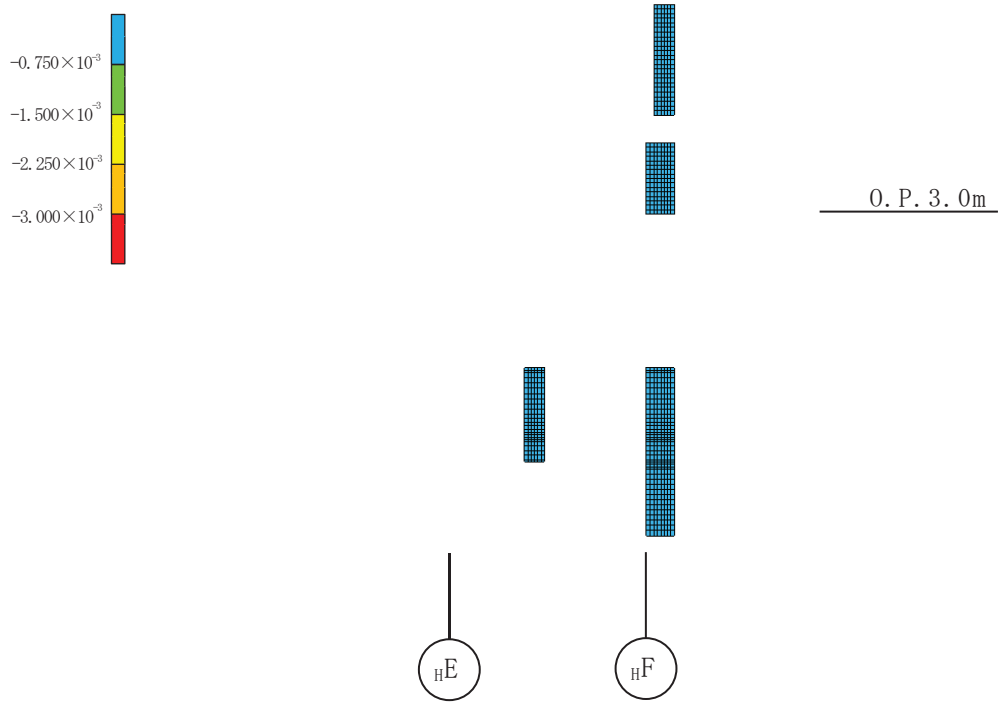


図 3-6 余震時 A-A 断面内コンクリート最小主ひずみ

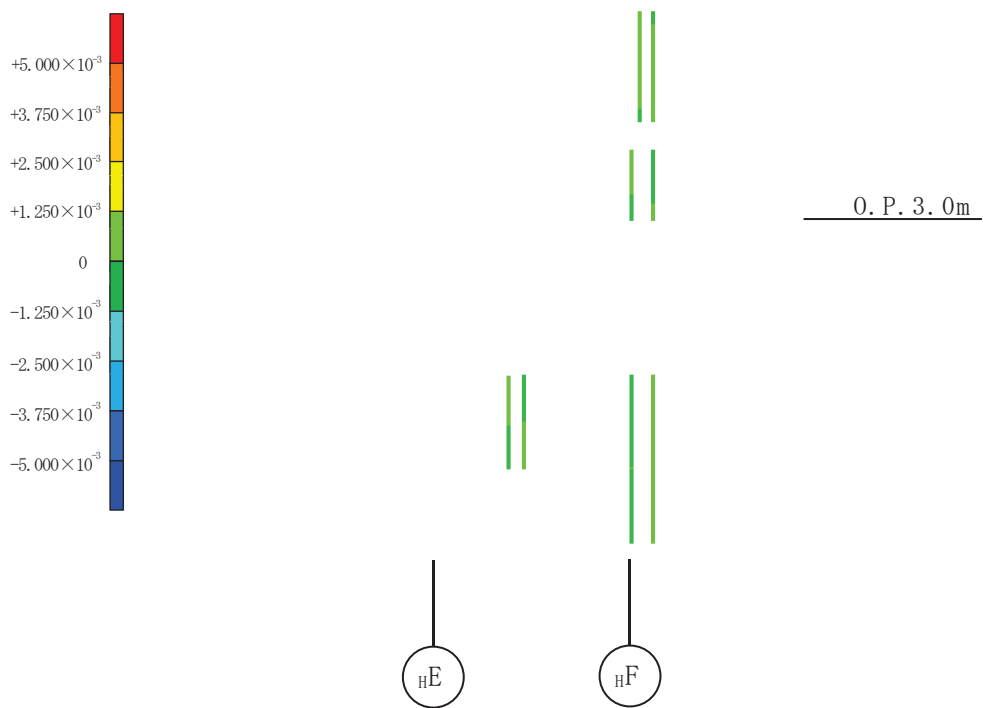


図 3-7 余震時 A-A 断面内鉄筋ひずみ

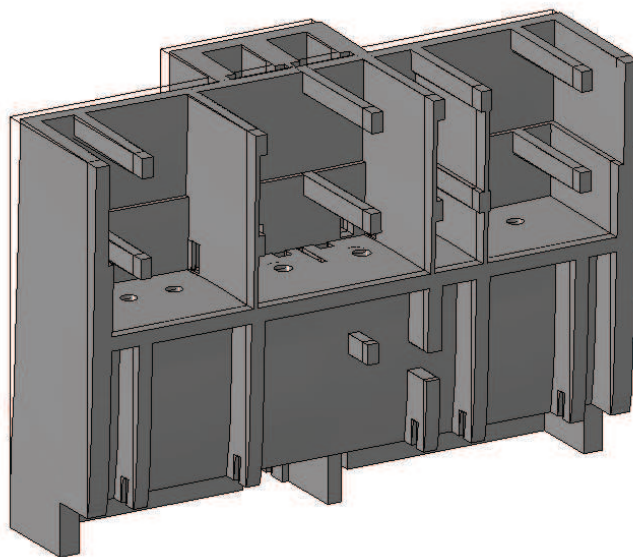
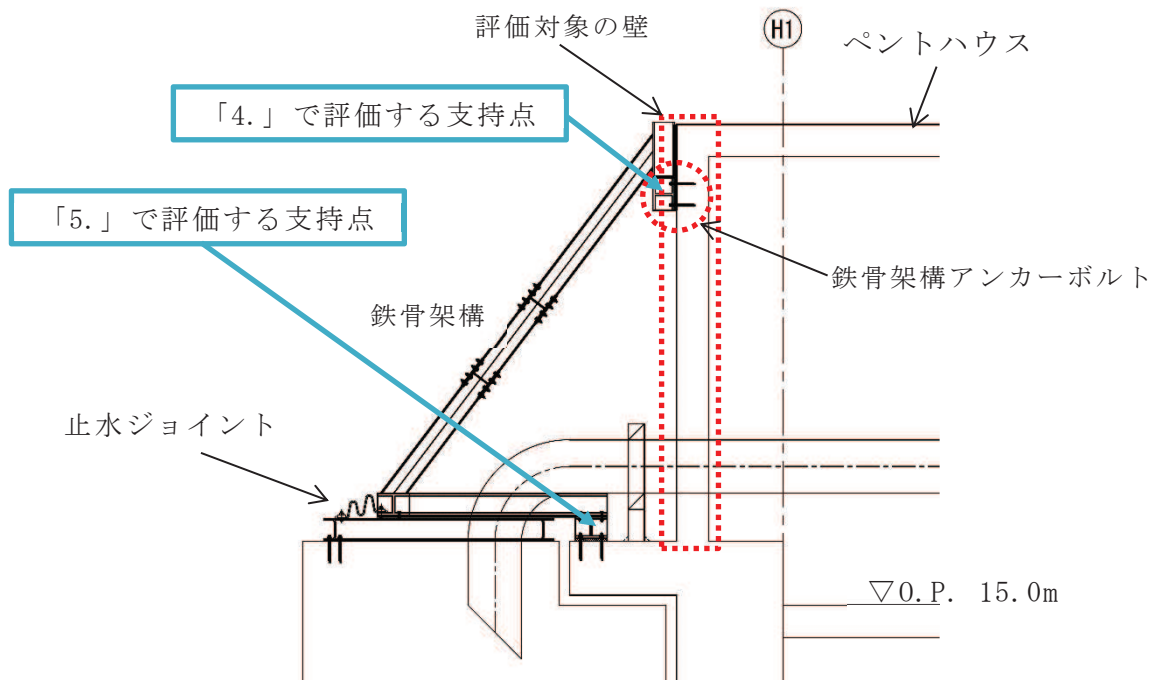
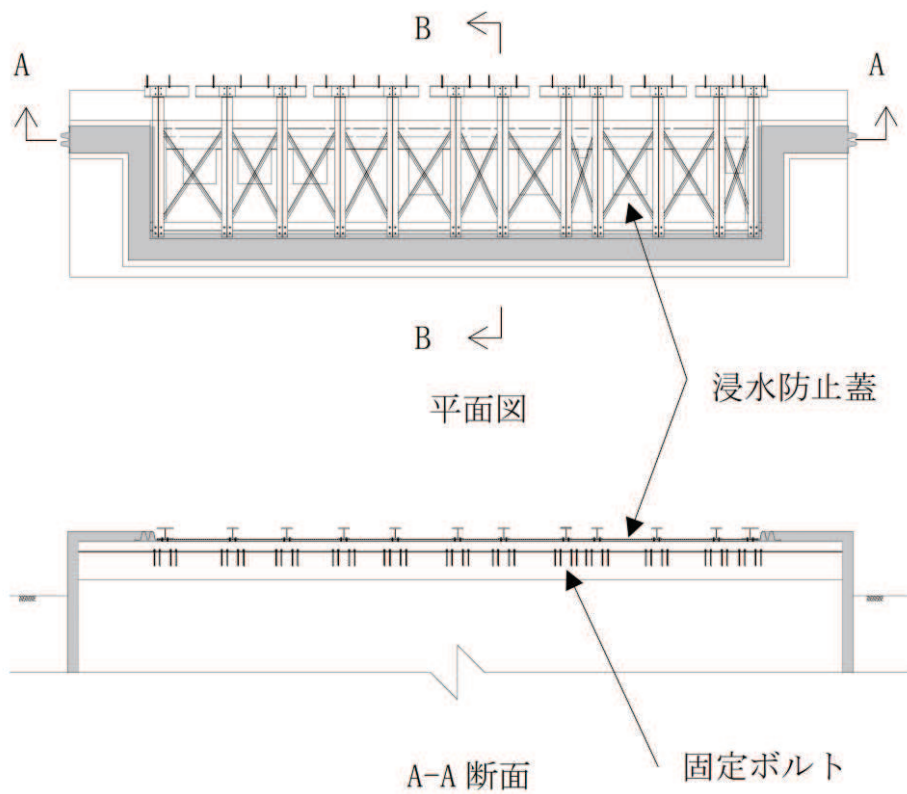


図 3-8 余震時変形図 (変形倍率 200 倍)

4. 補機冷却海水系放水ピット上の浸水防止蓋を支持する壁の評価

4.1 評価対象部位

浸水防止蓋を固定する鉄骨架構は第3号機海水熱交換機建屋1階ペントハウス（以下「ペントハウス」という。）の_{H1}通り外壁で支持されることから、評価部位はペントハウスの_{H1}通り外壁とする。評価対象部位であるペントハウスの_{H1}通り外壁を図4-1に示す。



B-B 断面図 (ペントハウスとの取合と評価対象部位)

図 4-1 浸水防止蓋概要図

4.2 荷重及び荷重の組み合わせ

4.2.1 入力荷重

表 4-1 に示す地震時の荷重の組み合わせを考慮する。

表 4-1 応力解析における入力荷重

区分	種別	考慮する荷重
地震時荷重	慣性力	躯体に作用する慣性力* ¹
	付帯構造物の荷重	浸水防止蓋の反力* ²

注記*1：添付書類「VI-2-2-29 第3号機海水熱交換器建屋の地震応答計算書」の地震応答解析結果に基づく、材料物性の不確かさを考慮した各ケースの震度の包絡値とする。

*2：添付書類「VI-2-10-2-8-4 浸水防止蓋（第3号機補機冷却海水系放水ピット）の耐震性についての計算書」及び添付書類「VI-3-別添 3-2-7-2 浸水防止蓋（第3号機補機冷却海水系放水ピット）の強度計算書」に示す、材料物性の不確かさを考慮した各ケースの包絡値とする。

(1) 躯体に作用する慣性力

地震時慣性力の算出に用いる水平震度を表 4-2 に示す。なお、ペントハウス部の固有周期は剛であり、震度の増幅は考慮しない。

表 4-2 地震時慣性力の算出に用いる水平震度

ケース	O.P. (m)	水平震度 (NS 方向)
S _s 地震時	15.0	2.46
余震時	15.0	1.58

(2) 浸水防止蓋の反力

浸水防止蓋を固定する鉄骨架構から評価対象部位であるペントハウスの_H1 通り外壁に対しては、図 4-1 に示すとおりアンカーボルトを通して反力が伝達される。アンカーボルトからペントハウスの_H1 通り外壁に作用する荷重を表 4-3 に示す。

表 4-3 アンカーボルトからペントハウスの_{H1}通り外壁に作用する荷重

ケース	水平荷重 (kN)	曲げモーメント (kN・m)
S s 地震時	10.665	2.631
余震時	11.337	2.935

4.2.2 S s 地震時と余震時の荷重比較

表 4-2 及び表 4-3 に示すとおり、ペントハウスの_{H1}通り外壁に作用する荷重は、余震時より S s 地震時が大きいことを確認したため、ペントハウスの_{H1}通り外壁の評価は添付書類の別紙 1 で代表させる。

4.3 評価結果

ペントハウスの_{H1}通り外壁に作用する荷重は、余震時より S s 地震時が大きいことを確認したため、ペントハウスの_{H1}通り外壁の評価は添付書類の別紙 1 で代表させる。

5. 補機冷却海水系放水ピット上の浸水防止蓋等を支持する片持ちスラブの評価

5.1 評価対象部位

補機冷却海水系放水ピット上の浸水防止蓋を固定する鉄骨架構及び配管サポートは、第3号機海水熱交換機建屋1階のH1通り側の片持ちスラブ（以下「片持ちスラブ」という。）で支持されることから、評価対象部位は片持ちスラブとする。評価対象部位である片持ちスラブを図5-1に示す。

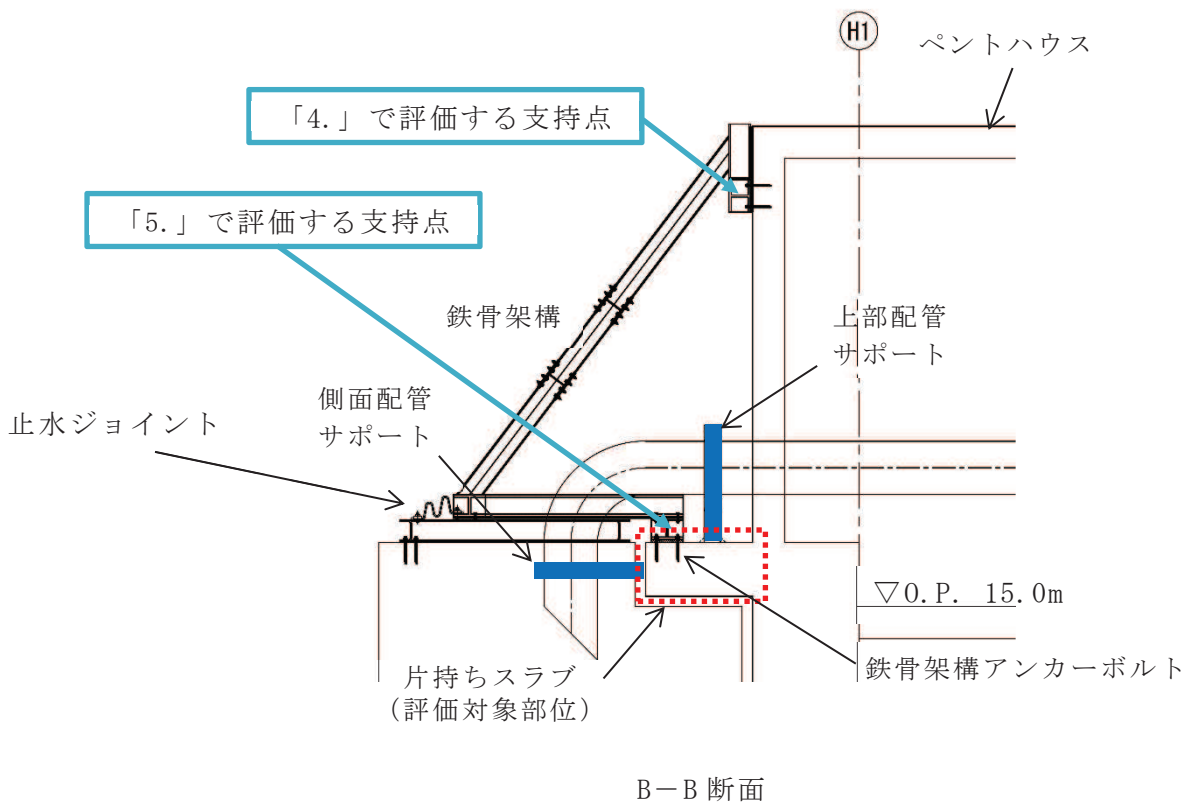
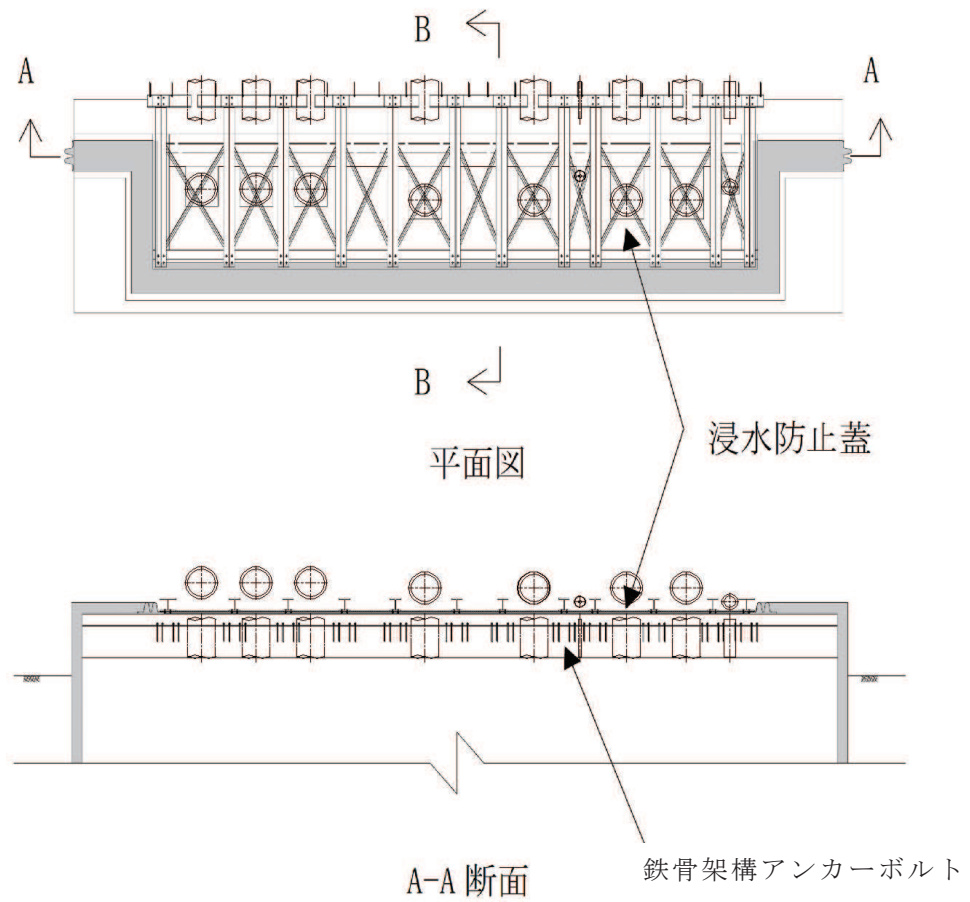


図 5-1 評価対象部位の概要図

5.2 荷重及び荷重の組み合わせ

5.2.1 入力荷重

表 5-1 に示す地震時の荷重の組み合わせを考慮する。

表 5-1 応力解析における入力荷重

区分	種別	考慮する荷重
地震時荷重	慣性力	躯体に作用する慣性力 ^{*1}
	付帯構造物の荷重	浸水防止蓋の反力 ^{*2} 配管サポートの反力 ^{*3}

注記*1：添付書類「VI-2-2-29 第3号機海水熱交換器建屋の地震応答計算書」の地震応答解析結果に基づく、材料物性の不確かさを考慮した各ケースの震度の包絡値とする。

*2：添付書類「VI-2-10-2-8-4 浸水防止蓋（第3号機補機冷却海水系放水ピット）の耐震性についての計算書」及び添付書類「VI-3-別添 3-2-7-2 浸水防止蓋（第3号機補機冷却海水系放水ピット）の強度計算書」に示す、材料物性の不確かさを考慮した各ケースの包絡値とする。

*3：添付書類「VI-1-1-2-2-4 入力津波による津波防護対象設備への影響評価」に基づく配管サポートの反力を用いる。

(1) 躯体に作用する慣性力

地震時慣性力の算出に用いる鉛直震度を表 5-2 に示す。

表 5-2 地震時慣性力の算出に用いる鉛直震度

ケース	O.P. (m)	鉛直震度 (UD 方向)
余震時	15.0	0.74

(2) 付帯構造物の荷重

浸水防止蓋を固定する鉄骨架構及び配管サポートから評価対象部位である片持ちスラブに対しては、図 5-1 に示すとおりアンカーボルトを通して反力が伝達される。アンカーボルトから片持ちスラブに作用する荷重を表 5-3 に示す。

表 5-3 アンカーボルトから片持ちスラブに作用する荷重

(a) 浸水防止蓋を固定する鉄骨架構からの反力

ケース	鉛直荷重 (kN)	曲げモーメント (kN・m)
余震時	40.669 (上向き)	19.197 (上向き*)
	0.000 (下向き)	0.000 (下向き*)

注記*：曲げモーメントの上向きとは、固定端において下端引張となる向きを、下向きとは上端引張となる向きを表す

(b) 上部配管サポートからの反力 (上向き・下向き)

ケース	鉛直荷重 (kN)	曲げモーメント (kN・m)
余震時	91.0	0.000

(c) 側面配管サポートからの反力 (上向き・下向き)

ケース	鉛直荷重 (kN)	曲げモーメント (kN・m)
余震時	0.9	0.260

5.2.2 荷重の組み合わせ

荷重の組み合わせとしては、余震時における慣性力及び付帯構造物の荷重を考慮する。

5.3 解析モデル及び諸元

5.3.1 解析モデル

解析モデル概要図を図 5-2 に示す。片持ちスラブは面内方向に十分な耐力を有することから、応力解析においては $H1$ 通り側を固定端とした片持ちスラブとしてモデル化を行う。また、モデル化幅は主筋 1 本当たりの負担幅の 200mm とし、スラブに掛かる各荷重はアンカーボルトのピッチ及び部材厚を考慮して負担幅を算定し、負担幅の中に存在する主筋本数で除した値とする。

図 5-3 に負担幅の考え方を示す。鉄骨架構ではアンカーボルトが一行であることと、評価対象の部材厚が 500mm であることから、図 5-3(a) のとおり負担幅を 500mm とし、上部配管サポートではアンカーボルトのピッチが 1250mm であることと、評価対象の部材厚が 500mm であることから、図 5-3(b) のとおり負担幅を 1750mm とする。また、側面配管サポートにおいては、応力が最大となる片持ちスラブの固定点までの距離が十分に長いため、負担幅は図 5-3(c) のとおりベースプレートのピッチである 1000mm とする。

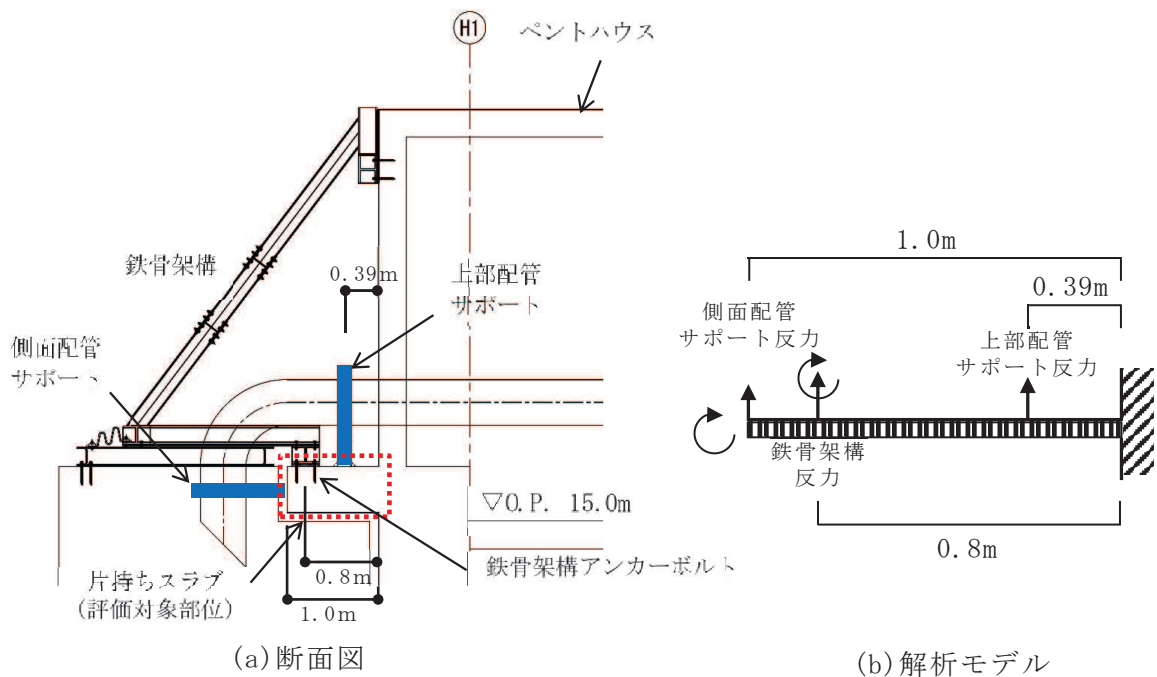
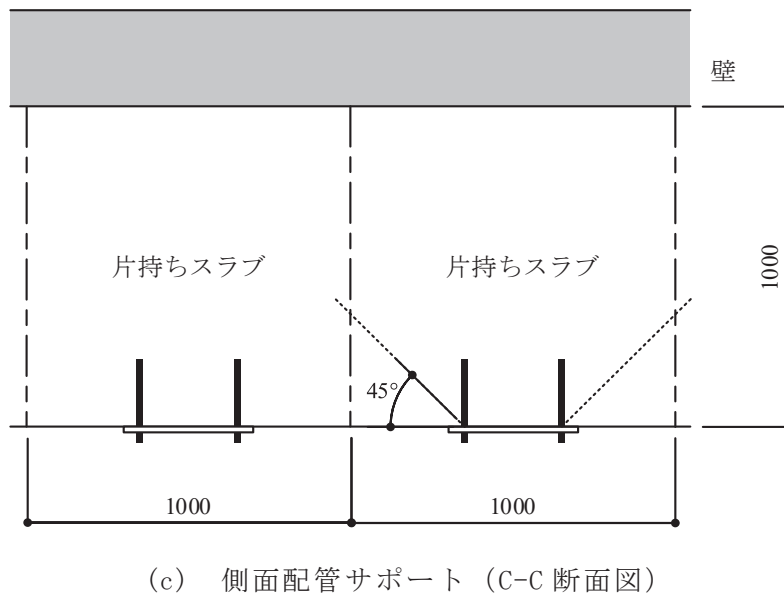
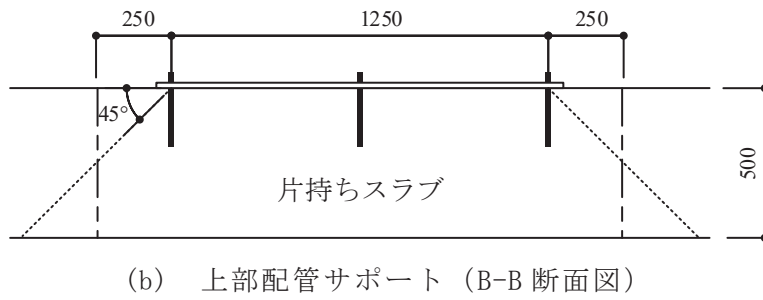
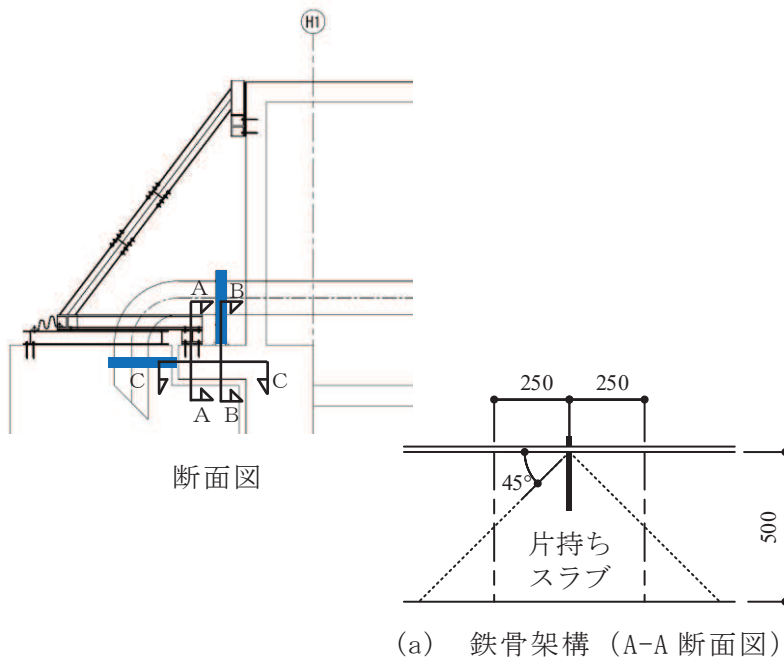


図 5-2 解析モデル概要図



(単位 : mm)

図 5-3 負担幅の考え方

5.3.2 使用材料の物性値

使用材料の物性値を表 5-4 に示す。

コンクリートのヤング係数については、設計基準強度に基づき算定した値とする。コンクリートの圧縮強度は設計基準強度に基づく値とする。

表 5-4 使用材料の物性値

(a) コンクリート

コンクリートの 設計基準強度 F_c (N/mm ²)	ヤング係数 E (N/mm ²)	ポアソン比 ν
32.4	2.51×10^4	0.2

(b) 鉄筋

鉄筋の種類	ヤング係数 E (N/mm ²)
SD345	2.05×10^5

5.4 評価方法

5.4.1 応力解析方法

片持ちスラブについて_H1 通り側を固定端としてモデル化した応力解析を実施する。

5.4.2 断面の評価方法

片持ちスラブが浸水防止蓋を固定する鉄骨架構及び配管サポートの支持に十分な構造強度を有していることを確認するため、応力解析により得られた曲げモーメント、並びに面外せん断力に対して次のとおり評価し、片持ちスラブの健全性を確認する。

片持ちスラブは浸水防止機能を担う部材であり、地震時に損傷することで同機能を損なう可能性がある。そこで、地震時における発生応力度等が短期許容応力度以内に収まっていることで、応答が弾性範囲内に抑えられ健全性が維持されるものと判断されることから、断面の評価にあたって、曲げモーメントに対する評価については「RC-N規準」に基づく短期許容曲げモーメント M_A を、面外せん断力に対する評価については「RC-N規準」に基づく短期許容面外せん断力 Q_A を許容値とし、算出した発生応力が許容値を超えないことを確認する。なお、H1通り側の片持ちスラブについては軸力を付加しない。

$$M_A = a_t \cdot f_t \cdot j \cdot 10^{-6}$$

ここで、

M_A : 短期許容曲げモーメント (kN・m)

a_t : 鉄筋の設計断面積 (mm²)

f_t : 鉄筋の短期許容引張応力度 (N/mm²)

j : 断面の応力中心間距離で、断面の有効せいの7/8倍の値 (mm)

$$Q_A = b \cdot j \cdot \alpha \cdot f_s \cdot 10^{-3}$$

ここで、

Q_A : 短期許容面外せん断力 (kN)

b : 断面の幅 (mm)

j : 断面の応力中心間距離で、断面の有効せいの7/8倍の値 (mm)

α : 許容せん断力の割増し係数

(2を超える場合は2, 1未満の場合は1とする。)

$$\alpha = \frac{4}{M / (Q \cdot d) + 1}$$

M : 曲げモーメント (N・mm)

Q : せん断力 (N)

d : 断面の有効せい (mm)

f_s : コンクリートの短期許容せん断応力度 (1.21N/mm²)

5.5 評価結果

断面の評価結果を表 5-5 に示す。

表 5-5 より、片持ちスラブに対する曲げモーメント並びに面外せん断力は、目安値を下回ることを確認したことから、片持ちスラブが余震時に必要な構造強度を有することを確認した。

表 5-5 断面評価結果

O.P. (m)		15.6
スラブ位置 (通り)		H 1
スラブ厚 D (mm)		500
検討幅 B (mm)		200
有効せい d (mm)		421
配筋 (鉄筋断面積)	主筋	2-D19@200
	設計断面積 a_t (mm ²)	287
せん断に対する検討	せん断力 Q (kN)	31.3
	せん断スパン比による割増し係数 α	1.21
	コンクリートの短期許容せん断応力度 f_s (N/mm ²)	1.21
	短期許容面外せん断力 Q_A (kN)	107
	検定比 Q/Q_A	0.30
曲げモーメントに対する検討	曲げモーメント M (kN・m)	30.3
	鉄筋の短期許容引張応力度 f_t (N/mm ²)	345
	短期許容曲げモーメント M_A (kN・m)	36.4
	検定比 M/M_A	0.84
判定		可

6. 引用文献

- (1) Comite Euro-International du Beton : CEB-FIP MODEL CODE 1990 (DESIGN CODE), 1993
- (2) 出雲淳一, 島弘, 岡村甫 : 面内力を受ける鉄筋コンクリート板要素の解析モデル, コンクリート工学, Vol.25, No.9, 1987.9

別紙 6 浸水に対する境界躯体の止水性について

目 次

1. 概要..... 別紙 6-1
2. 第3号機海水熱交換器建屋の耐震壁のせん断ひび割れの可能性..... 別紙 6-1
3. 止水性に関する検討..... 別紙 6-2
 - 3.1 残留ひび割れに対する止水性の検討方法..... 別紙 6-2
 - 3.2 残留ひび割れ幅の算定..... 別紙 6-2
 - 3.3 残留ひび割れからの浸水影響確認..... 別紙 6-4

1. 概要

第3号機海水熱交換器建屋において、止水機能が要求される躯体^{*1}について基準地震動 S_s によるひび割れの影響について確認する。

なお、基準地震動 S_s により建屋コンクリートに発生する可能性のあるひび割れのうち、曲げひび割れについては水平方向に発生するため地震後の残留ひび割れは自重により閉じる^{*2}ことから、せん断ひび割れを対象とする。

注記*1：天井に達する壁は、床及び天井と一体となった構造体であり、地震により生じるせん断変形は耐震壁と同様となるため、耐震壁同等にせん断変形による評価が可能とする。

*2：「耐震安全解析コード改良試験 原子炉建屋の弾塑性試験 試験結果の評価に関する報告書（平成6年3月 財団法人 原子力発電技術機構）」

2. 第3号機海水熱交換器建屋の耐震壁のせん断ひび割れの可能性

第3号機海水熱交換器建屋については、地震応答解析における耐震壁の最大応答せん断ひずみとコンクリートにひび割れが発生するせん断ひずみの目安値 0.00025^* (0.25×10^{-3})を比較することによりせん断ひび割れの発生可能性について確認する。

地震応答解析結果より、第3号機海水熱交換器建屋の最大応答せん断ひずみは表2-1に示すとおり、コンクリートにひび割れが発生するせん断ひずみの目安値 0.25×10^{-3} を超えている結果があることから、残留ひび割れを考慮した止水性の評価を実施する。

注記*：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 -

表2-1 第3号機海水熱交換器建屋 基準地震動 S_s による地震応答解析結果一覧

評価部位		最大応答せん断ひずみ ($\times 10^{-3}$)	
階	O.P. (m)	NS	EW
B1F	15.0 ~ 8.0	0.43	0.40
B2F	8.0 ~ -1.1	0.77	0.50
B3F	-1.1 ~ -9.5	0.61	1.07

3. 止水性に関する検討

第3号機海水熱交換器建屋地下部のコンクリート壁（以下「RC壁」という。）について、基準地震動 S_s における最大せん断ひずみに基づき残留ひび割れ幅を算定し、止水性（ひび割れからの漏えい）の観点からの評価基準値を超えないことを確認する。

3.1 残留ひび割れに対する止水性の検討方法

（財）原子力工学試験センターでの原子炉建屋の耐震壁に関する試験結果をとりまとめた「鉄筋コンクリート造耐震壁のせん断ひびわれ性状に関する検討（昭和63年コンクリート工学年次論文報告集）」における残留ひび割れの検討に基づき、基準地震動 S_s における最大応答せん断ひずみから、試験結果のばらつきを踏まえた残留ひび割れ幅を検討する。この検討結果が、「日本建築学会 2015年 原子力施設における建築物の維持管理指針・同解説」における水密性の観点から補修の検討が必要となるひび割れ幅の評価基準値（0.2 mm）を超えないことを確認する。

3.2 残留ひび割れ幅の算定

地震応答解析によるせん断ひずみより「鉄筋コンクリート造耐震壁のせん断ひびわれ性状に関する検討（昭和63年コンクリート工学年次論文報告集）」に基づき、残留ひび割れ幅を算定する。

a. 残留ひび割れ幅の算定

① 残留ひび割れ幅の総計

図3-1より、最大せん断ひずみ（ X ）に対応する残留ひび割れ幅の総計（ Y ）の値をグラフから読み取る。

$$Y = 100 \sim 280 (\times 10^{-6})$$

ここで、 Y ：残留ひび割れ幅の総計

X ：せん断ひずみ（ $0.40 \sim 1.07 \times 10^{-3}$ ）

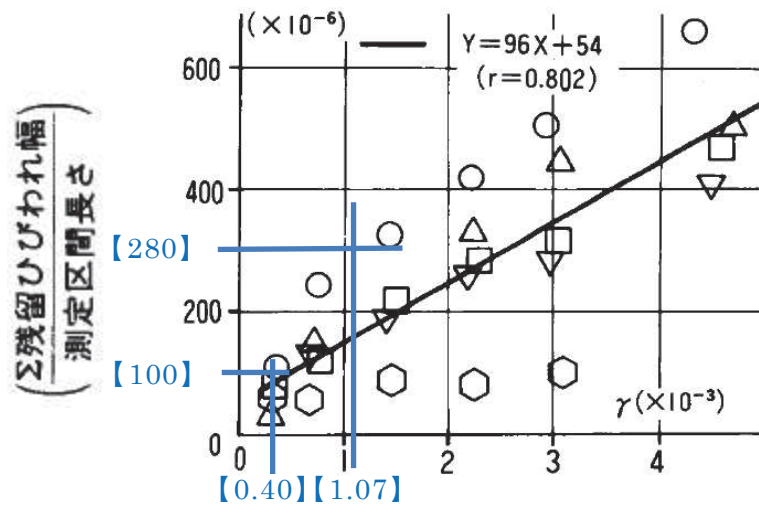


図 3-1 残留ひび割れ幅の総計／測定区間長さ

② 平均ひび割れ間隔の算定

図 3-2 より、最大せん断ひずみ (X) に対応する平均ひび割れ間隔 (Y) の値をグラフから読み取る。

$$A = B \times C = 200 \times 4.0 \sim 3.2 = 800 \sim 640 \text{ (mm)}$$

ここで、A：平均ひび割れ間隔 (mm)

B：溢水区画の最大鉄筋間隔 (mm)

C：平均ひび割れ間隔／鉄筋間隔 (4.0～3.2)

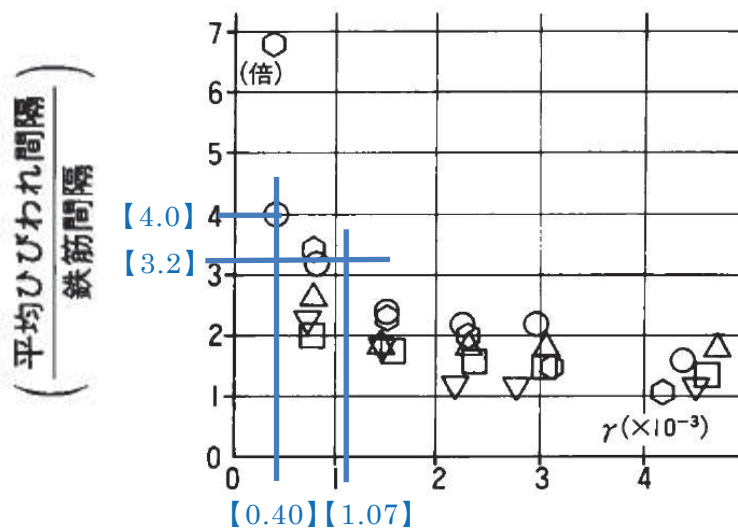


図 3-2 平均ひび割れ間隔／鉄筋間隔

③ 残留ひび割れ幅の算定

①及び②の結果から、ひび割れ 1 本当たりの残留ひび割れ幅を下式で算定する。

ひび割れ 1 本当たりの残留ひび割れ幅

= 残留ひび割れ幅の総計 / ひび割れ本数

= 残留ひび割れ幅の総計 / (測定区間長さ / 平均ひび割れ間隔)

= $Y \times A$

= $100 \sim 280 (\times 10^{-6}) \times 800 \sim 640 (\text{mm})$

= $0.080 \sim 0.179 (\text{mm}) \Rightarrow 0.08 \sim 0.18 (\text{mm})$

3.3 残留ひび割れからの浸水影響確認

算定した残留ひび割れ幅は、「原子力施設における建築物の維持管理指針・同解説（日本建築学会）」に示される、コンクリート構造物の水密性に影響を与える評価基準である「0.2 mm」未満のため、ひび割れからの浸水影響はない。

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-19-0610-13_改4

補足-610-13 タービン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-2-11-2-3 タービン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 タービン建屋に対する平成 23 年（2011 年）東北地方太平洋沖地震等の影響

別紙 1-1 タービン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タービン建屋のシミュレーション解析

別紙 2 タービン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 タービン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 3-1 タービン建屋のフレーム部の構造詳細

別紙 4 タービン建屋の地震応答解析結果について

別紙 5 タービン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 タービン建屋の弾性設計用地震動 S_d に対する地震応答解析結果

別紙 7 床ばねの諸元及び非線形性を考慮した解析

別紙 7-1 床ばね非線形モデルの応答の考察

別紙 1 タービン建屋に対する平成 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 タービン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タービン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、タービン建屋について、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1-1に示す。

点検の結果、タービン建屋の耐震壁には、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。なお、幅1.0mm以下のひび割れは各階で認められるが、特に地上2階から上部の耐震壁において他の耐震壁よりも多く確認されている。しかし、ほとんどのひび割れの幅は0.3mm以下であり、また、その長さも断続的なものであることから、ひび割れの中には地震が原因ではないと明確に判断できないとして抽出されたものも含まれていると考えられる。

2.2 シミュレーション解析結果

タービン建屋について、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、O.P.24.8mより上部ではNS方向は0.30倍、EW方向は0.35倍、O.P.24.8mより下部ではNS方向は0.35倍、EW方向は0.40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)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、タービン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タービン建屋の剛性補正係数は、原子炉建屋の地上3階から上部と同等の値となっており、また、タービン建屋の地上2階から上部のひび割れの発生状況は、原子炉建屋の地上3階から上部と同様の傾向となっている。

3. 評価結果のまとめ

タービン建屋の点検結果，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，タービン建屋の耐震壁には，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対し，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よりも，O.P. 24.8m より上部では NS 方向は 0.30 倍，EW 方向は 0.35 倍，O.P. 24.8m より下部では NS 方向は 0.35 倍，EW 方向は 0.40 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 タービン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）

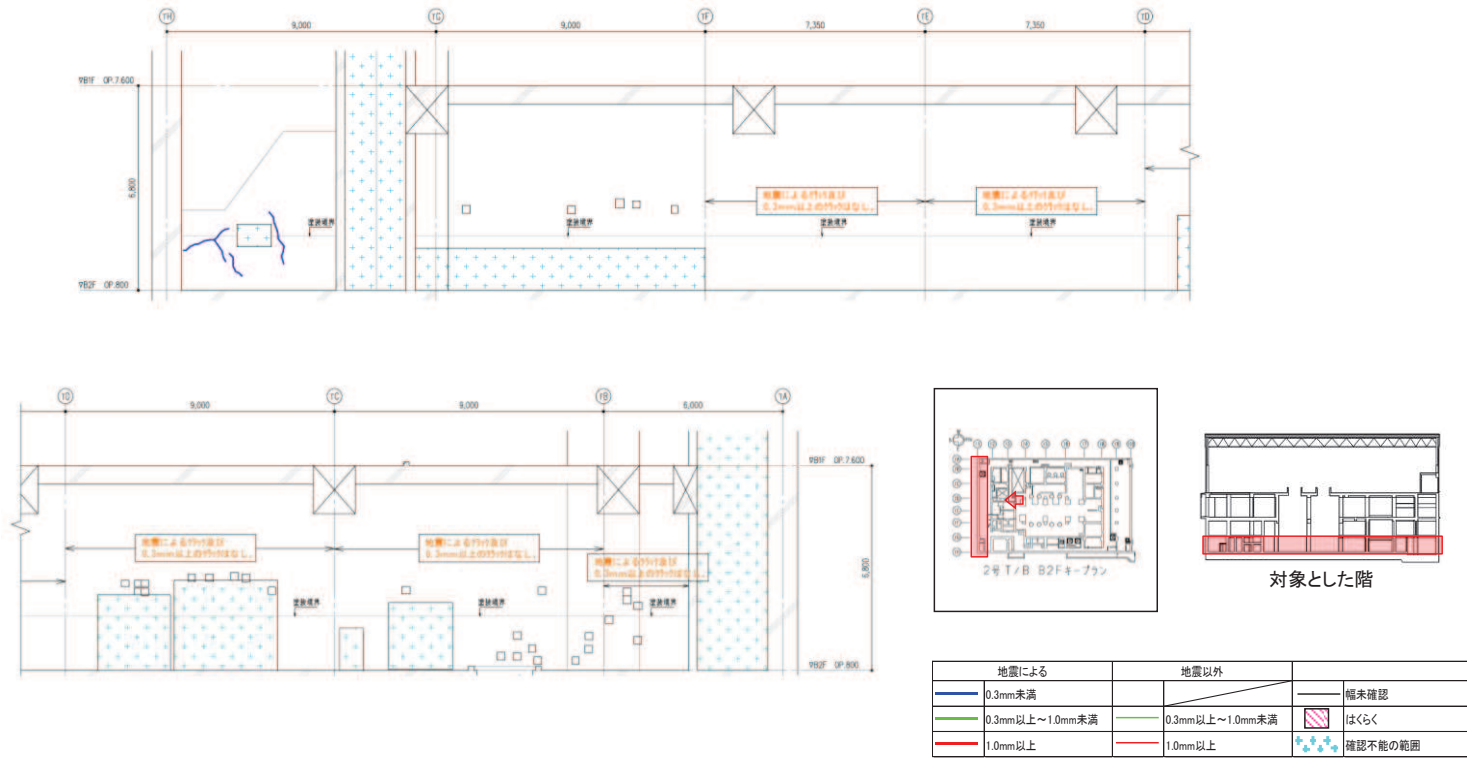


図1 タービン建屋のひび割れ分布 耐震壁(1) 地下2階 T1 通り

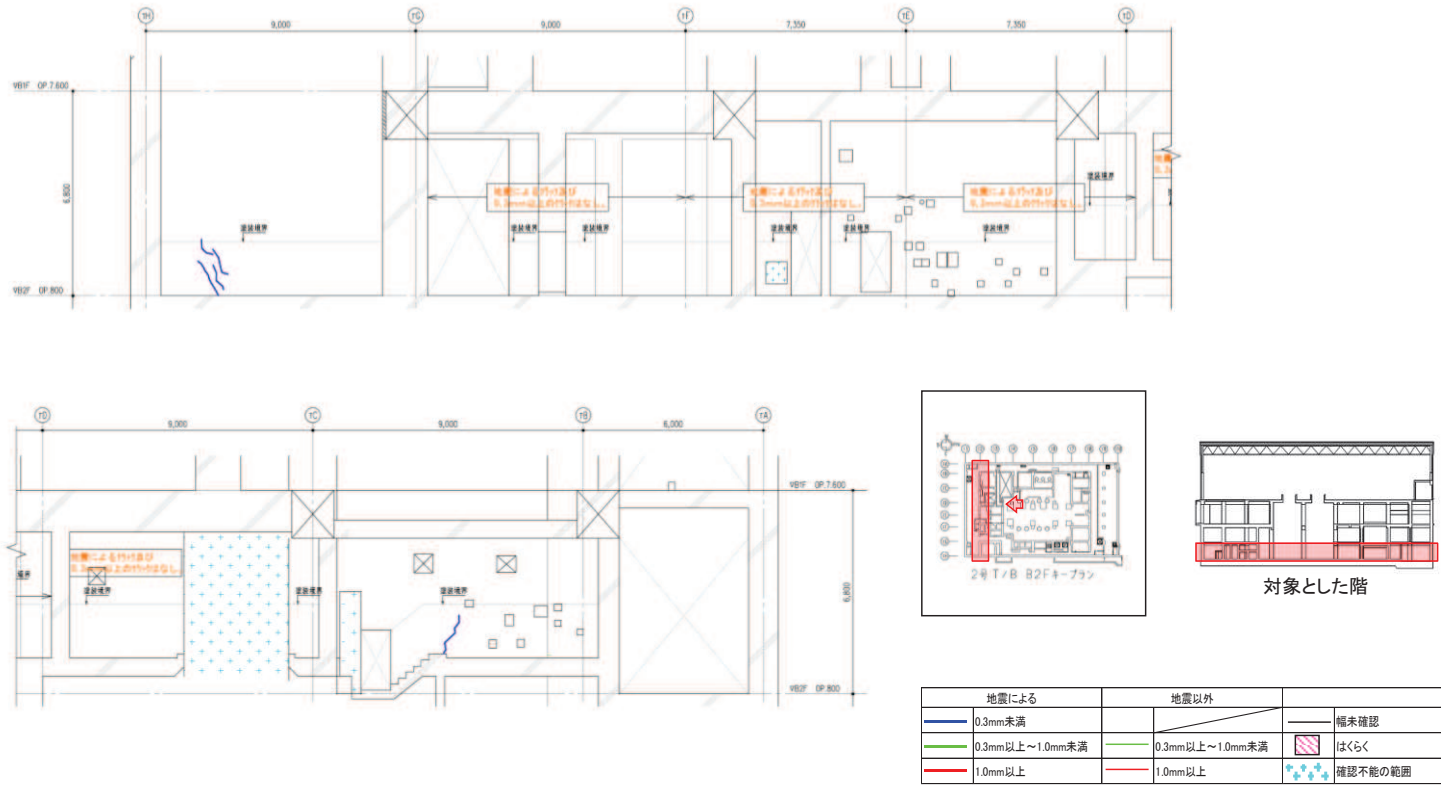


図2 タービン建屋のひび割れ分布 耐震壁 (2) 地下2階 T2 通り

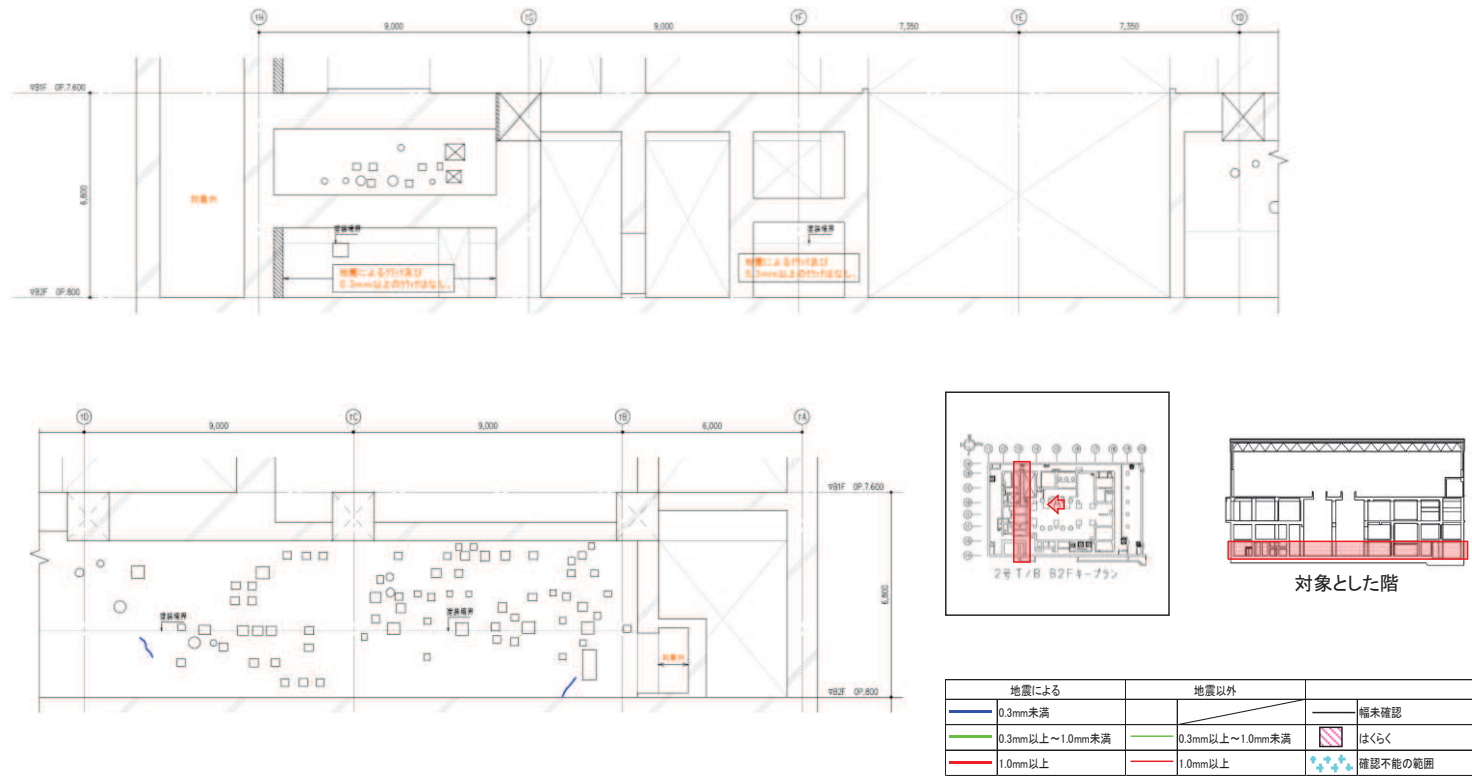


図3 タービン建屋のひび割れ分布 耐震壁 (3) 地下2階 T3 通り

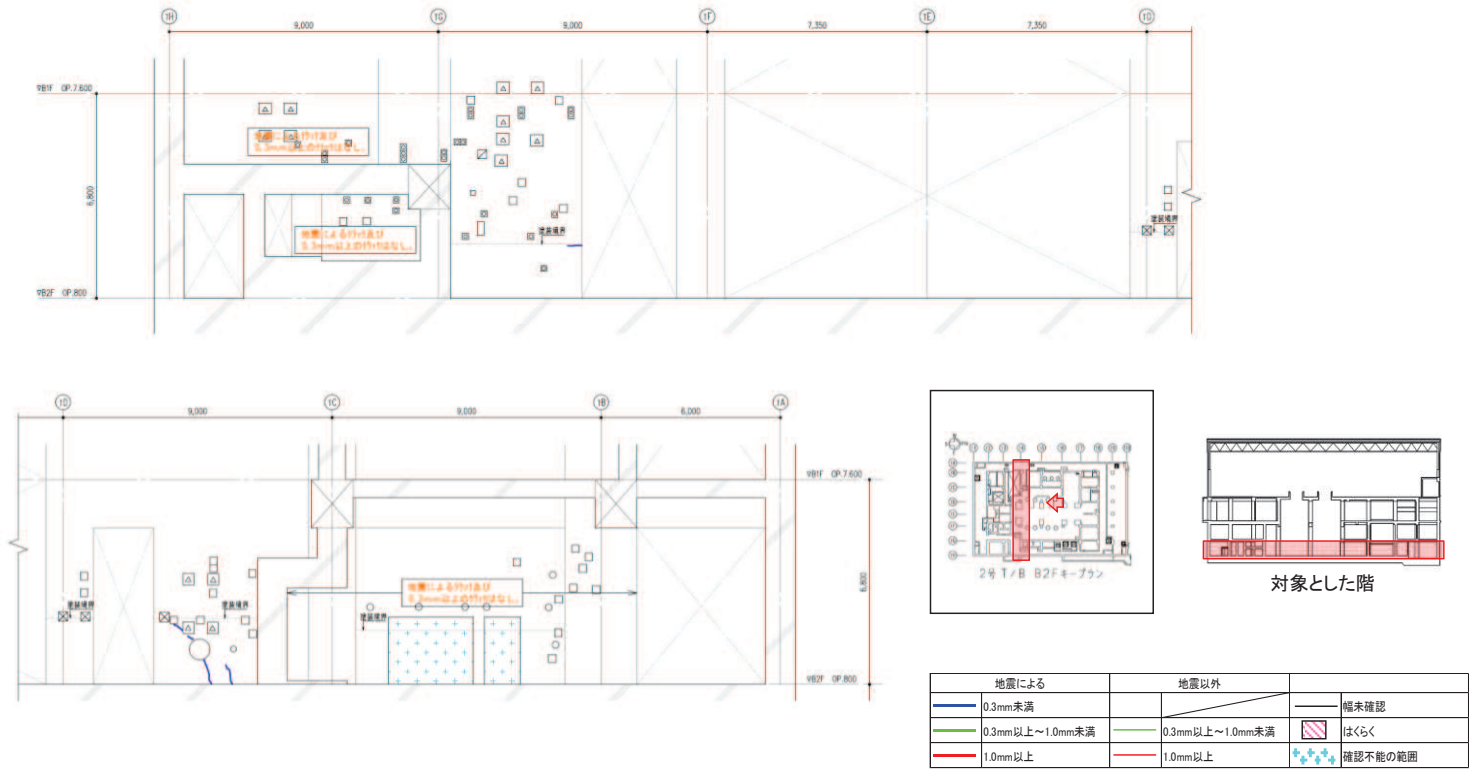


図4 タービン建屋のひび割れ分布 耐震壁(4) 地下2階 T4通り

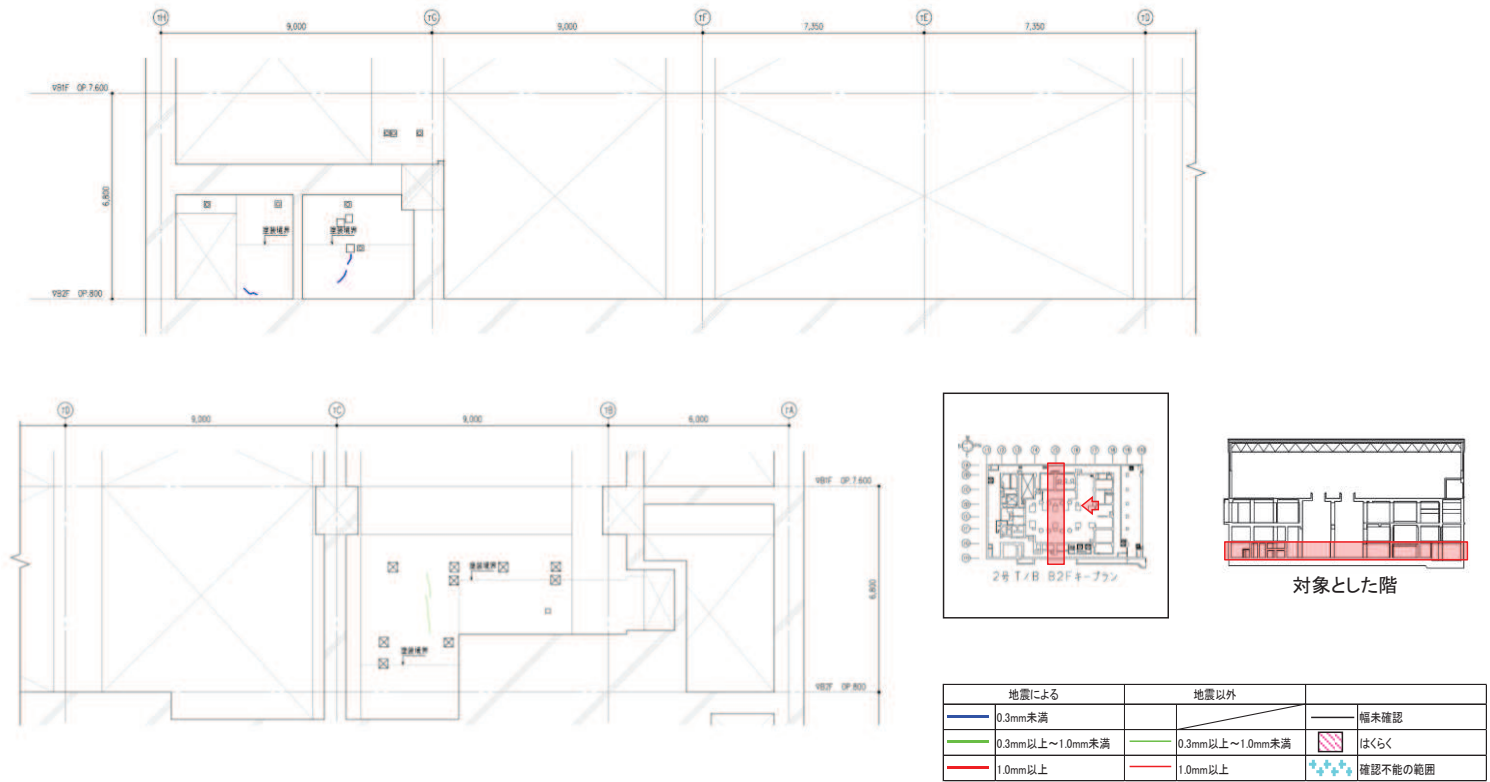


図5 タービン建屋のひび割れ分布 耐震壁 (5) 地下2階 T5 通り

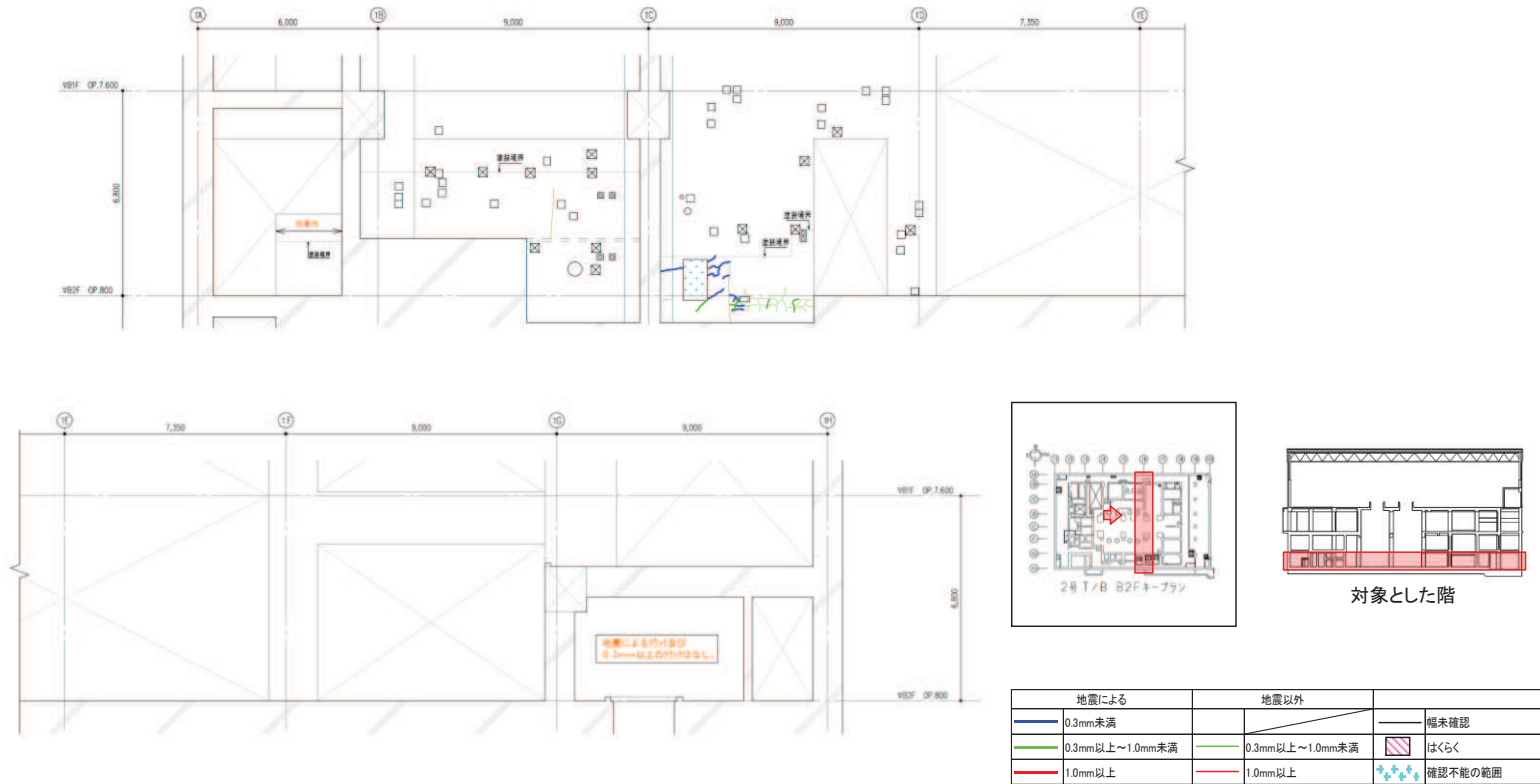


図6 タービン建屋のひび割れ分布 耐震壁 (6) 地下2階 T6 通り

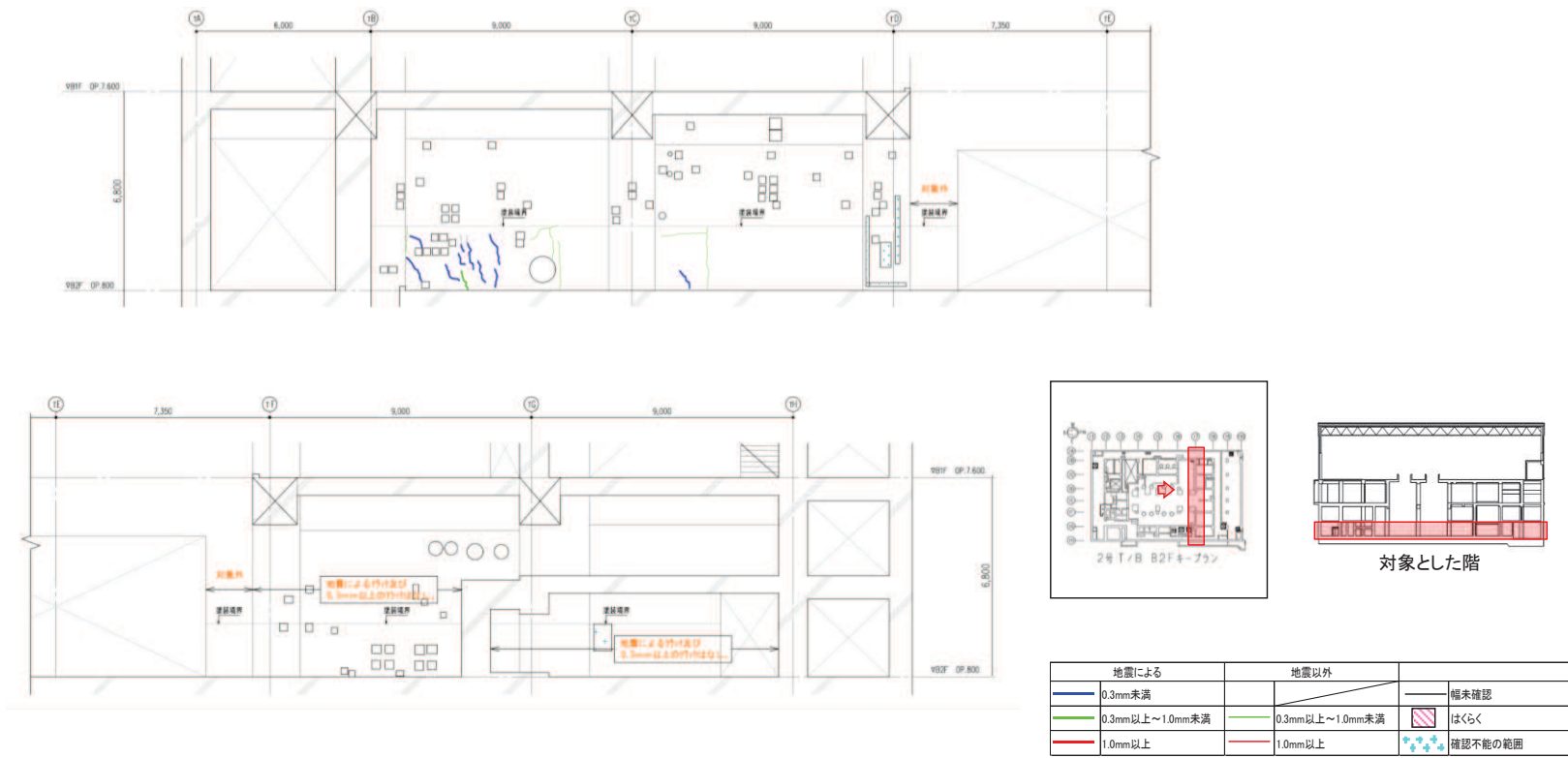


図7 タービン建屋のひび割れ分布 耐震壁(7) 地下2階 T7通り

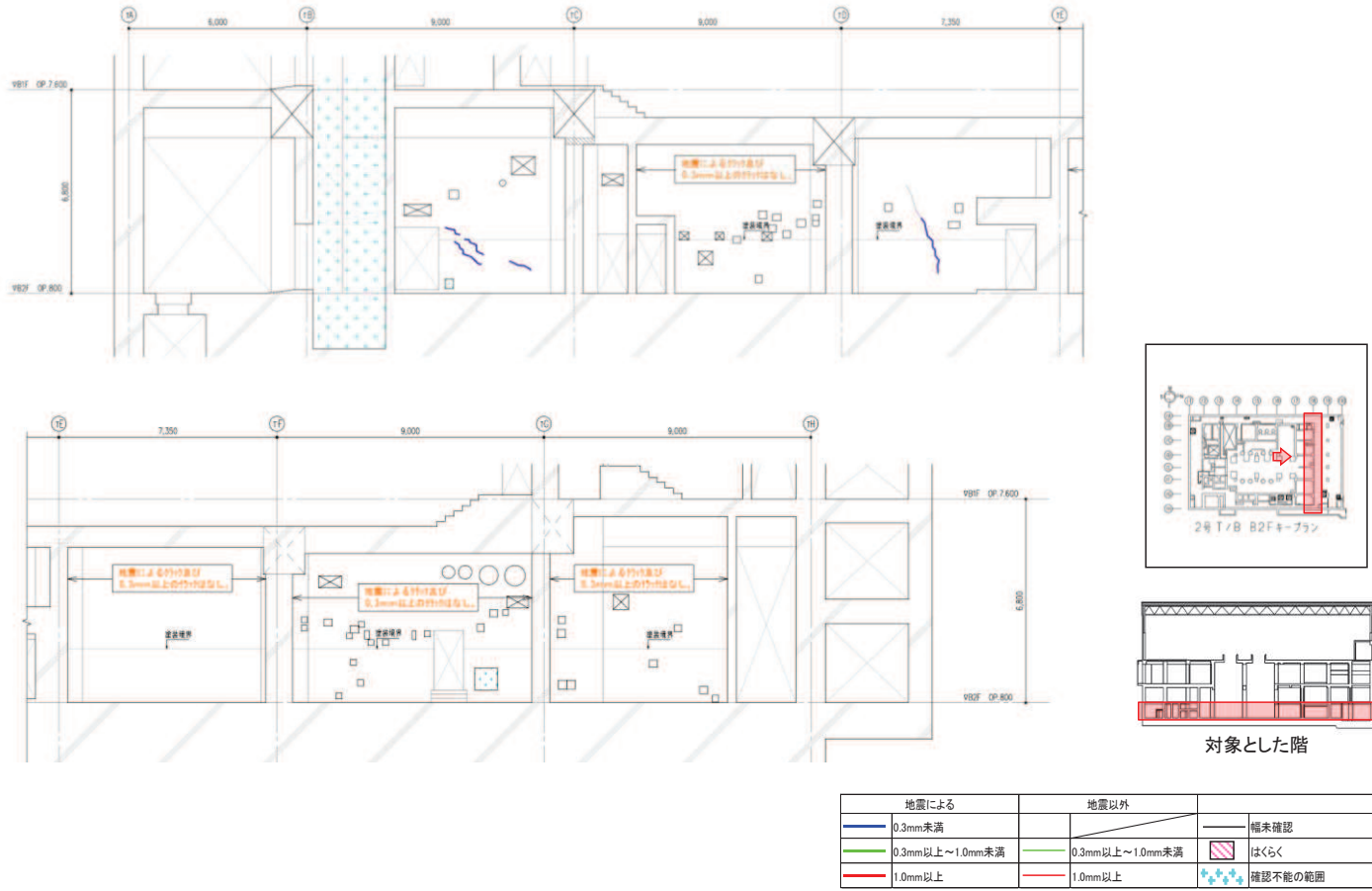


図8 タービン建屋のひび割れ分布 耐震壁 (8) 地下2階 T8 通り

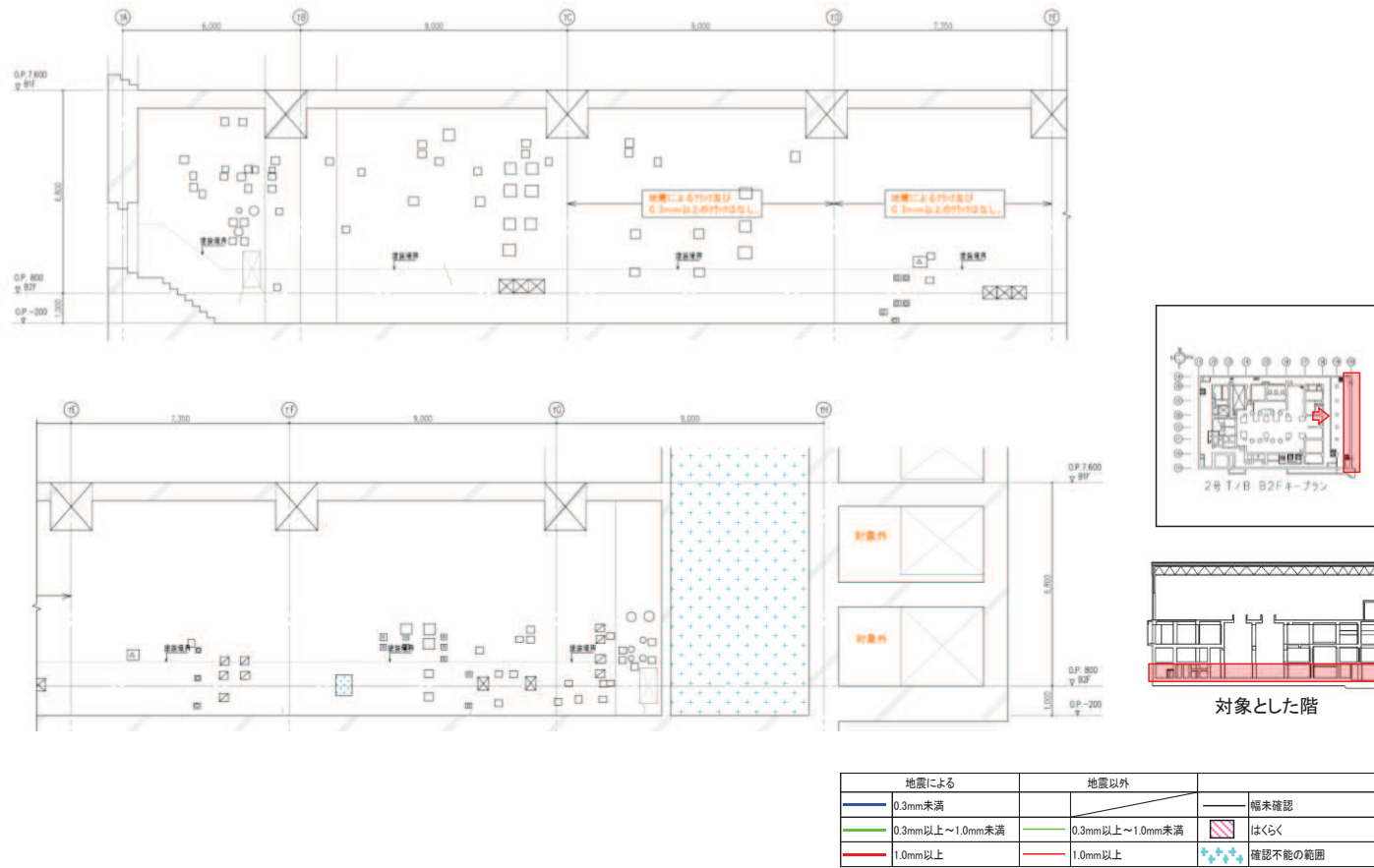


図9 タービン建屋のひび割れ分布 耐震壁(9) 地下2階 T10 通り

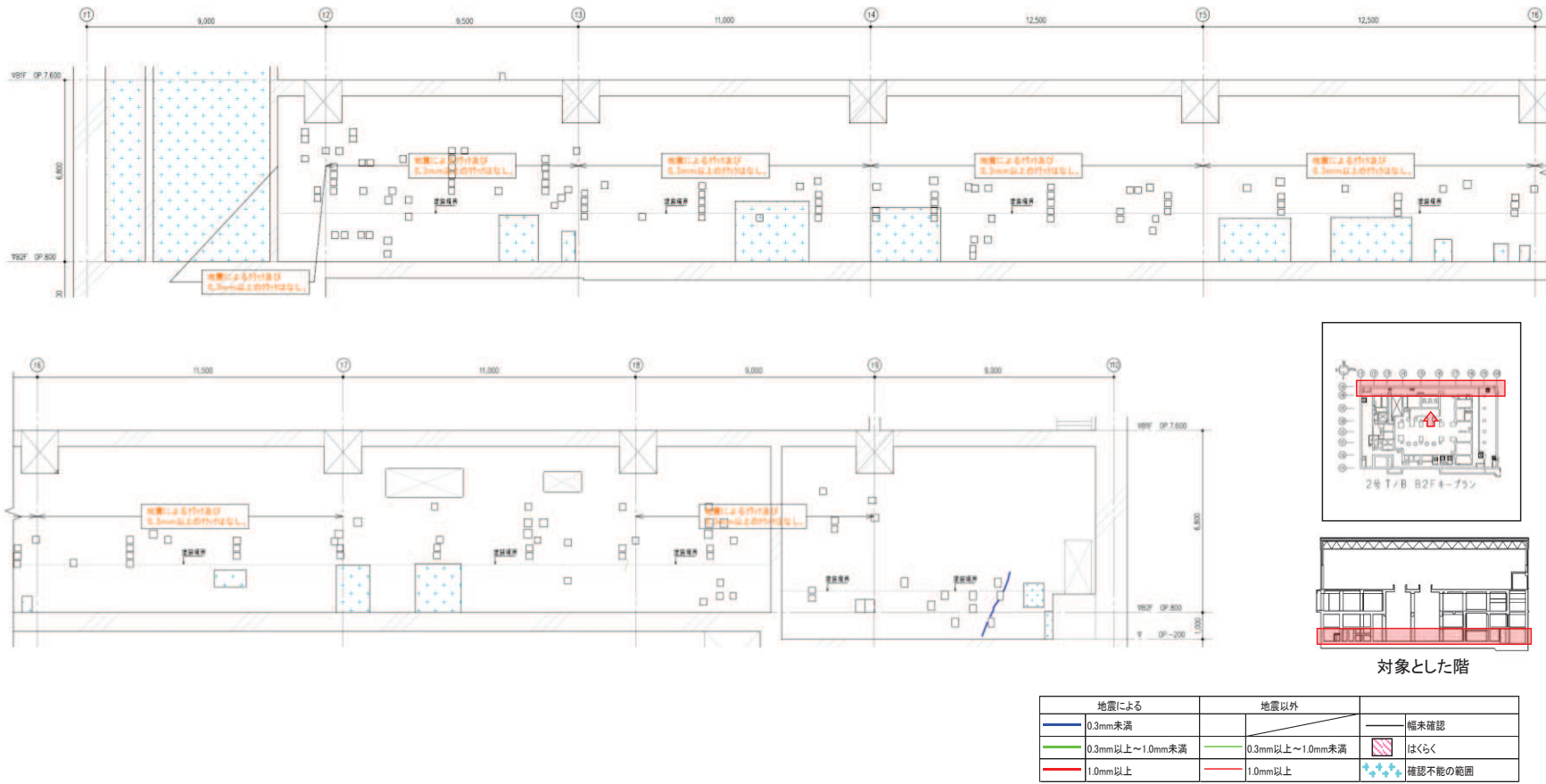


図 10 タービン建屋のひび割れ分布 耐震壁 (10) 地下 2 階 TA 通り

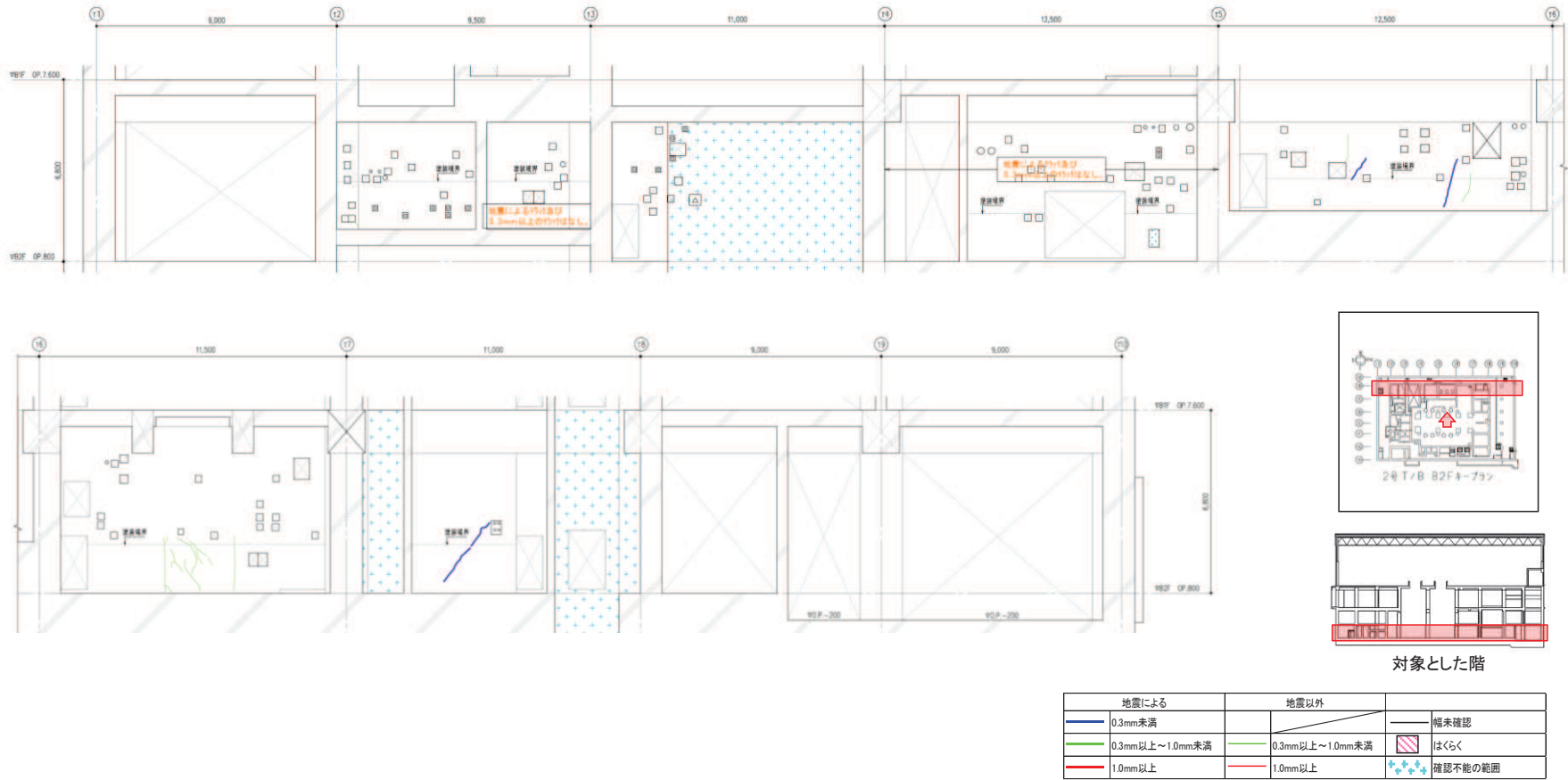


図 11 タービン建屋のひび割れ分布 耐震壁 (11) 地下 2 階 TB 通り

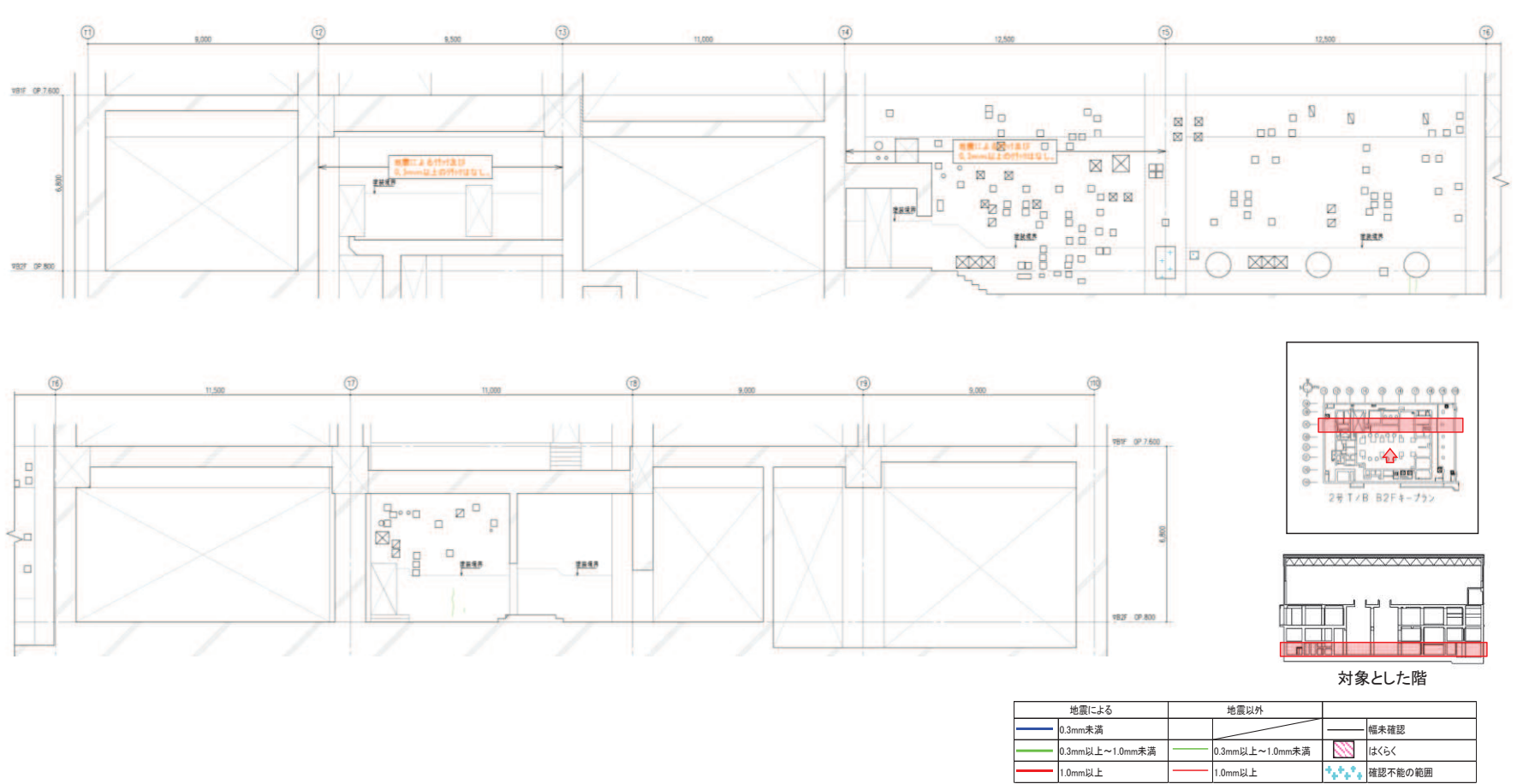
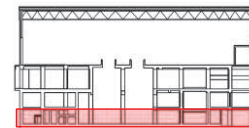
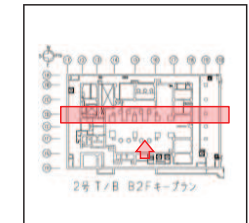
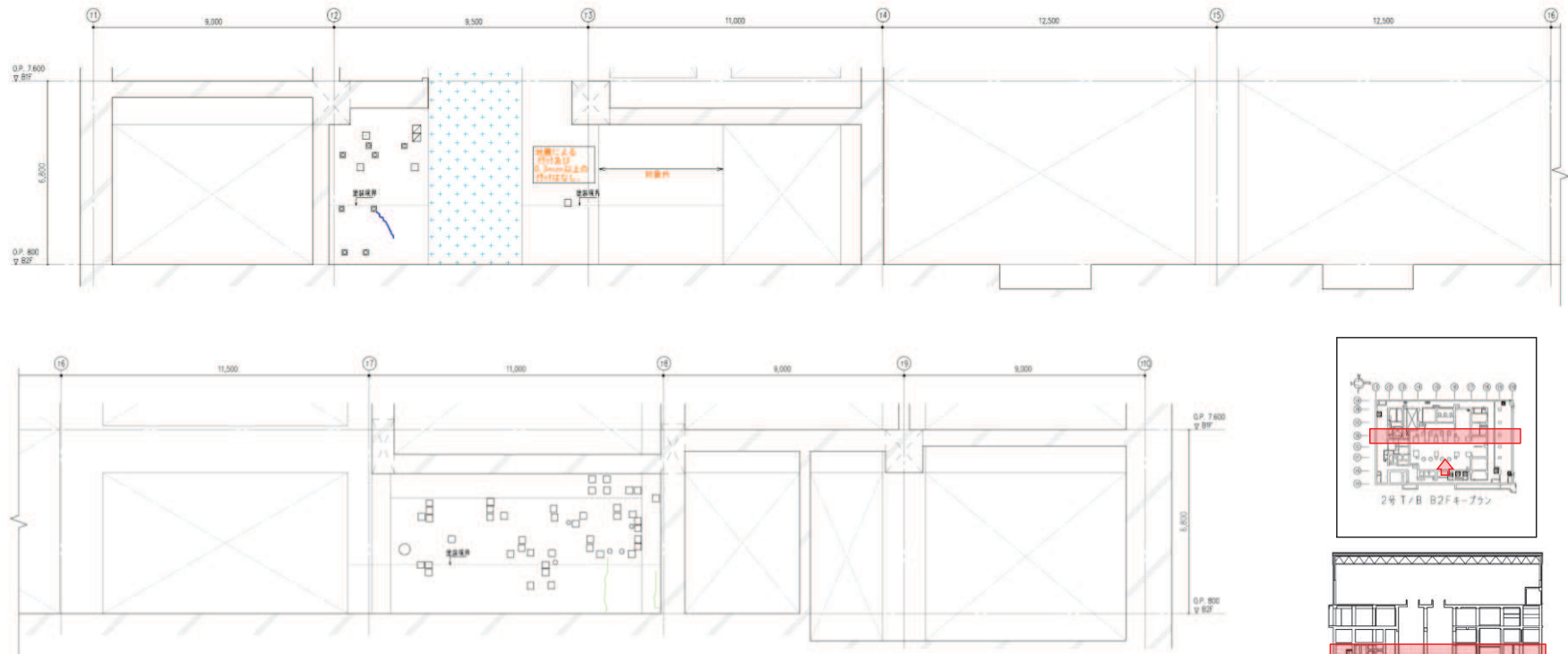


図 12 タービン建屋のひび割れ分布 耐震壁 (12) 地下 2 階 TC 通り



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 タービン建屋のひび割れ分布 耐震壁 (13) 地下 2 階 TD 通り

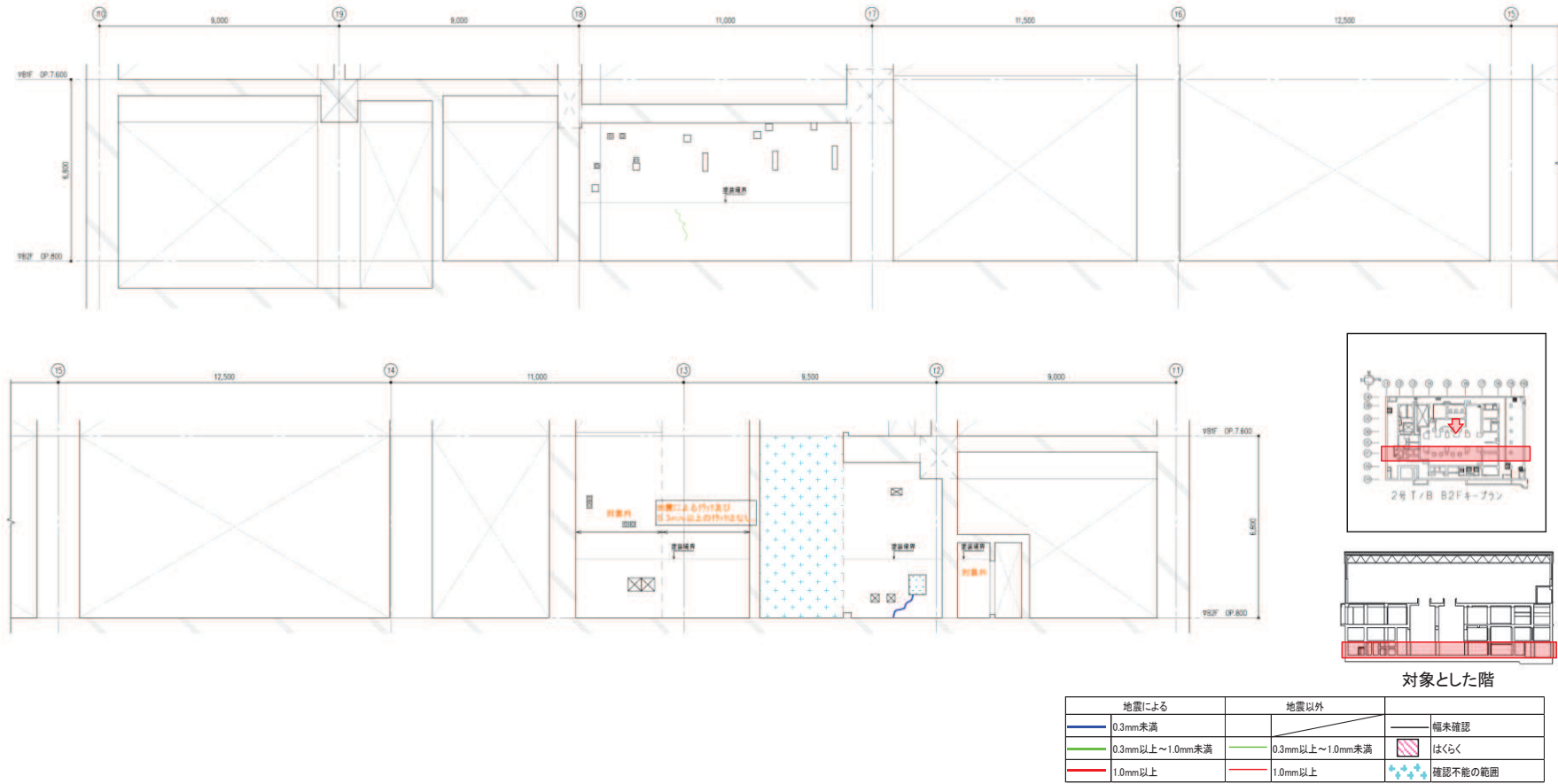


図 14 タービン建屋のひび割れ分布 耐震壁 (14) 地下 2 階 TF 通り

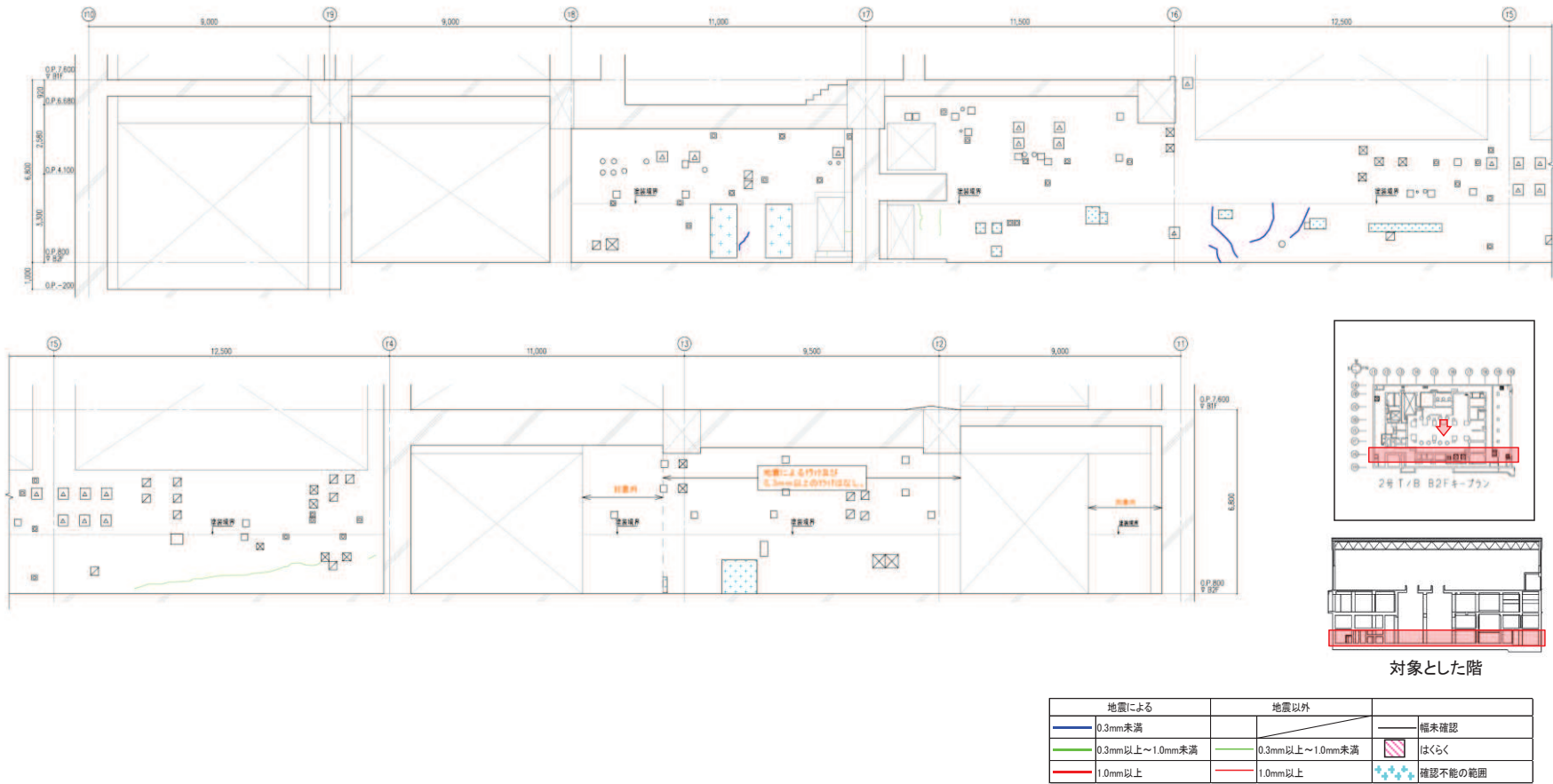


図 15 タービン建屋のひび割れ分布 耐震壁 (15) 地下 2 階 TG 通り

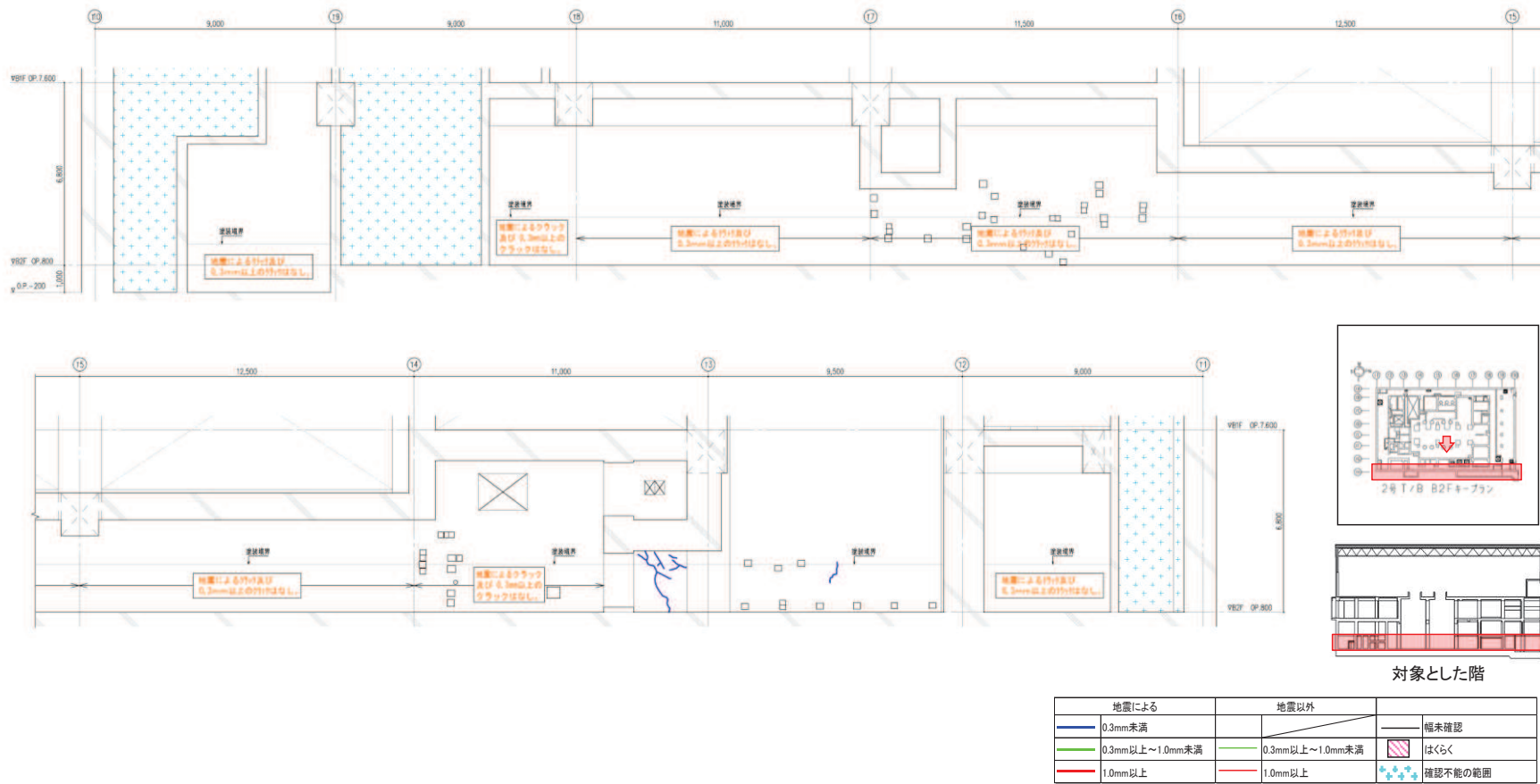


図 16 タービン建屋のひび割れ分布 耐震壁 (16) 地下 2 階 TH 通り

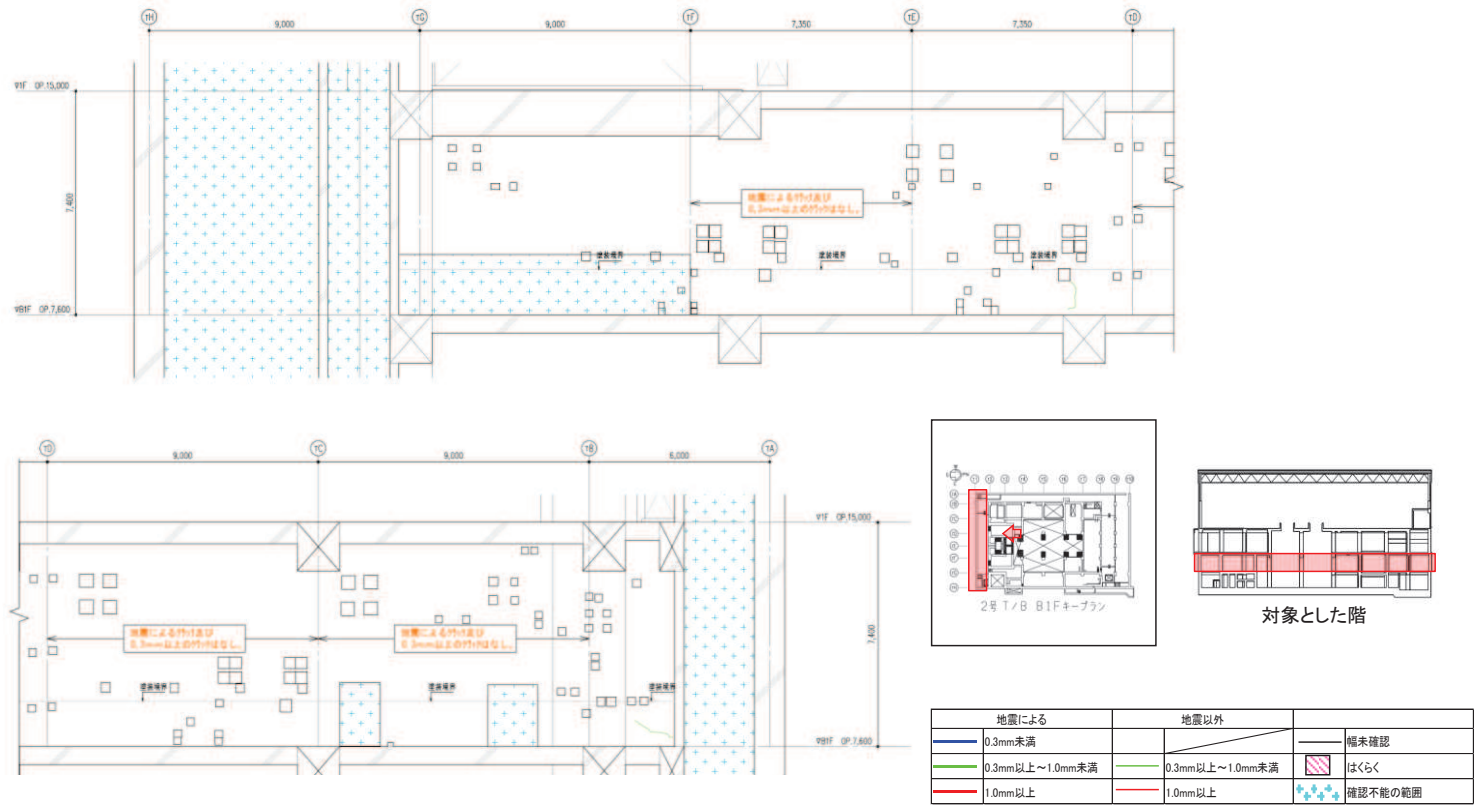


図 17 タービン建屋のひび割れ分布 耐震壁 (17) 地下 1 階 T1 通り

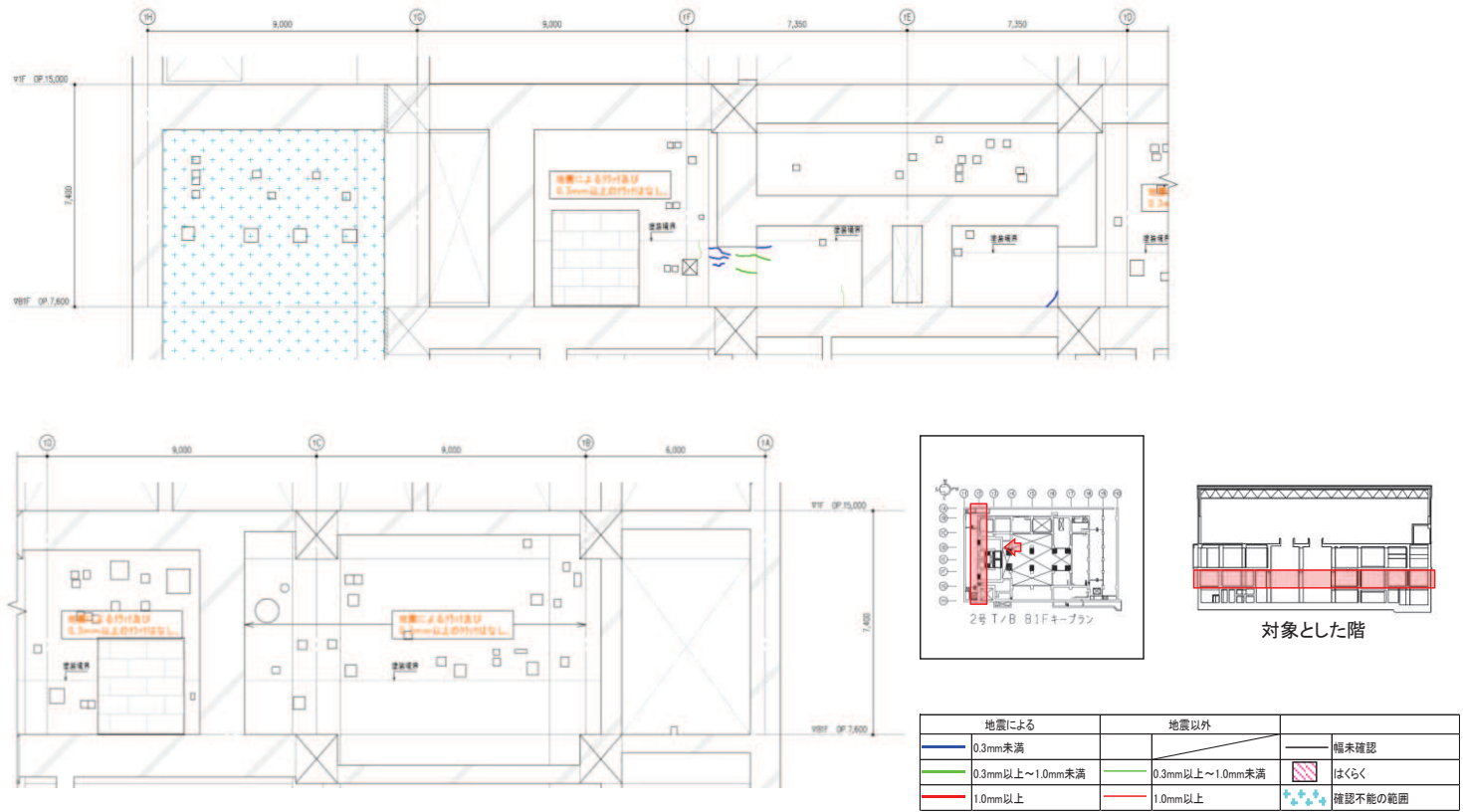


図 18 タービン建屋のひび割れ分布 耐震壁 (18) 地下 1 階 T2 通り

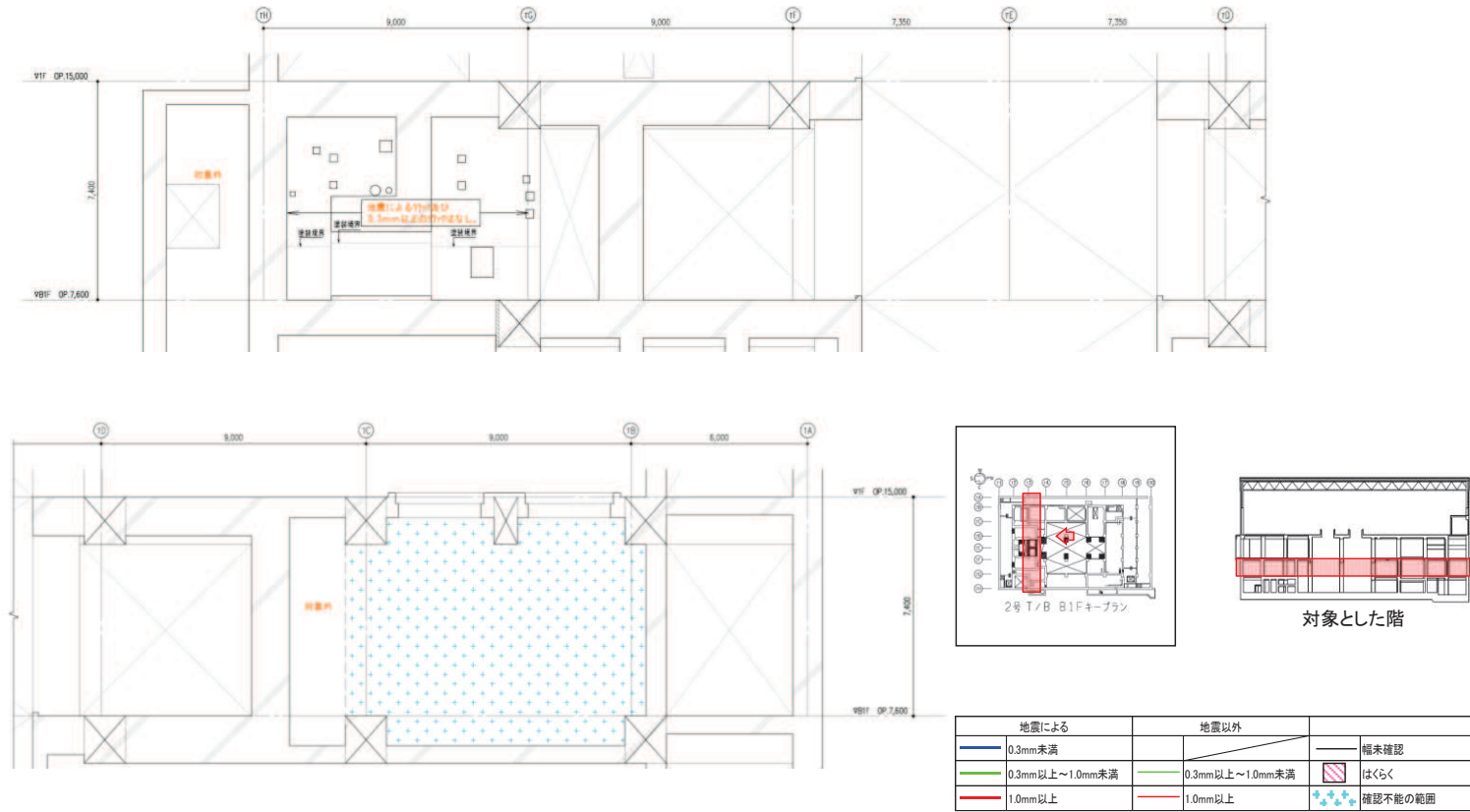


図 19 タービン建屋のひび割れ分布 耐震壁 (19) 地下 1 階 T3 通り

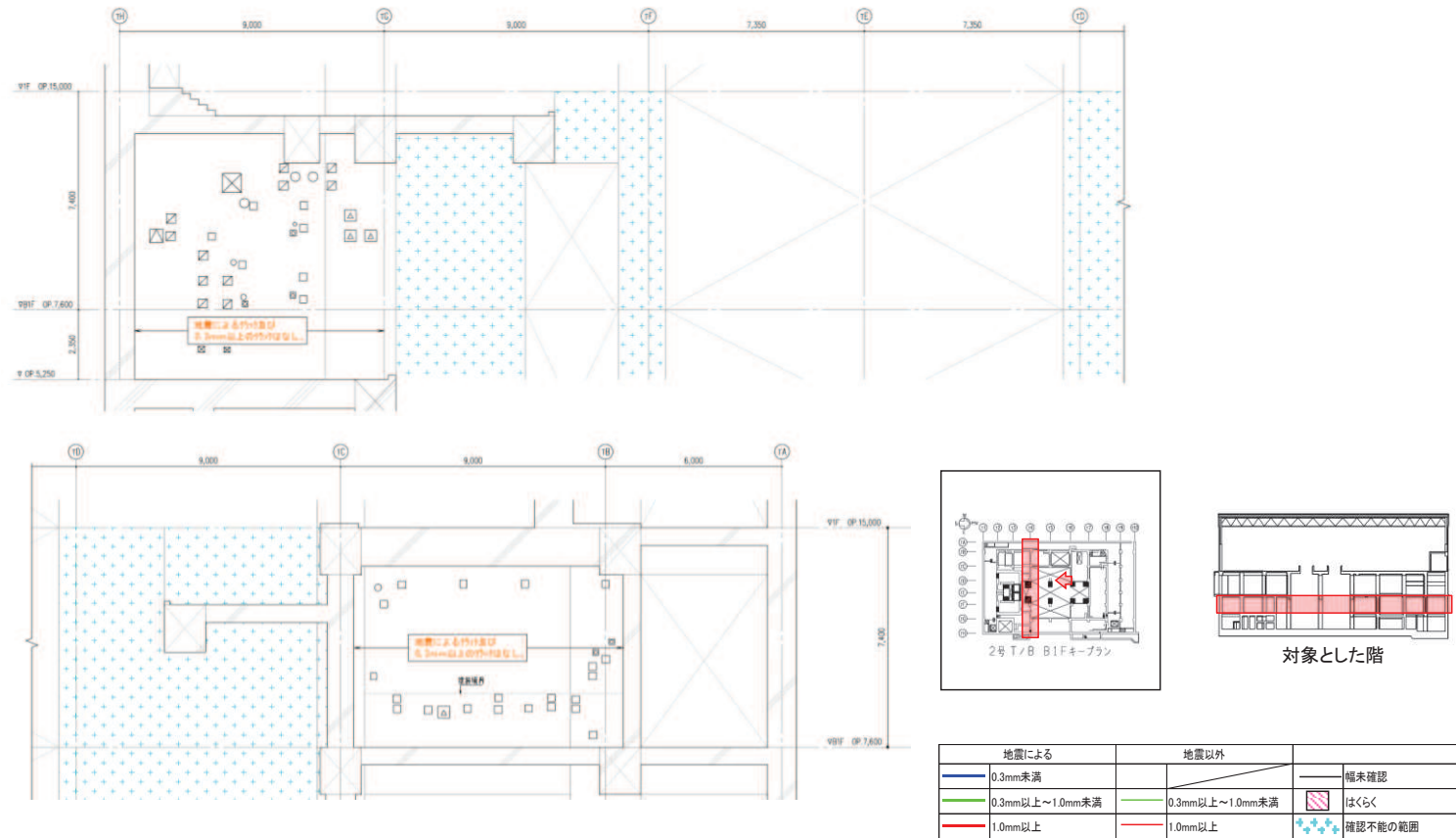


図 20 タービン建屋のひび割れ分布 耐震壁 (20) 地下 1 階 T4 通り

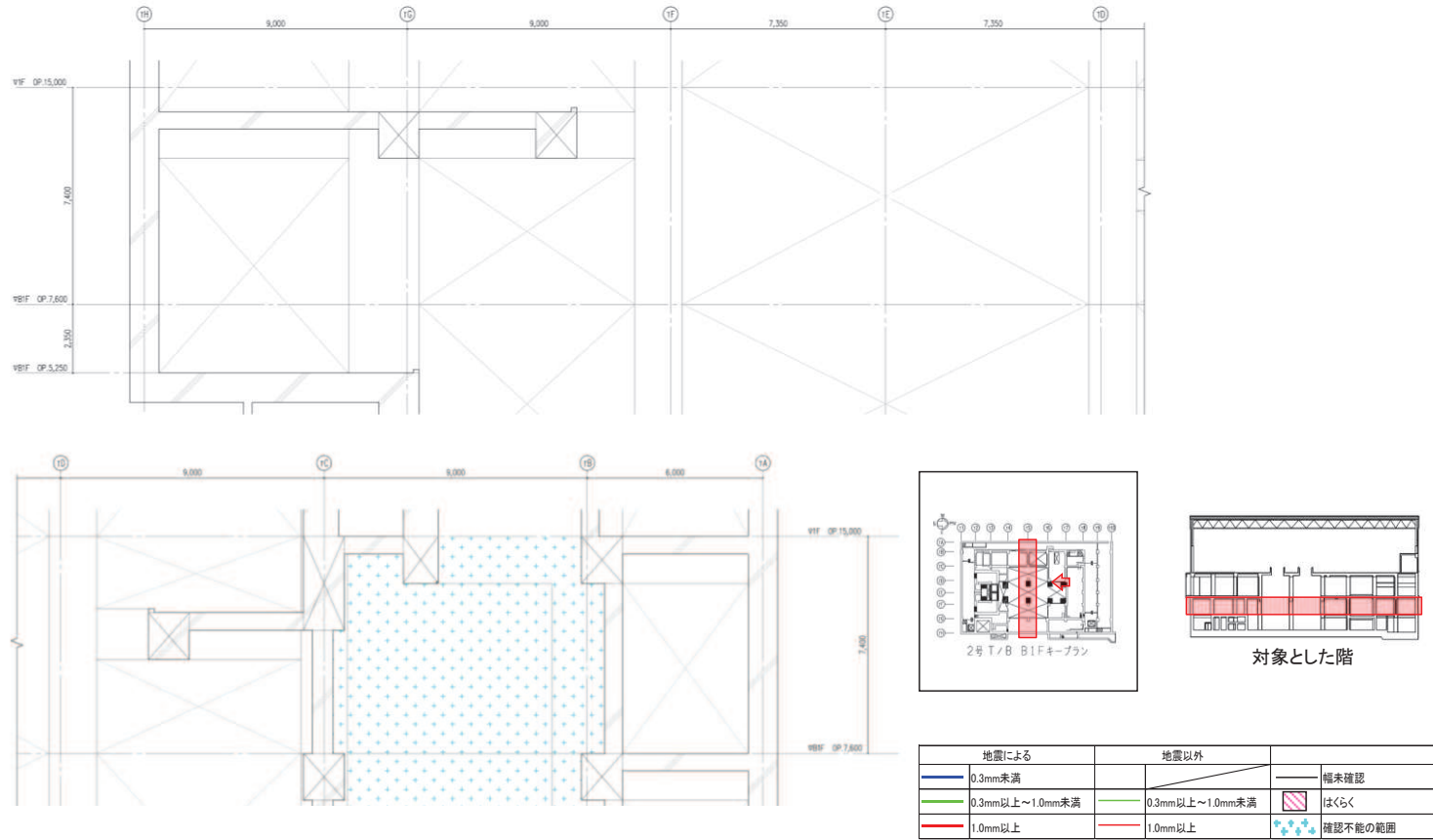


図 21 タービン建屋のひび割れ分布 耐震壁 (21) 地下 1 階 T5 通り

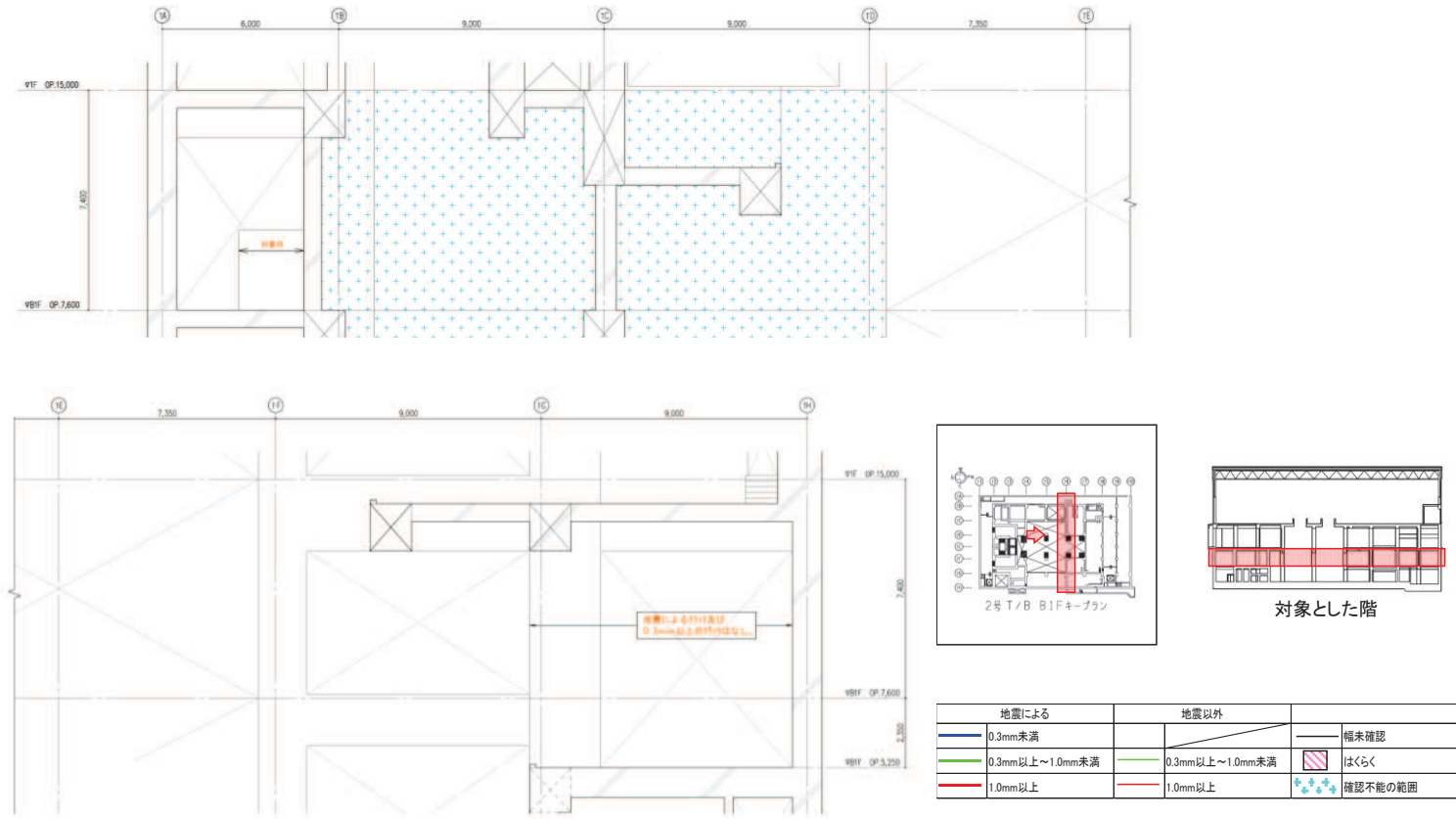


図 22 タービン建屋のひび割れ分布 耐震壁 (22) 地下 1 階 T6 通り

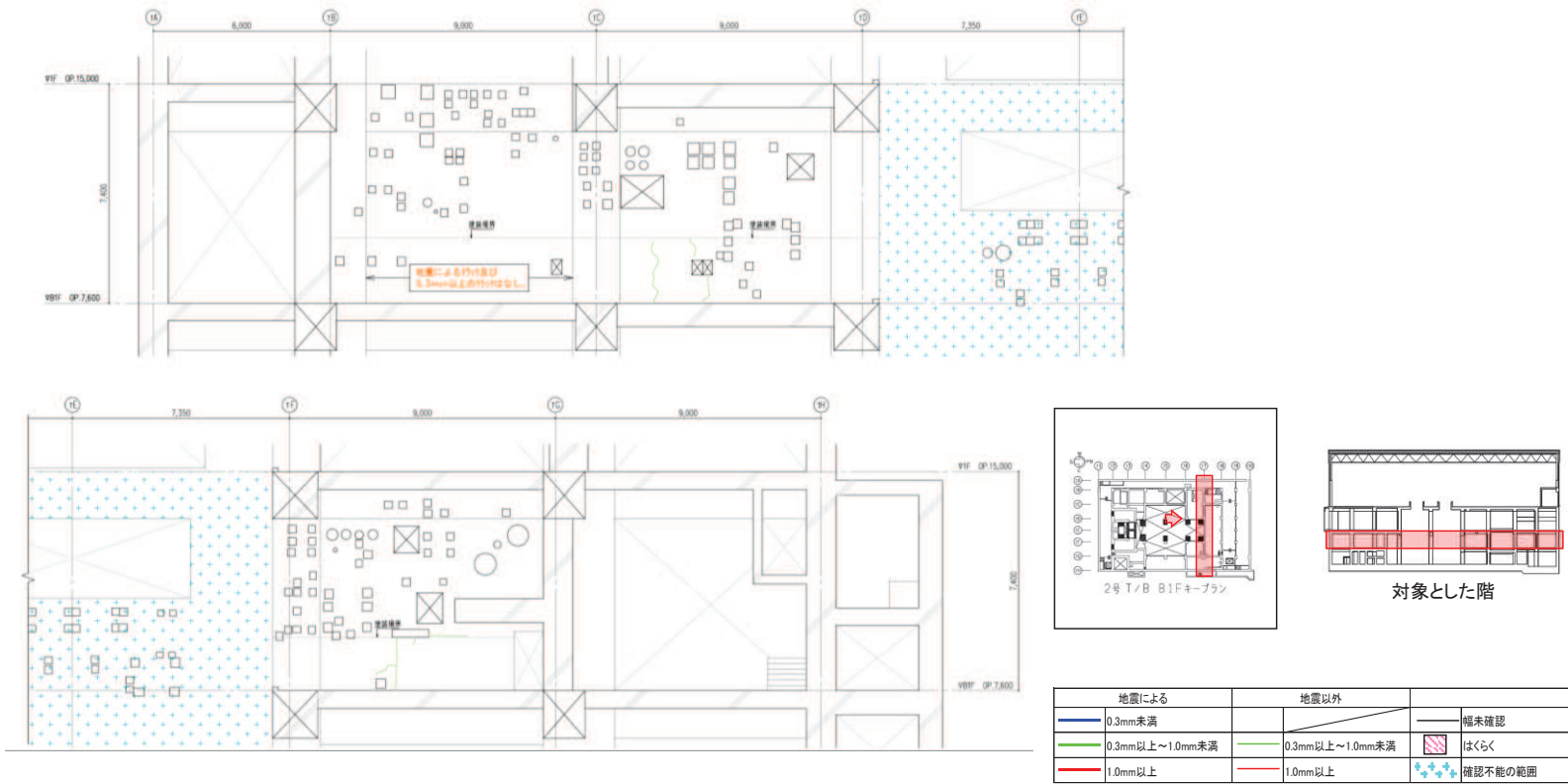


図 23 タービン建屋のひび割れ分布 耐震壁 (23) 地下 1 階 T7 通り

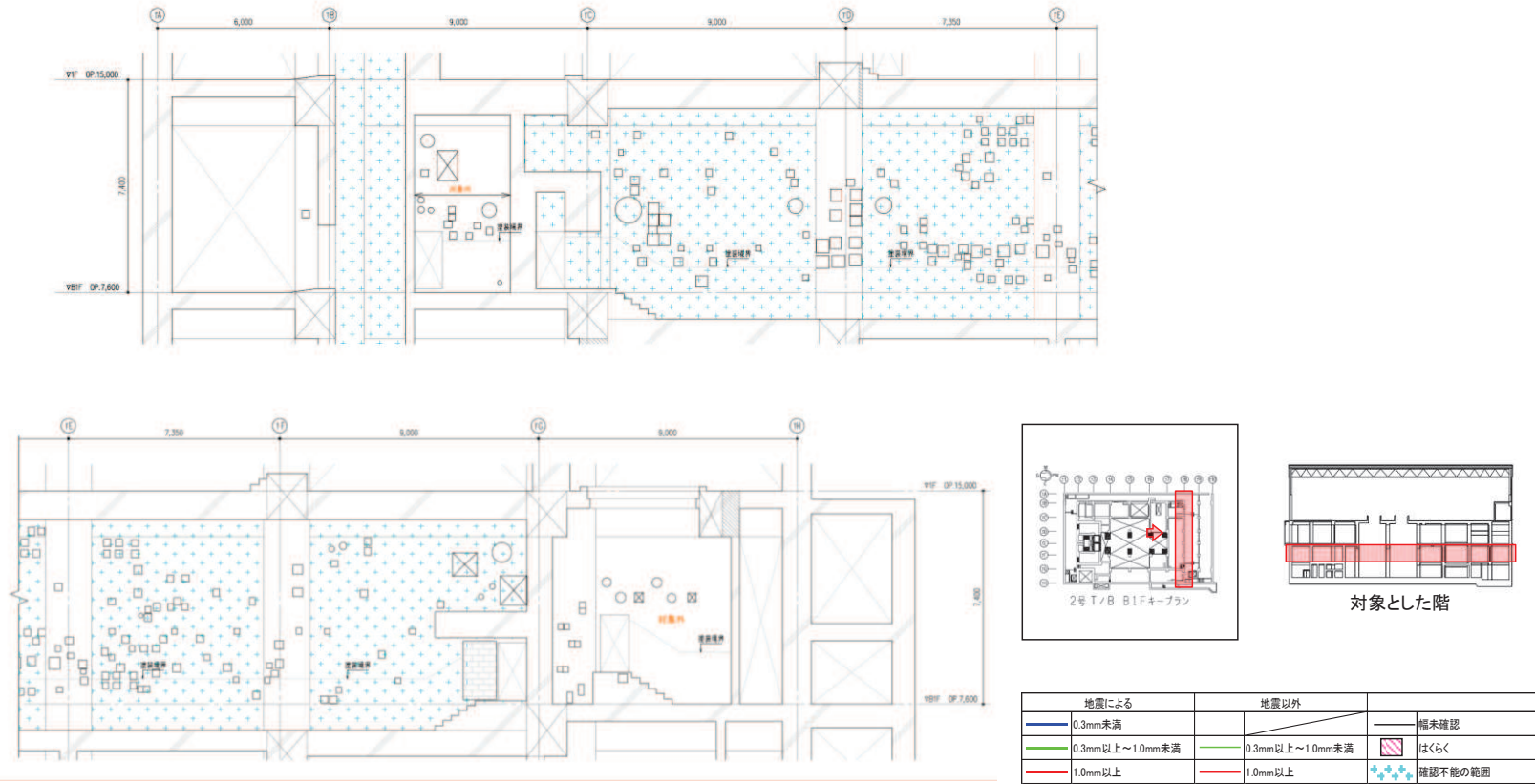


図 24 タービン建屋のひび割れ分布 耐震壁 (24) 地下 1 階 T8 通り

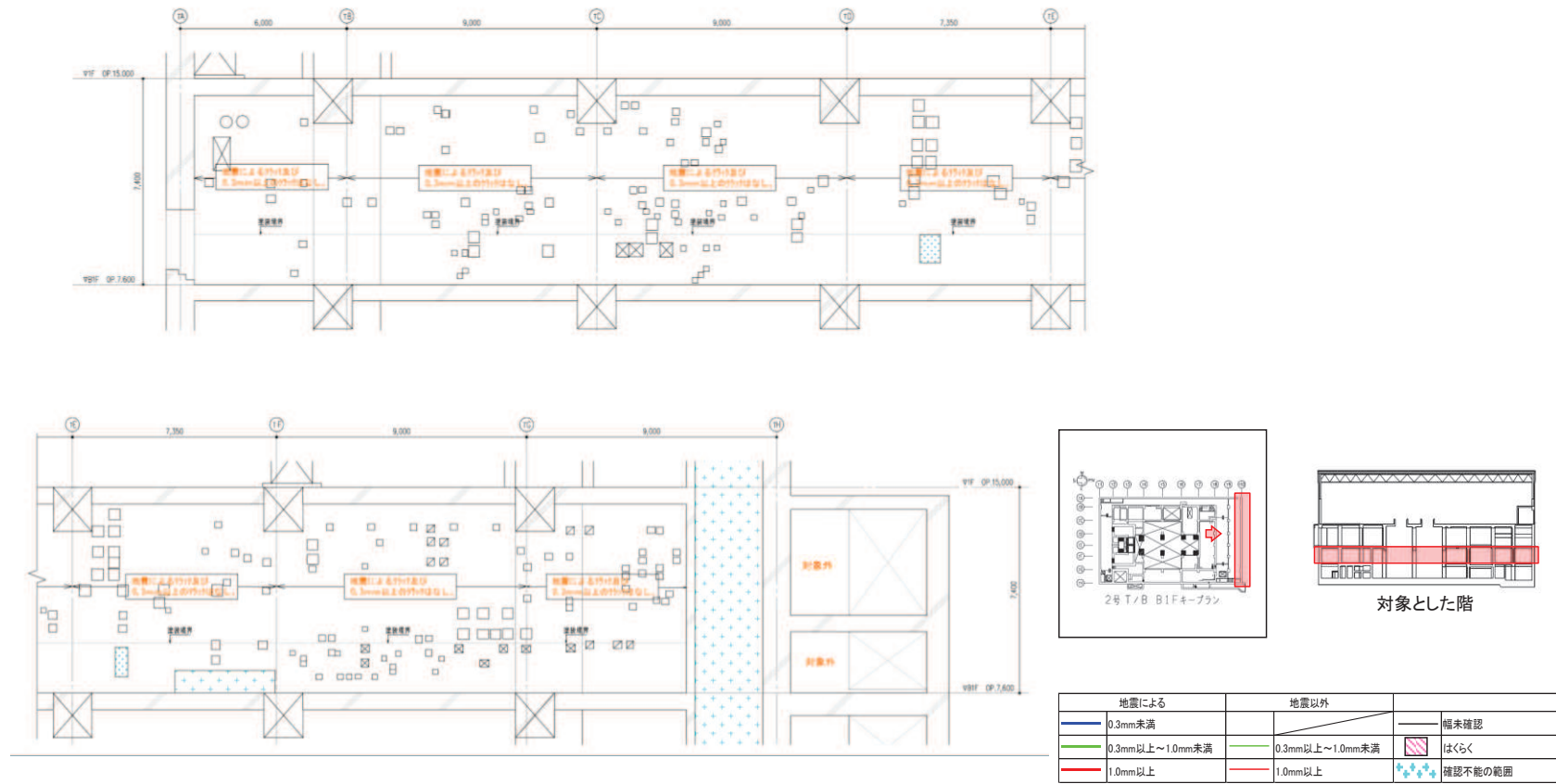


図 25 タービン建屋のひび割れ分布 耐震壁 (25) 地下 1 階 T10 通り

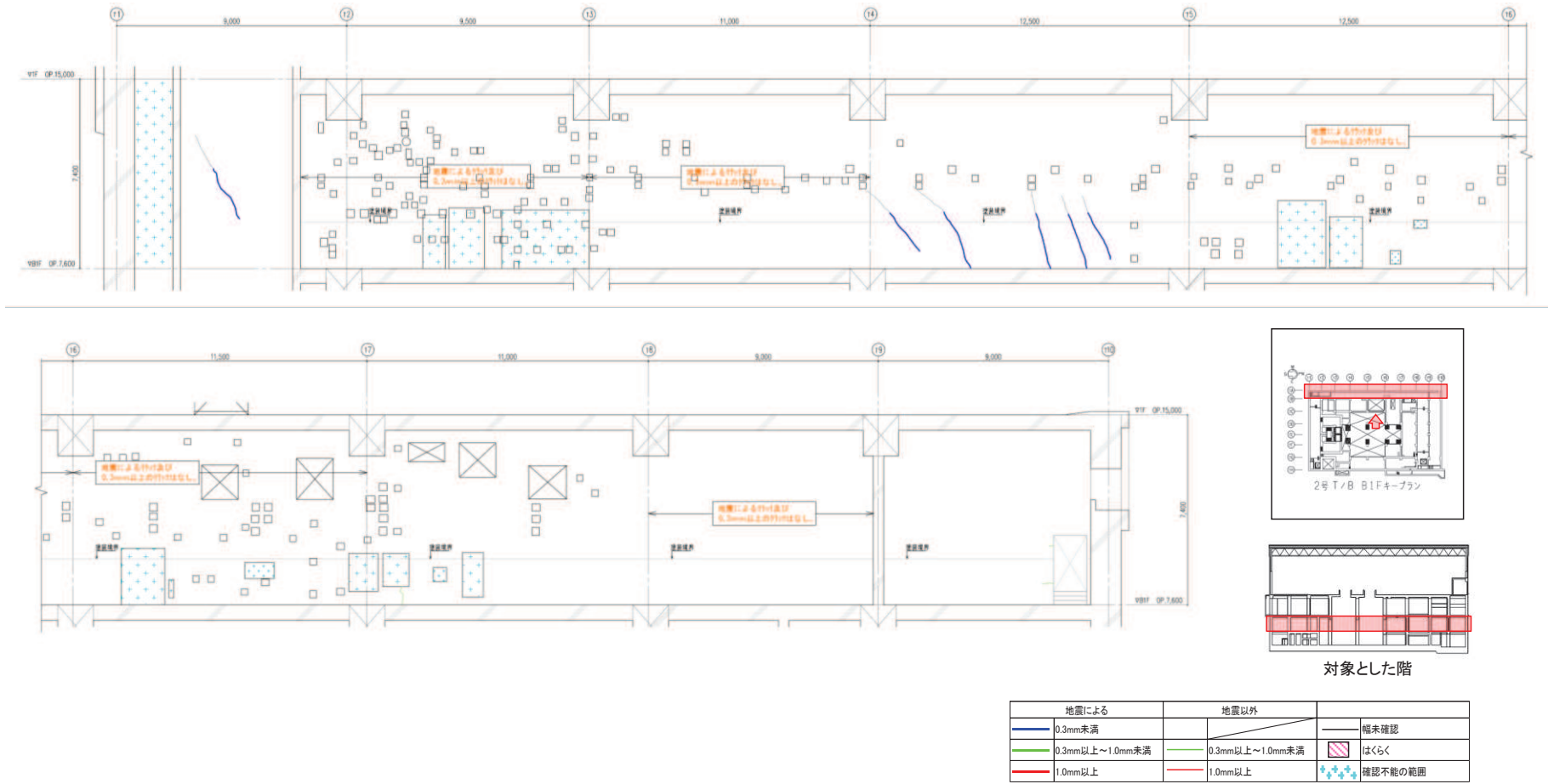


図 26 タービン建屋のひび割れ分布 耐震壁 (26) 地下 1 階 TA 通り

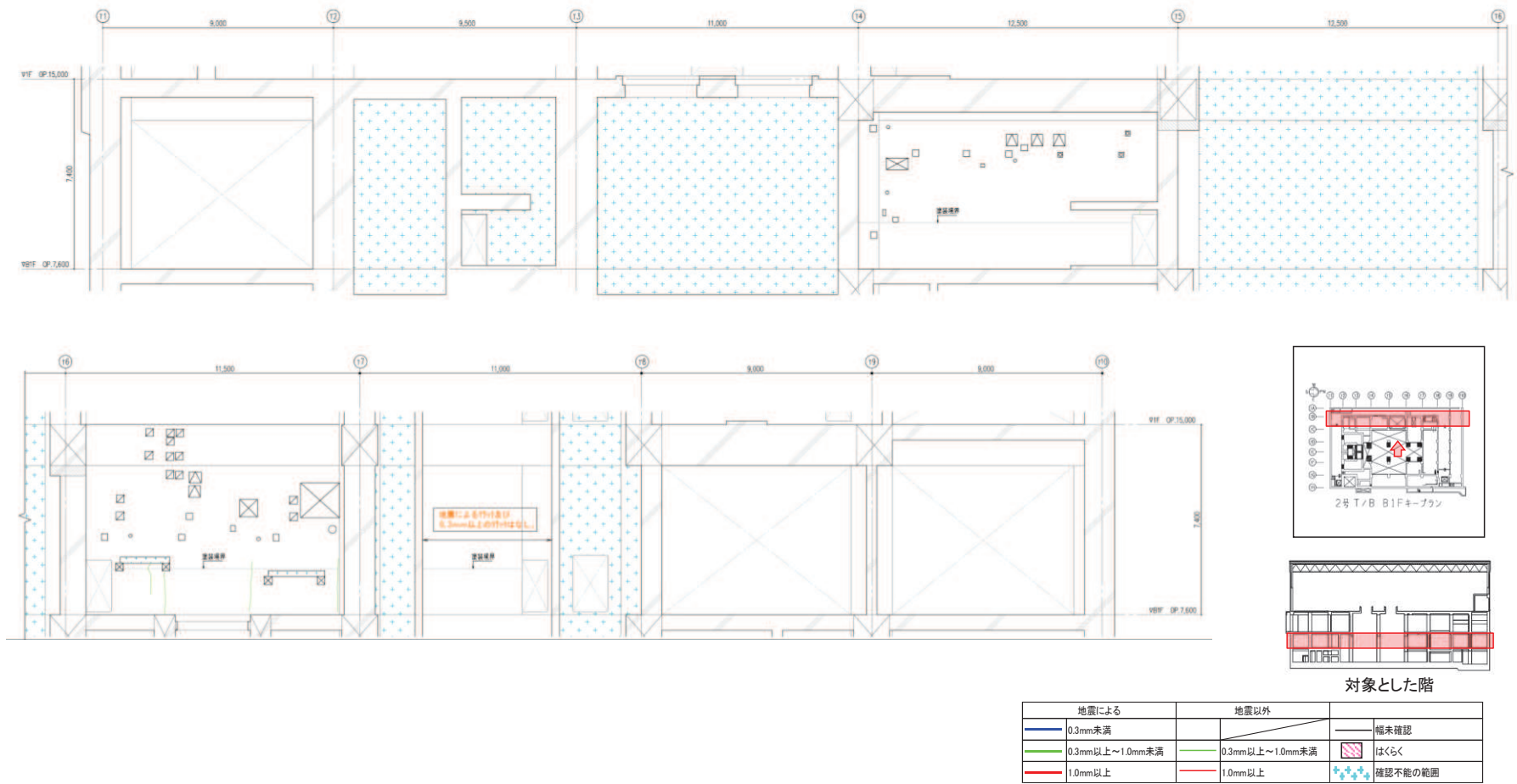


図 27 タービン建屋のひび割れ分布 耐震壁 (27) 地下1階 TB 通り

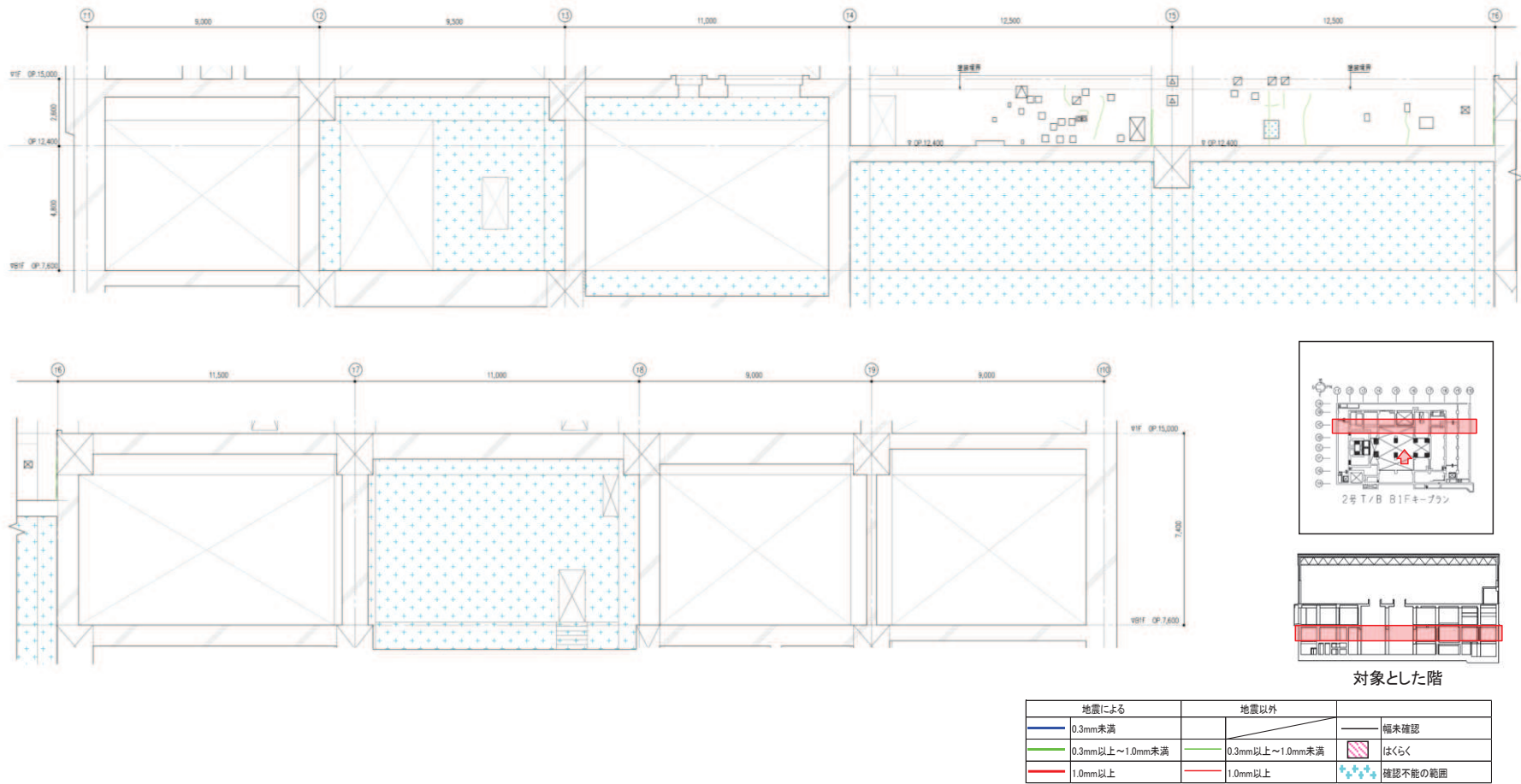


図 28 タービン建屋のひび割れ分布 耐震壁 (28) 地下1階 TC 通り

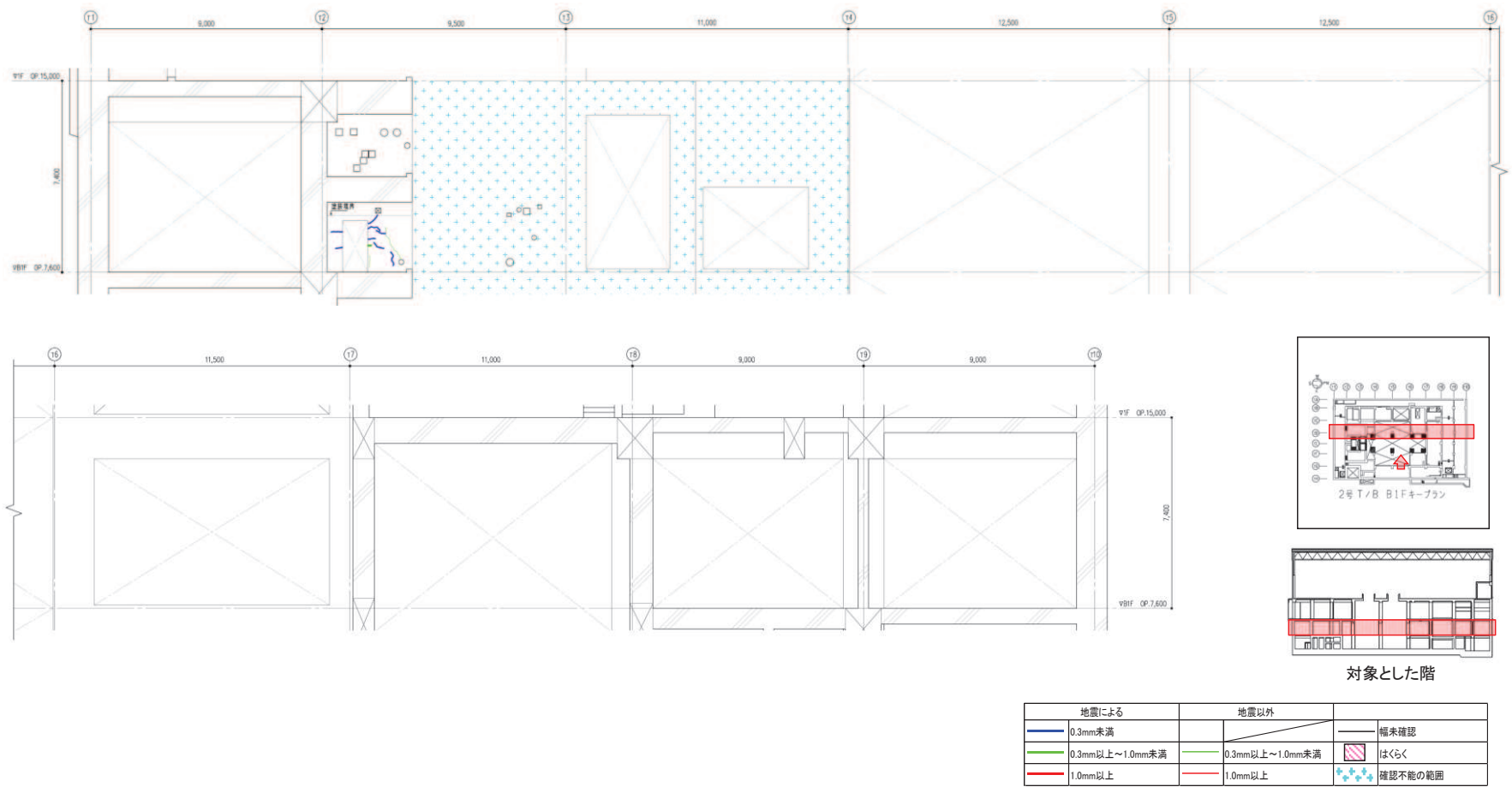


図 29 タービン建屋のひび割れ分布 耐震壁 (29) 地下1階 TD 通り

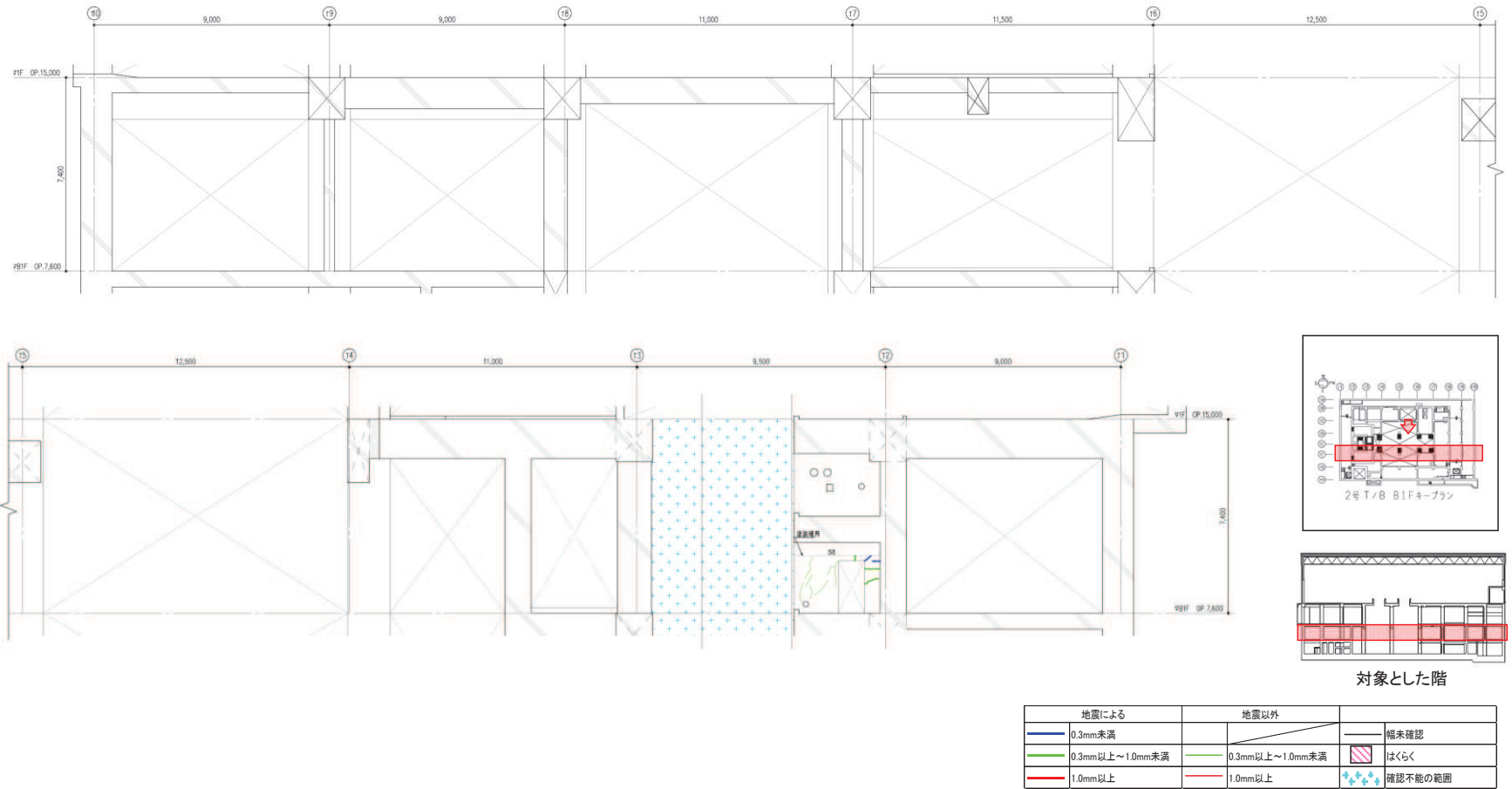


図 30 タービン建屋のひび割れ分布 耐震壁 (30) 地下1階 TF 通り

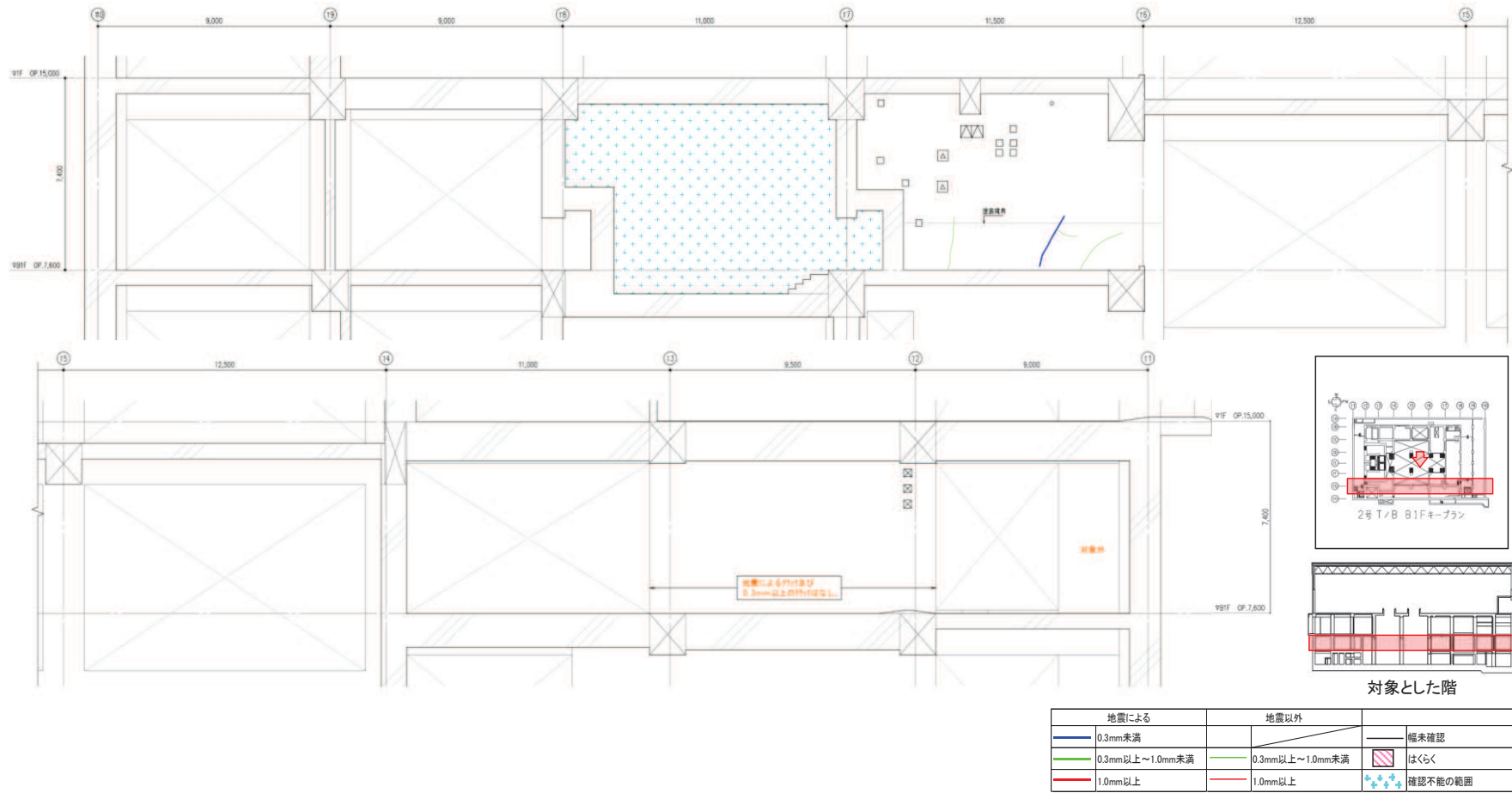


図 31 タービン建屋のひび割れ分布 耐震壁 (31) 地下1階 TG 通り

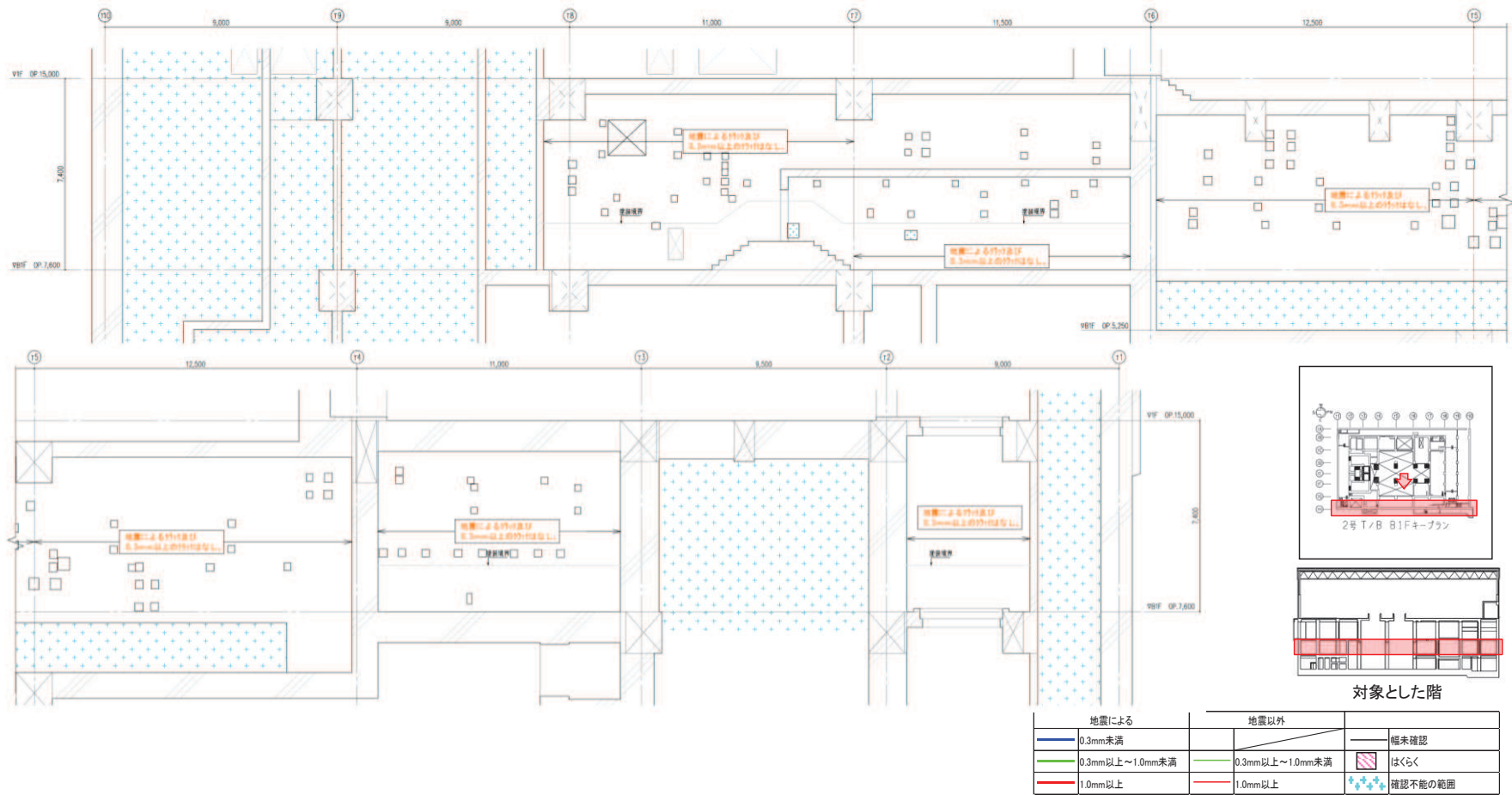


図 32 タービン建屋のひび割れ分布 耐震壁 (32) 地下1階 TH 通り

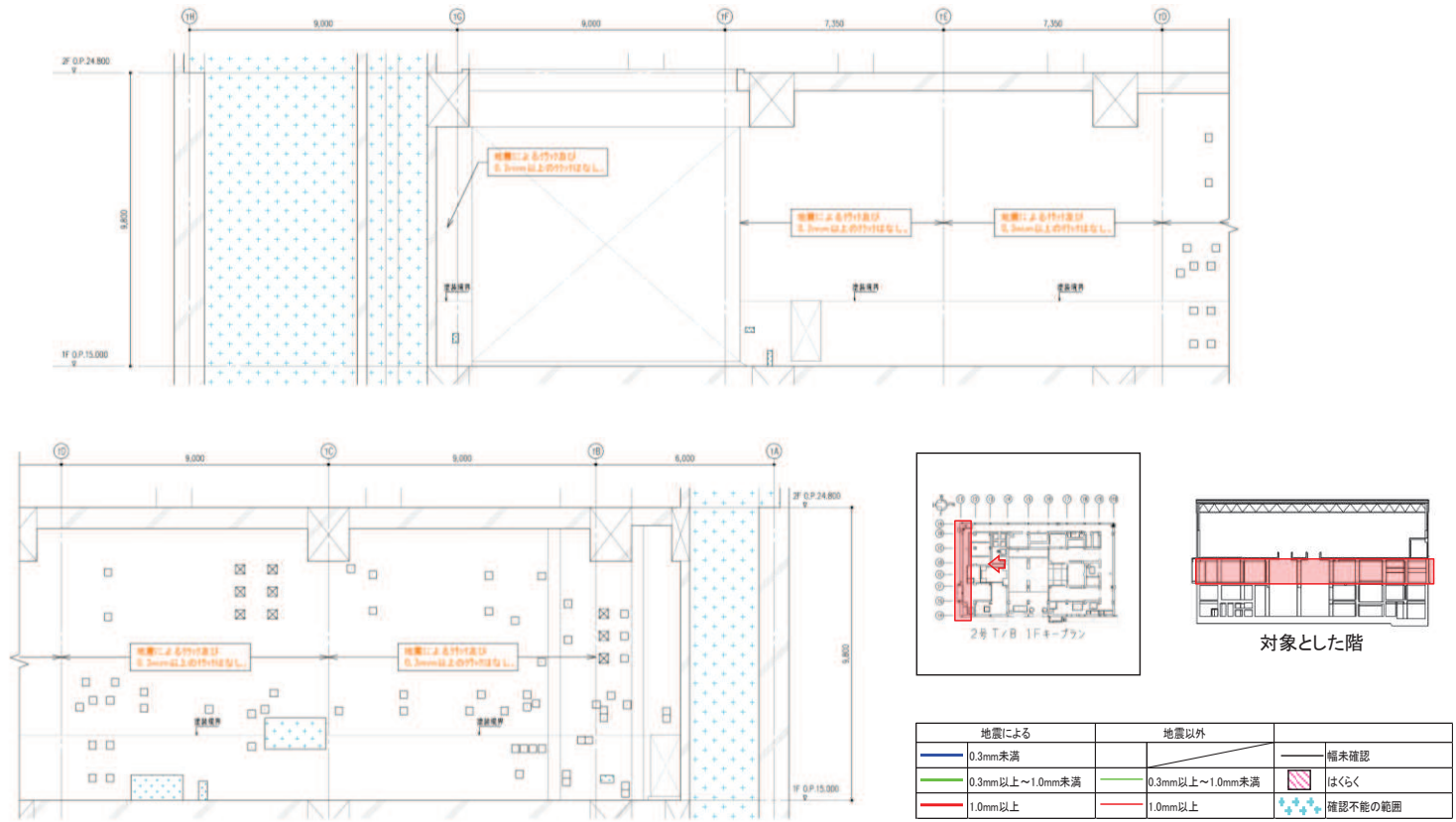


図 33 タービン建屋のひび割れ分布 耐震壁 (33) 1階 T1 通り

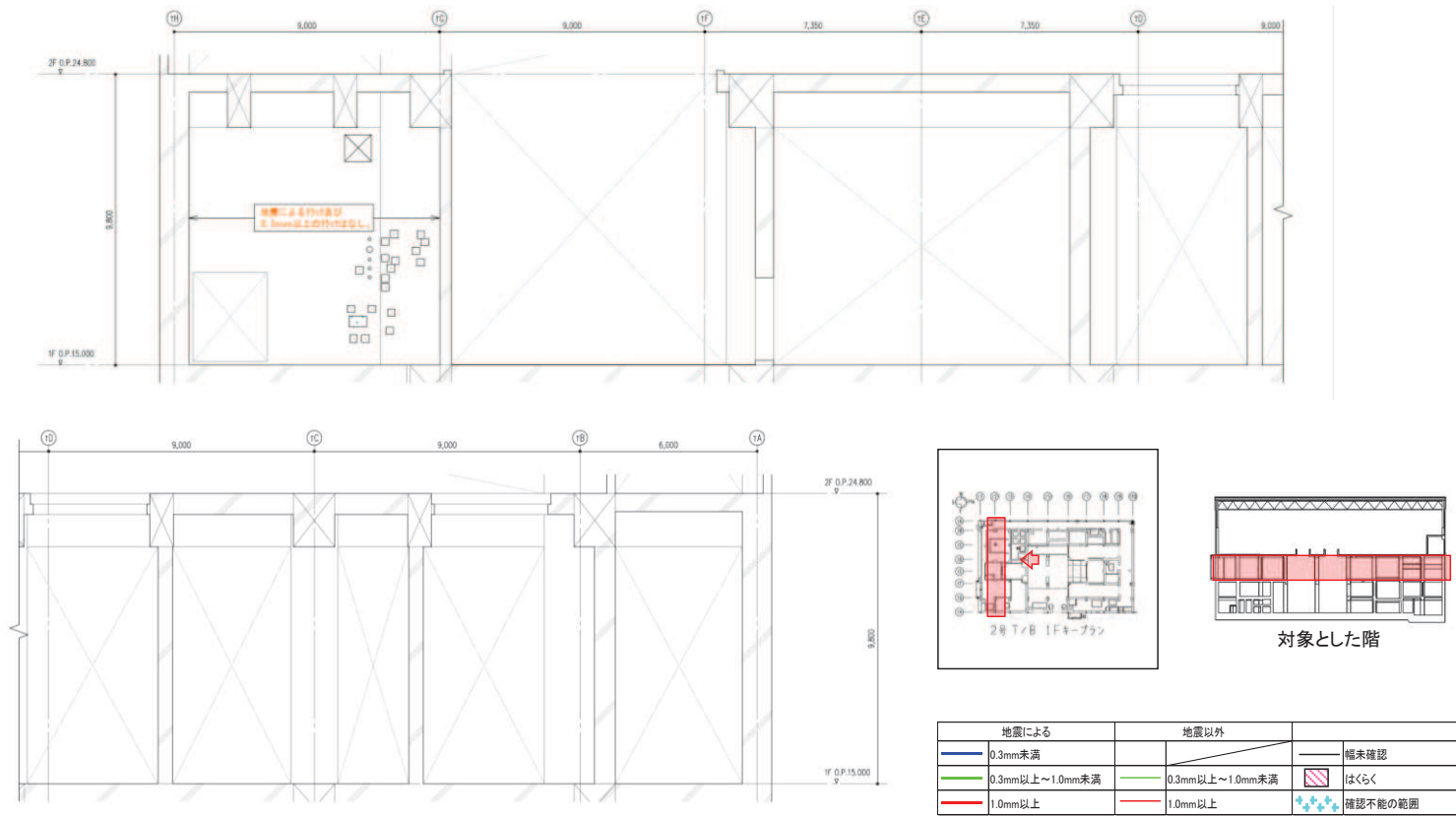


図 34 タービン建屋のひび割れ分布 耐震壁 (34) 1階 T2 通り

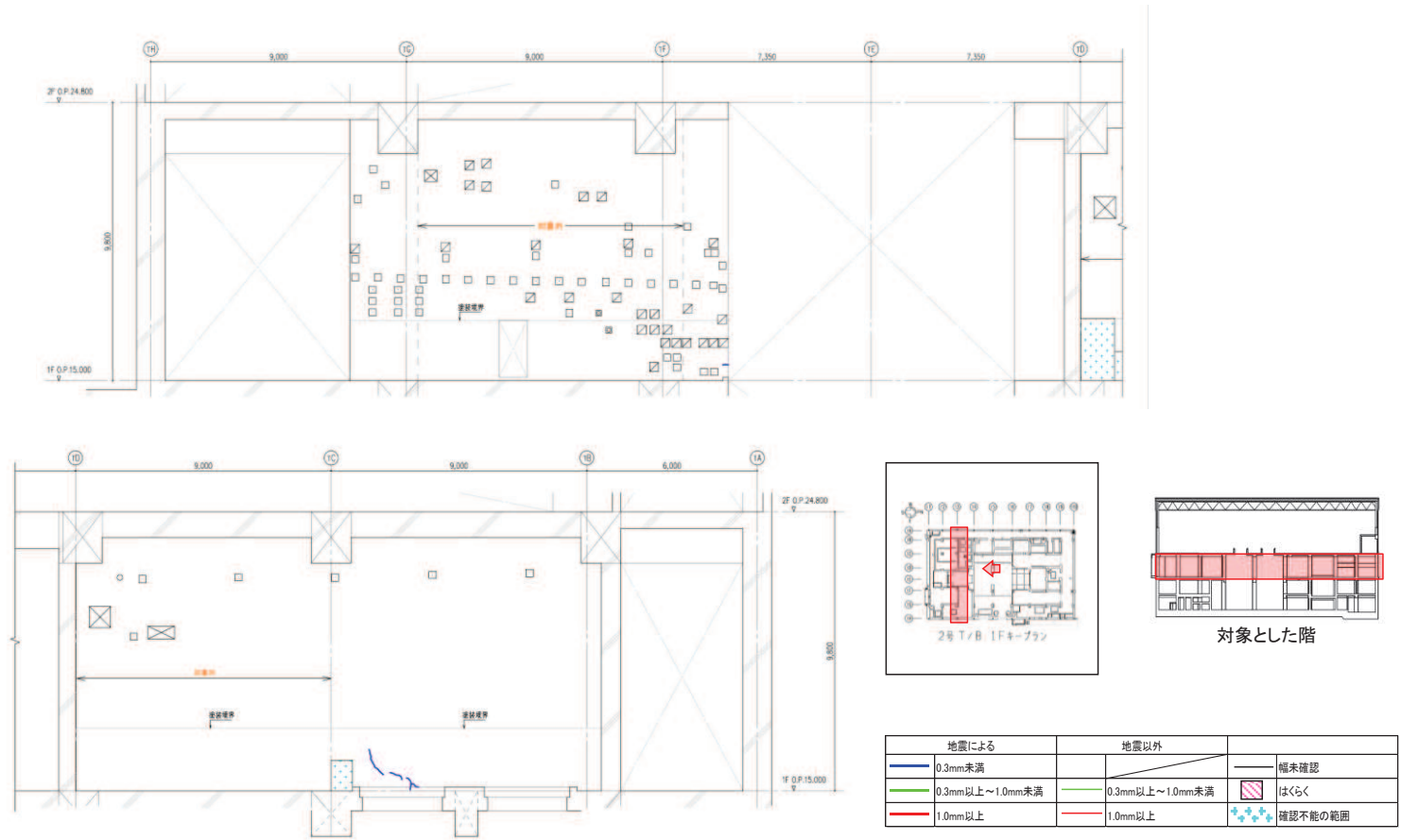


図 35 タービン建屋のひび割れ分布 耐震壁 (35) 1階 T3 通り

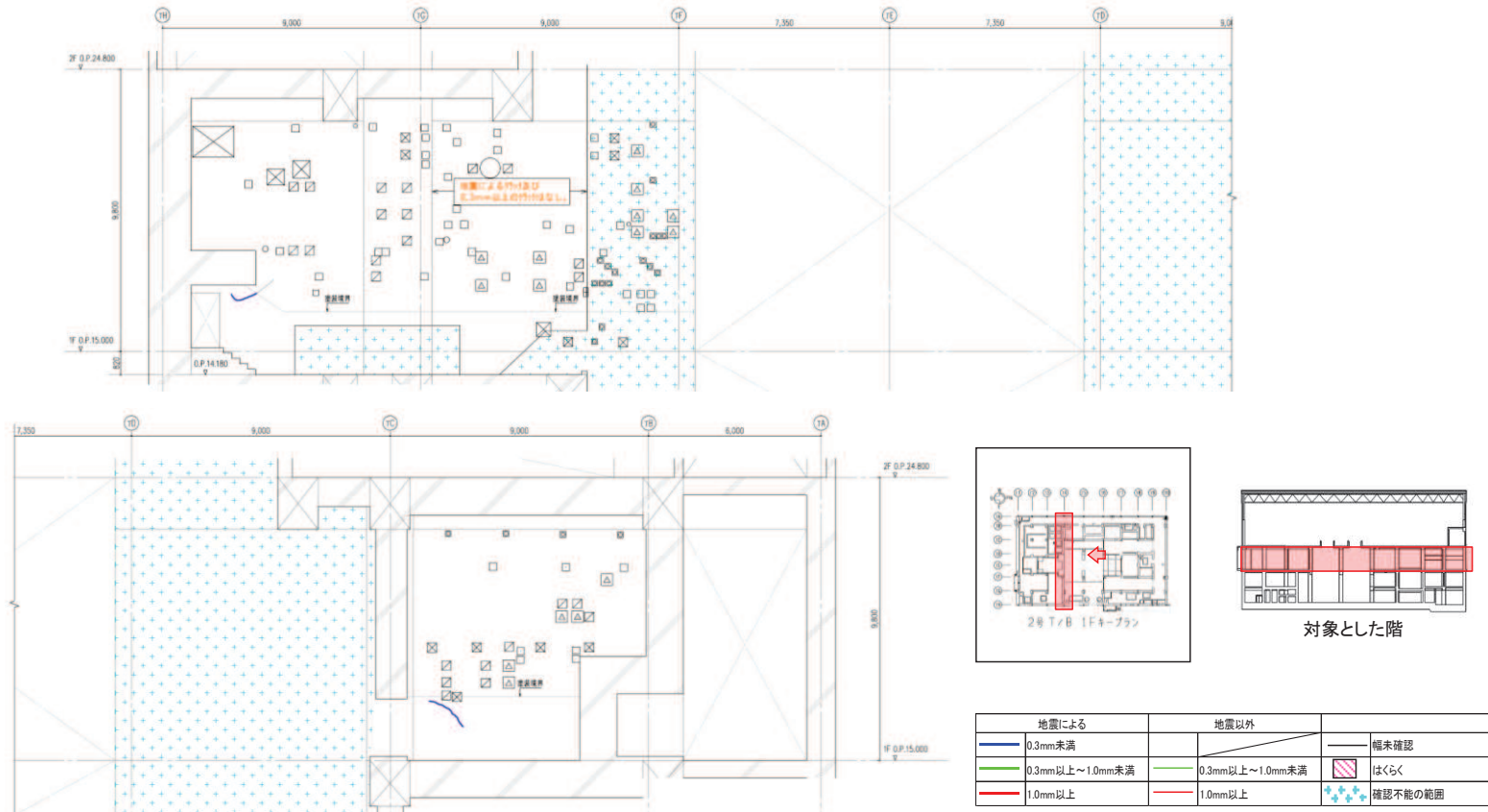


図 36 タービン建屋のひび割れ分布 耐震壁 (36) 1階 T4 通り

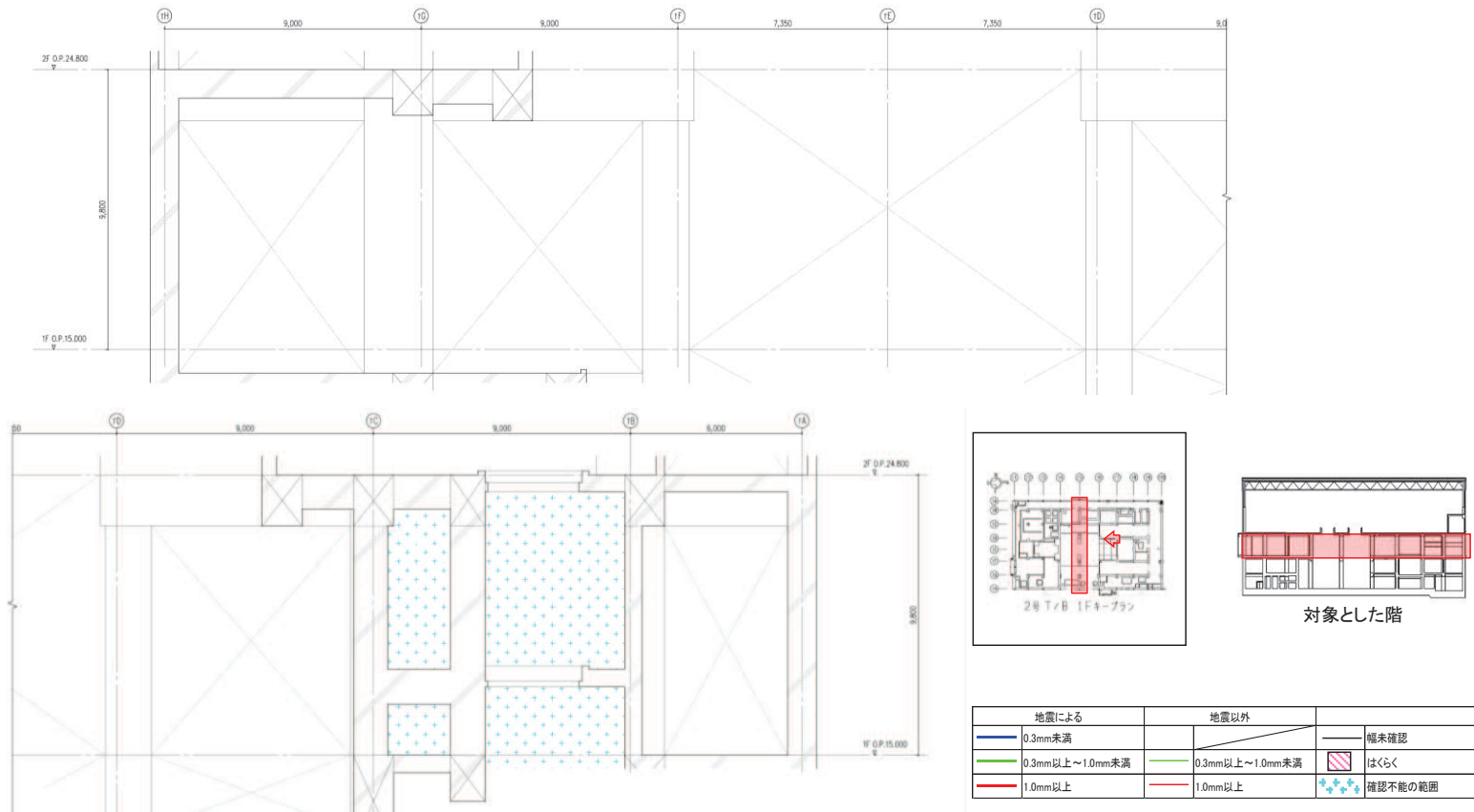


図 37 タービン建屋のひび割れ分布 耐震壁 (37) 1階 T5 通り

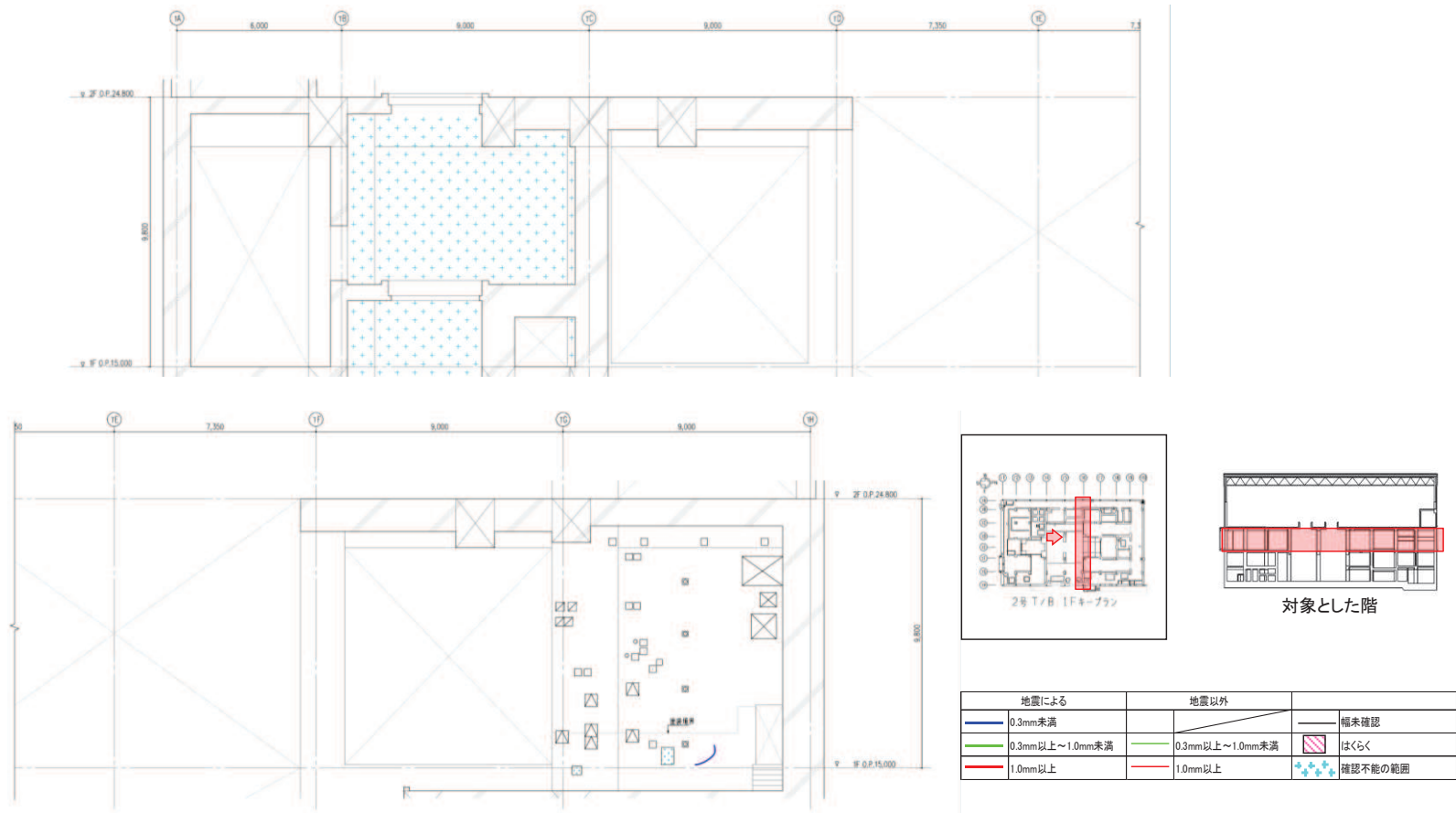


図 38 タービン建屋のひび割れ分布 耐震壁 (38) 1階 T6 通り

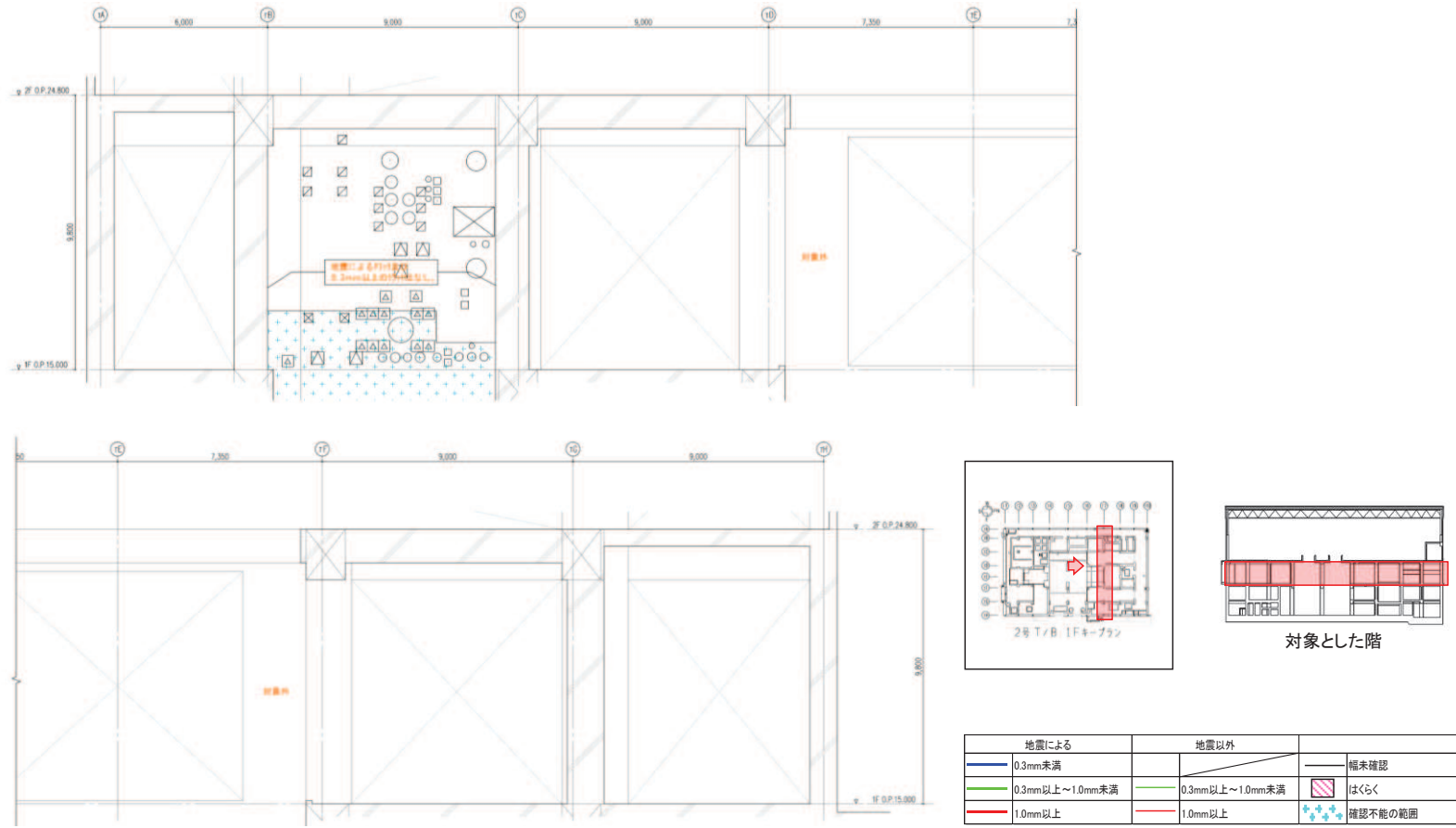


図 39 タービン建屋のひび割れ分布 耐震壁 (39) 1階 T7 通り

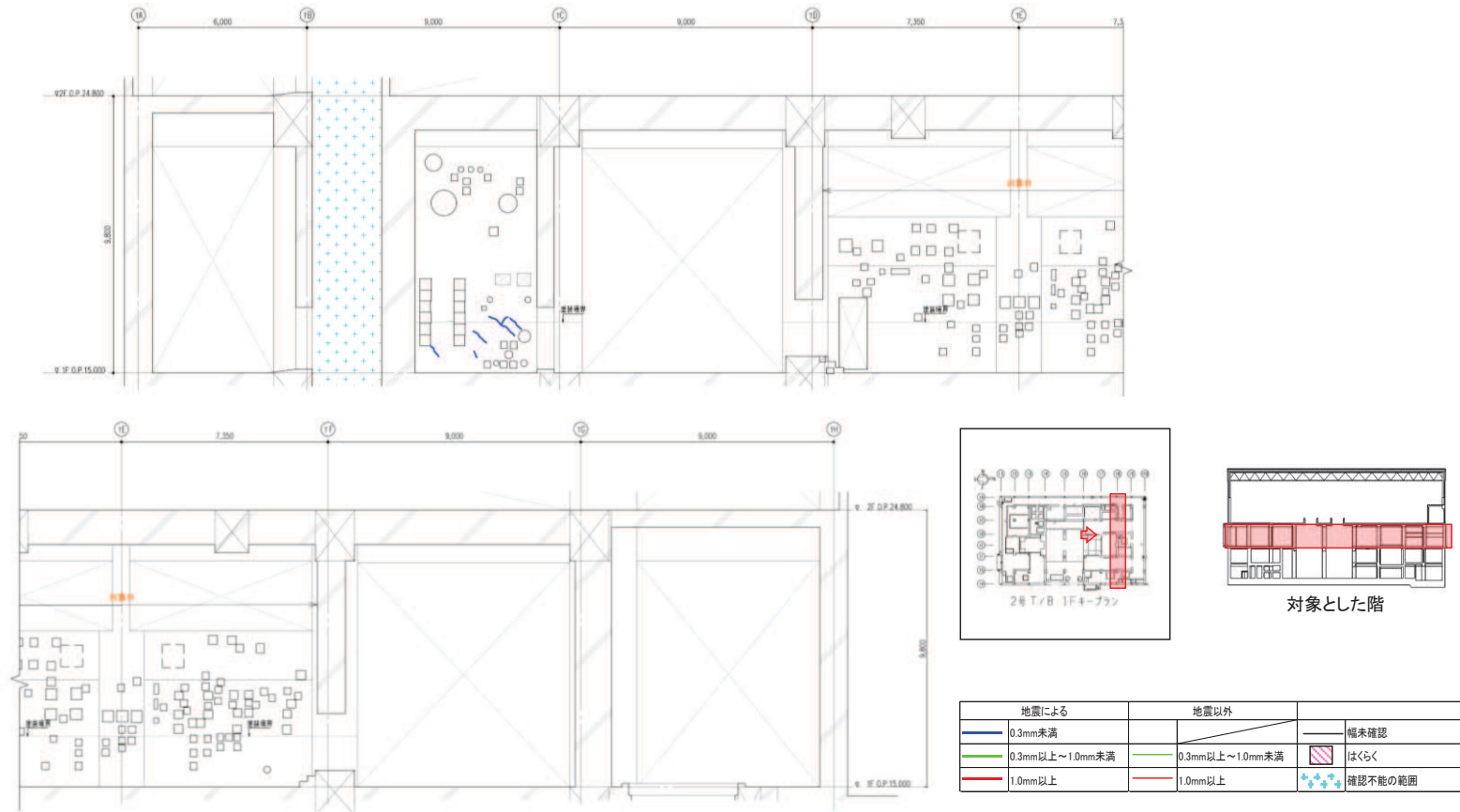


図 40 タービン建屋のひび割れ分布 耐震壁 (40) 1階 T8 通り

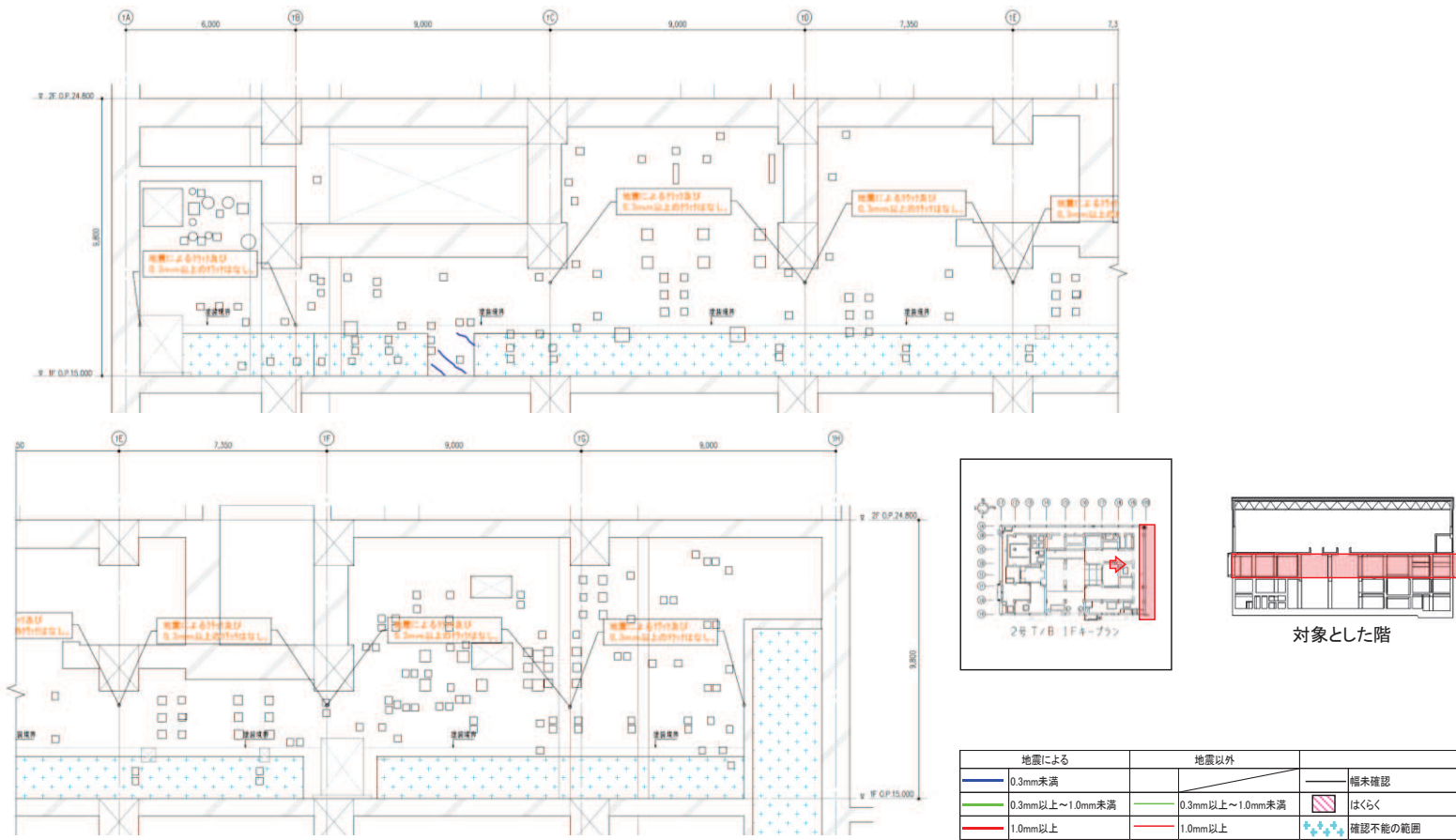


図 41 タービン建屋のひび割れ分布 耐震壁 (41) 1階 T10 通り

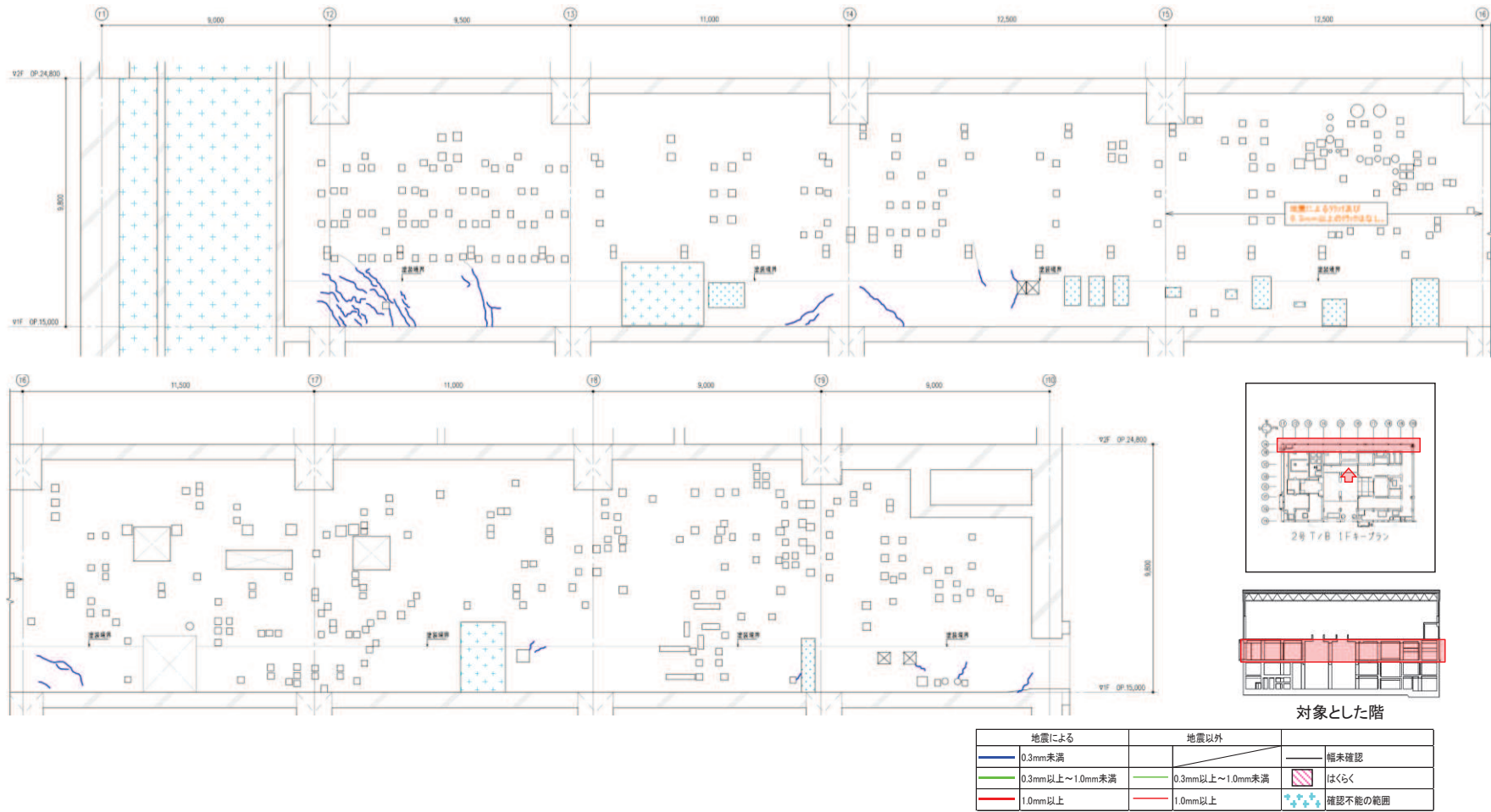


図 42 タービン建屋のひび割れ分布 耐震壁 (42) 1階 TA 通り

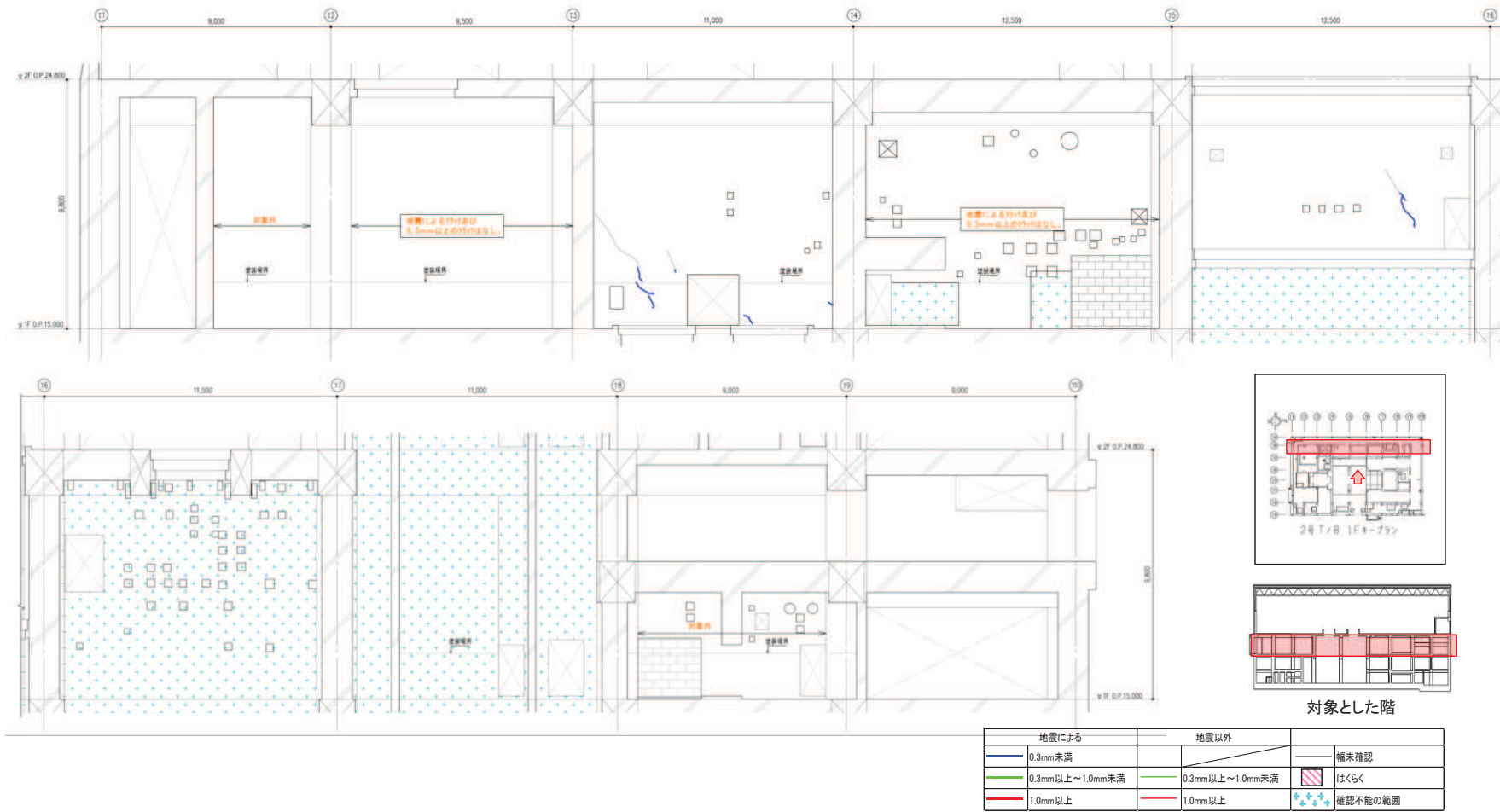


図 43 タービン建屋のひび割れ分布 耐震壁 (43) 1階 TB 通り

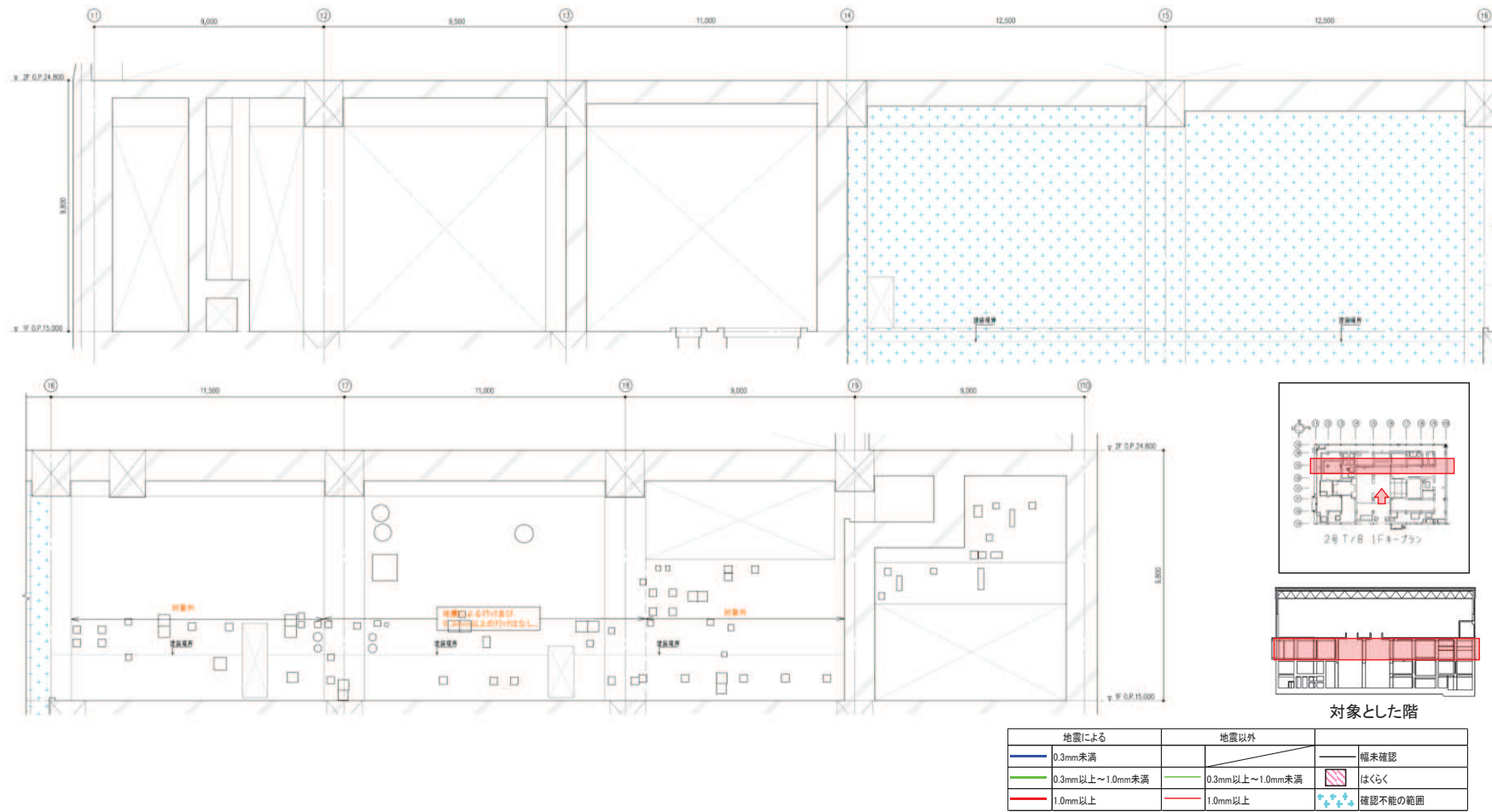


図 44 タービン建屋のひび割れ分布 耐震壁 (44) 1階 TC 通り

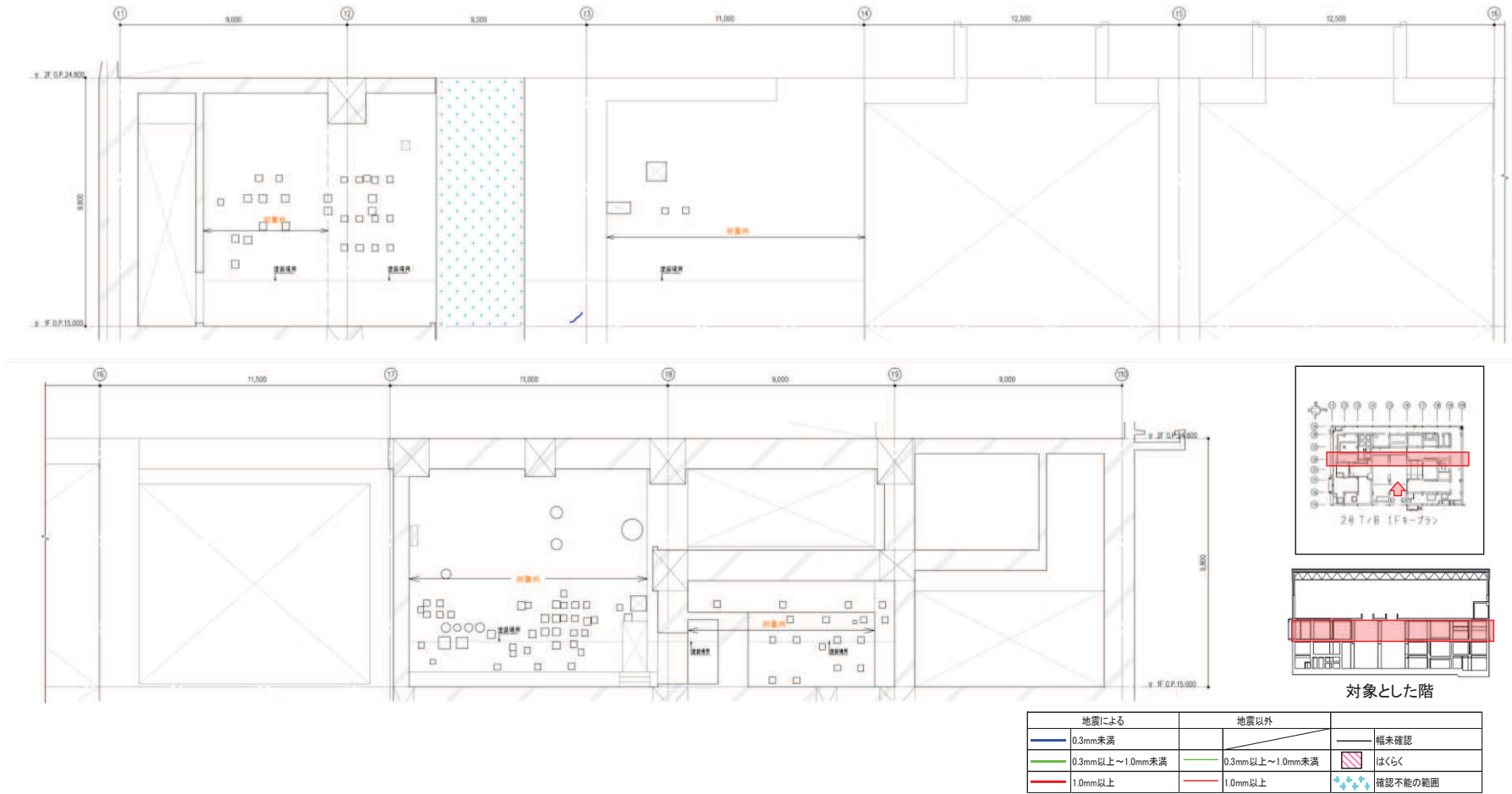


図 45 タービン建屋のひび割れ分布 耐震壁 (45) 1階 TD 通り

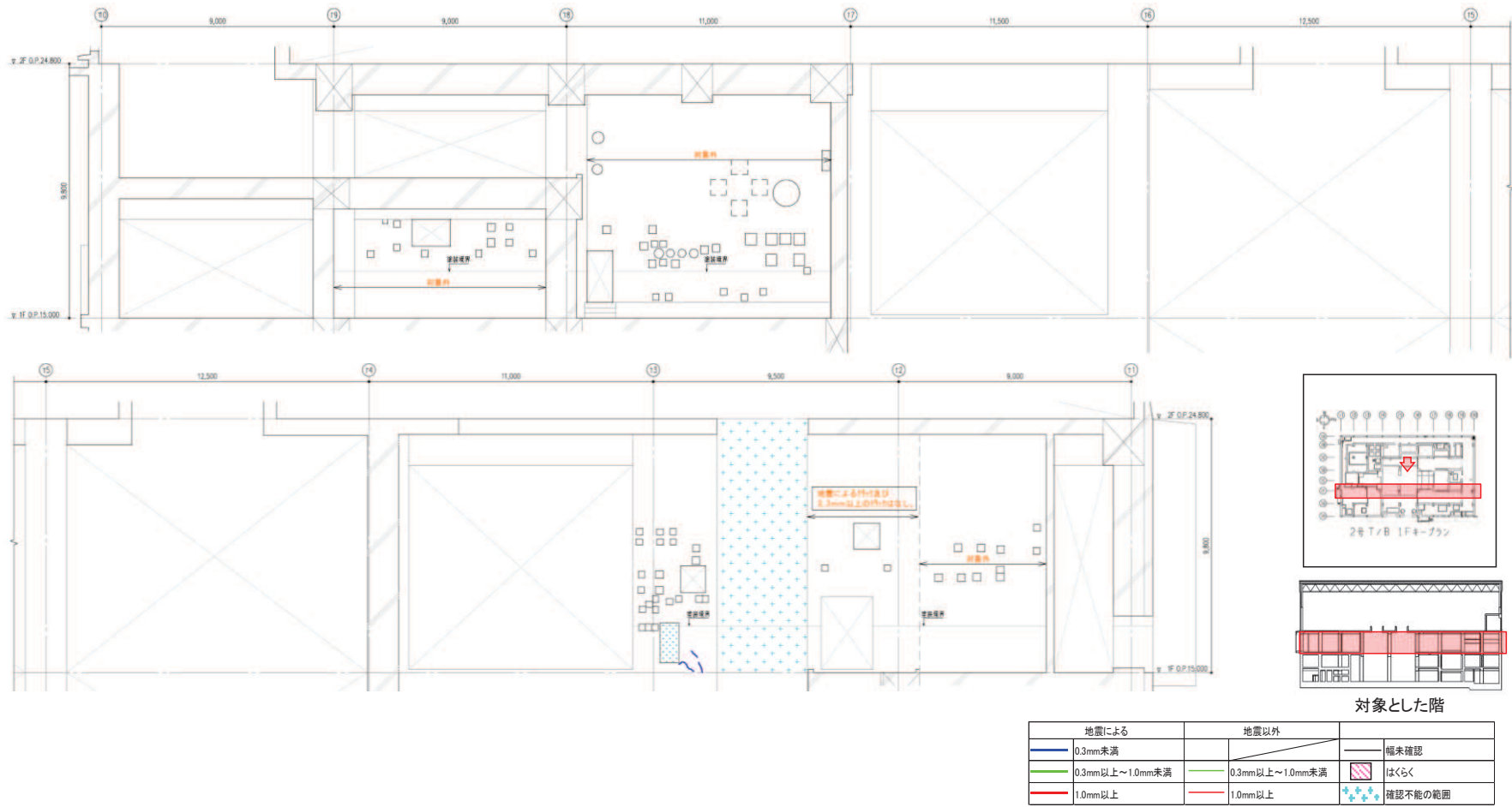


図 46 タービン建屋のひび割れ分布 耐震壁 (46) 1階 TF 通り

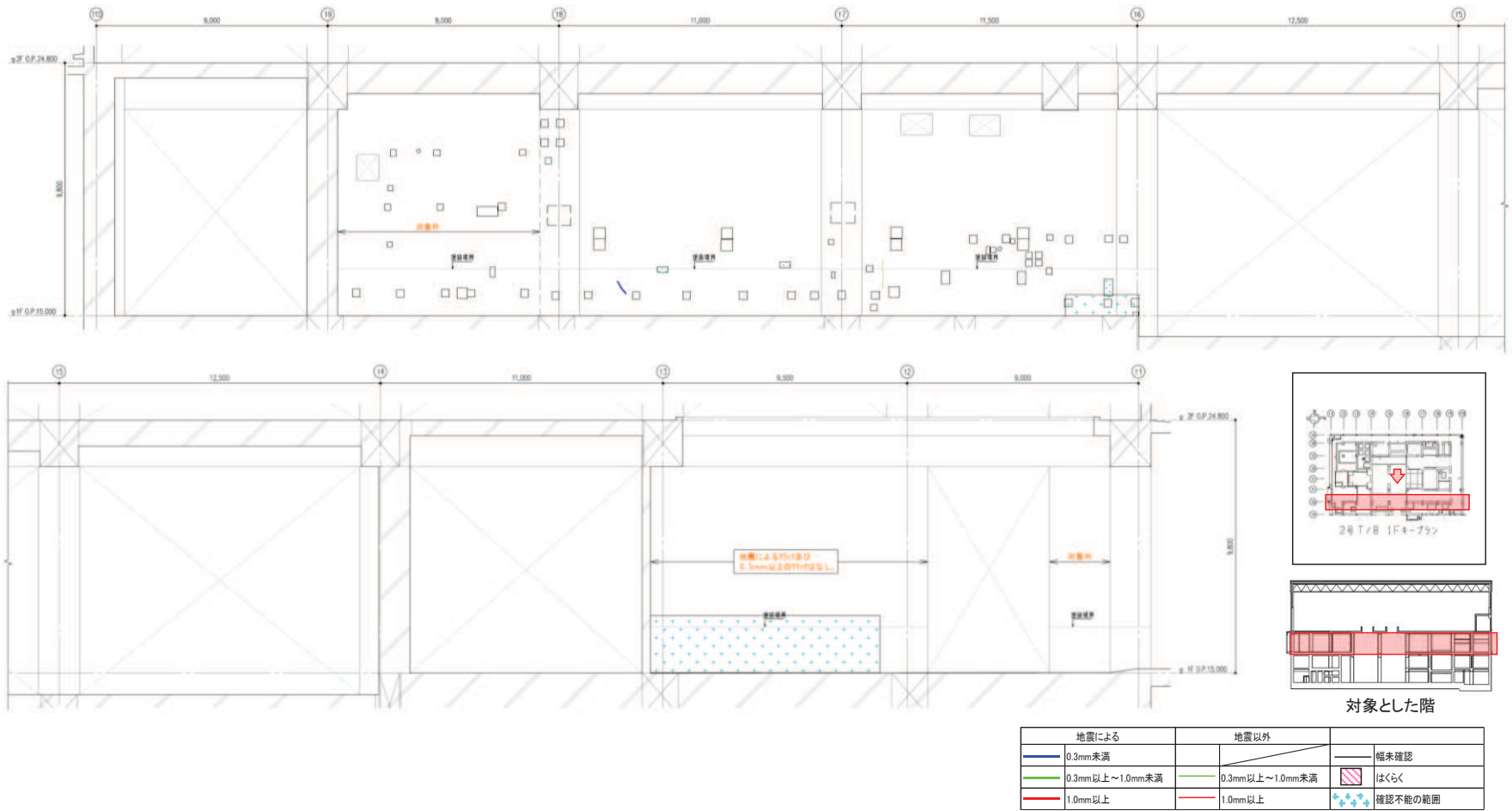


図 47 タービン建屋のひび割れ分布 耐震壁 (47) 1階 TG 通り

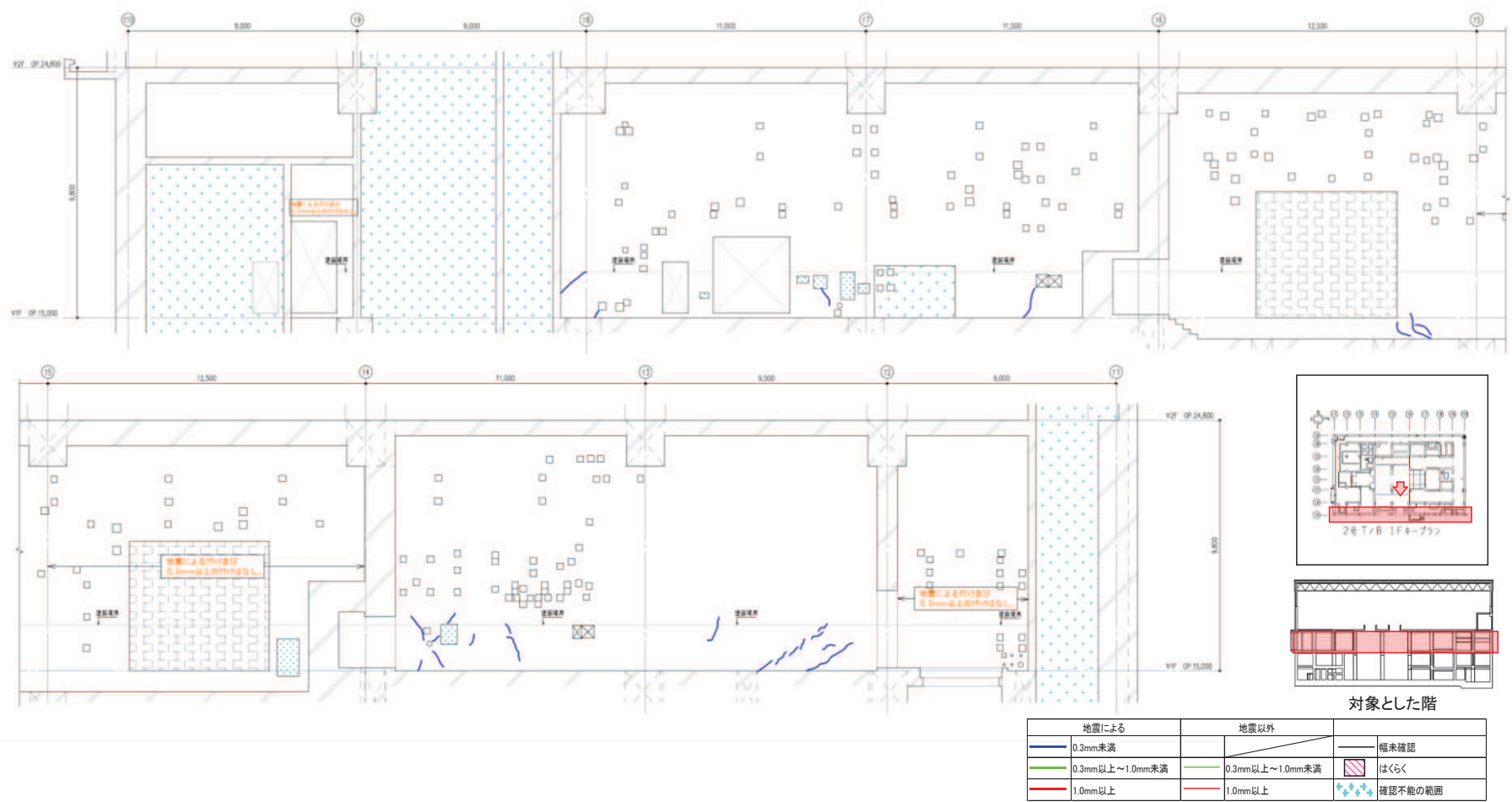


図 48 タービン建屋のひび割れ分布 耐震壁 (48) 1階 TH 通り

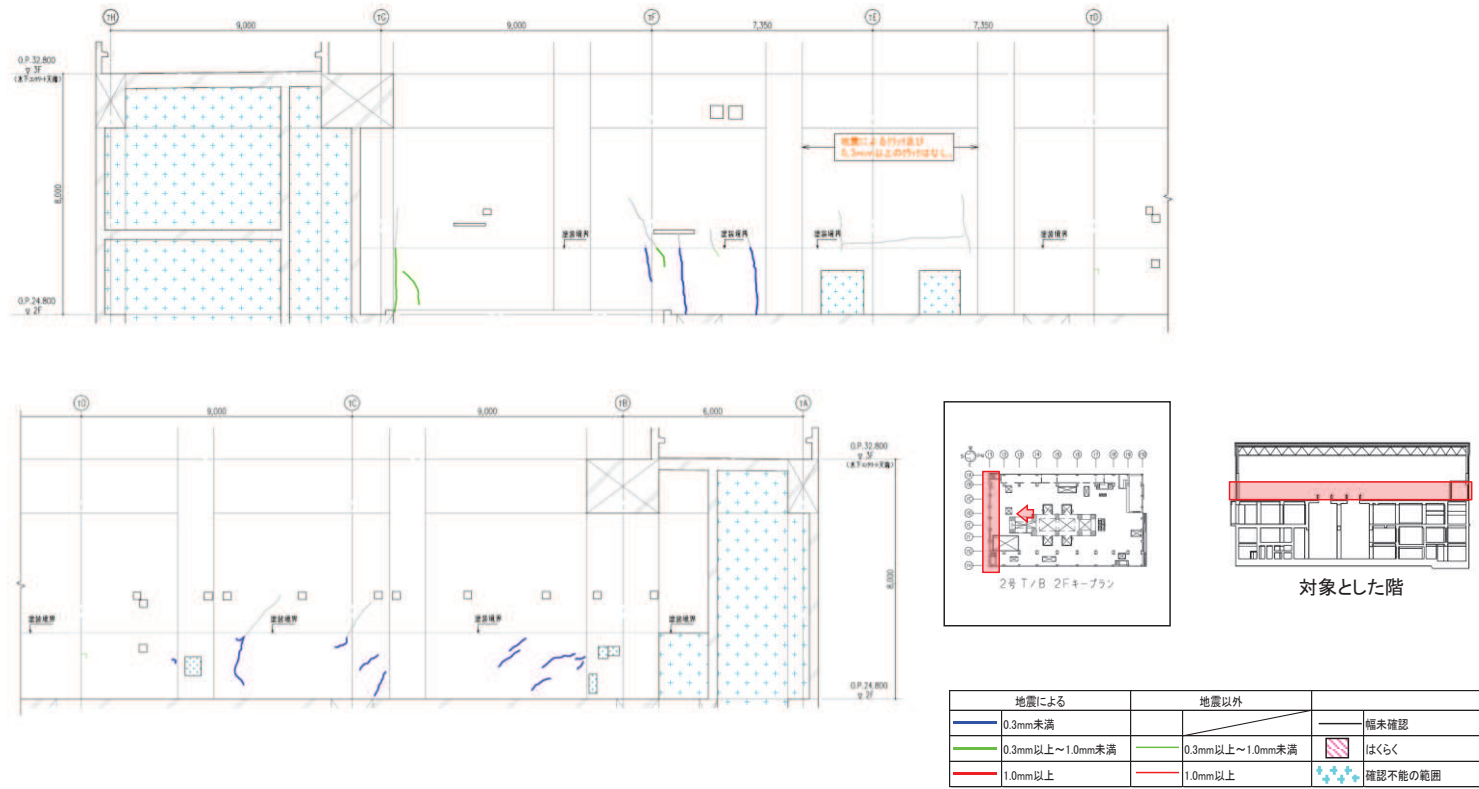


図 49 タービン建屋のひび割れ分布 耐震壁 (49) 2階 T1 通り

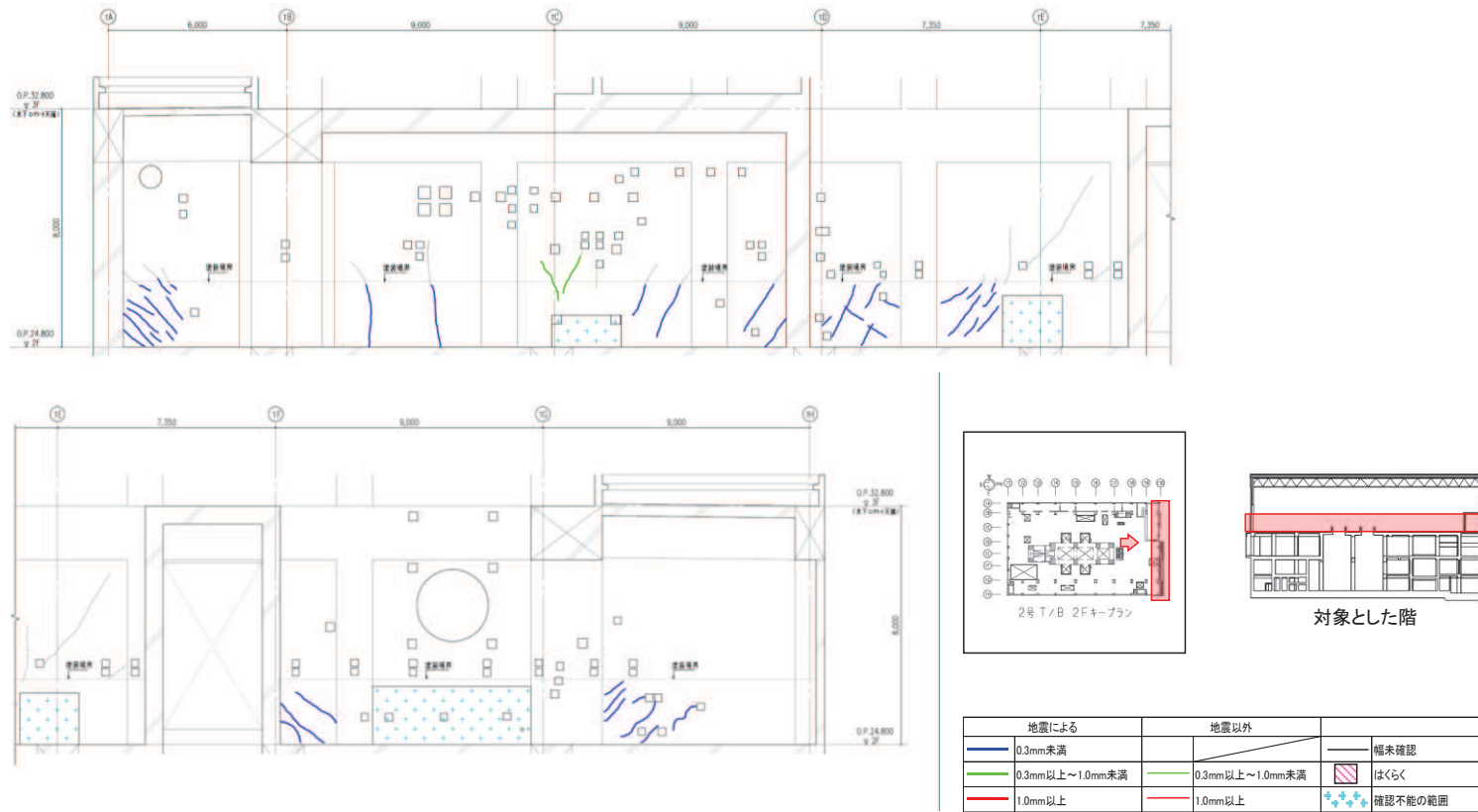


図 50 タービン建屋のひび割れ分布 耐震壁 (50) 2階 T10 通り

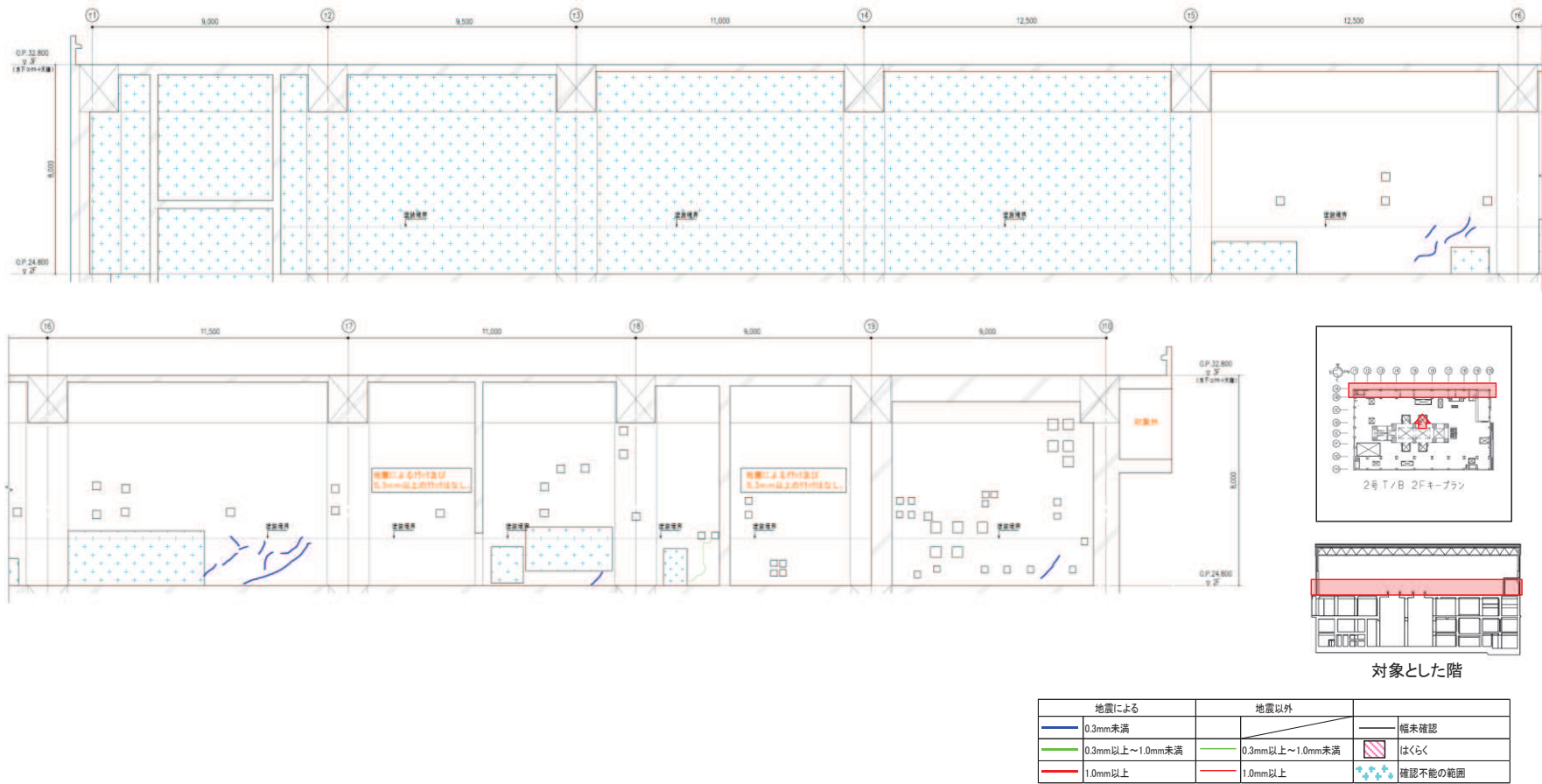


図 51 タービン建屋のひび割れ分布 耐震壁 (51) 2階 TA 通り

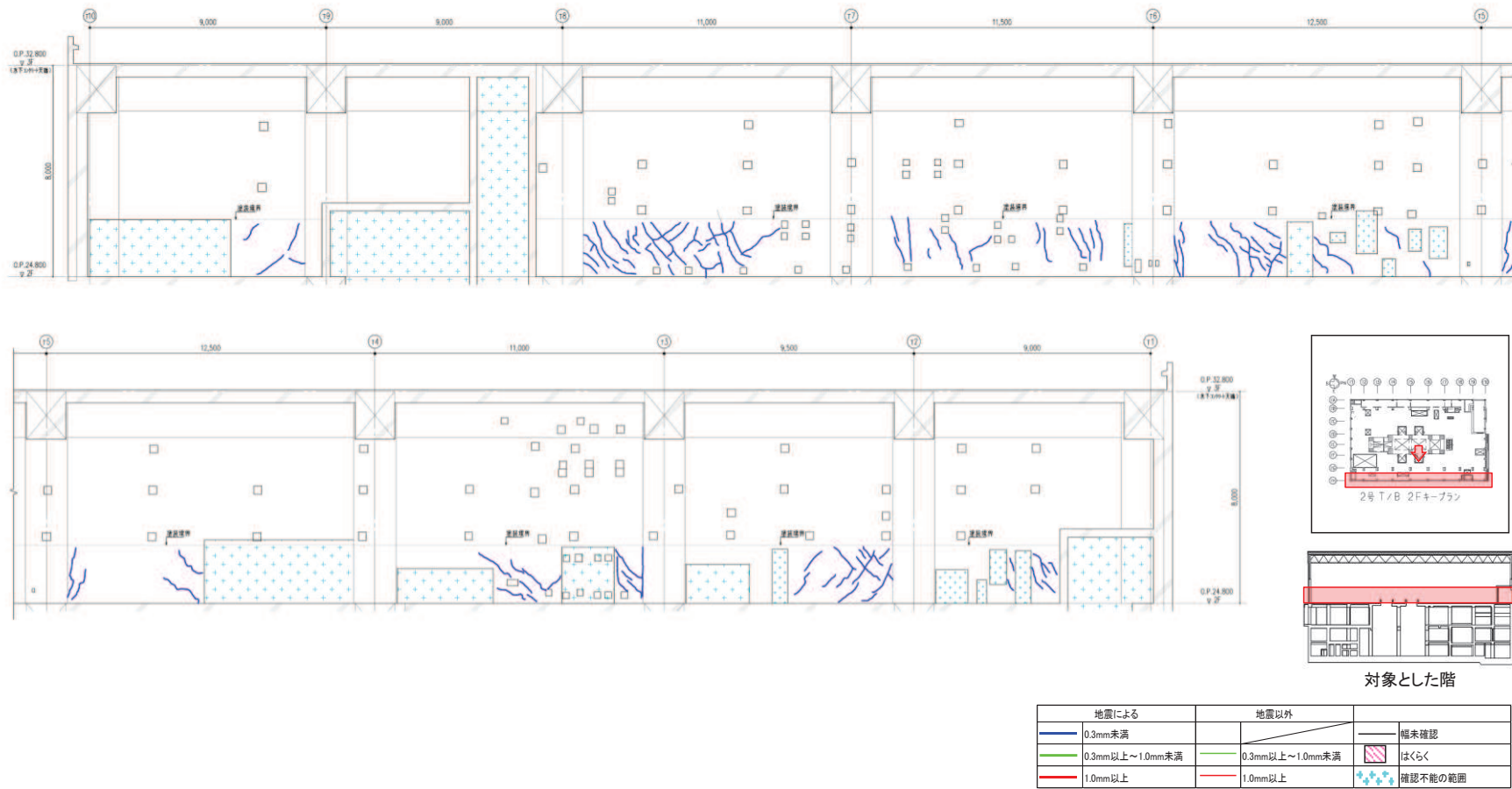


図 52 タービン建屋のひび割れ分布 耐震壁 (52) 2階 TH 通り

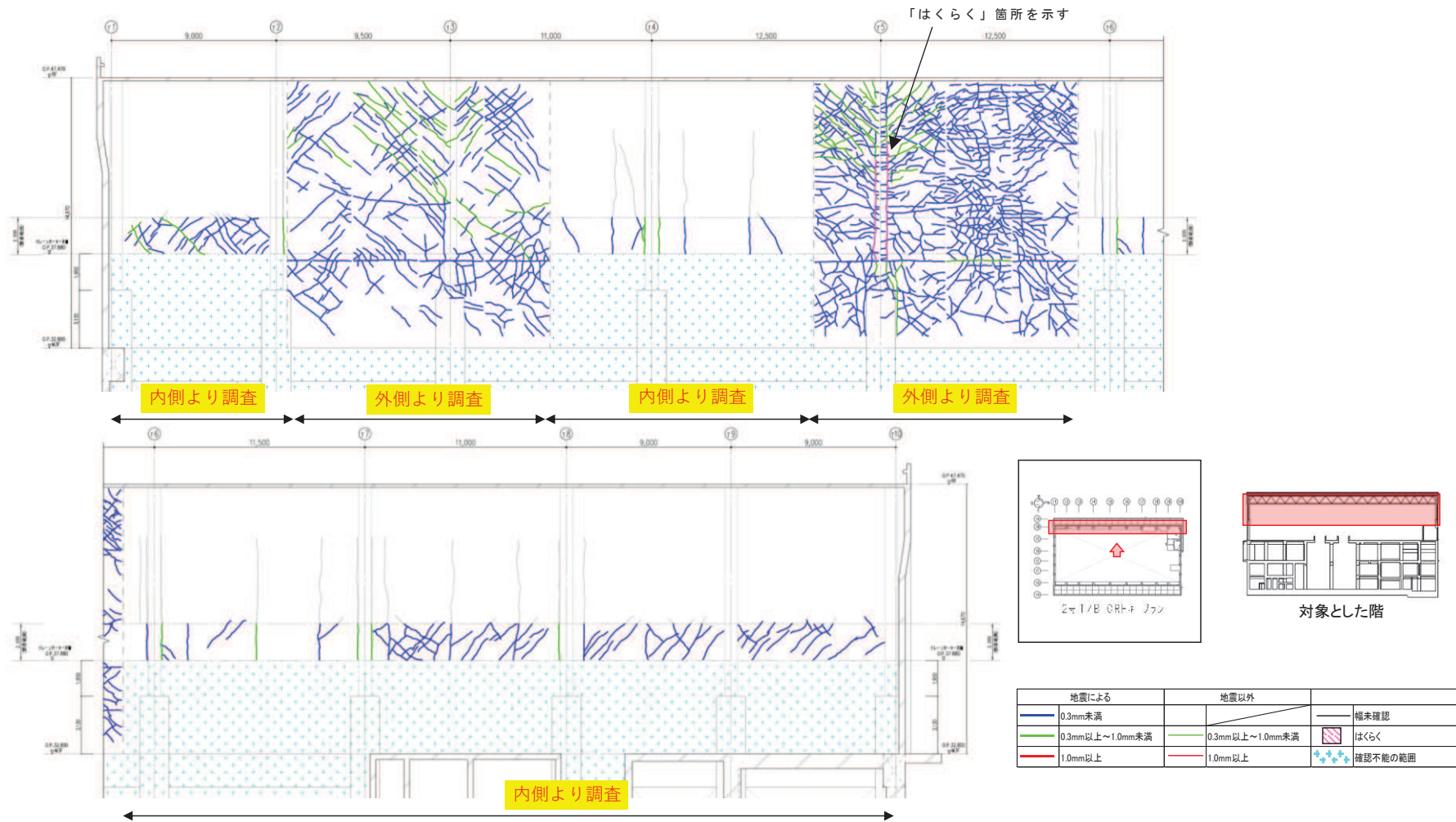


図 53 タービン建屋のひび割れ分布 耐震壁 (53) クレーン階 TB 通り

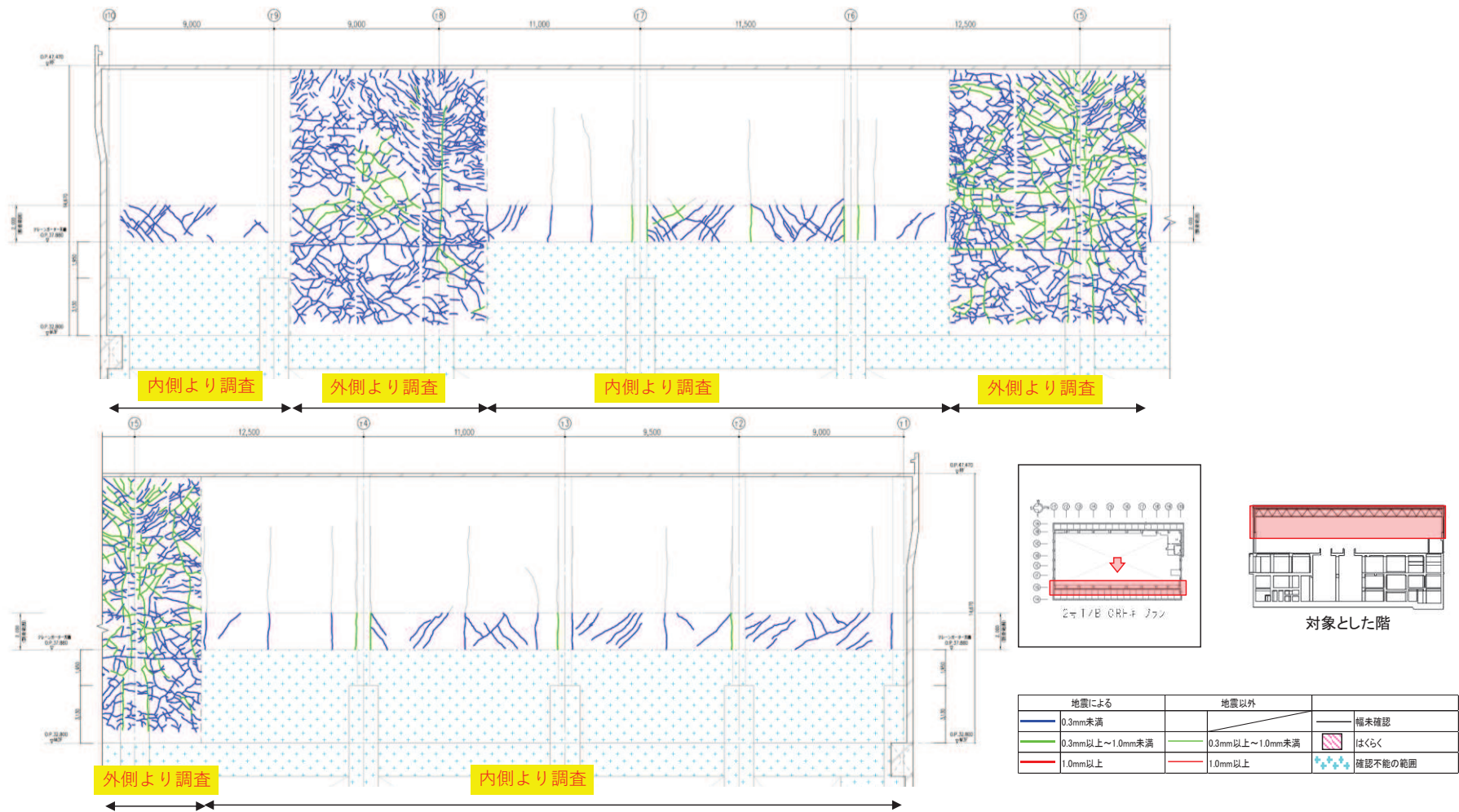


図 54 タービン建屋のひび割れ分布 耐震壁 (54) クレーン階 TG 通り

別紙 1-2 東北地方太平洋沖地震等に対するタービン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
2.2.1 地震応答解析の概要.....	別紙 1-2- 3
2.2.2 地震応答解析モデル.....	別紙 1-2- 7
2.2.3 地震応答解析結果.....	別紙 1-2-16
3. 評価結果のまとめ.....	別紙 1-2-32

1. はじめに

タービン建屋について，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

タービン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。

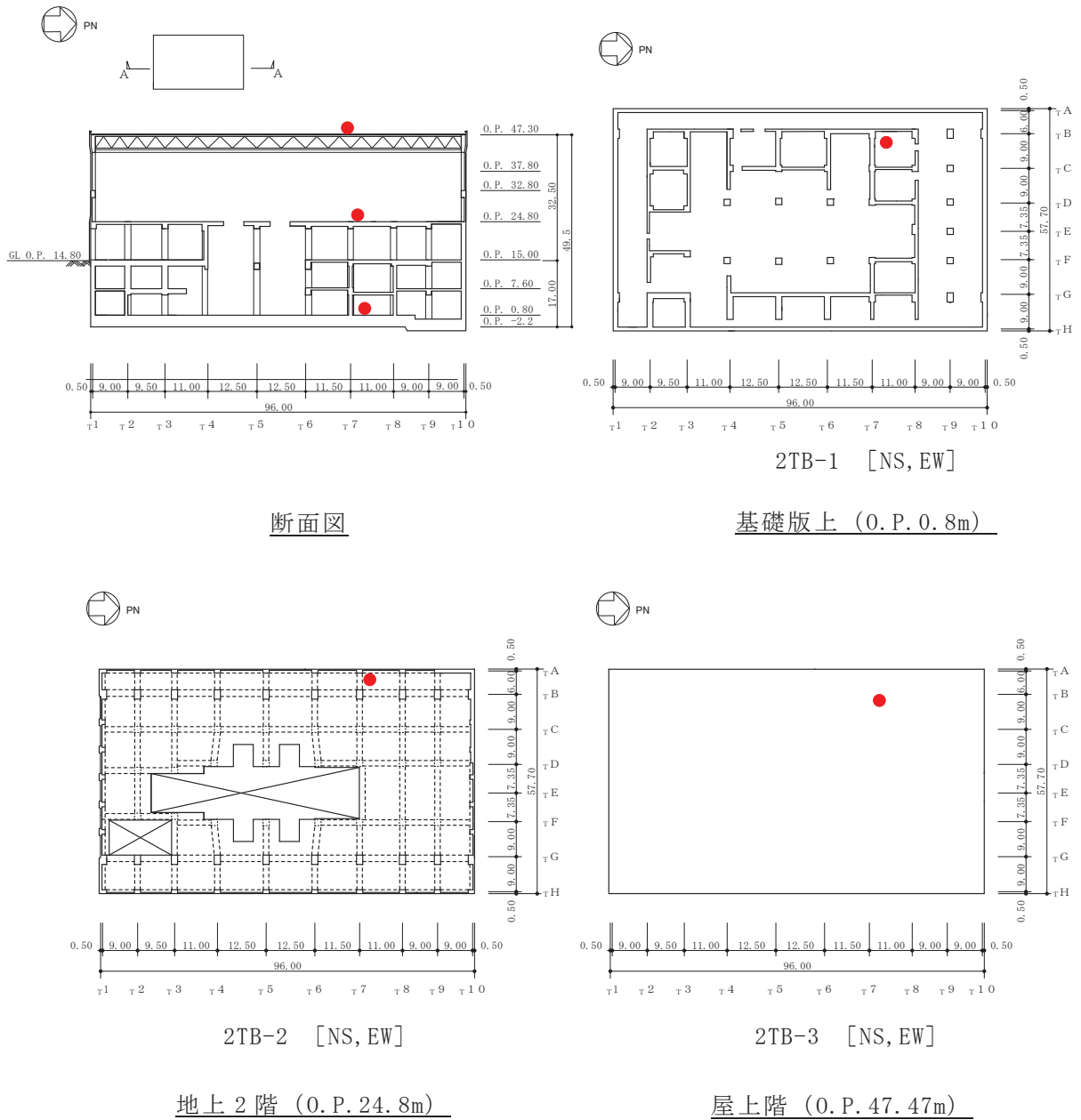


図 2-1 地震計配置図

2.2 地震応答解析

2.2.1 地震応答解析の概要

当該地震に対するタービン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、タービン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、タービン建屋各階における最大応答加速度、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。

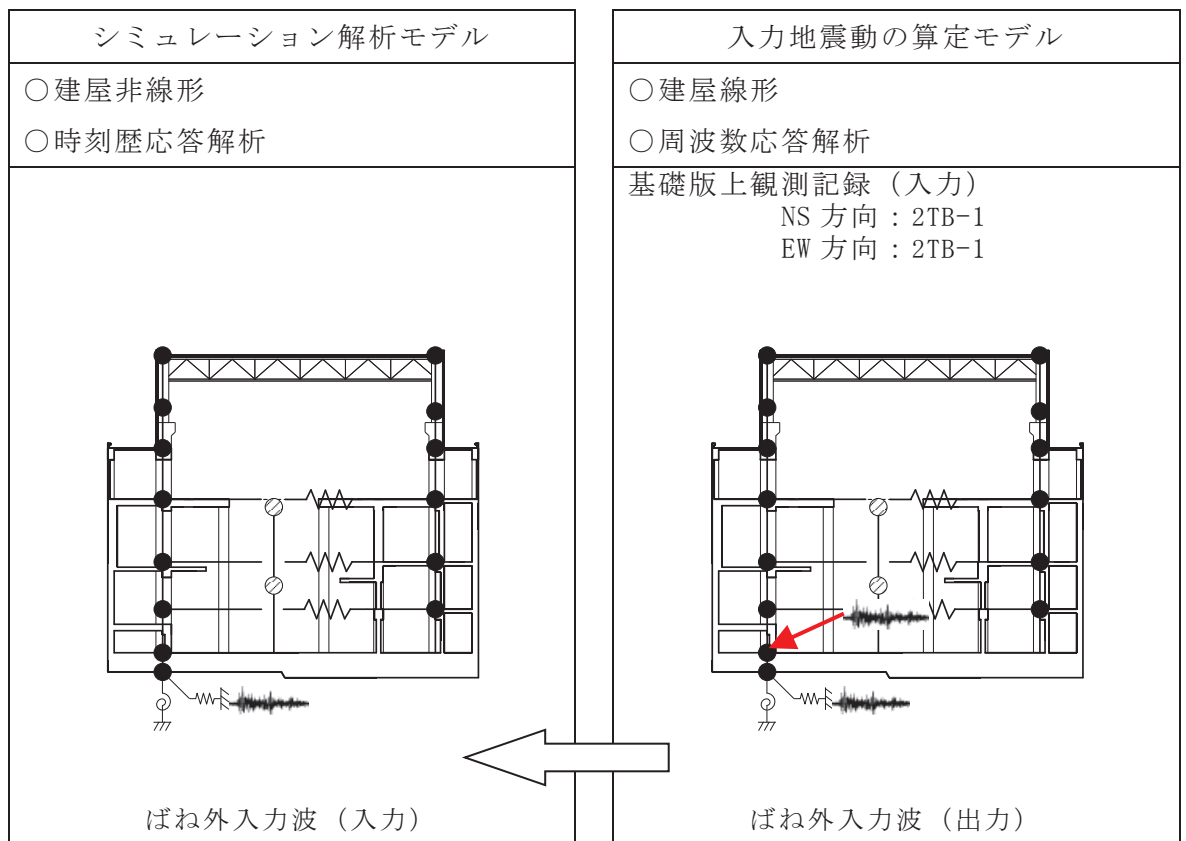


図 2-2 入力地震動の算出概念図

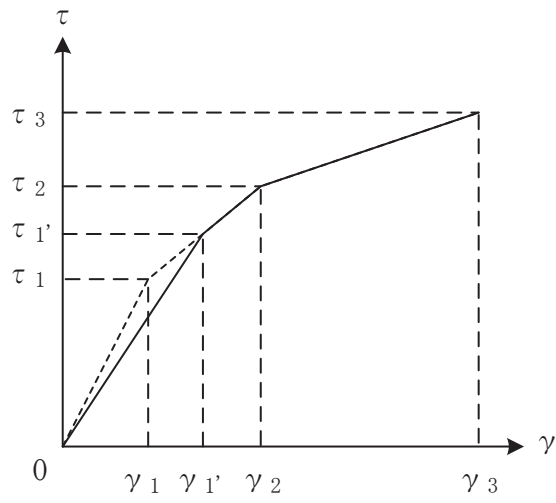
解析モデルは、地震観測記録と解析結果が整合するように次の2項目を見直して新たな解析モデルを構築した。

解析モデルの諸元の設定について表2-1に示す。

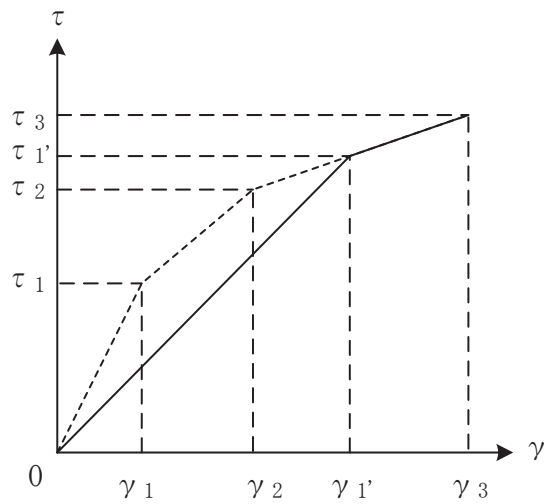
- ① 鉄筋コンクリート部の剛性評価は、耐震壁について観測記録と整合するように等価な剛性として設定し、図2-3に示すように復元力特性の第1勾配は設計時から見直した。
- ② 建屋の減衰定数は、観測記録と整合するように解析では鉄骨造部及び鉄筋コンクリート部ともに5%に設定した。また、水平は両方向ともに同じ減衰定数とした。

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 鉄骨	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 地震応答解析モデル

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。

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。

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。

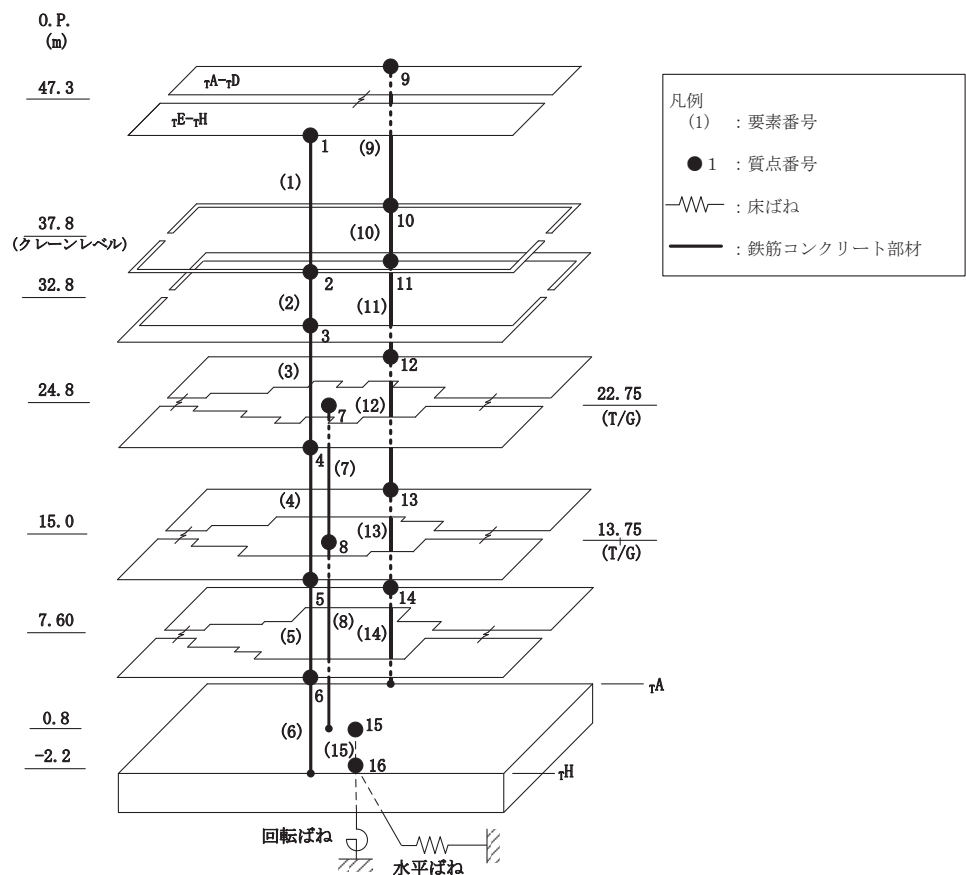


図 2-4(1) 地震応答解析モデル (NS 方向)

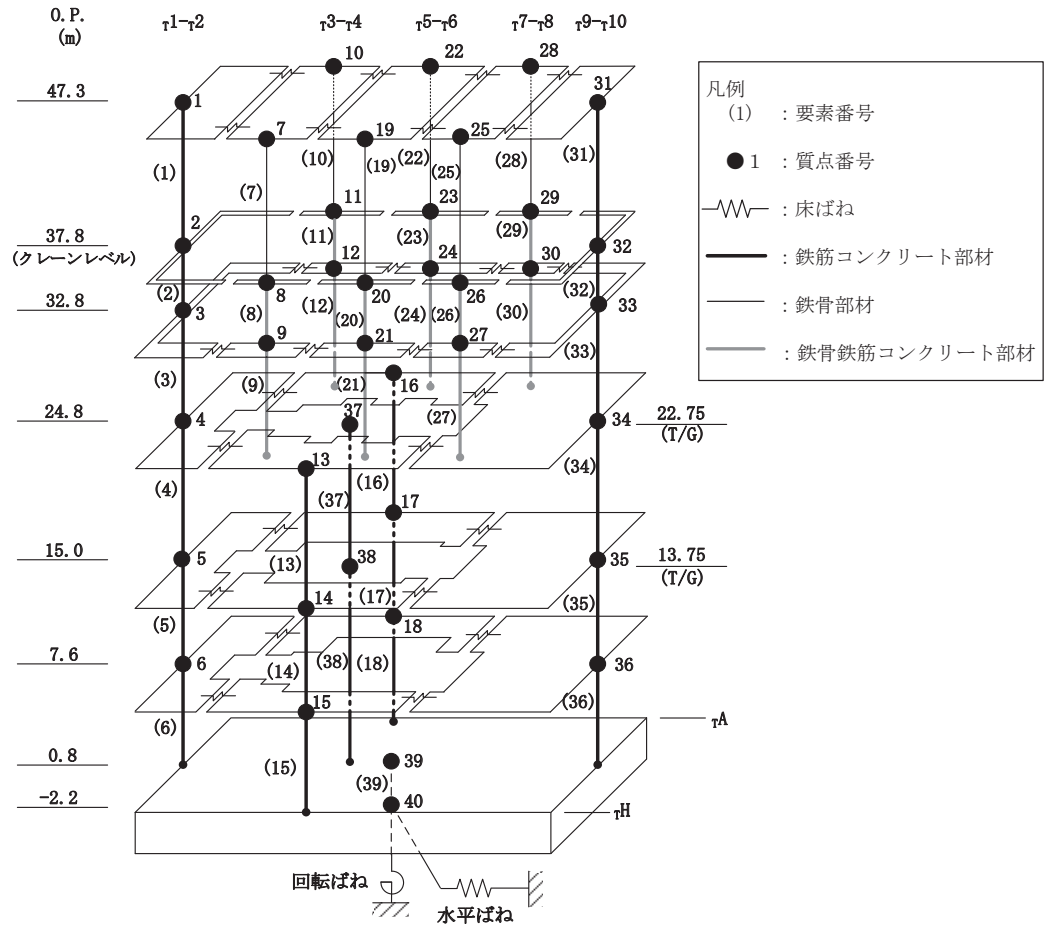


図 2-4(2) 地震応答解析モデル (EW 方向)

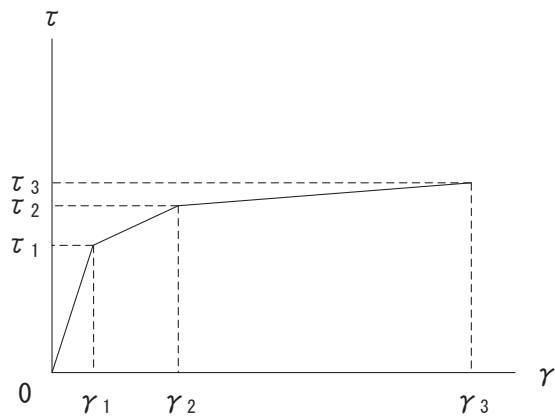
表 2-2 地震応答解析に用いる物性値

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 (O.P. 24.8m より上部)	NS	0.30	0.79×10^4	0.34×10^4	5
	EW	0.35	0.93×10^4	0.40×10^4	5
コンクリート (O.P. 24.8m より下部)	NS	0.35	0.93×10^4	0.40×10^4	5
	EW	0.40	1.06×10^4	0.46×10^4	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

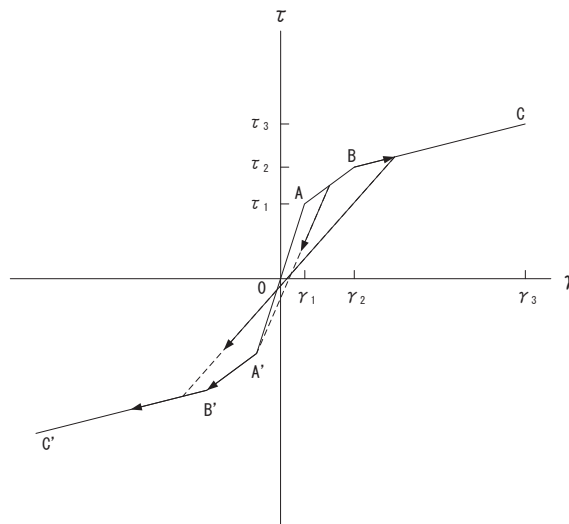
設計値 ヤング係数 2.65×10^4 N/mm²

せん断弾性係数 1.14×10^4 N/mm²



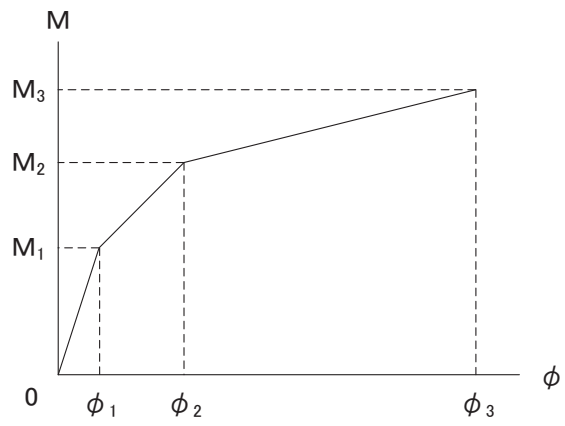
- τ_1 : 第1折点のせん断応力度
- τ_2 : 第2折点のせん断応力度
- τ_3 : 終局点のせん断応力度
- γ_1 : 第1折点のせん断ひずみ
- γ_2 : 第2折点のせん断ひずみ
- γ_3 : 終局点のせん断ひずみ ($=4 \times 10^{-3}$)

図 2-5 せん断応力度－せん断ひずみ関係



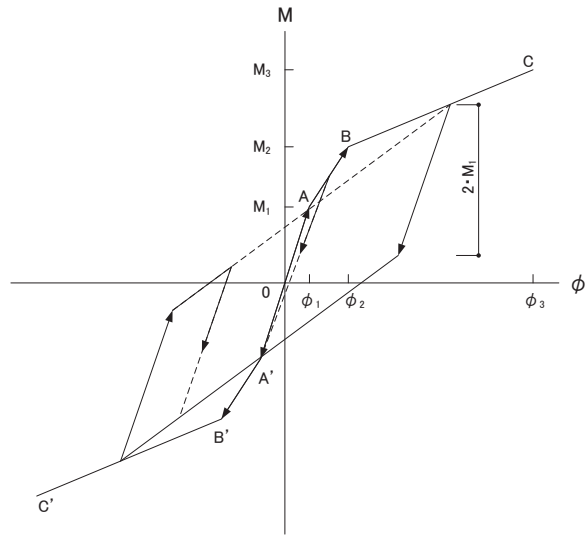
- a. 0-A 間：弾性範囲
- b. A-B 間：負側スケルトンが経験した最大点に向かう。ただし、負側最大点が第1折点を越えていない時は負側第1折点に向かう。
- c. B-C 間：負側最大点指向
- d. 各最大点は、スケルトン上を移動することにより更新される。
- e. 安定ループは面積を持たない。

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 ($\tau - \gamma$ 関係)

NS 方向

τ E- τ H

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 ($\times 10^{-3}$)
47.3 ~ 37.8	2.80	—	5.77	0.822	—	4.00
37.8 ~ 32.8	3.47	—	6.49	1.02	—	4.00
32.8 ~ 24.8	2.76	—	5.86	0.810	—	4.00
24.8 ~ 15.0	2.95	—	5.07	0.740	—	4.00
15.0 ~ 7.6	3.11	—	5.57	0.780	—	4.00
7.6 ~ 0.8	3.30	—	5.36	0.828	—	4.00

τ A- τ D

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 ($\times 10^{-3}$)
47.3 ~ 37.8	2.80	—	5.77	0.822	—	4.00
37.8 ~ 32.8	3.47	—	6.49	1.02	—	4.00
32.8 ~ 24.8	2.73	—	5.81	0.799	—	4.00
24.8 ~ 15.0	2.88	—	4.60	0.723	—	4.00
15.0 ~ 7.6	3.13	—	5.24	0.787	—	4.00
7.6 ~ 0.8	3.31	—	5.26	0.831	—	4.00

表 2-4 セン断力のスケルトンカーブ ($\tau - \gamma$ 関係)

EW 方向

$\tau_1 - \tau_2$

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 ($\times 10^{-3}$)
47.3 ~ 37.8	2.63	—	5.95	0.662	—	4.00
37.8 ~ 32.8	2.96	—	6.44	0.744	—	4.00
32.8 ~ 24.8	2.83	—	6.44	0.710	—	4.00
24.8 ~ 15.0	2.82	—	5.88	0.621	—	4.00
15.0 ~ 7.6	2.94	—	5.44	0.646	—	4.00
7.6 ~ 0.8	3.14	—	5.60	0.690	—	4.00

$\tau_3 - \tau_6$ (τ_H 側)

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 ($\times 10^{-3}$)
24.8 ~ 15.0	2.79	—	3.85	0.613	—	4.00
15.0 ~ 7.6	3.10	—	3.86	0.681	—	4.00
7.6 ~ 0.8	3.19	—	3.62	0.700	—	4.00

$\tau_3 - \tau_6$ (τ_A 側)

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 ($\times 10^{-3}$)
24.8 ~ 15.0	2.81	—	3.52	0.617	—	4.00
15.0 ~ 7.6	3.18	—	3.52	0.698	—	4.00
7.6 ~ 0.8	3.39	—	3.42	0.744	—	4.00

$\tau_9 - \tau_{10}$

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 ($\times 10^{-3}$)
47.3 ~ 37.8	2.63	—	5.95	0.662	—	4.00
37.8 ~ 32.8	2.96	—	6.43	0.743	—	4.00
32.8 ~ 24.8	2.76	—	6.01	0.694	—	4.00
24.8 ~ 15.0	2.87	—	5.49	0.631	—	4.00
15.0 ~ 7.6	3.14	—	5.33	0.691	—	4.00
7.6 ~ 0.8	3.27	—	5.19	0.719	—	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

τE-τH

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 ($\times 10^{-5}/\text{m}$)
47.3 ~ 37.8	2.14	3.13	4.44	0.830	2.06	41.2
37.8 ~ 32.8	4.61	5.31	7.42	1.79	2.26	45.2
32.8 ~ 24.8	6.59	7.66	10.4	1.74	2.20	43.9
24.8 ~ 15.0	11.1	16.8	23.4	0.873	2.22	44.5
15.0 ~ 7.6	17.9	26.6	37.7	1.22	2.38	47.6
7.6 ~ 0.8	25.5	35.9	50.2	1.36	2.53	46.9

τA-τD

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 ($\times 10^{-5}/\text{m}$)
47.3 ~ 37.8	2.14	3.13	4.44	0.830	2.06	41.2
37.8 ~ 32.8	4.61	5.31	7.42	1.79	2.26	45.2
32.8 ~ 24.8	5.10	7.62	10.2	0.917	1.97	39.4
24.8 ~ 15.0	16.0	24.2	34.0	0.906	2.43	48.7
15.0 ~ 7.6	23.8	34.4	48.6	1.33	2.59	48.4
7.6 ~ 0.8	28.9	40.1	55.7	1.47	2.64	44.4

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

τ1-τ2

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 ($\times 10^{-5}/\text{m}$)
47.3 ~ 37.8	0.772	1.27	1.82	1.11	4.38	87.6
37.8 ~ 32.8	1.11	1.88	2.65	1.59	4.64	92.8
32.8 ~ 24.8	2.43	3.57	5.19	1.98	3.69	73.8
24.8 ~ 15.0	3.03	5.22	7.92	1.03	3.55	71.1
15.0 ~ 7.6	7.00	12.0	18.0	1.29	3.70	74.1
7.6 ~ 0.8	8.11	13.0	19.1	1.48	3.77	75.4

τ3-τ6 (τH 側)

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 ($\times 10^{-5}/\text{m}$)
24.8 ~ 15.0	0.485	0.578	0.806	2.90	12.2	244
15.0 ~ 7.6	0.653	0.837	1.09	4.40	15.2	305
7.6 ~ 0.8	1.09	1.43	1.83	5.46	16.6	331

τ3-τ6 (τA 側)

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 ($\times 10^{-5}/\text{m}$)
24.8 ~ 15.0	0.915	1.10	1.44	3.56	13.9	277
15.0 ~ 7.6	1.05	1.45	2.00	3.90	11.9	239
7.6 ~ 0.8	1.58	2.20	2.94	4.28	11.2	224

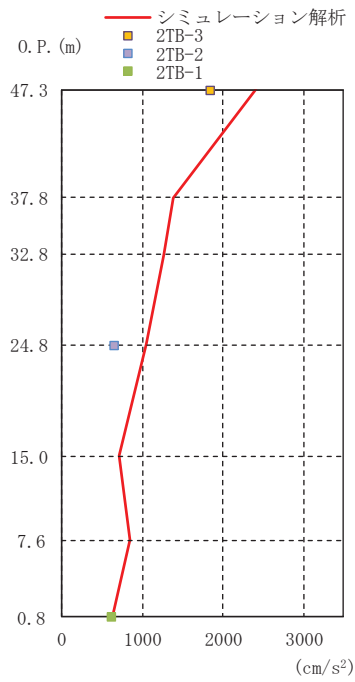
τ9-τ10

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 ($\times 10^{-5}/\text{m}$)
47.3 ~ 37.8	0.772	1.27	1.82	1.11	4.38	87.6
37.8 ~ 32.8	1.10	1.88	2.65	1.58	4.64	92.7
32.8 ~ 24.8	2.11	3.72	5.45	1.16	3.34	66.8
24.8 ~ 15.0	5.50	8.93	12.5	1.29	3.82	76.3
15.0 ~ 7.6	11.0	17.2	23.6	1.63	4.12	82.5
7.6 ~ 0.8	14.3	21.3	29.0	1.77	4.06	76.3

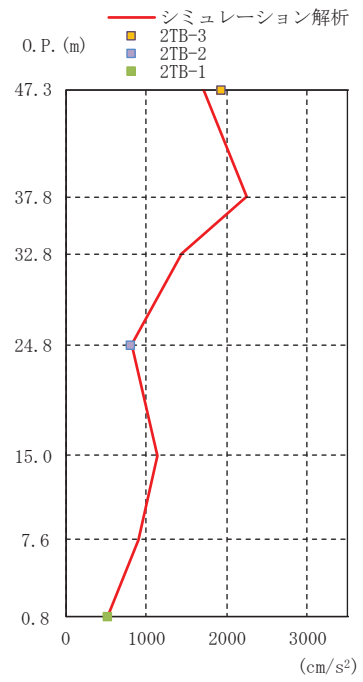
2.2.3 地震応答解析結果

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。ここで，変位の観測記録は加速度の観測記録を積分することで算出した。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，表 2-8，図 2-15 及び図 2-16 に示す。

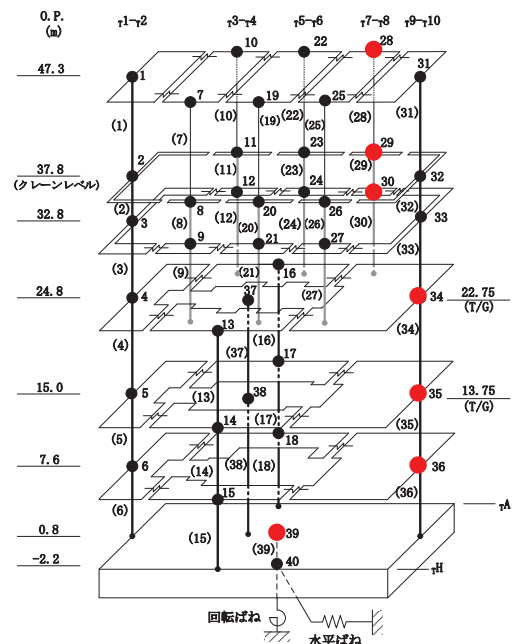
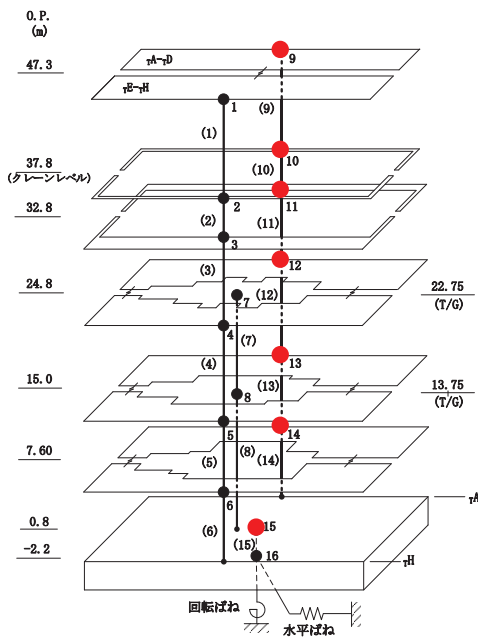
これより，観測記録と解析結果の最大応答加速度，最大応答変位及び加速度応答スペクトルは概ね整合していることを確認した。



NS 方向

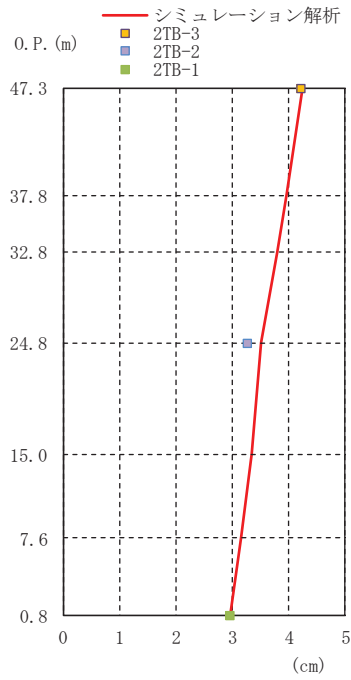


EW 方向

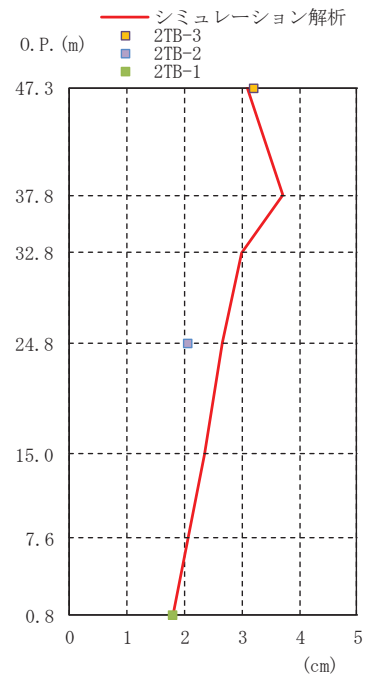


● シミュレーション解析結果を示している質点

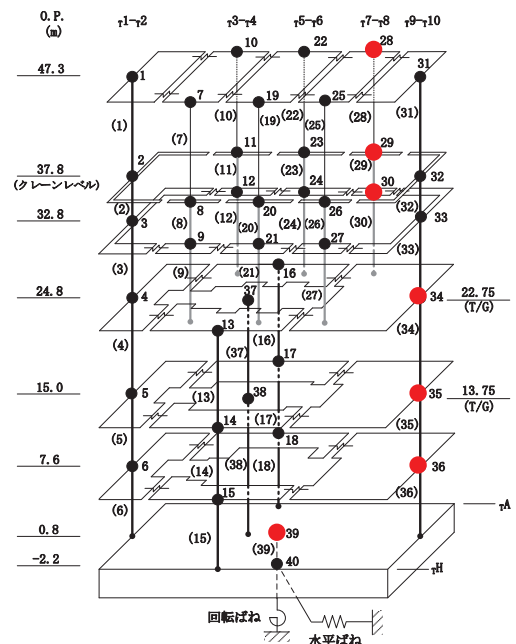
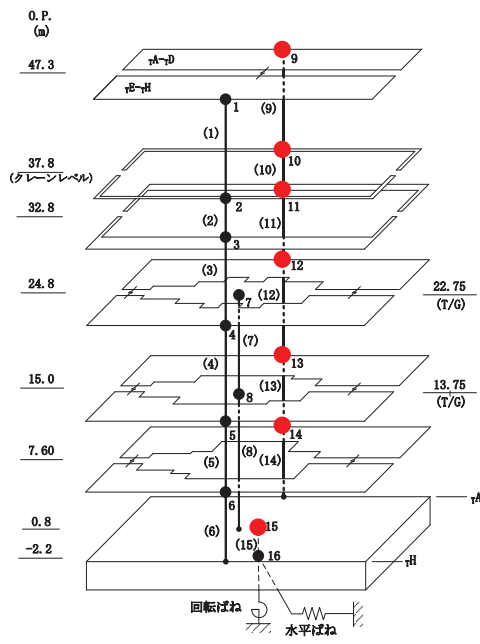
図 2-9 最大応答加速度の比較 (3.11 地震)



NS 方向

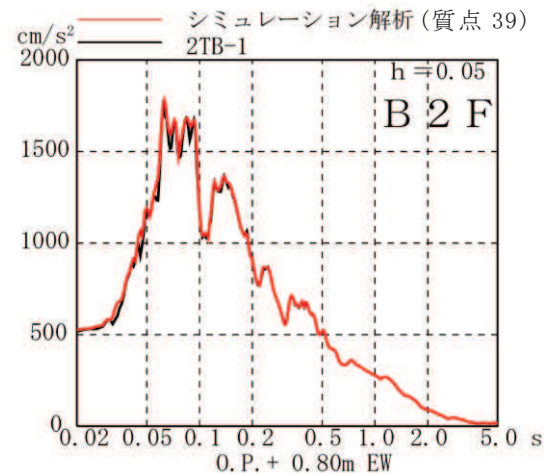
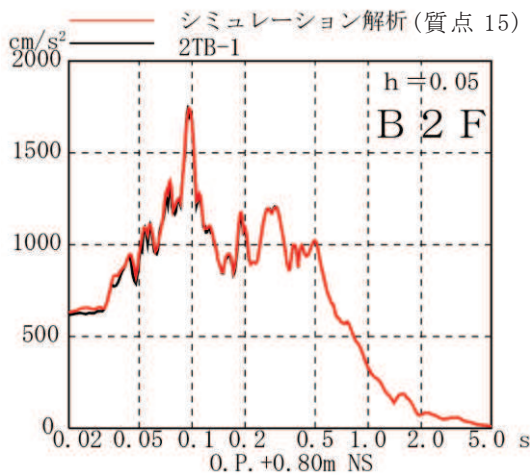
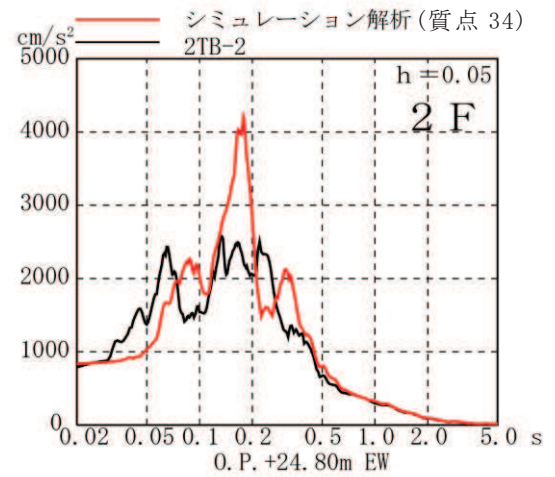
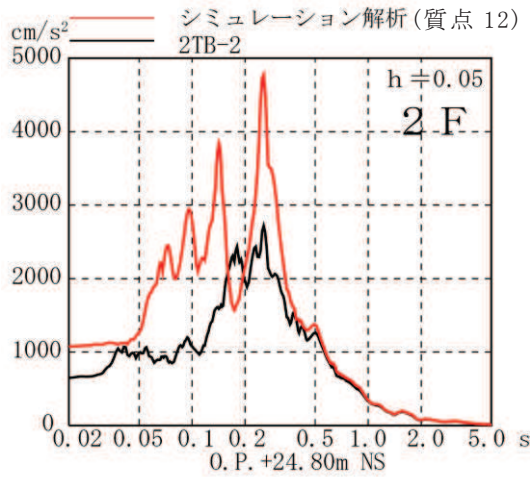
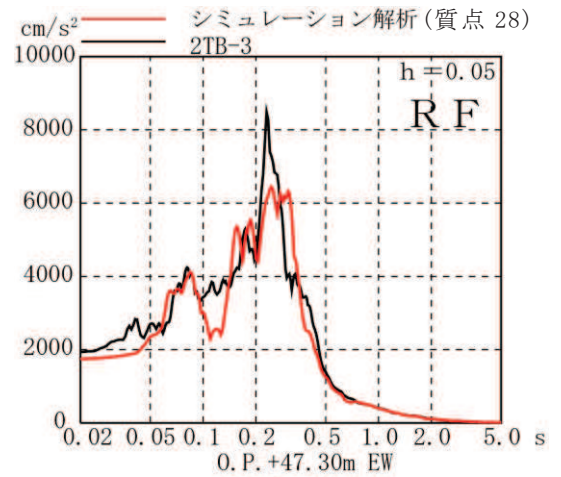
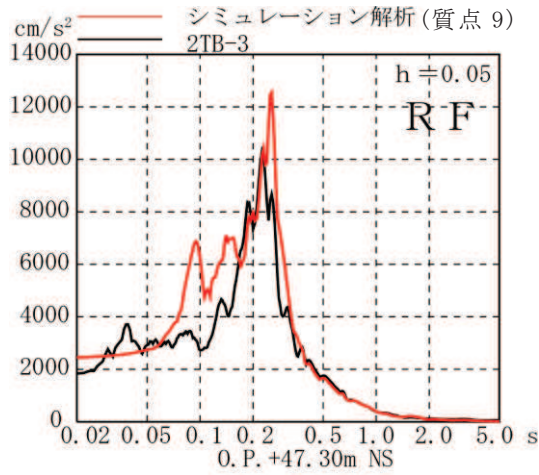


EW 方向



● シミュレーション解析結果を示している質点

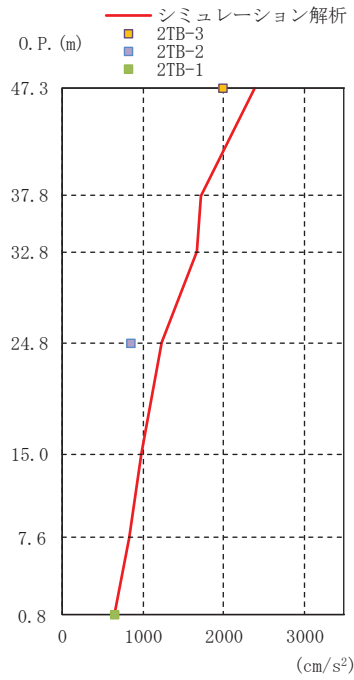
図 2-10 最大応答変位の比較 (3.11 地震)



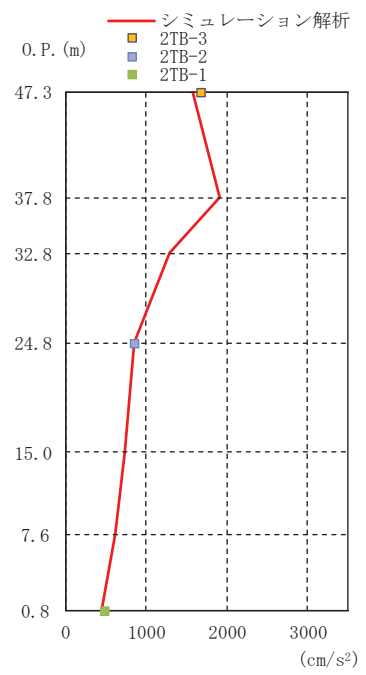
NS 方向

EW 方向

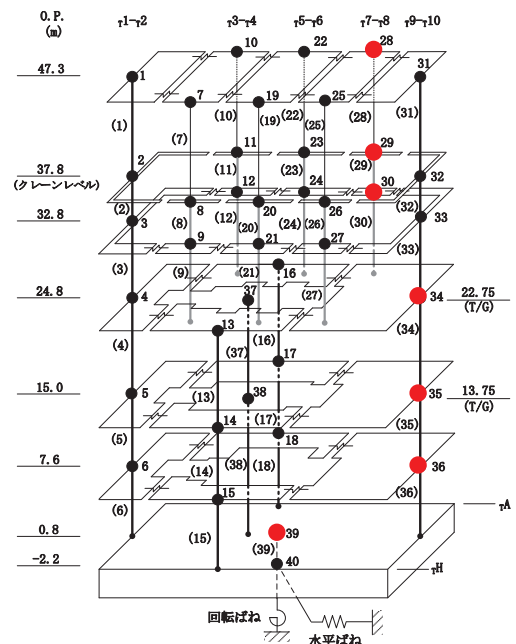
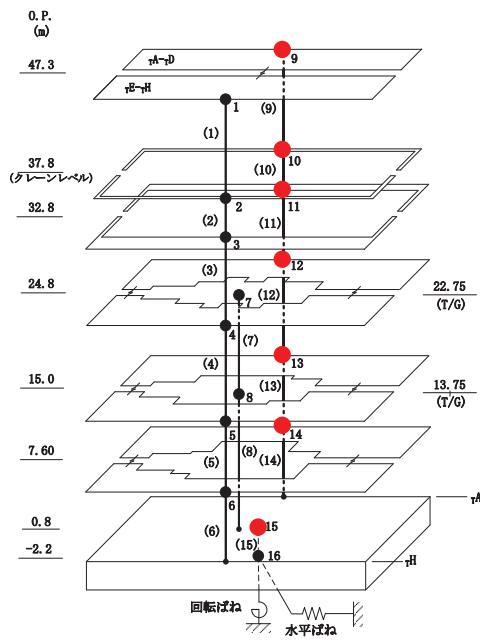
図 2-11 加速度応答スペクトルの比較 (3.11 地震)



NS 方向

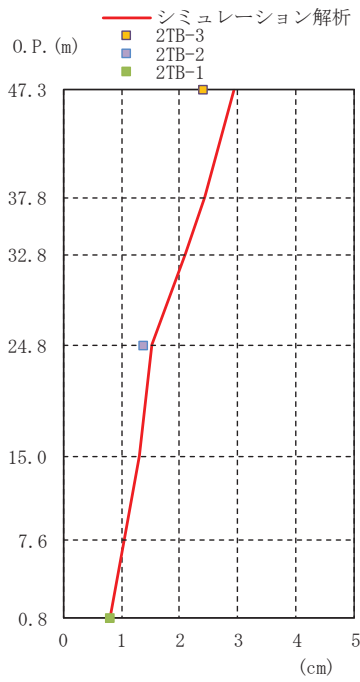


EW 方向

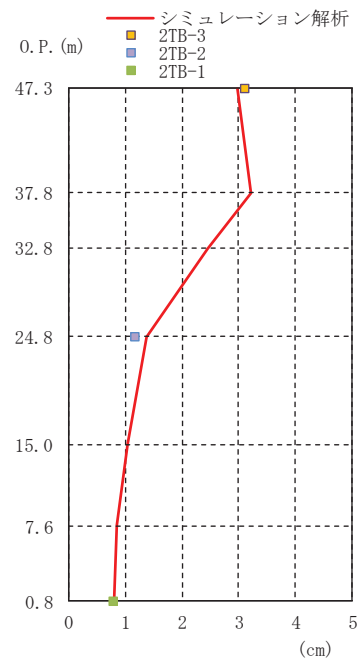


● シミュレーション解析結果を示している質点

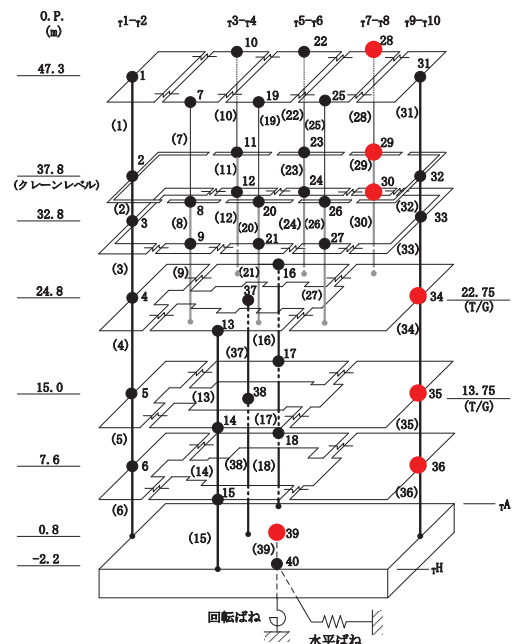
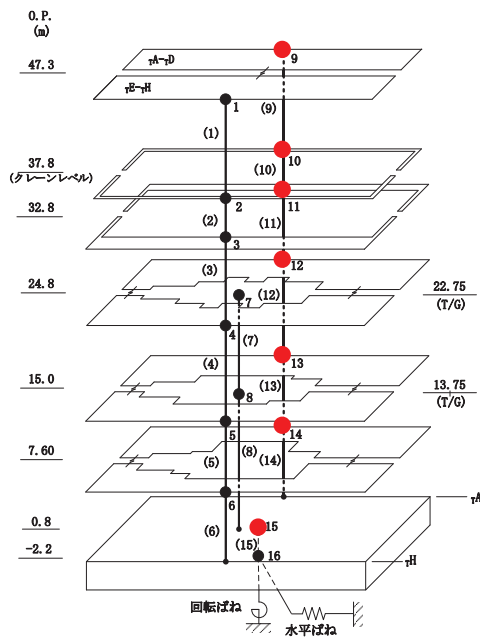
図 2-12 最大応答加速度の比較 (4.7 地震)



NS 方向

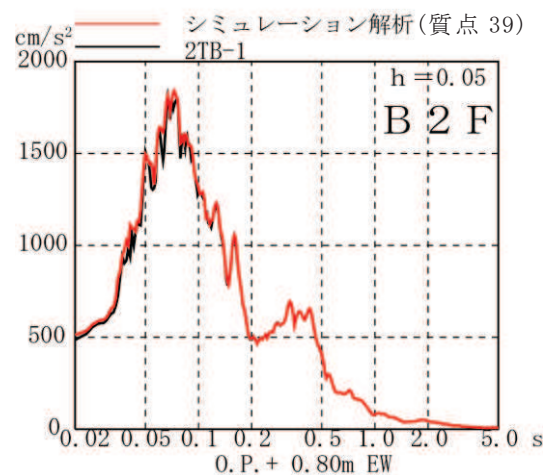
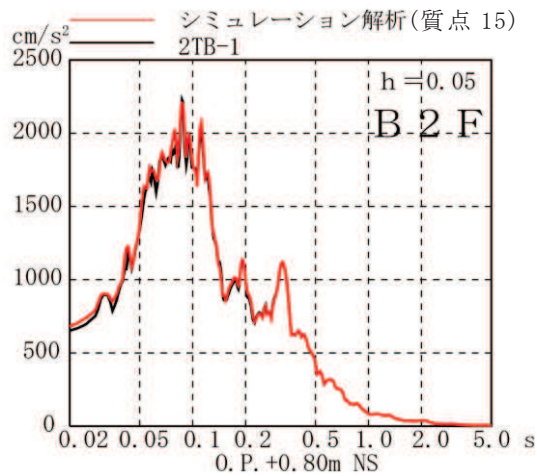
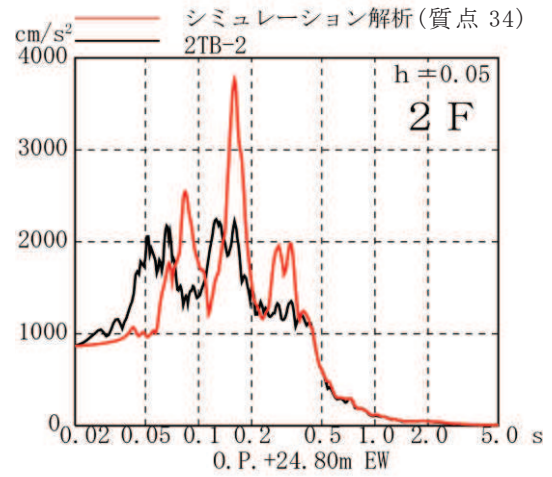
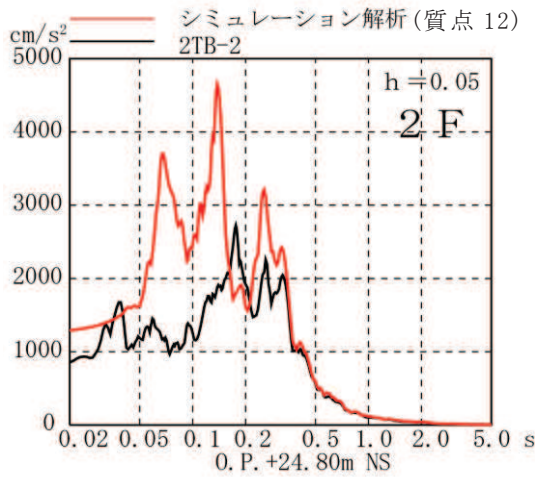
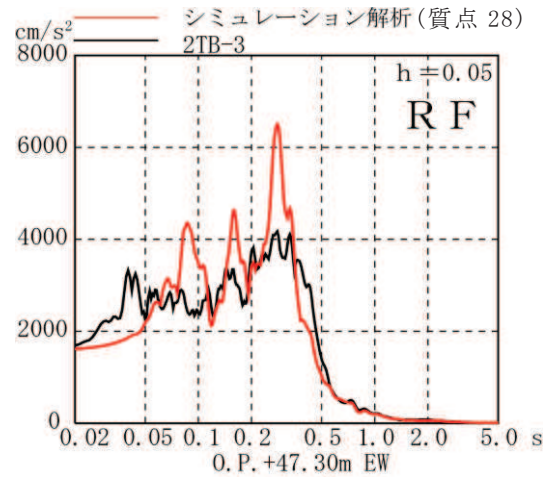
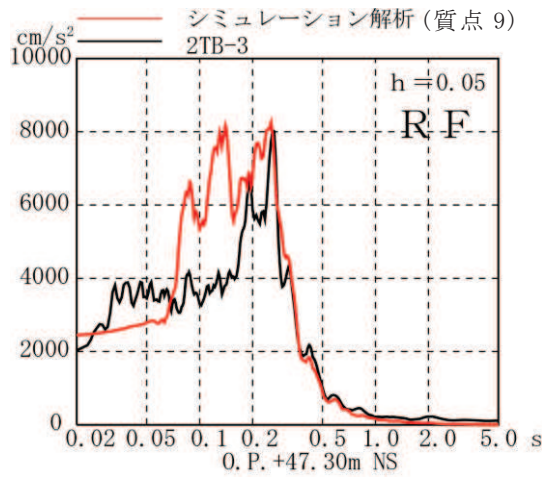


EW 方向



● シミュレーション解析結果を示している質点

図 2-13 最大応答変位の比較 (4.7 地震)



NS 方向

EW 方向

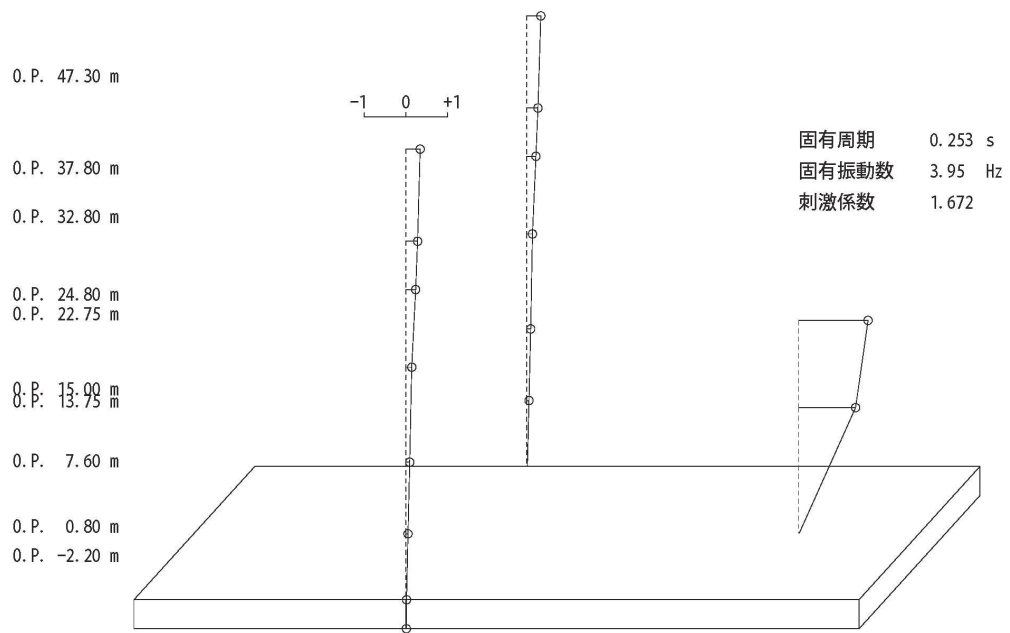
図 2-14 加速度応答スペクトルの比較 (4.7 地震)

表 2-7 固有値解析結果(NS 方向)

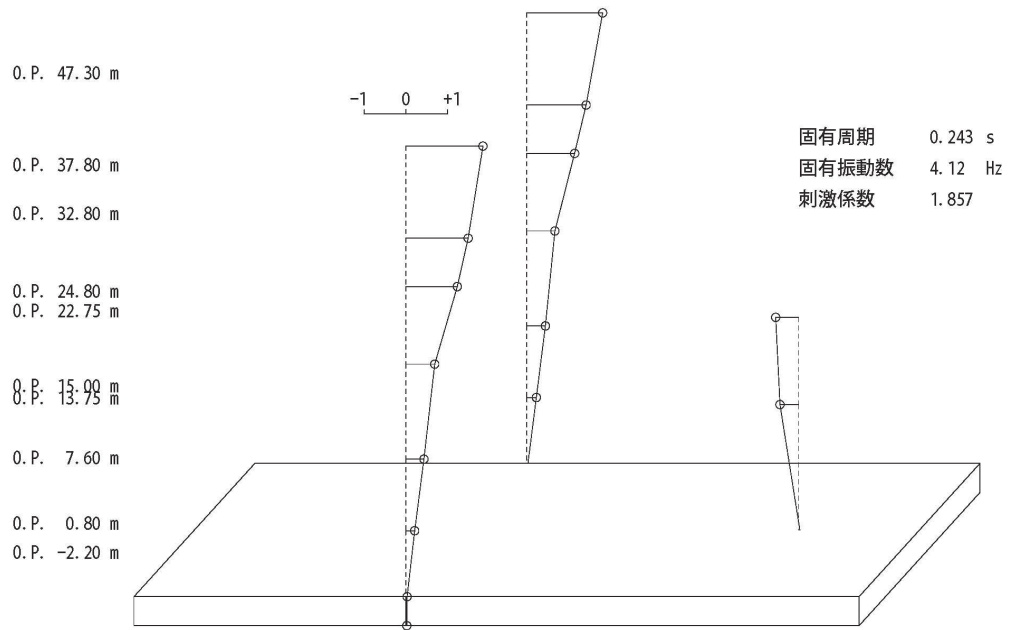
次数	固有周期 (s)	振動数 (Hz)	刺激係数
1	0.253	3.95	1.672
2	0.243	4.12	1.857
3	0.143	6.97	1.565
4	0.123	8.10	0.259
5	0.089	11.26	0.061
6	0.083	12.02	0.595
7	0.067	14.95	0.456
8	0.064	15.59	0.034
9	0.063	15.88	0.106
10	0.058	17.12	0.016

表 2-8 固有値解析結果(EW 方向)

次数	固有周期 (s)	振動数 (Hz)	刺激係数
1	0.290	3.45	2.667
2	0.245	4.09	1.036
3	0.191	5.24	0.364
4	0.181	5.54	1.917
5	0.172	5.81	3.662
6	0.156	6.43	1.480
7	0.139	7.21	0.449
8	0.135	7.43	0.591
9	0.131	7.66	0.393
10	0.128	7.84	0.031
11	0.125	8.02	0.001
12	0.111	9.02	0.202
13	0.106	9.40	0.533
14	0.105	9.56	0.763
15	0.092	10.92	0.300
16	0.089	11.25	0.445
17	0.085	11.73	1.209
18	0.083	12.06	1.119
19	0.080	12.54	0.030
20	0.078	12.85	0.059
21	0.074	13.47	0.184
22	0.073	13.72	0.186
23	0.071	14.11	0.169
24	0.066	15.13	0.215
25	0.062	16.20	0.586
26	0.056	17.83	0.076
27	0.051	19.45	1.027

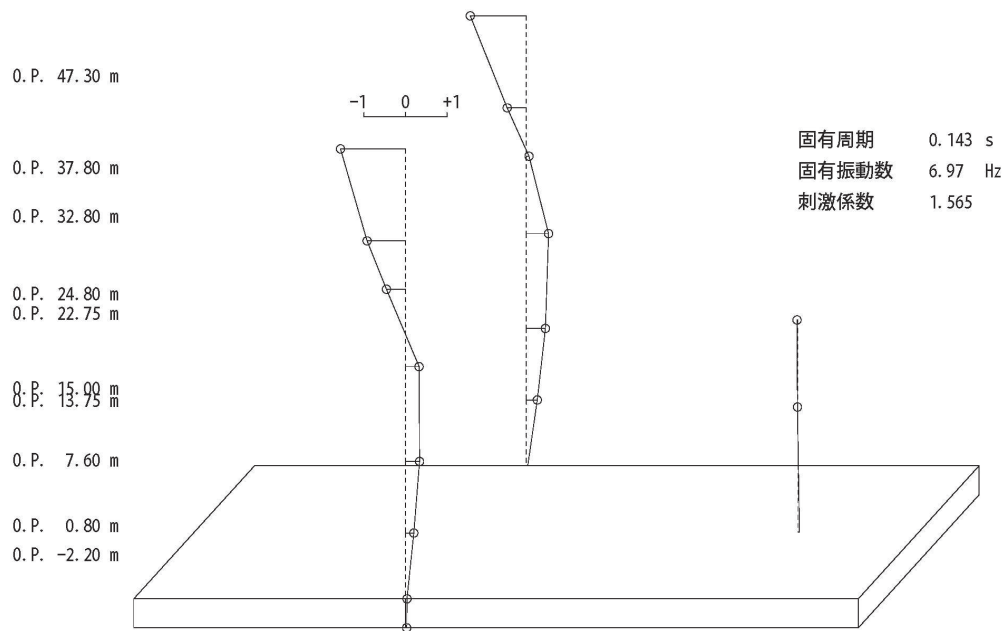


1 次

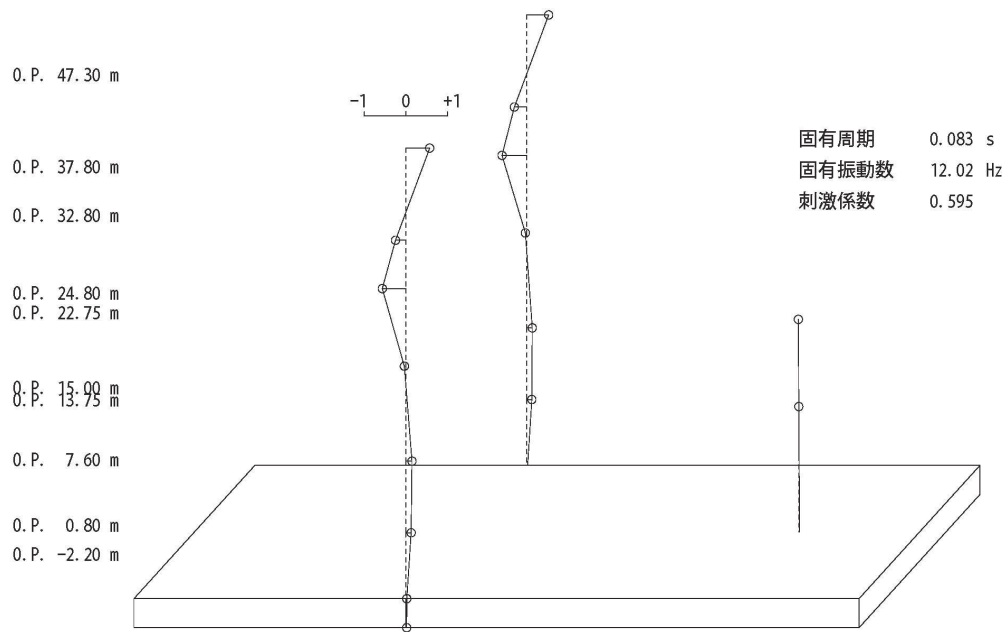


2 次

図 2-15(1) 固有振動モード (NS 方向) (1/2)

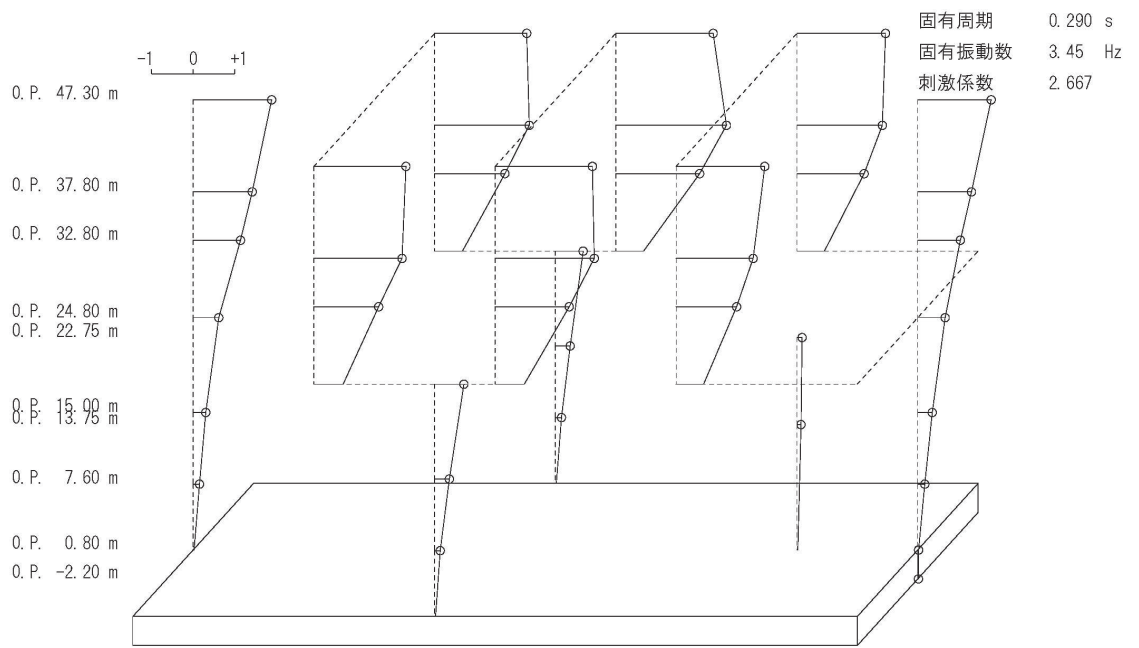


3 次

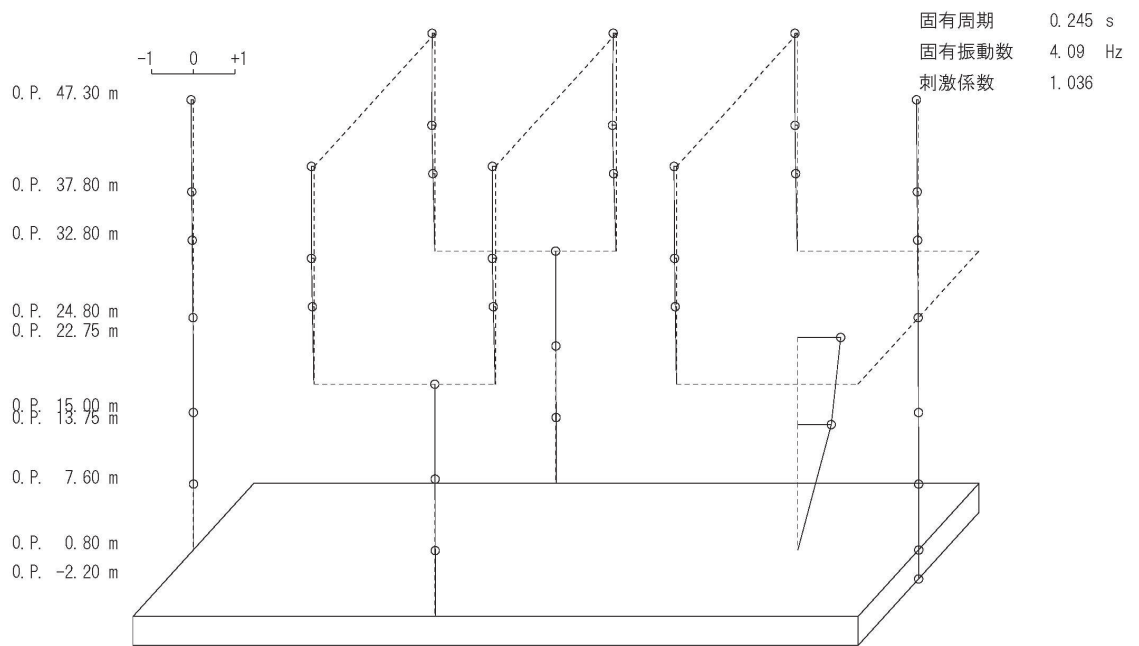


6 次

図 2-15(2) 固有振動モード (NS 方向) (2/2)

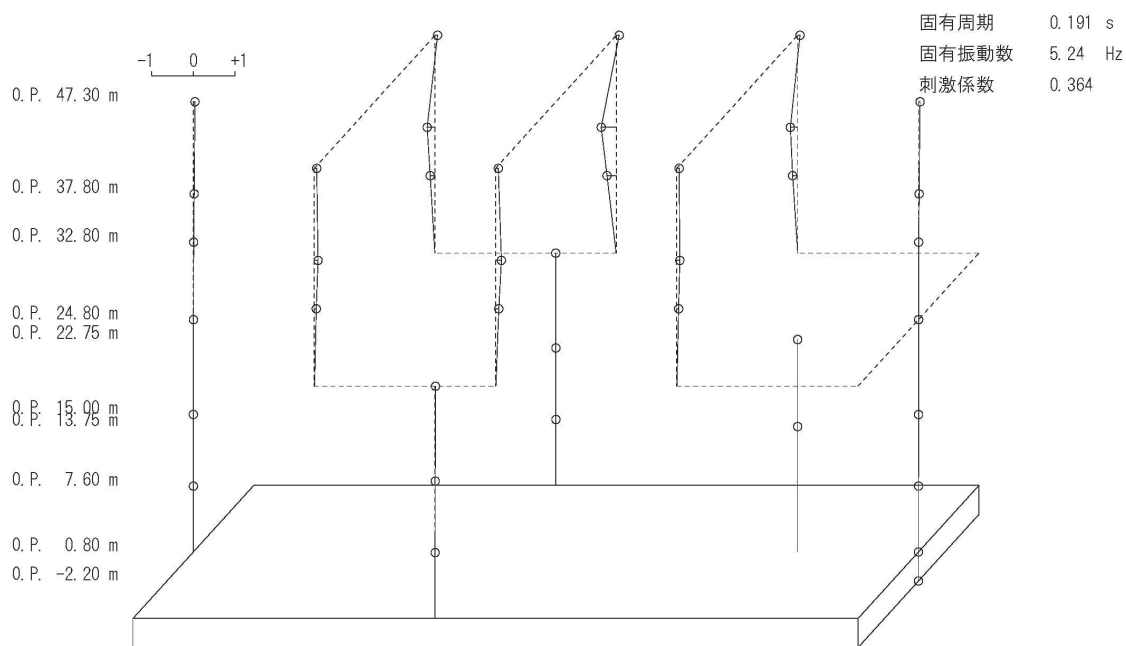


1 次

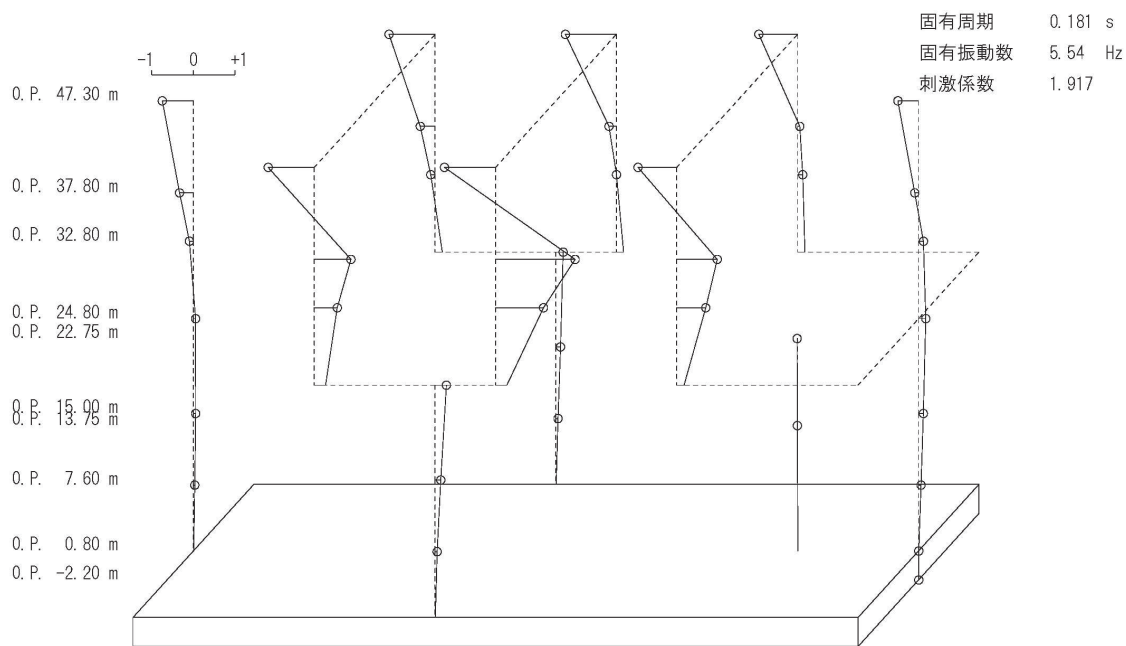


2 次

図 2-16(1) 固有振動モード (EW 方向) (1/5)

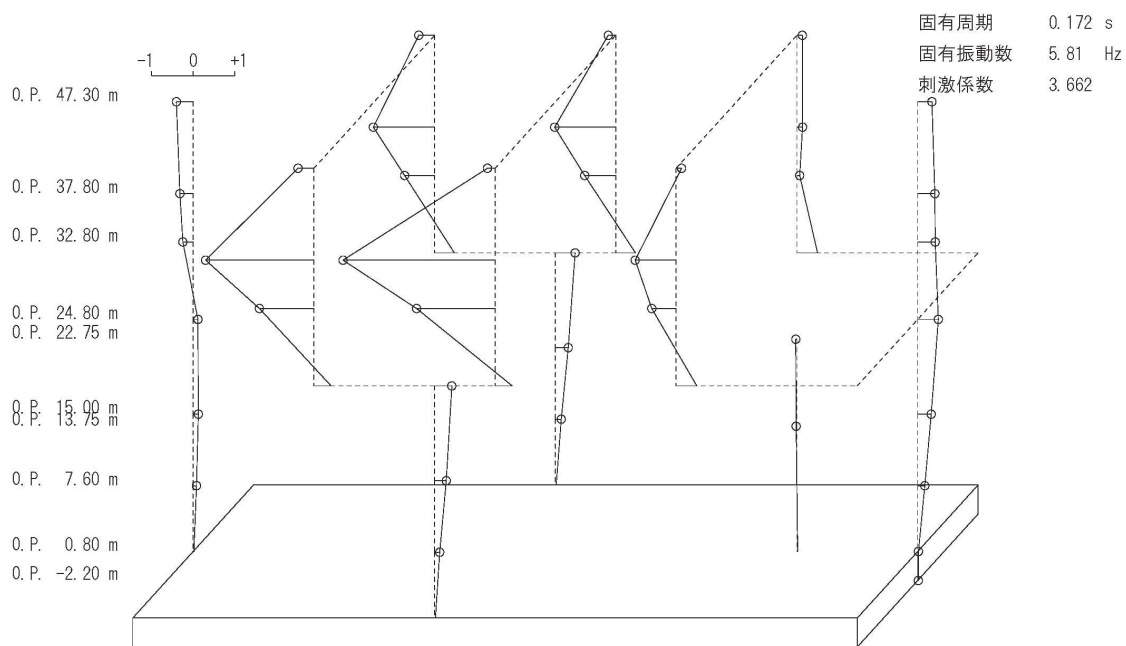


3次

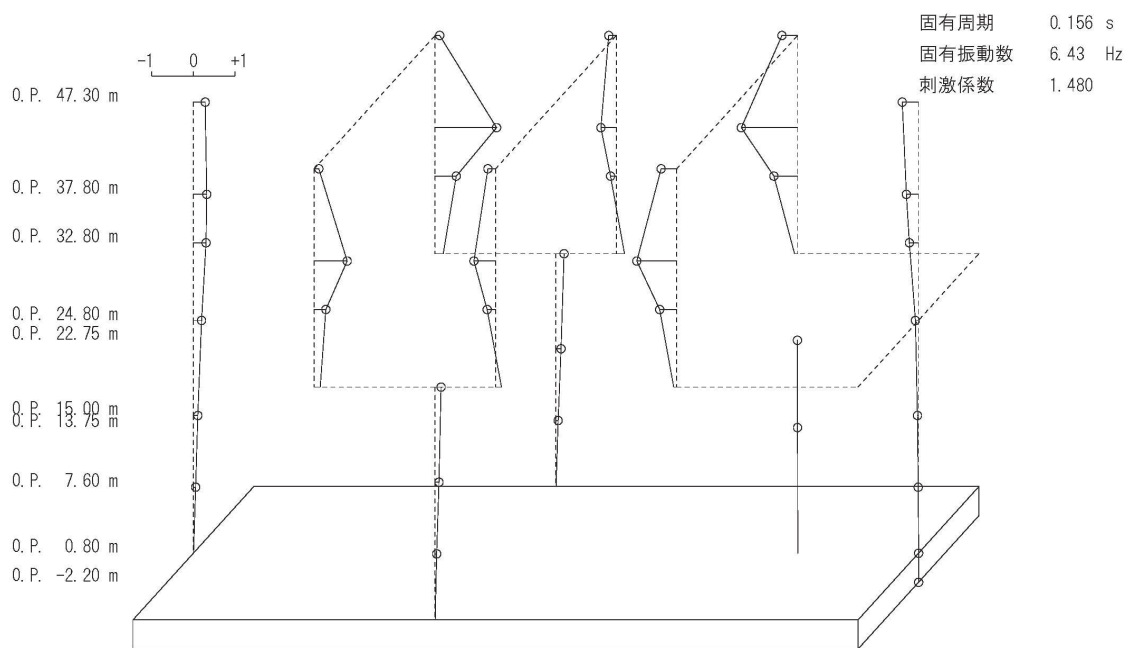


4次

図 2-16(2) 固有振動モード (EW 方向) (2/5)

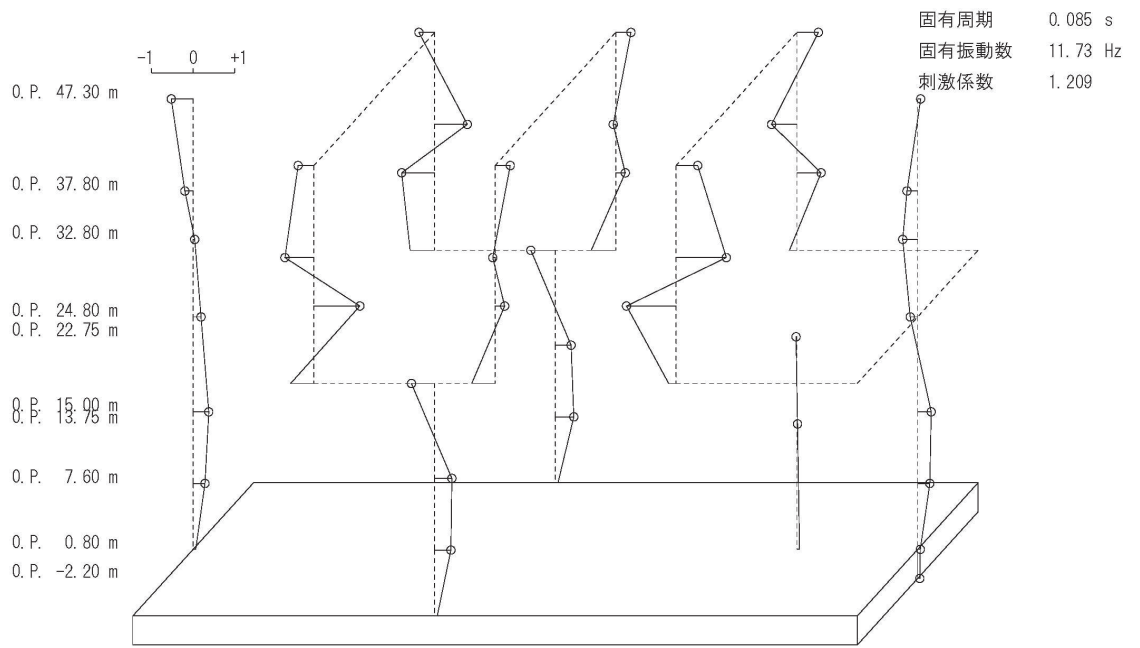


5 次

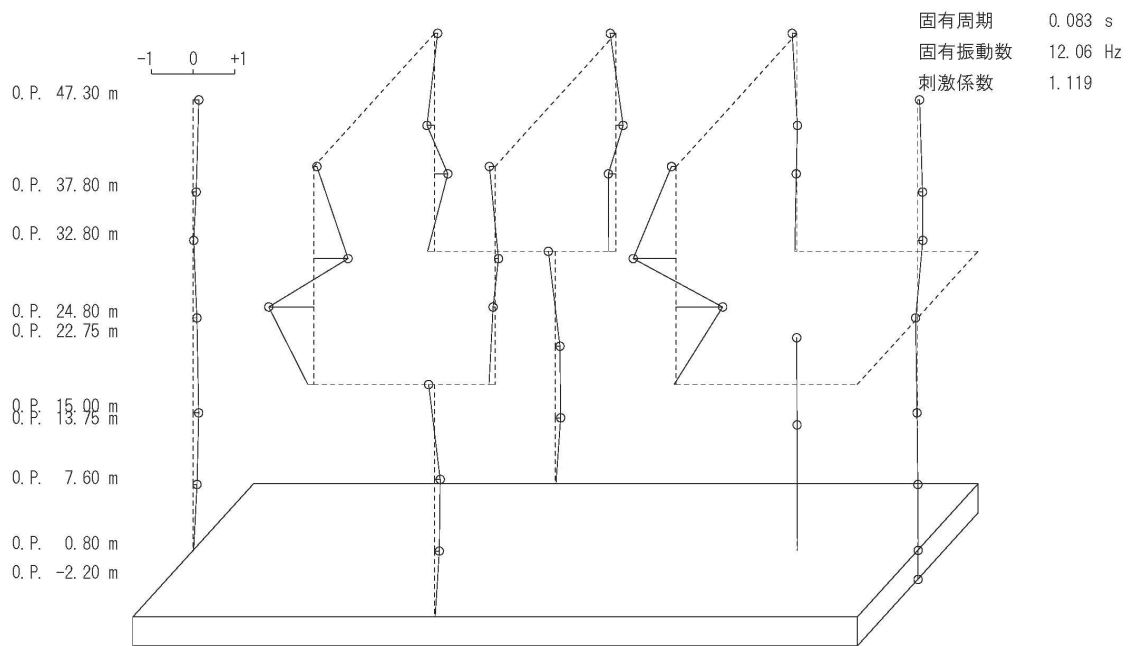


6 次

図 2-16(3) 固有振動モード (EW 方向) (3/5)



17次



18次

図 2-16(4) 固有振動モード (EW 方向) (4/5)

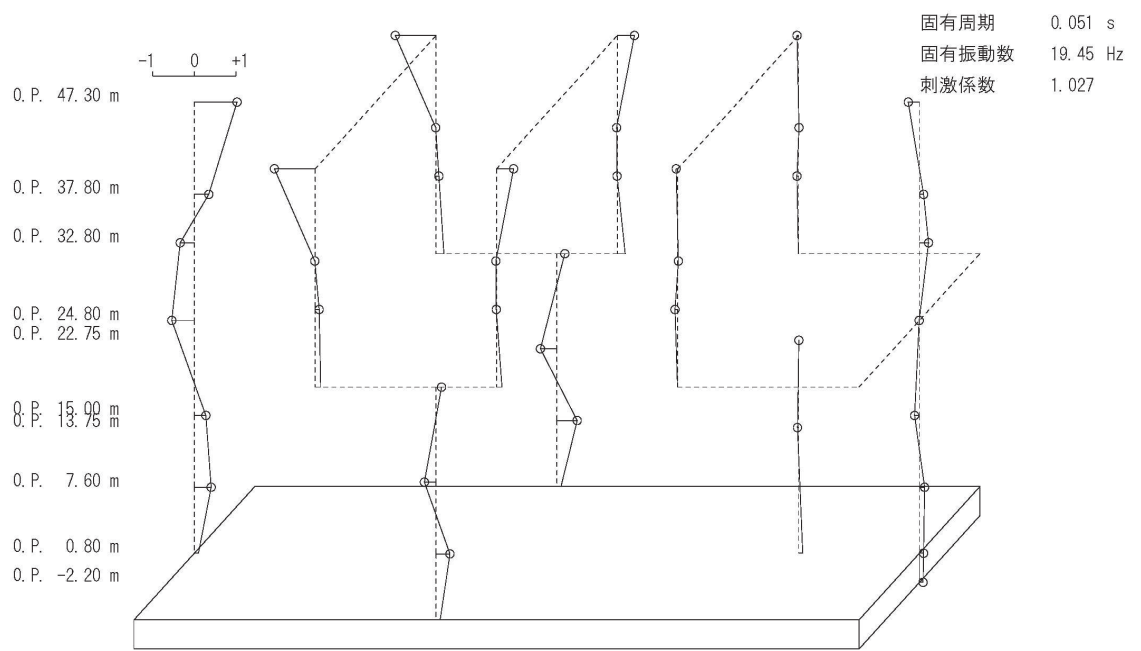


図 2-16(5) 固有振動モード (EW 方向) (5/5)

3. 評価結果のまとめ

タービン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，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0.30倍（O.P. 24.8mより上部）及び0.35倍（O.P. 24.8mより下部），EW方向で0.35倍（O.P. 24.8mより上部）及び0.40倍（O.P. 24.8mより下部）に低下させた解析結果が，記録との整合性が良い。
- ② RC減衰については5%で観測記録との整合性が良い結果が得られた。

別紙 2 タービン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 入力地震動の掘り込み効果の考慮.....	別紙 2- 6
2.2 初期剛性低下の考慮.....	別紙 2- 7
2.3 建屋重量の変更.....	別紙 2- 9
2.4 既工認モデルと今回工認モデルの諸元の比較.....	別紙 2-10

1. 概要

本資料は、タービン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

タービン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。

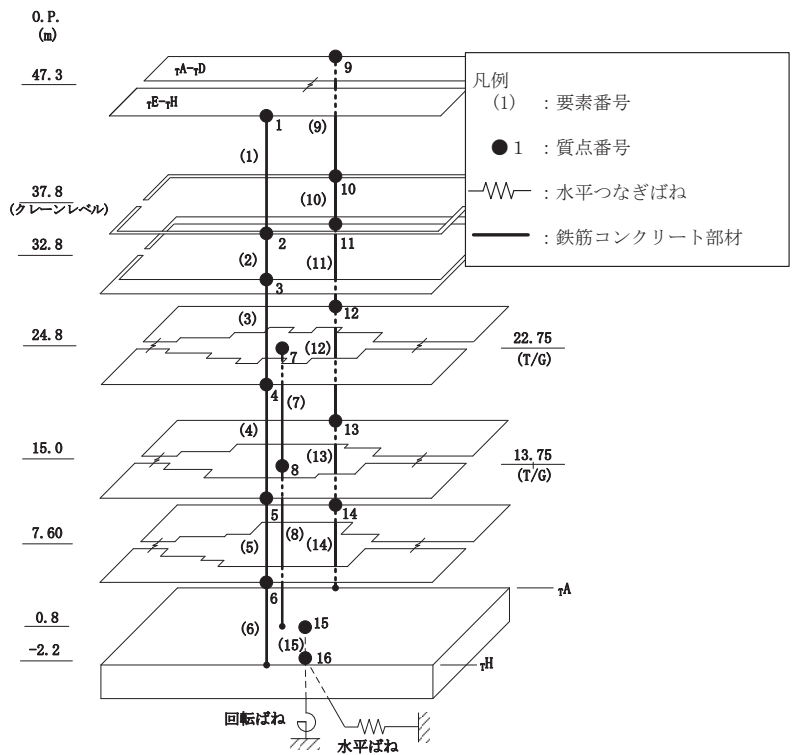
表 2-1 タービン建屋の地震応答解析モデル及び手法の比較

項目	内容	既工認時*	今回工認	備考
	入力地震動の算定法	基準地震動を基礎底面に直接入力	表層地盤の影響を考慮 (E + F 入力)	(1)
	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	多軸床柔多質点系モデル	同左	—
	材料物性	検討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) $\nu = 0.167$	・コンクリートのヤング係数, ポアソン比 同左 ・鋼材のヤング係数, ポアソン比 $E = 2.05 \times 10^5 \text{ N/mm}^2$ $\nu = 0.3$	(2)
	回転慣性	基礎版下端に集約	同左	—
	剛性評価	耐震壁及びフレームを考慮	耐震壁及びフレームを考慮 初期剛性はシミュレーションにて補正	(3)
	減衰定数	建屋全体 : 5%	RC : 5% 鋼材 : 2%	—
地盤のモデル化	底面ばね	水平及び回転ばねを考慮	同左	—
	側面ばね	考慮せず	同左	
非線形特性	耐震壁	考慮せず	考慮	(4)
	底面ばね	考慮せず	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	—

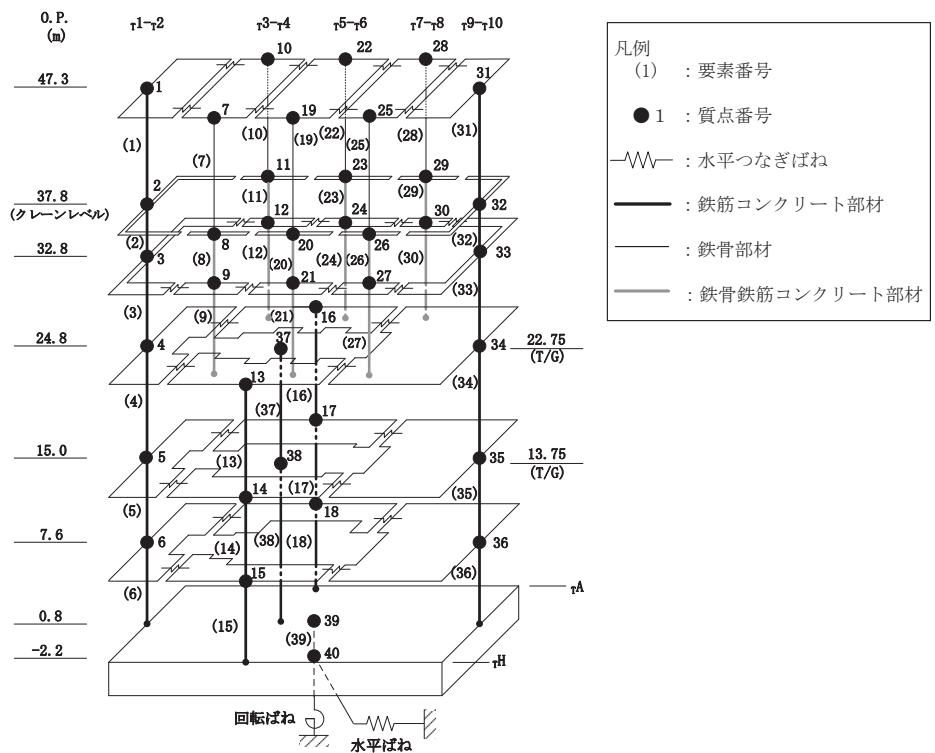
注記* : 女川原子力発電所第二号機『工事計画認可申請書第 2 回添付資料「IV-2-3 タービン建屋の耐震性についての計算書」(元資庁第 14466 号平成 2 年 5 月 24 日認可)』

具体的な反映事項（表の備考欄に対応）

- (1) 解放基盤表面で定義される基準地震動を用いて、一次元逐次非線形解析により算定した位置での応答波を入力した。変更の内容「2.1 入力地震動の掘り込み効果の考慮」に示し、詳細を補足-620-2に示す。
- (2) 「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」及び「日本建築学会 2005年 鋼構造設計規準 -許容応力度設計法-」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」に示し、詳細を別紙1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。詳細は別紙3に示す。



(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 入力地震動の掘り込み効果の考慮

既工認モデルでは基準地震動を基礎底面に直接入力としていたが、今回工認モデルでは建屋が地盤に掘り込まれた形状を反映し、表層地盤の影響を考慮する。したがって、今回工認モデルにおける入力地震動は、解放基盤表面で定義される基準地震動 S_s を基に、1次元波動論により底面地盤下端の入射波を算定し、表層の地盤の非線形特性を適切に考慮した上で、1次元地盤応答解析により地震応答解析モデルの入力位置で評価する。また、入力波には1次元地盤応答解析で求まる土中の加速度 (E+F) に加えて、建屋により地盤が切り欠かれていることから、補正水平力 (P) も考慮する。なお、地盤条件を考慮する場合には、地震動評価で考慮した敷地全体の地下構造との関係や対象建物・構築物位置と T/G 架台位置での地質・速度構造の違いにも留意し、地盤の非線形応答に関する動的変形特性を考慮する。図 2-2 に入力地震動の算定概念図を示す。

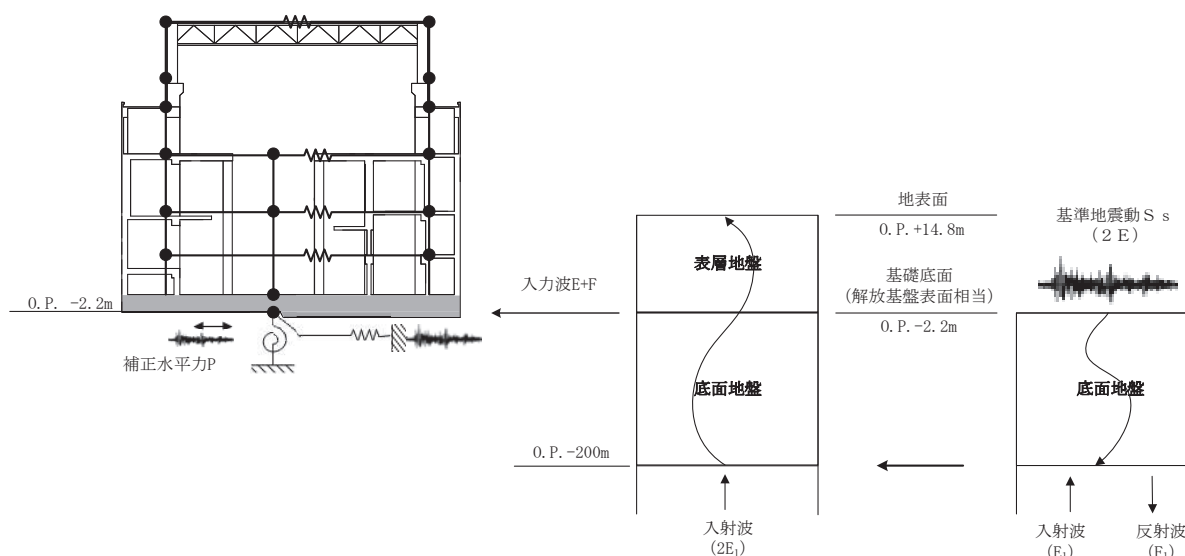
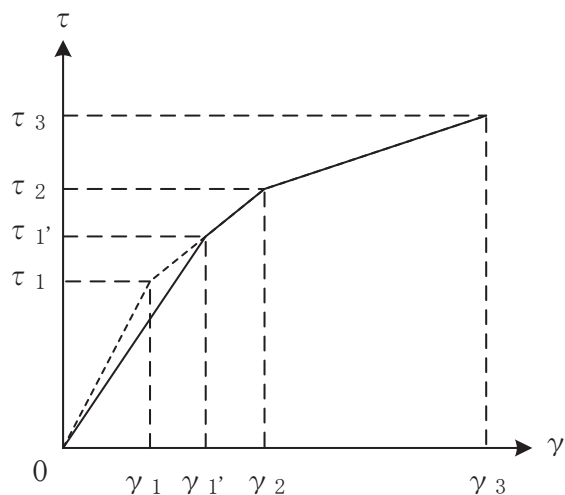


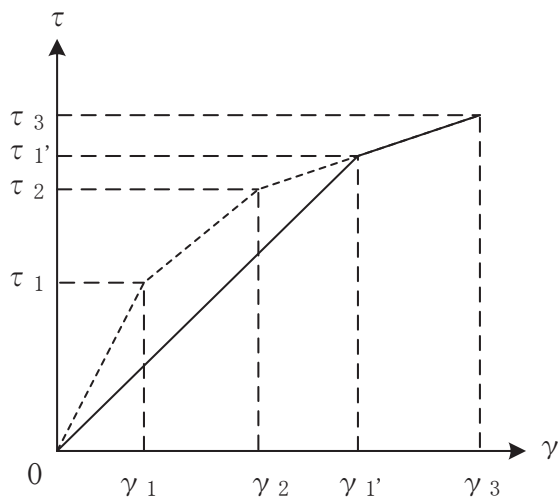
図 2-2 入力地震動の算定概念図

2.2 初期剛性低下の考慮

3.11 地震や 4.7 地震に対するタービン建屋のシミュレーション解析（水平方向）では、6～7 割程度剛性が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 2-3 にせん断力のスケルトンカーブを例に補正方法を示す。また、表 2-2 に既工認及び今回工認における初期剛性の補正係数を示す。



(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 2-3 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) 既工認モデル

方向	建屋全体
NS	1.00
EW	1.00

(b) 今回工認モデル

方向	地上 3 階及びクレーン階 (O. P. 24. 8m より上部)	地下 2 階～地上 2 階 (O. P. 24. 8m より下部)
NS	0.30	0.35
EW	0.35	0.40

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

3階（O.P. 32.8m）の RC 屋根及び屋上階（O.P. 47.3m）の鉄骨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諸元の比較 (NS 方向, 重量)

(a) 既工認モデル

標高 O.P. (m)	建屋		
	$\tau E-\tau H$	T/G	$\tau A-\tau D$
47.3	1		9
	2191		2191
37.8	2		10
	1244		1244
32.8	3		11
	3857		4221
24.8	4	7	12
22.75(T/G)	11278	7840	16871
15.0	5	8	13
13.75(T/G)	13817	5080	18090
7.6	6		14
	12576		14515
0.8	15		
	37152		
-2.2	16		
	31030		

質点番号
質点重量(t)

回転慣性重量 = $1.436 \times 10^{12} \text{t} \cdot \text{cm}^2$

(b) 今回工認モデル

標高 O.P. (m)	建屋		
	$\tau E-\tau H$	T/G	$\tau A-\tau D$
47.3	1		9
	1942		1942
37.8	2		10
	1220		1220
32.8	3		11
	3713		4089
24.8	4	7	12
22.75(T/G)	11060	7688	16545
15.0	5	8	13
13.75(T/G)	13550	4982	17740
7.6	6		14
	12333		14234
0.8	15		
	36434		
-2.2	16		
	30430		

質点番号
質点重量(×10kN)

回転慣性重量 = $1.404 \times 10^9 \text{kN} \cdot \text{m}^2$

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, 重量)

(a) 既工認モデル

質点番号
質点重量(t)

標高 O.P. (m)	建屋							
	1-2	3-4		5-6		7-8		9-10
47.3	1	7	10	19	22	25	28	31
	817	448	448	498	498	433	433	807
37.8	2	8	11	20	23	26	29	32
	851	188	188	186	186	165	165	559
32.8	3	9	12	21	24	27	30	33
	1464	729	697	793	759	735	814	2087
	1-2	3-6 (TG側)		3-6 (TA側)		T/G	7-10	
24.8	4	13		16		37	34	
22.75 (T/G)	4072	4378		6300		7840	13399	
15.0	5	14		17		38	35	
13.75 (T/G)	5732	5393		7450		5080	13332	
7.6	6	15		18			36	
	5223	4492		5979			11397	
0.8	39							
	37152							
-2.2	40							
	31030							

回転慣性重量=0.5373×10¹²t・cm²

(b) 今回工認モデル

質点番号
質点重量(×10kN)

標高 O.P. (m)	建屋							
	1-2	3-4		5-6		7-8		9-10
47.3	1	7	10	19	22	25	28	31
	740	391	391	435	435	379	379	733
37.8	2	8	11	20	23	26	29	32
	835	184	184	182	182	162	162	548
32.8	3	9	12	21	24	27	30	33
	1417	698	672	761	732	705	787	2030
	1-2	3-6 (TG側)		3-6 (TA側)		T/G	7-10	
24.8	4	13		16		37	34	
22.75 (T/G)	3993	4293		6178		7688	13140	
15.0	5	14		17		38	35	
13.75 (T/G)	5621	5289		7306		4982	13074	
7.6	6	15		18			36	
	5122	4405		5863			11177	
0.8	39							
	36434							
-2.2	40							
	30430							

回転慣性重量=5.251×10⁸kN・m²

表 2-4(1) 既工認モデルと今回工認モデルの諸元の比較 (NS 方向, 剛性)

(a) 既工認モデル

標高 O.P. (m)	建屋			
	$\tau E\text{-}\tau H$	T/G	$\tau A\text{-}\tau D$	
47.3	1		9	
	24.0		24.0	
	324.4		324.4	
37.8	2		10	
	24.0		24.0	
	324.4		324.4	
32.8	3		11	
	32.6		39.8	
	477.1		699.8	
24.8	4		7	12
22.75 (T/G)	132.2		21.43	196.6
	1366.0		∞	1905.5
15.0	5		8	13
13.75 (T/G)	148.6		10.43	192.7
	1589.7		∞	1932.9
7.6	6		14	
	177.6		198.8	
	2031.4		2130.1	
0.8	15			
	5539.2			
	42541.1			

耐震壁 建屋全体
 ヤング係数 E 270 t/cm²
 せん断弾性係数 G 116 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			
	$\tau E\text{-}\tau H$	T/G	$\tau A\text{-}\tau D$	
47.3	1		9	
	24.0		24.0	
	324.4		324.4	
37.8	2		10	
	24.0		24.0	
	324.4		324.4	
32.8	3		11	
	32.6		39.8	
	477.1		699.8	
24.8	4		7	12
22.75 (T/G)	132.2		21.43	196.6
	1366.0		∞	1905.5
15.0	5		8	13
13.75 (T/G)	148.6		10.43	192.7
	1589.7		∞	1932.9
7.6	6		14	
	177.6		198.8	
	2031.4		2130.1	
0.8	15			
	5539.2			
	42541.1			

①耐震壁 (O.P. 24.8mより上部) (要素1~3, 9~11)
 ヤング係数 E 7.94×10^3 (N/mm²)
 せん断弾性係数 G 3.41×10^3 (N/mm²)
 ポアソン比 ν 0.167
 減衰定数 h 5%

②耐震壁 (O.P. 24.8mより下部) (要素4~6, 12~15)
 ヤング係数 E 9.27×10^3 (N/mm²)
 せん断弾性係数 G 3.98×10^3 (N/mm²)
 ポアソン比 ν 0.167
 減衰定数 h 5%

③T/G架台 (要素7, 8)
 ヤング係数 E 2.65×10^4 (N/mm²)
 せん断弾性係数 G 1.14×10^4 (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諸元の比較 (EW 方向, 剛性)

(a) 既工認モデル

標高 O.P. (m)	建屋							
	↑1-↑2	↑3-↑4		↑5-↑6		↑7-↑8		↑9-↑10
47.3	1	7	10	19	22	25	28	31
	15.9	1.51	1.51	1.51	1.51	1.51	1.51	15.9
	75.2	0.0176	0.0176	0.0176	0.0176	0.0176	0.0176	75.2
37.8	2	8	11	20	23	26	29	32
	15.9	7.68	7.68	7.68	7.68	7.68	7.68	15.9
	75.2	0.0369	0.0369	0.0369	0.0369	0.0369	0.0369	75.2
32.8	3	9	12	21	24	27	30	33
	24.3	1.15	1.23	1.15	1.23	1.15	1.23	38.7
	132.8	2.07	1.08	2.07	1.08	2.07	1.08	196.8
24.8	↑1-↑2	↑3-↑6 (TG側)		↑3-↑6 (TA側)		T/G	↑7-↑10	
	4	13		16		37	34	
22.75(T/G)	64.4	34.8		54.9		18.88	93.4	
	278.6	15.83		24.25		∞	403.5	
15.0	5	14		17		38	35	
	122.0	38.1		51.4		11.45	138.4	
13.75(T/G)	511.6	14.03		25.43			638.2	
7.6	6	15		18		∞	36	
	113.0	56.7		60.7			146.6	
	516.0	18.91		34.93			762.1	
0.8	39							
	5539.2							
	15368.0							

耐震壁 建屋全体
 ヤング係数 E 270 t/cm²
 せん断弾性係数 G 116 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							
	↑1-↑2	↑3-↑4		↑5-↑6		↑7-↑8		↑9-↑10
47.3	1	7	10	19	22	25	28	31
	15.9	0.0216	0.0216	0.0216	0.0216	0.0216	0.0216	15.9
	75.2	∞	∞	∞	∞	∞	∞	75.2
37.8	2	8	11	20	23	26	29	32
	15.9	0.895	0.895	0.895	0.895	0.895	0.895	15.9
	75.2	∞	∞	∞	∞	∞	∞	75.2
32.8	3	9	12	21	24	27	30	33
	24.3	0.431	0.445	0.431	0.446	0.431	0.455	38.7
	132.8	∞	∞	∞	∞	∞	∞	196.8
24.8	↑1-↑2	↑3-↑6 (TG側)		↑3-↑6 (TA側)		T/G	↑7-↑10	
	4	13		16		37	34	
22.75(T/G)	64.4	34.8		54.9		18.88	93.4	
	278.6	15.83		24.25		∞	403.5	
15.0	5	14		17		38	35	
	122.0	38.1		51.4		11.45	138.4	
13.75(T/G)	511.6	14.03		25.43			638.2	
7.6	6	15		18		∞	36	
	113.0	56.7		60.7			146.6	
	516.0	18.91		34.93			762.1	
0.8	39							
	5539.2							
	15368.0							

①耐震壁 (O.P. 24.8mより上部)
 (要素1~3, 8, 9, 11, 12, 20, 21, 23, 24, 26, 27, 29, 30, 31~33)
 ヤング係数 E 9.27×10³(N/mm²)
 せん断弾性係数 G 3.98×10³(N/mm²)
 ポアソン比 ν 0.167
 減衰定数 h 5%

②耐震壁 (O.P. 24.8mより下部)
 (要素4~6, 13~15, 16~18, 34~36)
 ヤング係数 E 1.06×10⁴(N/mm²)
 せん断弾性係数 G 4.55×10³(N/mm²)
 ポアソン比 ν 0.167
 減衰定数 h 5%

③T/G架台 (要素37, 38)
 ヤング係数 E 2.65×10⁴(N/mm²)
 せん断弾性係数 G 1.14×10⁴(N/mm²)
 ポアソン比 ν 0.167
 減衰定数 h 5%

④鉄骨部 (要素7, 10, 19, 22, 25, 28)
 ヤング係数 E 2.05×10⁵(N/mm²)
 せん断弾性係数 G 7.90×10⁴(N/mm²)
 ポアソン比 ν 0.3
 減衰定数 h 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)

別紙 3 タービン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- 6
3. フレームの非線形特性の設定について.....	別紙 3- 7
4. せん断力のスケルトンカーブの設定について.....	別紙 3-19
4.1 水平方向モデル.....	別紙 3-19
4.2 使用材料の物性値と剛性補正係数.....	別紙 3-28
4.3 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 3-29
4.4 剛性低下による補正前の SRC 造フレームのせん断力の スケルトンカーブの諸数値.....	別紙 3-38
4.5 S 造フレームのせん断力のスケルトンカーブの諸数値.....	別紙 3-41
4.6 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 3-44
4.7 剛性低下による補正後の SRC 造フレームのせん断力の スケルトンカーブの諸数値.....	別紙 3-48
5. まとめ.....	別紙 3-51
5.1 耐震壁部のスケルトンカーブのまとめ.....	別紙 3-51
5.2 SRC 造フレームのスケルトンカーブのまとめ.....	別紙 3-53
5.3 S 造フレームのスケルトンカーブのまとめ.....	別紙 3-54

別紙 3-1 タービン建屋のフレーム部の構造詳細

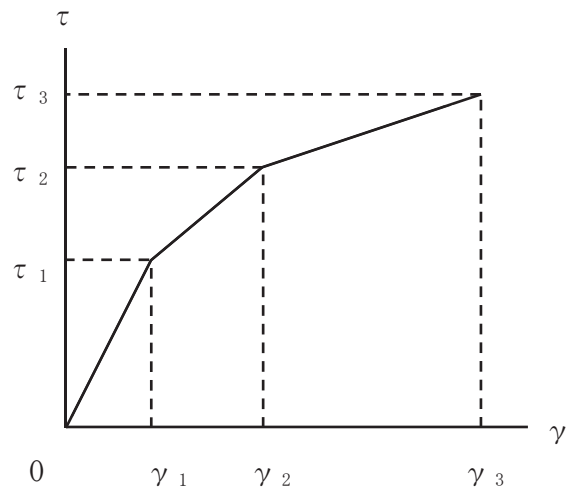
1. 概要

タービン建屋は、鉄筋コンクリート造の耐震壁を主体とし、一部鉄骨鉄筋コンクリート造及び鉄骨造の構造物である。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。）、鉄骨鉄筋コンクリート造フレーム（以下「SRC造フレーム」という。）及び鉄骨造フレーム（以下「S造フレーム」という。）の非線形特性を考慮している。本資料は、これら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。

複数の耐震壁の構面を集約してスケルトンを作成する場合は、個々の耐震壁のスケルトンを合算して等価なスケルトンに集約する。



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 造耐震壁のうち外周部の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。

$\tau_s \leq 4.5 \cdot \sqrt{F_c}$ の場合

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

$\tau_s > 4.5 \cdot \sqrt{F_c}$ の場合

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

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

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

ただし、 $M/QD > 1$ のとき $M/QD = 1$

$$\tau_s = \frac{(P_V + P_H) \cdot r \sigma_y}{2} + \frac{(\sigma_V + \sigma_H)}{2}$$

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。)

$r \sigma_y$: 鉄筋降伏応力度 (kgf/cm²)

M/QD : シアスパン比

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

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

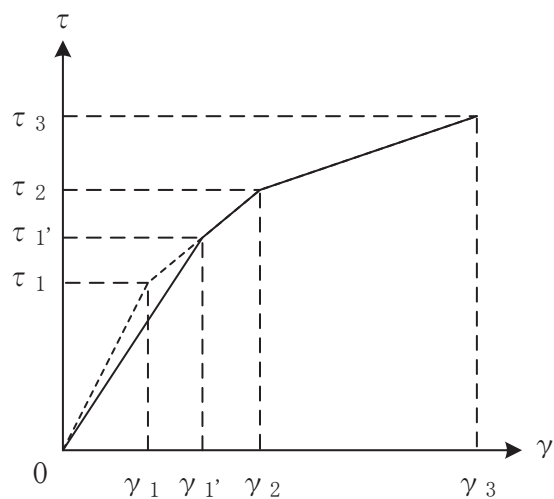
ただし、 $1 \leq M/QD \leq 3$

ここで、

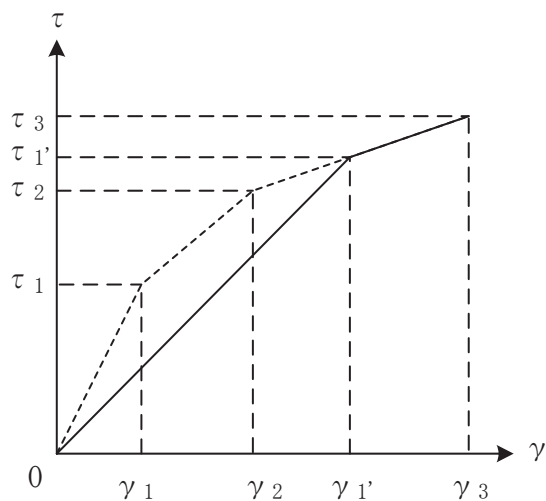
- F_c : コンクリートの圧縮強度 (N/mm²)
- P_{wh} : せん断補強筋比 (実数)
- σ_0 : 縦応力度 (N/mm²) (圧縮を正とする)
- σ_{wh} : 鉄筋降伏応力度 (N/mm²)
- M/QD : シアスパン比
- P_{te} : 等価引張鉄筋比 (%)

2.4 初期剛性の補正

タービン建屋の初期剛性は、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

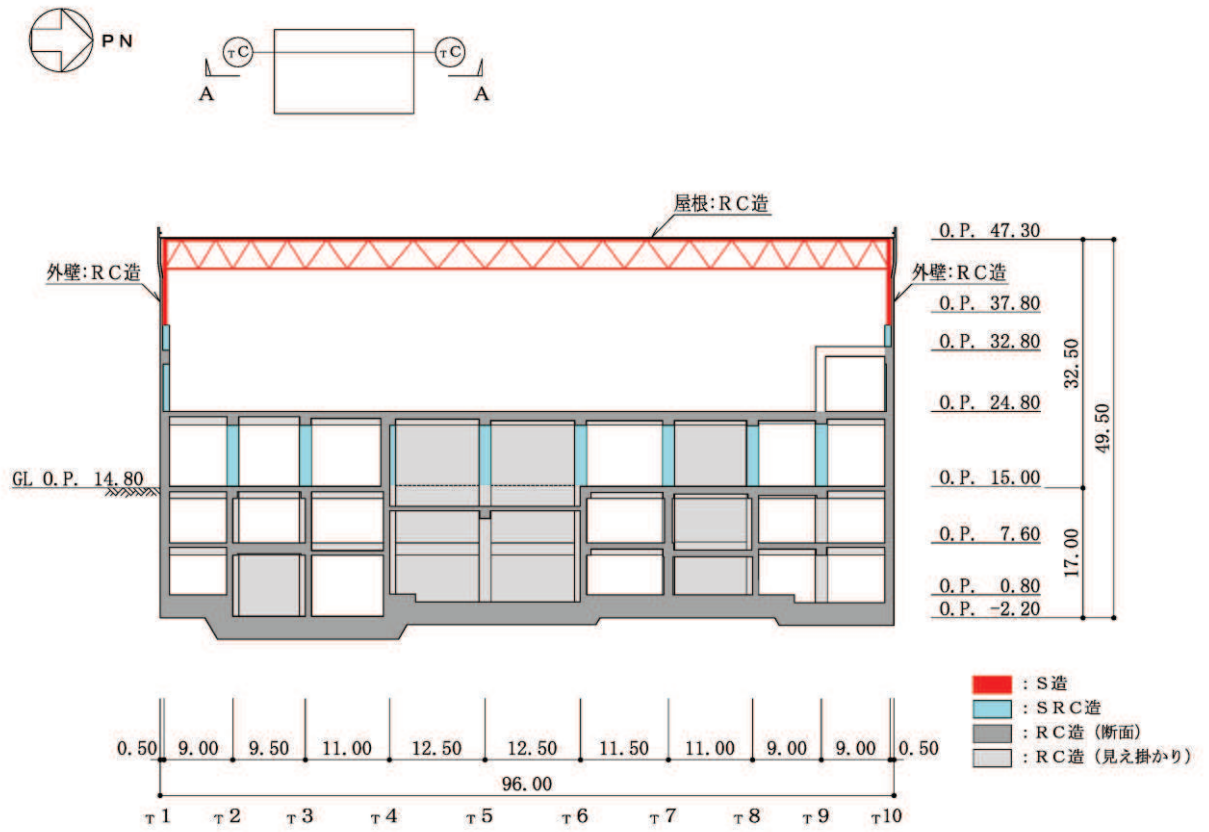
3. フレームの非線形特性の設定について

耐震壁を有しないフレームについては、当該部分の柱及びはりの弾塑性特性を考慮に入れたフレームモデルを作成した上で静的漸増解析を行い、得られる変形量に基づいた非線形特性を定める。フレームの変形には、曲げ変形とせん断変形による水平変位が生じるが、層間変位と層せん断力を3折線型の等価せん断スケルトンカーブとして評価する。フレームの漸増解析には解析コード「fappase」を用いる。評価に用いる解析コードの検証及び妥当性確認等の概要については、添付書類「VI-5 計算機プログラム（解析コード）の概要」に示す。

フレーム部の構造を図3-1に示す。フレーム部はO.P. 36.0mより上部がS造であり、O.P. 36.0mからO.P. 24.8mがSRC造である。フレーム部の等価せん断スケルトンはそれぞれの構造を反映して設定する。複数のフレームを集約して等価なスケルトンを作成する場合は、個々のフレームの等価なスケルトンを合算して集約した等価なスケルトンとする。

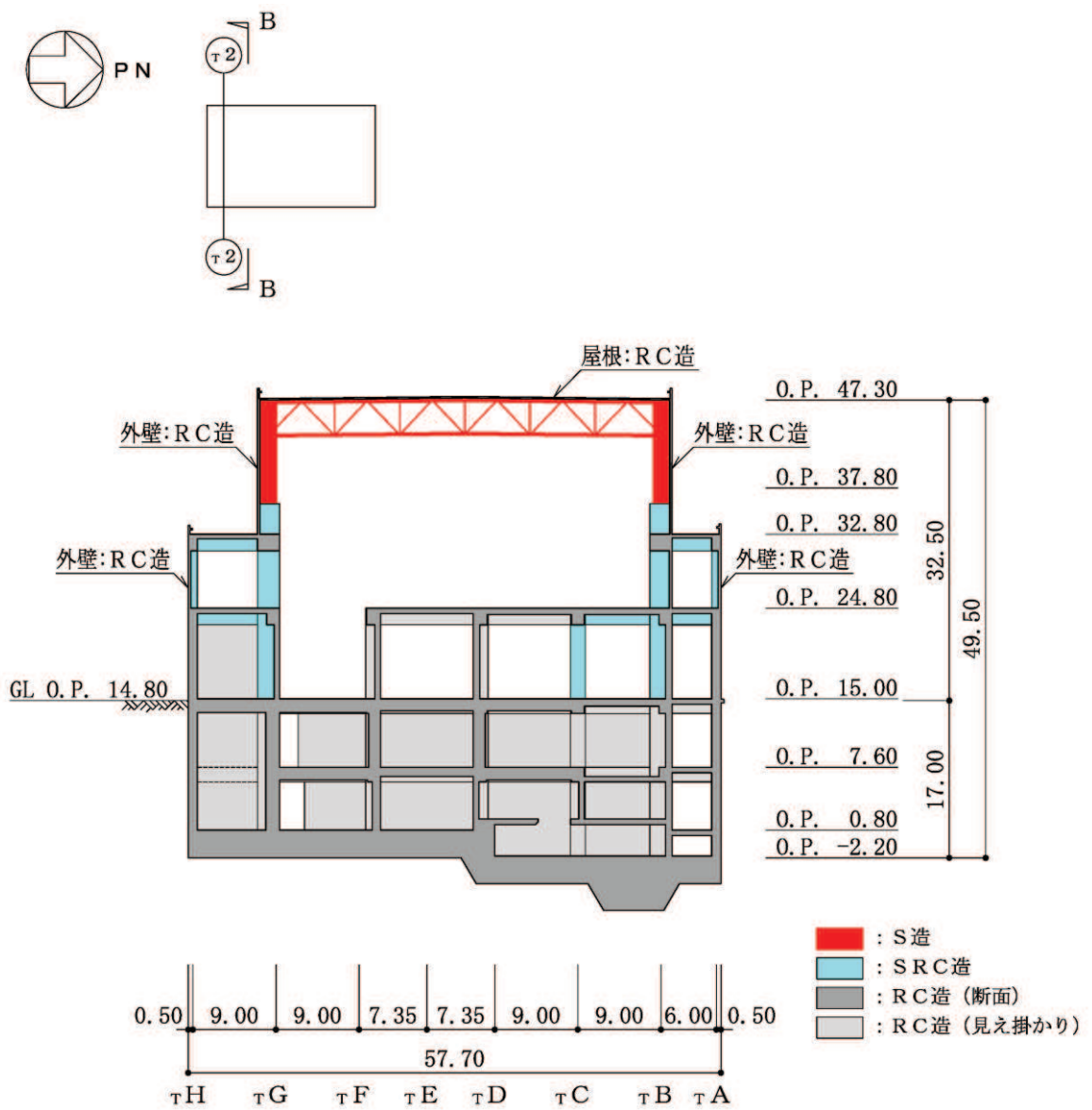
静的漸増解析においては、柱、はり及び屋根トラスをモデル化する。境界条件は、評価するフレーム部分の脚部を固定とし、対象とする層に漸増する水平変位(δ)を作用させ、鉛直変位は考慮しない。静的漸増解析で得られる荷重(Q)－せん断変形角(γ)関係より、最初にヒンジが発生する位置を第1折点とし、次にヒンジが発生する位置を第2折点とする3折線として評価する。

フレーム部の等価せん断スケルトンの設定フローを図3-2に示す。なお、耐震壁及び屋根スラブの剛性への寄与は考慮していない。



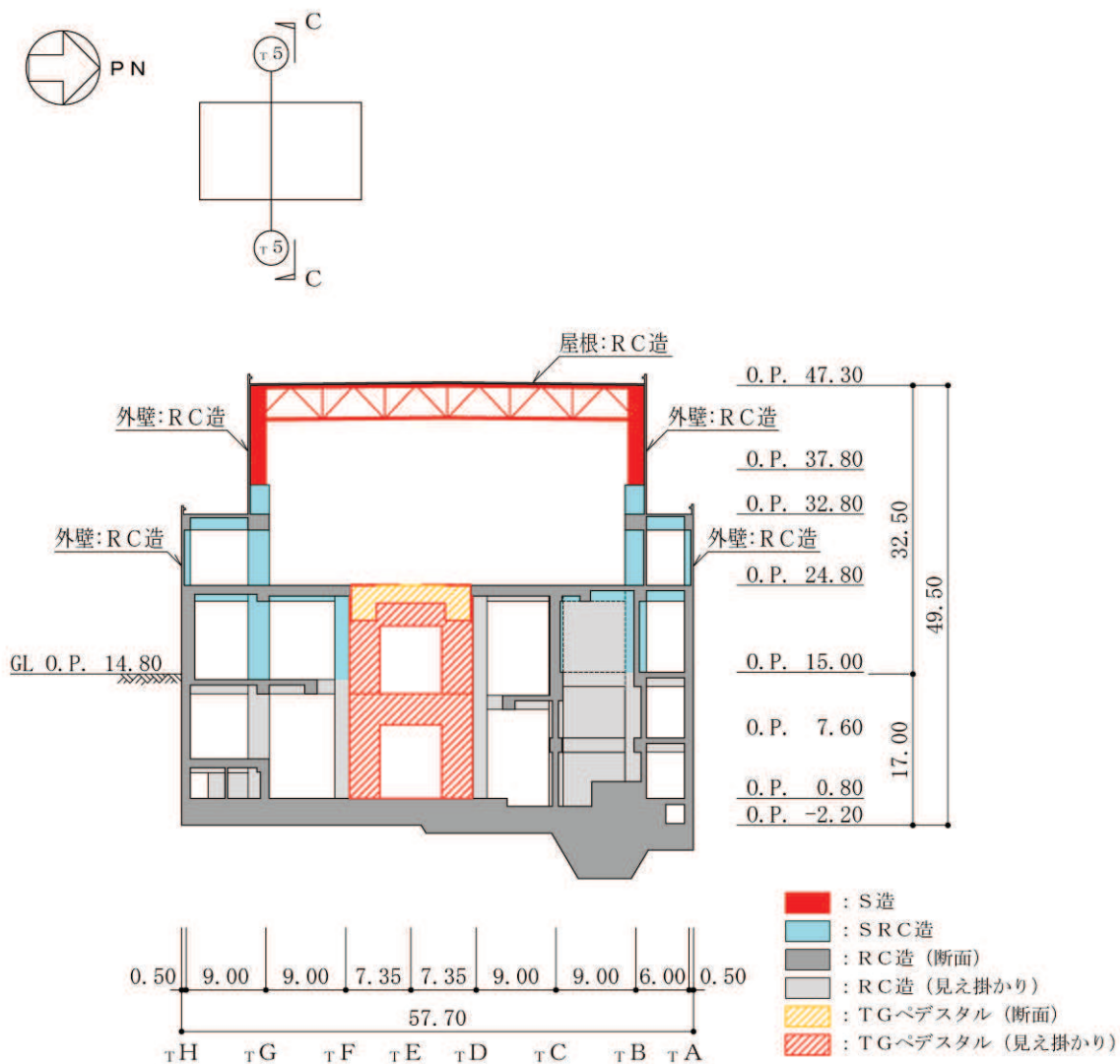
(単位 : m)

図 3-1(1) フレーム部の構造概要 (A-A 断面, NS 方向)



(単位 : m)

図 3-1(2) フレーム部の構造概要 (B-B 断面, EW 方向)



(単位 : m)

図 3-1(3) フレーム部の構造概要 (C-C 断面, EW 方向)

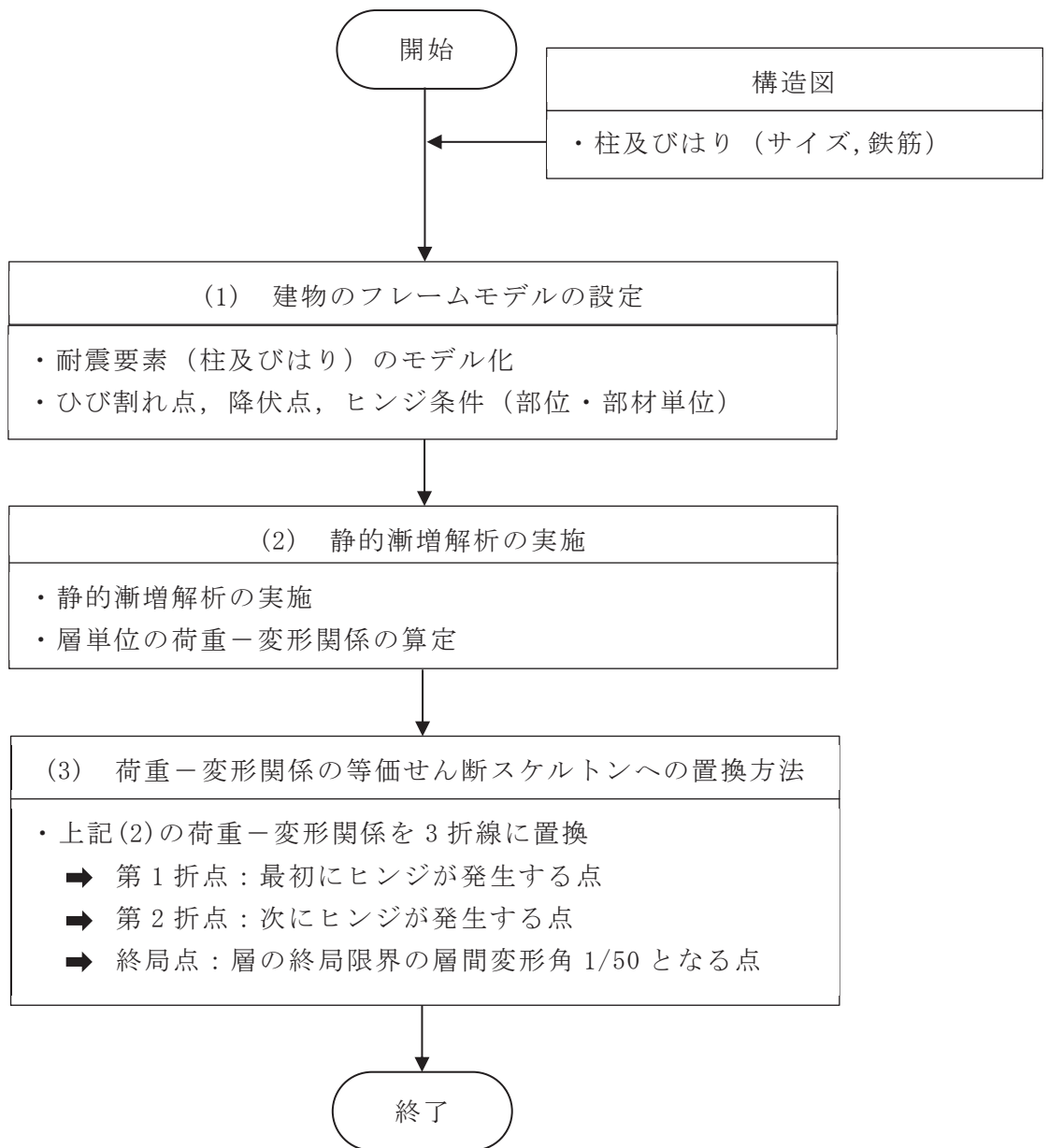


図 3-2 フレーム部の等価せん断スケルトンの設定フロー

(1) 建屋のフレームモデルの設定

フレーム部のモデル化では、構造的な特徴を勘案しながら、耐震要素（柱及びはり）を部位及び部材単位でフレームにモデル化し、柱及びはりにはコンクリートのひび割れ点や鉄筋降伏の影響を考慮し、材端の塑性ヒンジを設定する。鉄骨柱の柱脚部を固定として鉄骨柱の柱頭部に荷重を掛けるモデル（モデル(1)）と、クレーン階（0.P. 31.9m）を固定としてSRC柱の柱頭部に荷重を掛けるモデル（モデル(2)）と、オペフロ（0.P. 23.9m）を固定としてクレーン階に荷重を掛けるモデル（モデル(3)）の3つを作成する。また、フレームモデルの柱脚部（最下層）は、固定とする。

a. 柱及びはりの非線形特性

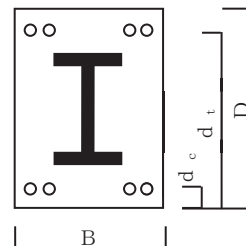
(a) SRC部材の第1, 第2折点

イ. 第1折点

$$M_1 = \left(0.56 \cdot \sqrt{F_c} \cdot Z_{RC} + R_C N \cdot D / 6 \right) \cdot \left(1 + \frac{I_{se}}{R_C I_e} \right)$$

$$\phi_1 = M_1 / K$$

$$I_{e1} = M_1 / (\phi_1 \cdot E_c)$$



ここで、

- F_c : コンクリートの設計基準強度
- $R_C Z_{RC}$: RC部材の断面係数のコンクリート換算値
($= R_C I_e / (D/2)$)
- $R_C I_e$: RC部材の断面2次モーメントのコンクリート換算値
($= I_c + (n-1) \cdot I_r - I_s$)
- I_{se} : 鉄骨部材の断面2次モーメントのコンクリート換算値
($= n \cdot I_s$)
- I_c : コンクリート部材の断面2次モーメント ($= B \cdot D^3 / 12$)
- I_r : 鉄筋部材の断面2次モーメント
($= I_{rc} \cdot (D/2 - d_c)^2 + I_{rt} \cdot (D/2 - d_t)^2$)
- I_s : 鉄骨部材の断面2次モーメント
- n : ヤング係数比 ($= E_s / E_c$)
- E_c, E_s : コンクリート、鉄筋のヤング係数
- $R_C N$: RC部材の負担軸力 ($= N \cdot R_C A_e / A_e$)
- N : 長期軸力

- A_e : SRC 部材の断面積のコンクリート換算値
 $(= c A + (n - 1) \cdot (r A + s A))$
 $_{RC} A_e$: RC 部材の断面積のコンクリート換算値
 $(= c A + (n - 1) \cdot r A - s A)$
 $c A, r A, s A$: コンクリート, 鉄筋及び鉄骨の断面積
 K : SRC 部材の初期剛性のコンクリート換算値
 $(= E_c \cdot \{c I + (n - 1) \cdot (r I + s I)\})$
 $r a_c$: 圧縮側鉄筋断面積
 $r a_t$: 引張側鉄筋断面積

ロ. 第2折点

$$M_2 = M(c) + M(r) + M(s)$$

$$M(c) = 0.125 \cdot B \cdot D^2 \cdot F'_c \cdot \left\{ 1 - (2 \cdot c N / c N_u - 1)^2 \right\}$$

$$M(r) = r a_t \cdot \sigma_y \cdot (d_t - d_c) \cdot (1 - r N / c N_u)$$

$s N > 0.5 \cdot s \sigma_y \cdot A_w$ の場合

$$M(s) = r \sigma_y \cdot s Z_p \cdot (c N_u - N) / (c N_u - 0.5 \cdot s \sigma_y \cdot A_w)$$

$s N \leq 0.5 \cdot s \sigma_y \cdot A_w$ の場合

$$M(s) = s \sigma_y \cdot s Z_p$$

$$\phi_2 = M_2 / (\alpha_y \cdot K)$$

$$I_{e2} = (M_2 - M_1) / \{ (\phi_2 - \phi_1) \cdot E_c \}$$

ここで,

$M(c)$: コンクリートの第2折点

$M(r)$: 鉄筋の第2折点

$M(s)$: 鋼材の第2折点

$$F'_c = F_c \cdot \{ 0.85 - 2.5 \cdot s a_c / (B \cdot D) \}$$

$$c N_u = F'_c \cdot (B \cdot D)$$

$$c N = N \cdot (c A - r A - s A) / A_e$$

$$s N = N \cdot (n \cdot s A / A_e)$$

$s a_c$: 鉄骨圧縮フランジの断面積

$r \sigma_y$: 鉄筋の降伏強度

$$r N_u = r A \cdot r \sigma_y$$

$$r N = N \cdot (n \cdot r A / A_e)$$

$s \sigma_y$: 鉄骨の降伏強度

$s Z_p$: 鉄骨部材の塑性断面係数

$$s N_u = s A \cdot s \sigma_y$$

$$\alpha_y = (R_C \alpha \cdot R_C I_e + s I_e) / (R_C I_e + s I_e)$$

$$R_C \alpha = \{0.043 + 1.64 \cdot n \cdot (r a_t / c A) + 0.043 \cdot (h' / 2 / D) + 0.33 \cdot \eta_0\} \cdot \{(D - d_c) / D\}^2$$

$$\eta_0 = R_C N / (c A \cdot F_c)$$

(b) 鉄骨部材の第1折点

$s N > 0.5 \cdot s \sigma_y \cdot A_w$ の場合

$$M_1 = R \sigma_y \cdot s Z_p \cdot (N_u - s N) / (N_u - 0.5 \cdot s \sigma_y \cdot A_w)$$

$s N \leq 0.5 \cdot s \sigma_y \cdot A_w$ の場合

$$M_1 = s \sigma_y \cdot s Z_p$$

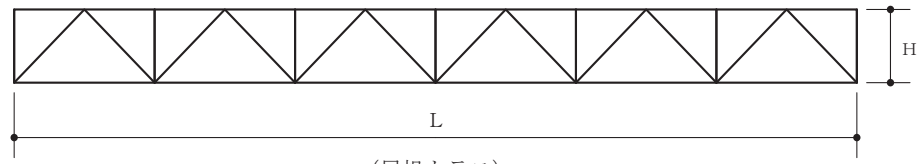
$$\phi_2 = M_1 / (E_s \cdot s I)$$

$$I_{e1} = M_1 / \phi_1$$

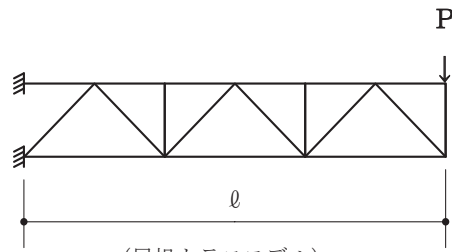
b. 屋根トラスのモデル化

屋根トラスは、曲げ及びせん断剛性が等価なはり要素に置換する。置換の方法は、はじめに屋根トラスのハーフモデルを鉛直方向に載荷し、中央の回転角から曲げ変形分を算出し、全体の変形量から差し引くことで、せん断変形分を算出する。次に、算出した曲げ変形及びせん断変形を基にコンクリートのヤング係数及びせん断弾性係数を考慮してコンクリート置換したはり要素の曲げ及びせん断弾性を算出する。

屋根トラスの等価なはりへの置換方法を以下に示す。



(屋根トラス)



(屋根トラスモデル)

$$\theta = \tan^{-1} \frac{d_{X1} - d_{X2}}{H}$$

$$I_n = \frac{P \cdot l^2}{2 \cdot E_s \cdot \theta}$$

$$\delta_M = \frac{P \cdot l^3}{3 \cdot E_s \cdot I_n}$$

$$\delta = \frac{d_{Y1} + d_{Y2}}{2}$$

$$\delta_s = \delta - \delta_M$$

$$A_s = \frac{P \cdot l}{G_c \cdot \delta_s}$$

$$I = I_n \cdot \frac{E_s}{E_c}$$

ここで、

- θ : 屋根トラス中央の回転角
- d_{X1} : 屋根トラス中央上弦材の水平変位
- d_{X2} : 屋根トラス中央下弦材の水平変位
- d_{Y1} : 屋根トラス中央上弦材の鉛直変位
- d_{Y2} : 屋根トラス中央下弦材の鉛直変位
- H : 屋根トラスのせい
- I_n : 屋根トラスの断面二次モーメント
- P : 屋根トラス中央への集中荷重
- ℓ : 屋根トラスのモデル長さ
- E_s : 鋼材のヤング係数
- E_c : コンクリートのヤング係数
- G_c : コンクリートのせん断弾性係数
- δ_M : 曲げモーメントによる屋根トラス中央の変形量
- δ_S : せん断力による屋根トラス中央の変形量
- δ : 屋根トラス中央の変形量

(2) 静的漸増解析の実施

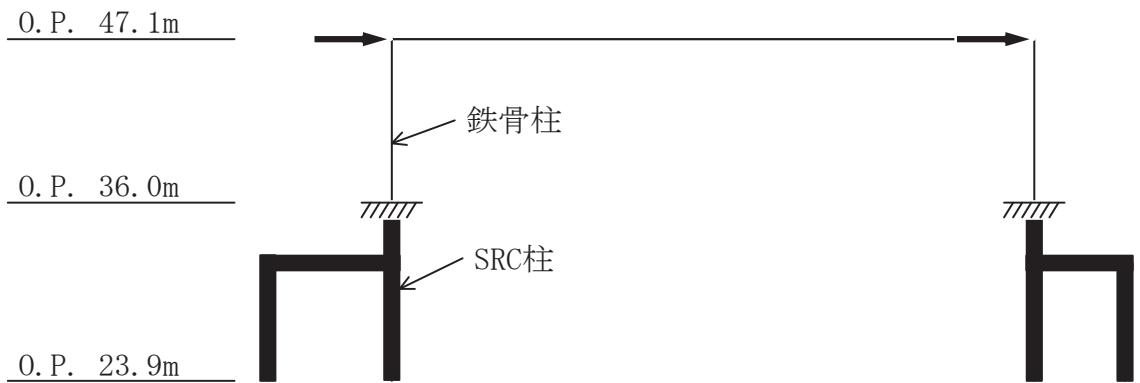
上記のフレームモデルを用い、静的漸増解析を実施し、層単位の荷重(Q)－変形(γ)関係を求める。このとき、柱部材に生じる長期の曲げ応力は小さいことから考慮していない。

複数のフレームモデルを集約して等価せん断スケルトンを作成する場合は、個々のフレームモデルで作成した等価せん断スケルトンを合算して、集約した等価なせん断スケルトンとする。

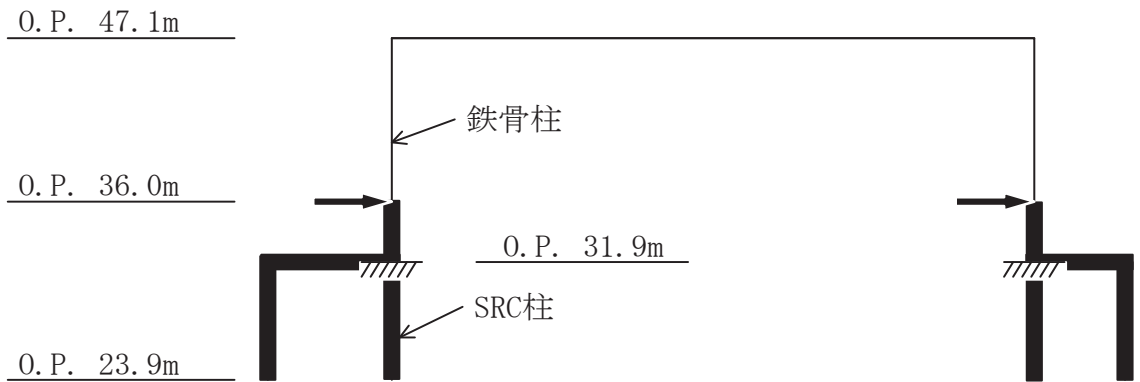
モデル(1)に関しては鉄骨柱の柱頭部のせん断力と変位の関係からQ－ γ 曲線を作成し、モデル(2)に関してはSRC柱の柱頭部のせん断力と変位の関係からQ－ γ 曲線を作成し、モデル(3)に関しては2本のSRC柱のせん断力の和とクレーン階の変位の関係からQ－ γ 曲線を作成する。

また、 ${}_1H-{}_1G$ 側、 ${}_1B-{}_1A$ 側それぞれでQ－ γ 曲線を作成する。

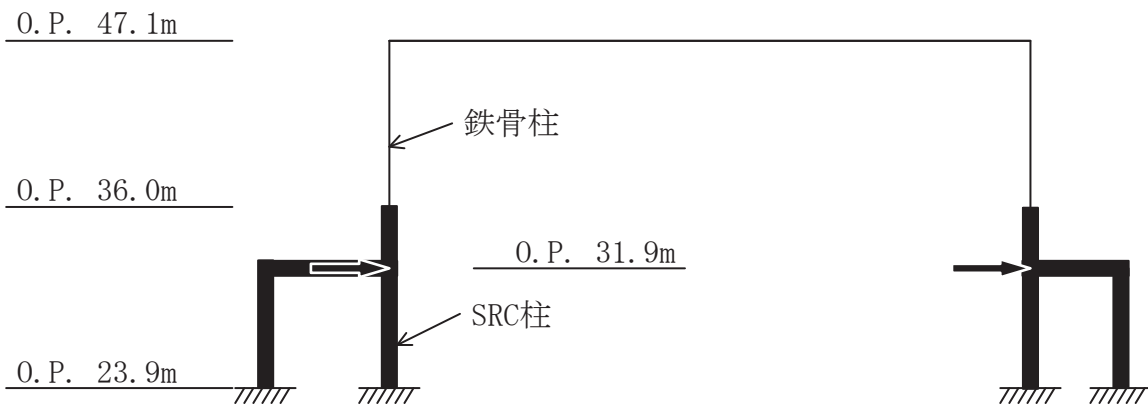
静的漸増解析の概要を図3-3に示す。



(a) モデル(1)



(b) モデル(2)



(c) モデル(3)

図 3-3 フレームの静的漸増解析モデルの概要

(3) 荷重－変形関係の等価せん断スケルトンへの置換方法

層単位の荷重－変形関係をスケルトンカーブとして地震応答解析モデルに適用するために、等価せん断スケルトンに置換する。

モデル(1)により求まる折点を、質点系モデル 0. P. 47. 3m～0. P. 37. 8m に設定し、モデル(2)により求まる折点を、質点系モデル 0. P. 37. 8m～0. P. 32. 8m に設定し、モデル(3)により求まる折点を、質点系モデル 0. P. 32. 8m～0. P. 24. 8m に設定する。

最初にヒンジが発生する点を第1折点 (γ_1, Q_1) とし、次にヒンジが発生する点を第2折点 (γ_2, Q_2) とする。また、終局点は建築基準法施行令第 82 条の 2 に定められた層間変形角の許容値である 1/120 付近までの荷重－変形関係を確実に求めるために、層の終局限界の目安として層間変形角 1/50 となる点 (γ_3, Q_3) とする。

以上の荷重－変形関係の等価せん断スケルトンへの置換方法を図 3-3 に示す。

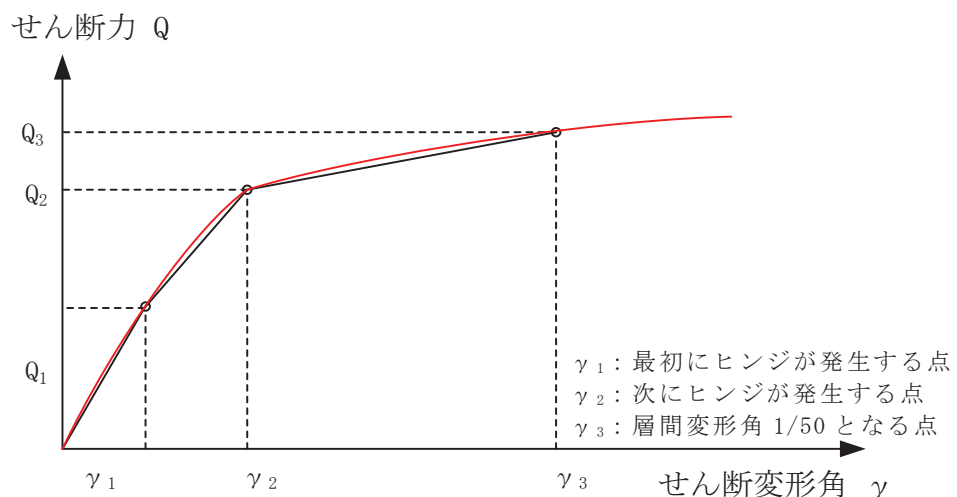
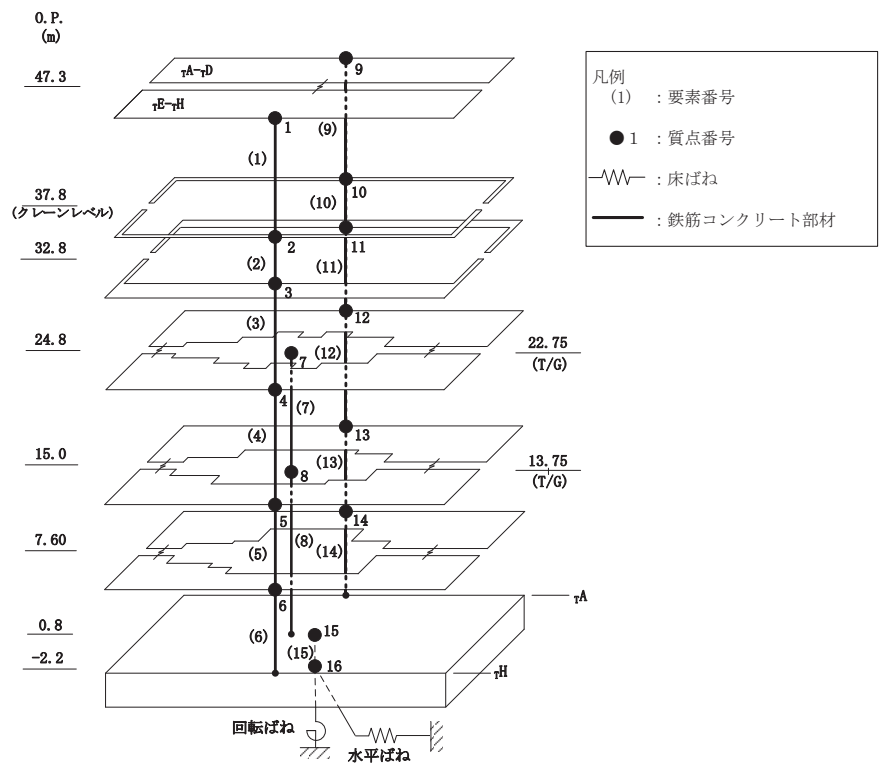


図 3-3 荷重－変形関係の等価せん断スケルトンへの置換方法

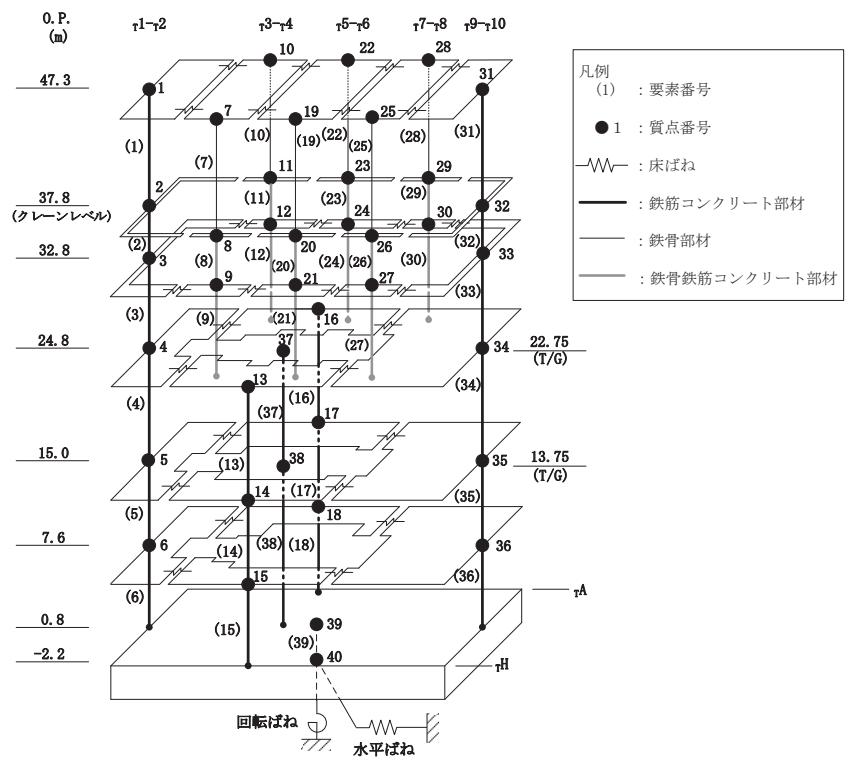
4. せん断力のスケルトンカーブの設定について

4.1 水平方向モデル

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・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 4-1 に、解析モデルの諸元を表 4-1 及び表 4-2 に示す。また、EW 方向モデルの複数の耐震壁の構面を集約して等価なスケルトンを作成する場合の、重量及び剛性の区分図を図 4-2 に示す。



(a) NS 方向



(b) EW 方向

図 4-1 地震応答解析モデル

表 4-1(1) 解析モデルの諸元 (NS 方向) (1/2)

(a) 重量・回転慣性重量

				質点番号			
				質点重量(×10kN)			
標高 O. P. (m)	建屋						
	E-H		T/G	A-D			
47.3	1			9			
	1942			1942			
37.8	2			10			
	1220			1220			
32.8	3			11			
	3713			4089			
24.8	4			7	12		
22.75 (T/G)	11060			7688	16545		
15.0	5			8	13		
13.75 (T/G)	13550			4982	17740		
7.6	6		14				
	12333		14234				
0.8	15						
	36434						
-2.2	16						
	30430						

回転慣性重量* = $1.404 \times 10^9 \text{ kN} \cdot \text{m}^2$

注記* : 回転慣性重量は基礎下質点 (質点番号16) に集約している。

表 4-1(2) 解析モデルの諸元 (NS 方向) (2/2)

(b) 剛性

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			
	1E-1H	T/G	1A-1D	
47.3	1		9	
	24.0		24.0	
	324.4		324.4	
37.8	2		10	
	24.0		24.0	
	324.4		324.4	
32.8	3		11	
	32.6		39.8	
	477.1		699.8	
24.8 22.75(T/G)	4		7	12
	132.2		21.43	196.6
	1366.0	∞	1905.5	
15.0 13.75(T/G)	5	8	13	
	148.6	10.43	192.7	
	1589.7	∞	1932.9	
7.6	6		14	
	177.6		198.8	
	2031.4		2130.1	
0.8	15			
	5539.2			
	42541.1			

①耐震壁 (O. P. 24.8mより上部) (要素1~3, 9~11)

ヤング係数	E	7.94 × 10 ³ (N/mm ²)
せん断弾性係数	G	3.41 × 10 ³ (N/mm ²)
ポアソン比	ν	0.167
減衰定数	h	5%

②耐震壁 (O. P. 24.8mより下部) (要素4~6, 12~15)

ヤング係数	E	9.27 × 10 ³ (N/mm ²)
せん断弾性係数	G	3.98 × 10 ³ (N/mm ²)
ポアソン比	ν	0.167
減衰定数	h	5%

③T/G架台 (要素7, 8)

ヤング係数	E	2.65 × 10 ⁴ (N/mm ²)
せん断弾性係数	G	1.14 × 10 ⁴ (N/mm ²)
ポアソン比	ν	0.167
減衰定数	h	5%