

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2
提出年月日	2021年6月21日

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

本日の説明範囲

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。

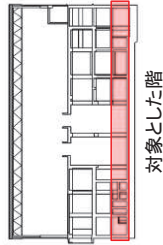
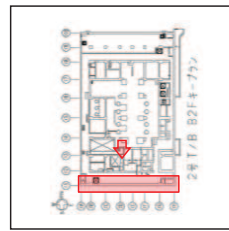
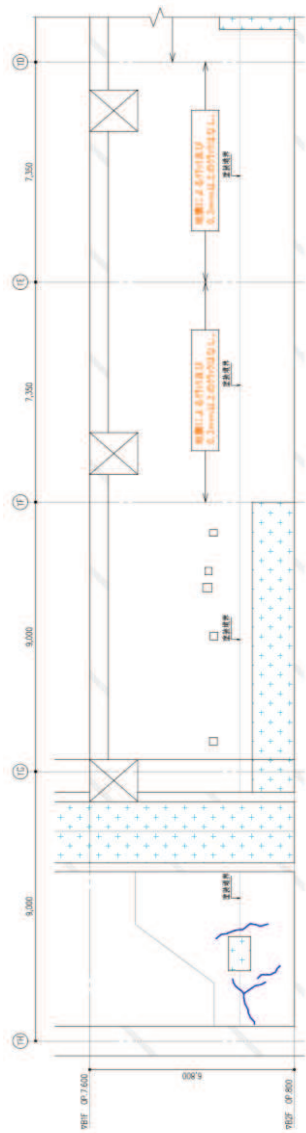
3. 評価結果のまとめ

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。

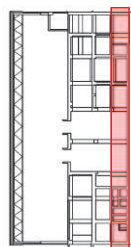
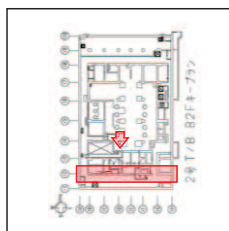
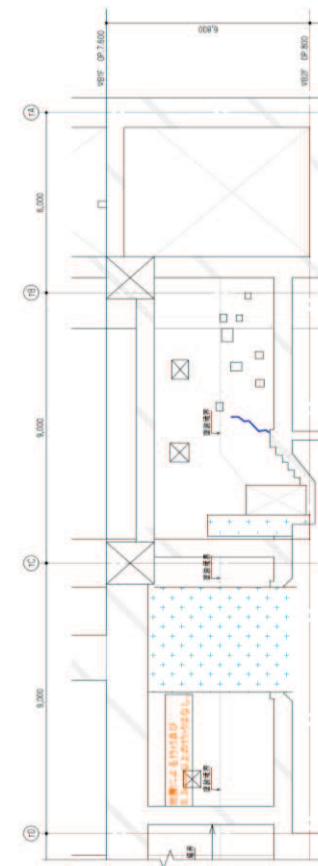
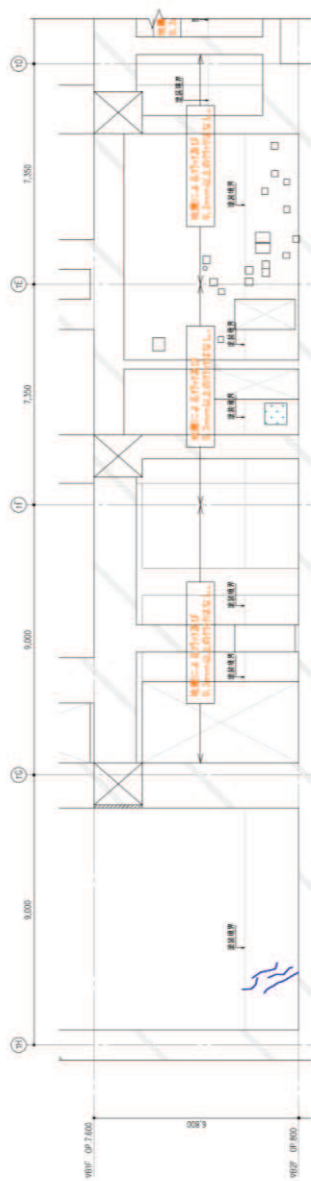
別紙 1-1

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）



地震による	地震以外	備考
0.3mm未満	0.3mm以上~1.0mm未満	備考確認 はぐく
0.3mm以上~1.0mm未満	1.0mm以上	確認不能の範囲
1.0mm以上		

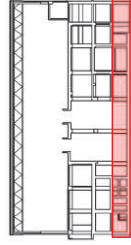
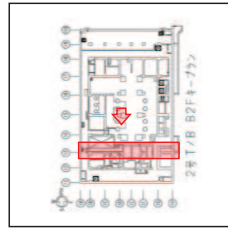
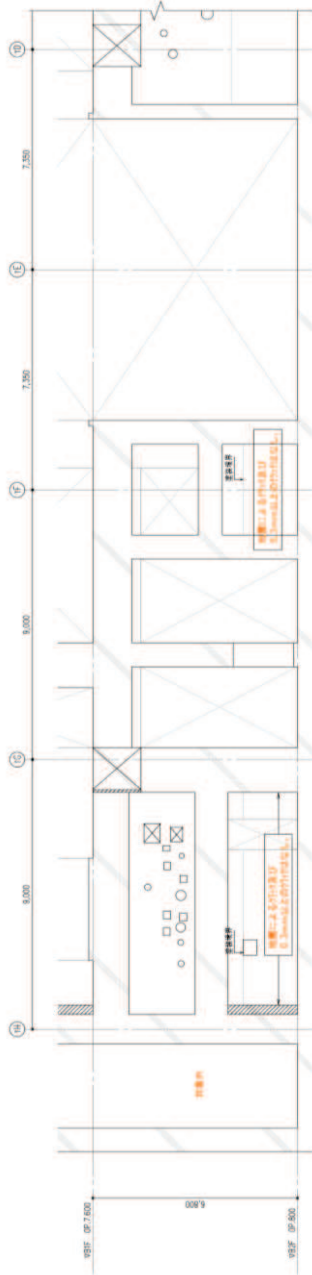
図1 タービン建屋のひび割れ分布 耐震壁 (1) 地下2階 T1 通り



対象とした階

地震による	地震以外	備考確認
0.3mm未満	0.3mm以上~1.0mm未満	はくぐ
0.3mm以上~1.0mm未満	1.0mm以上	確認不能の範囲
1.0mm以上		

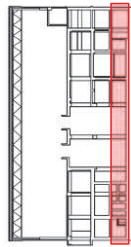
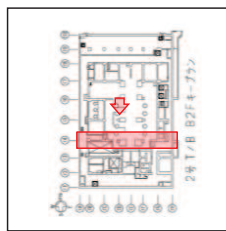
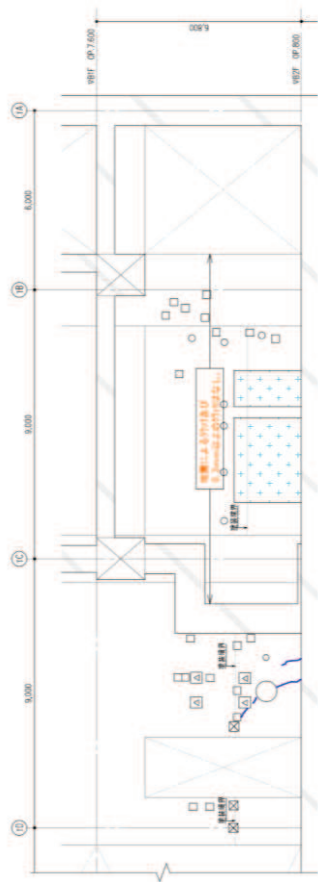
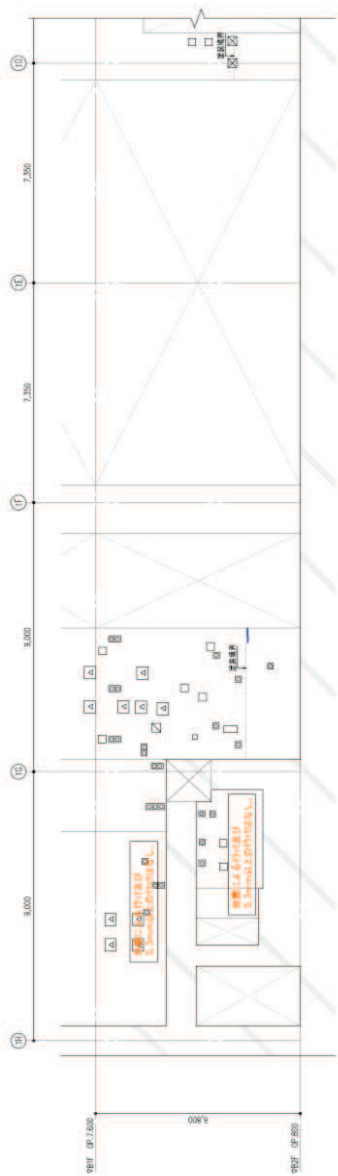
図2 タービン建屋のひび割れ分布 耐震壁 (2) 地下2階 T2 通り



対象とした階

地震による	地震以外	確認不能の範囲
0.2mm未満	0.2mm以上～1.0mm未満	0.2mm以上～1.0mm未満
0.3mm以上～1.0mm未満	1.0mm以上	0.3mm以上～1.0mm未満
1.0mm以上		1.0mm以上
		確認不能の範囲

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



対象とした階

指定による	指定以外	指定確認
0.3mm未満	0.3mm以上～1.0mm未満	はくらく
0.3mm以上～1.0mm未満	1.0mm以上	確認不能の範囲
1.0mm以上		

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

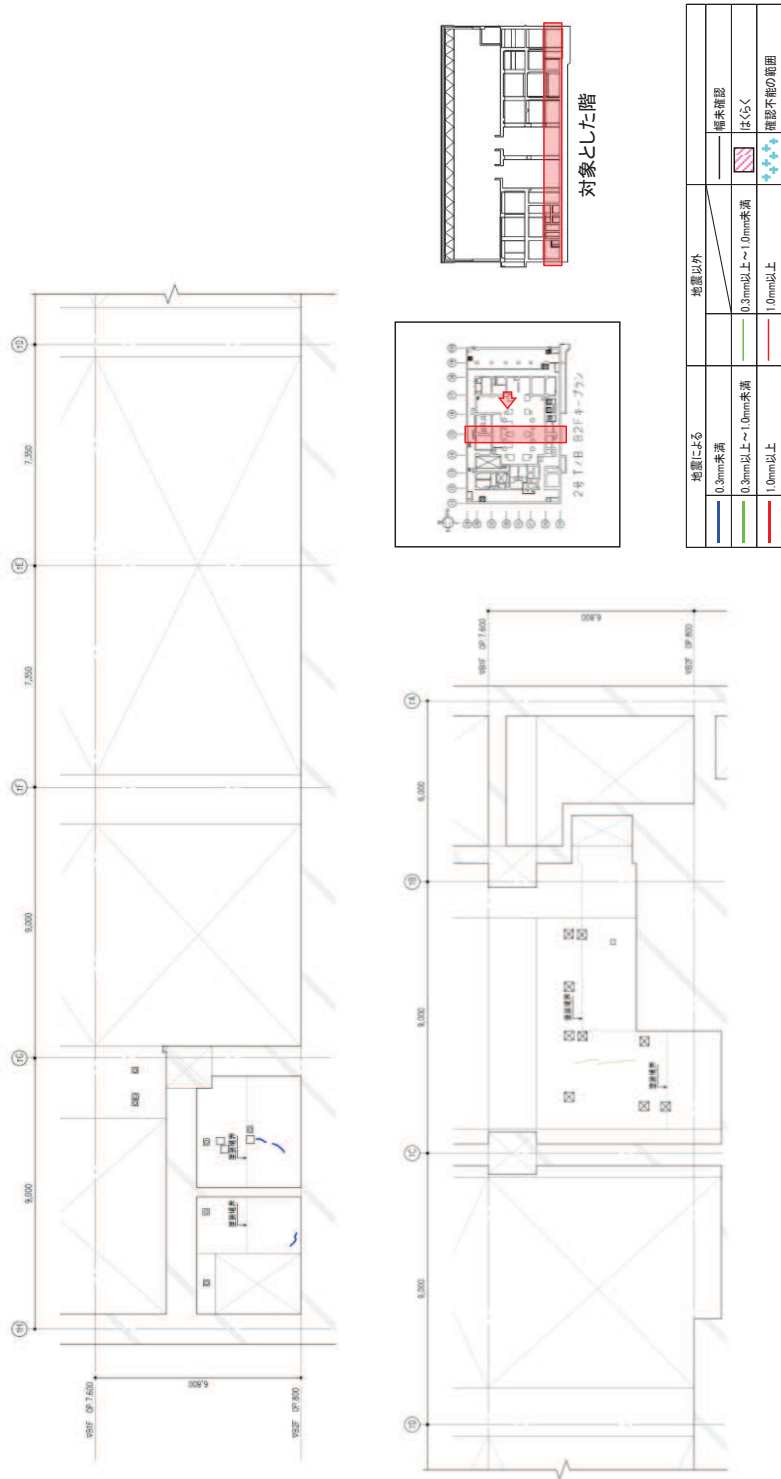
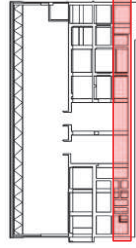
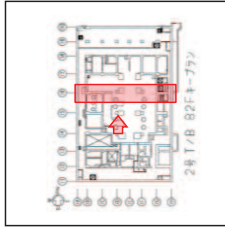
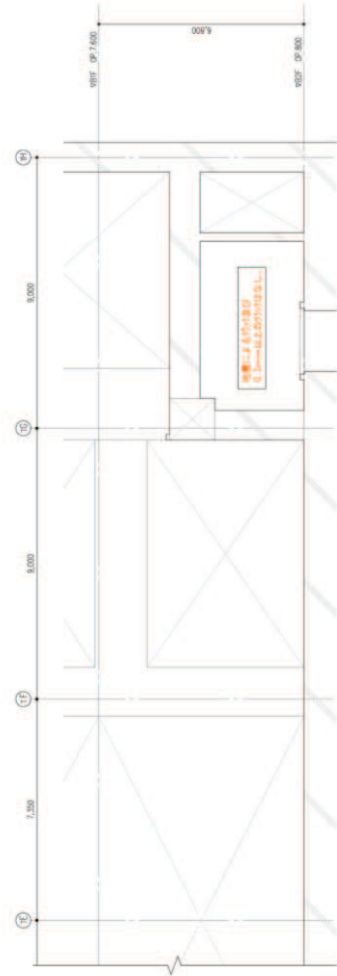
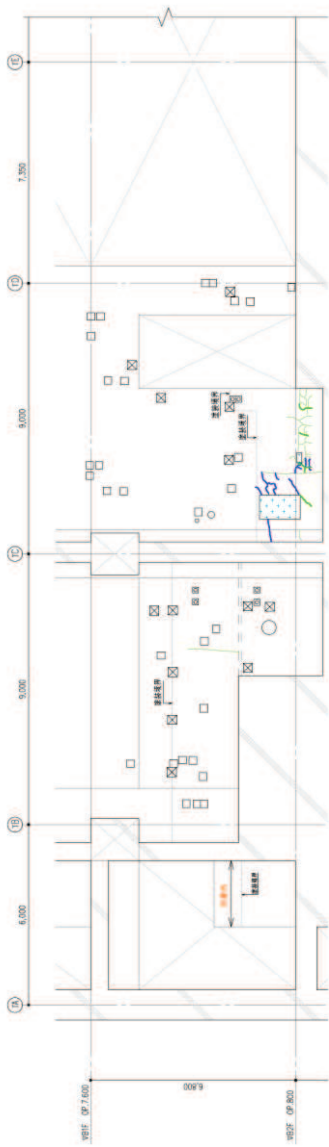
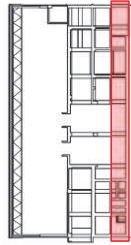
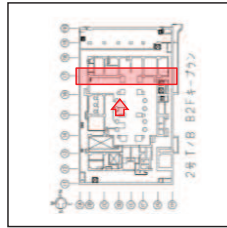
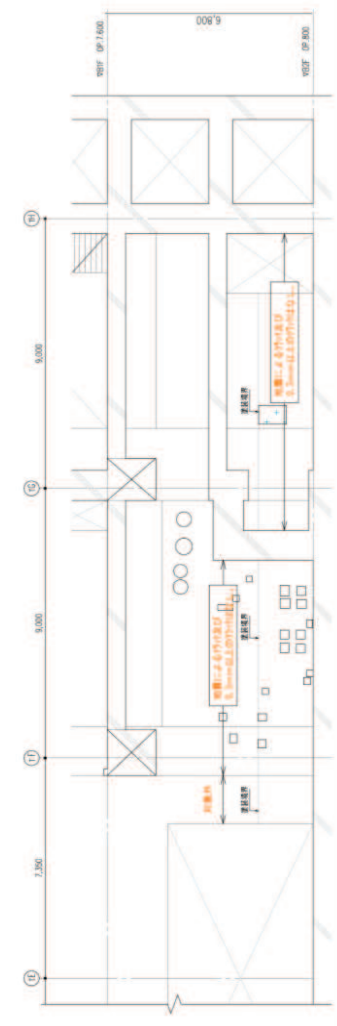
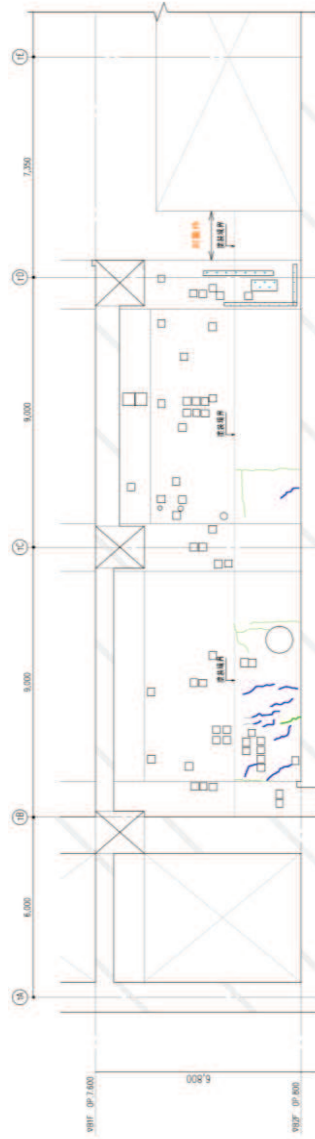


図5 タービン建屋のひび割れ分布 耐震壁 (5) 地下2階 T5 通り



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

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



対象とした階

地盤による	地盤以外	補強確認
0.3mm未満	0.3mm以上～1.0mm未満	はくらく
0.3mm以上～1.0mm未満	1.0mm以上	確認不能の範囲
1.0mm以上		

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

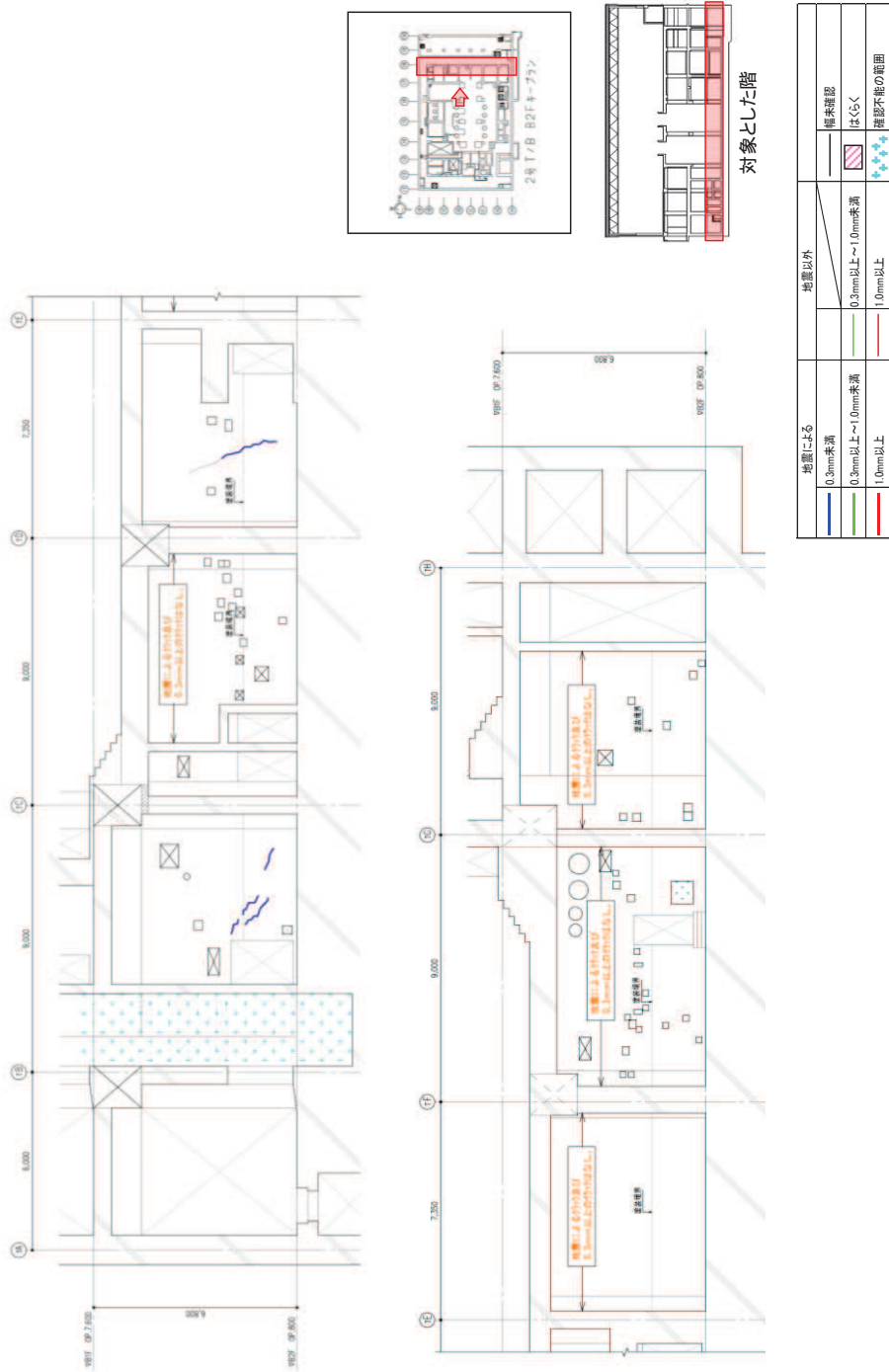


図8 タービン建屋のひび割れ分布 耐震壁 (8) 地下2階 T8 通り

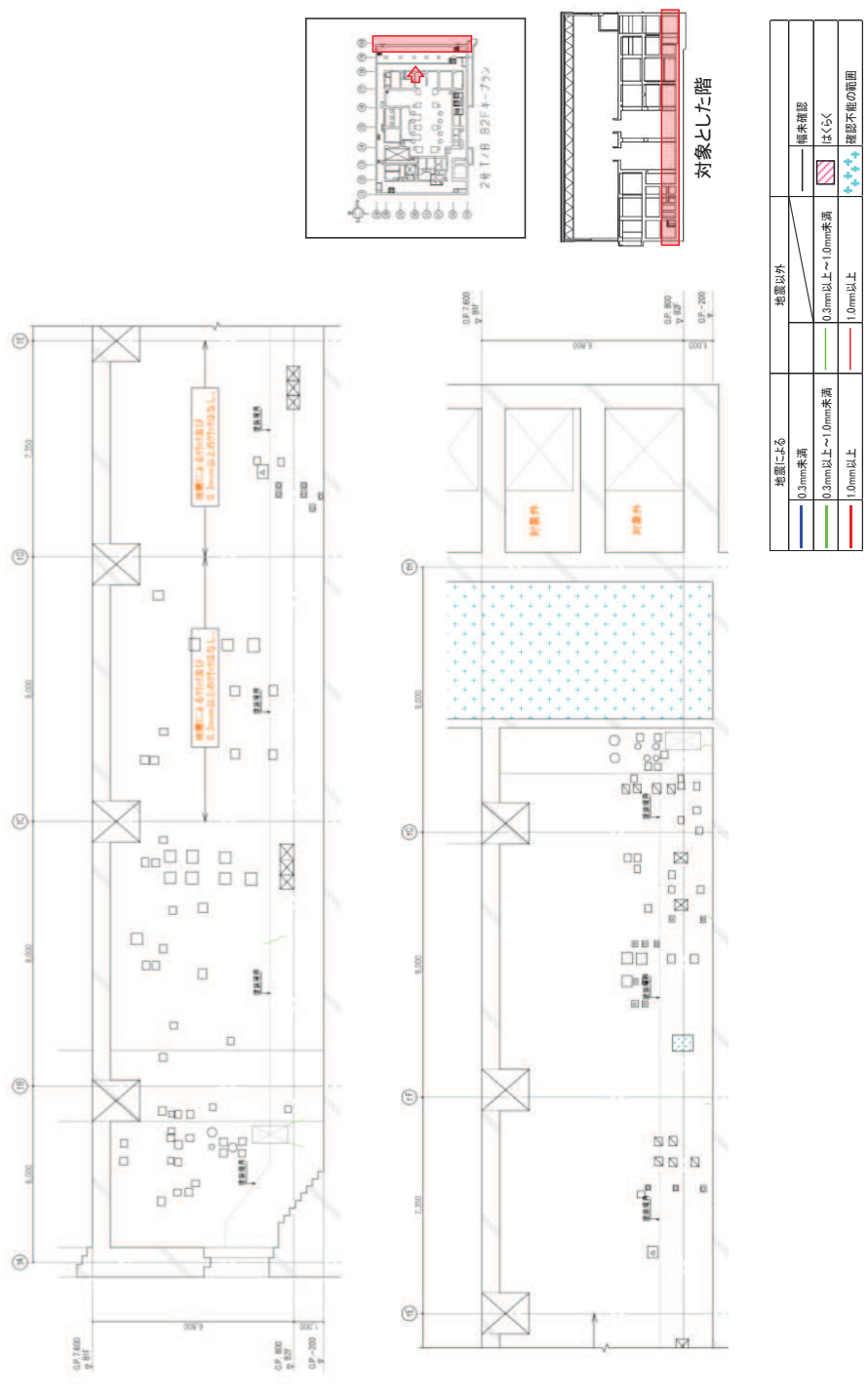
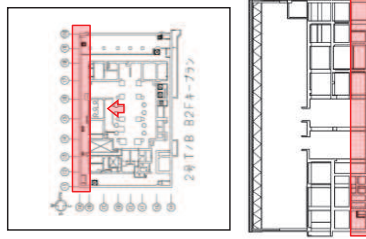
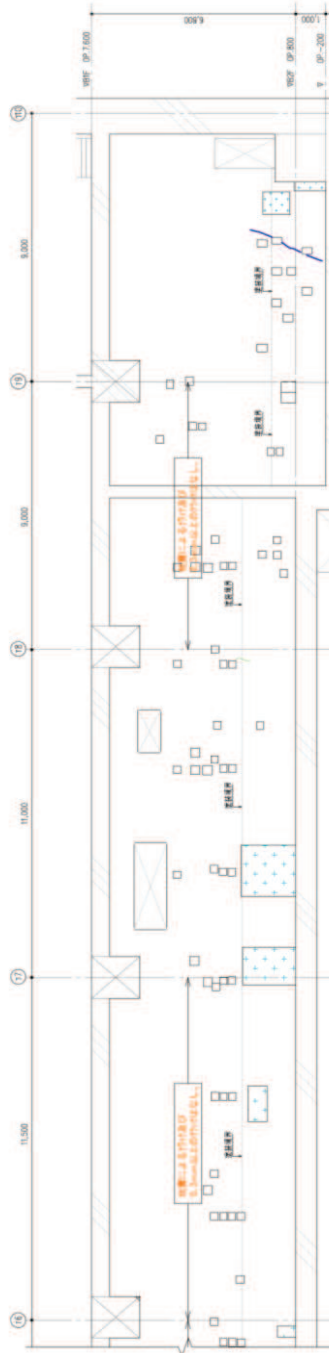
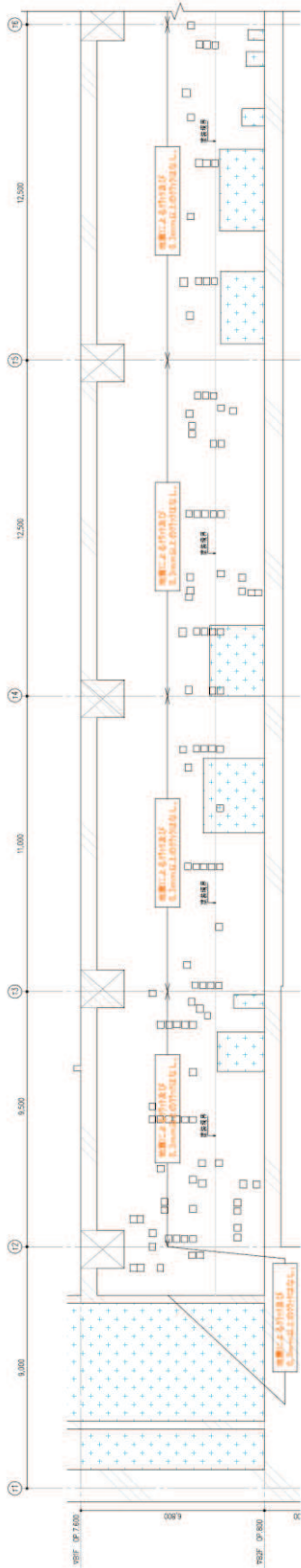


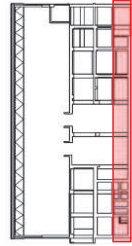
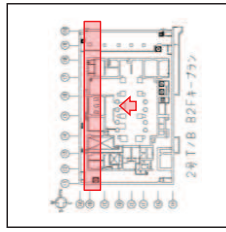
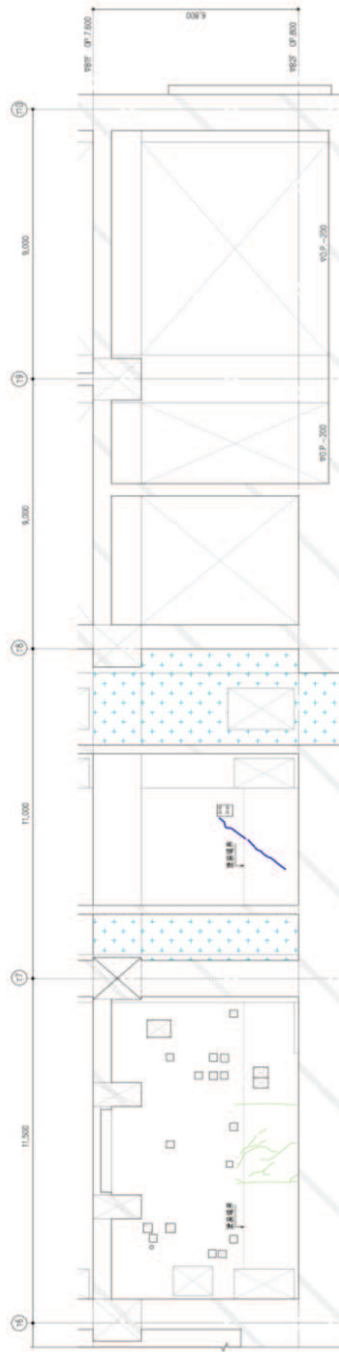
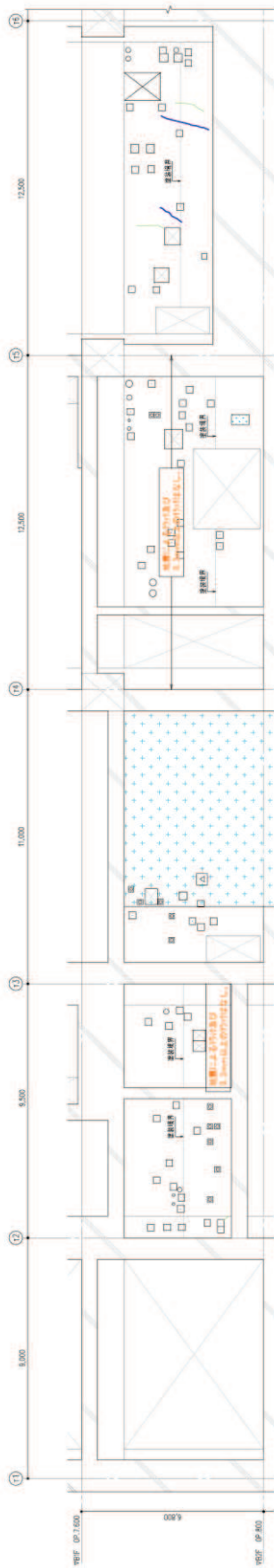
図9 タービン建屋のひび割れ分布 耐震壁 (9) 地下2階 T10 通り



対象とした階

地震による	地震以外	補修確認
0.3mm未満	0.3mm以上~1.0mm未満	はらく
0.3mm以上~1.0mm未満	1.0mm以上	確認不能の範囲
1.0mm以上		

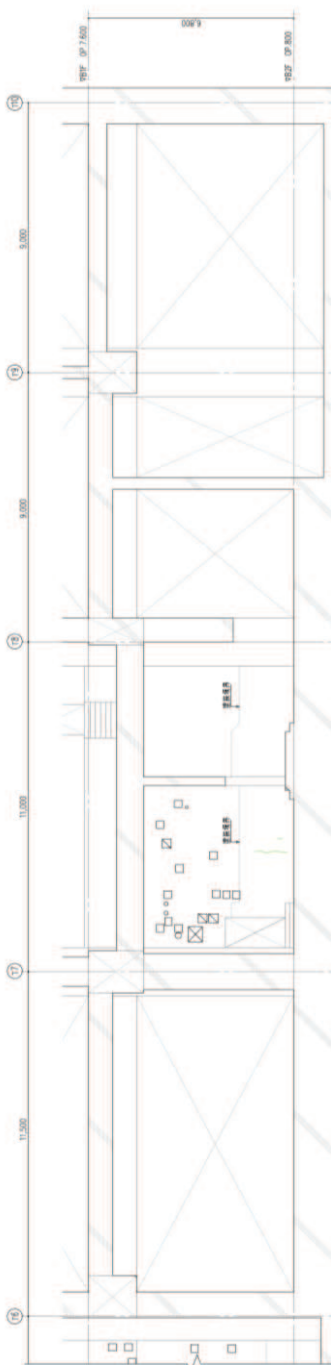
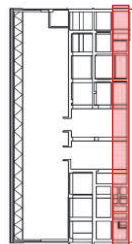
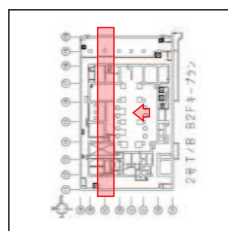
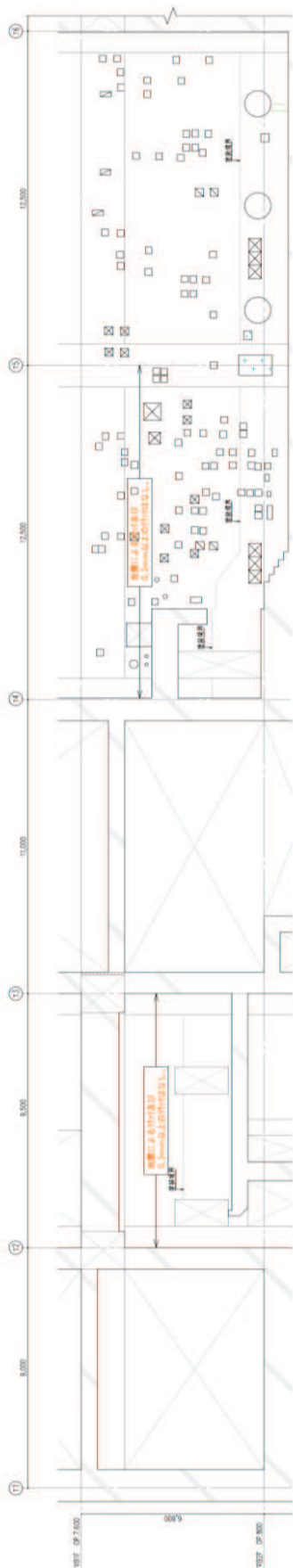
図 10 タービン建屋のひび割れ分布 耐震壁 (10) 地下2階 TA 通り



対象とした階

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

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



対象とした階

階層による	階層以外
0.5mm未満	階層確認
0.3mm以上~1.0mm未満	はくらく
1.0mm以上	確認不能の範囲

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

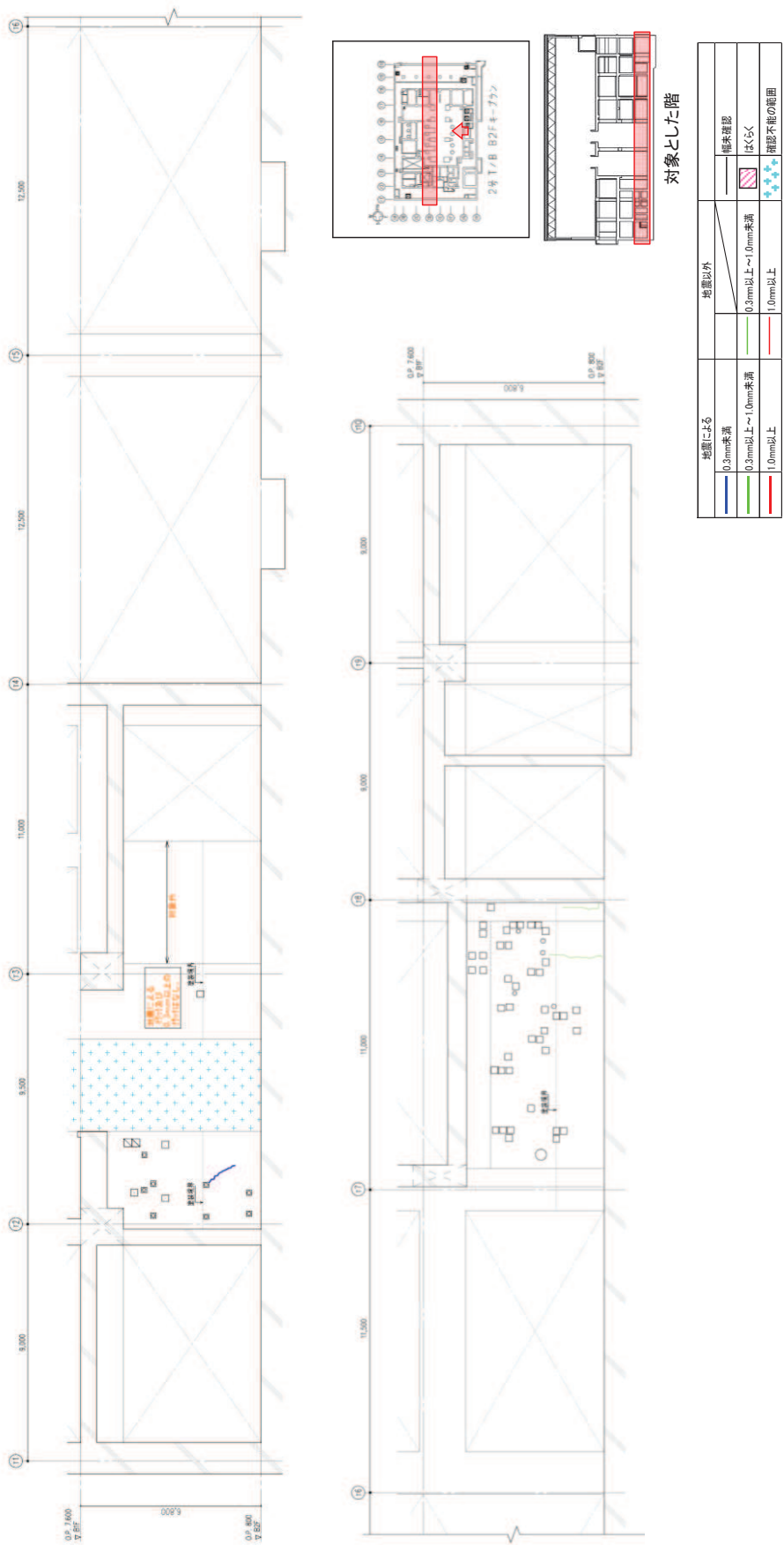
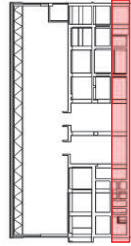
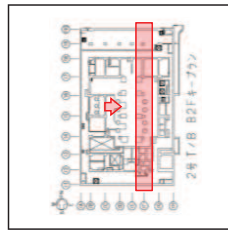
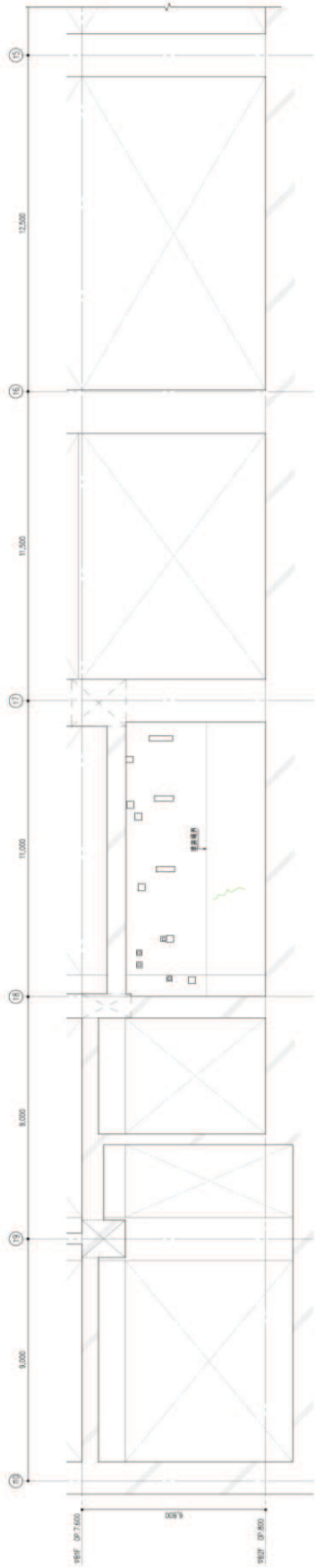


図 13 タービン建屋のひび割れ分布 耐震壁 (13) 地下 2 階 TD 通り



対象とした階



地震による	地震以外
0.3mm未満	補未確認
0.3mm以上～1.0mm未満	はくぐく
1.0mm以上	確認不能の範囲

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

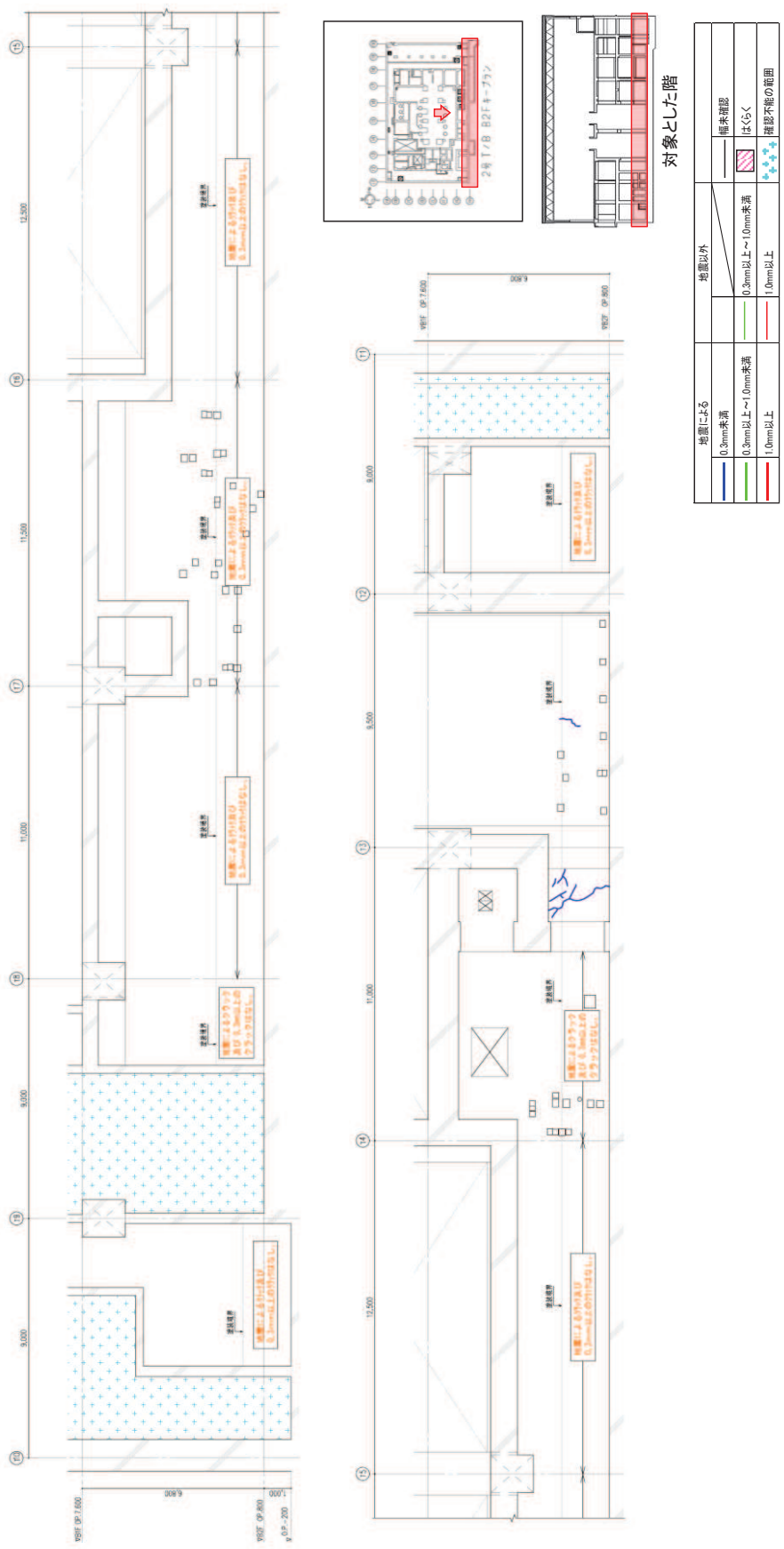
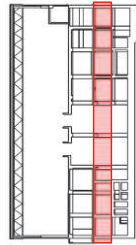
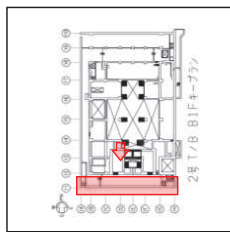
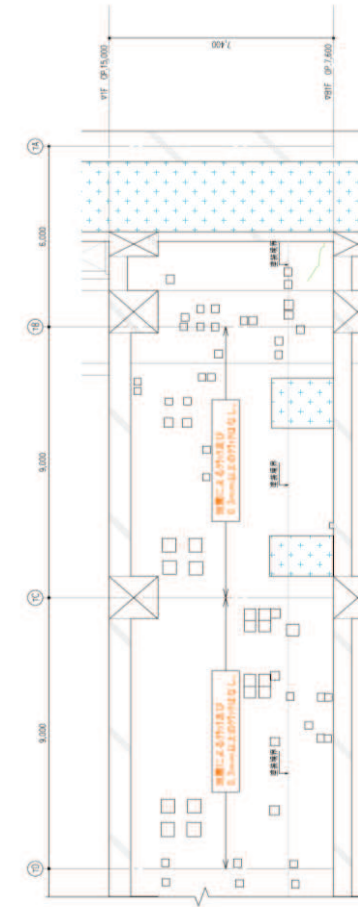
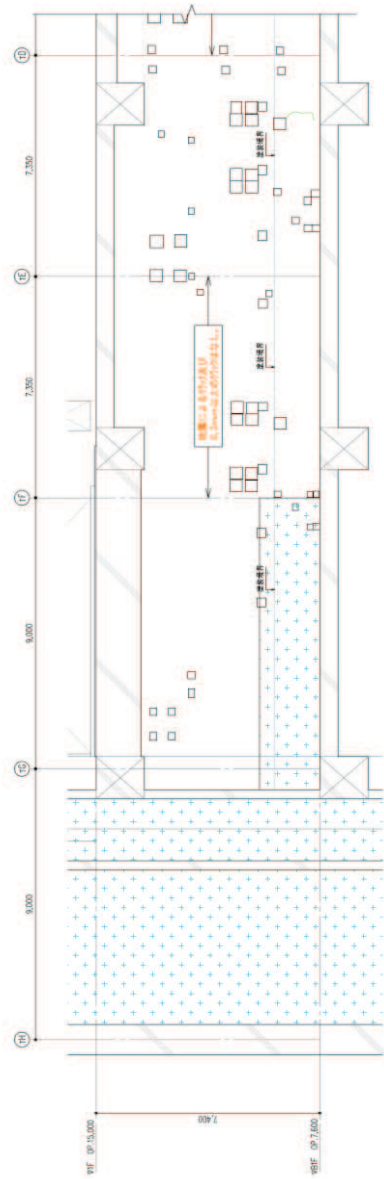


図 16 タービン建屋のひび割れ分布 耐震壁 (16) 地下 2 階 TH 通り



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

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

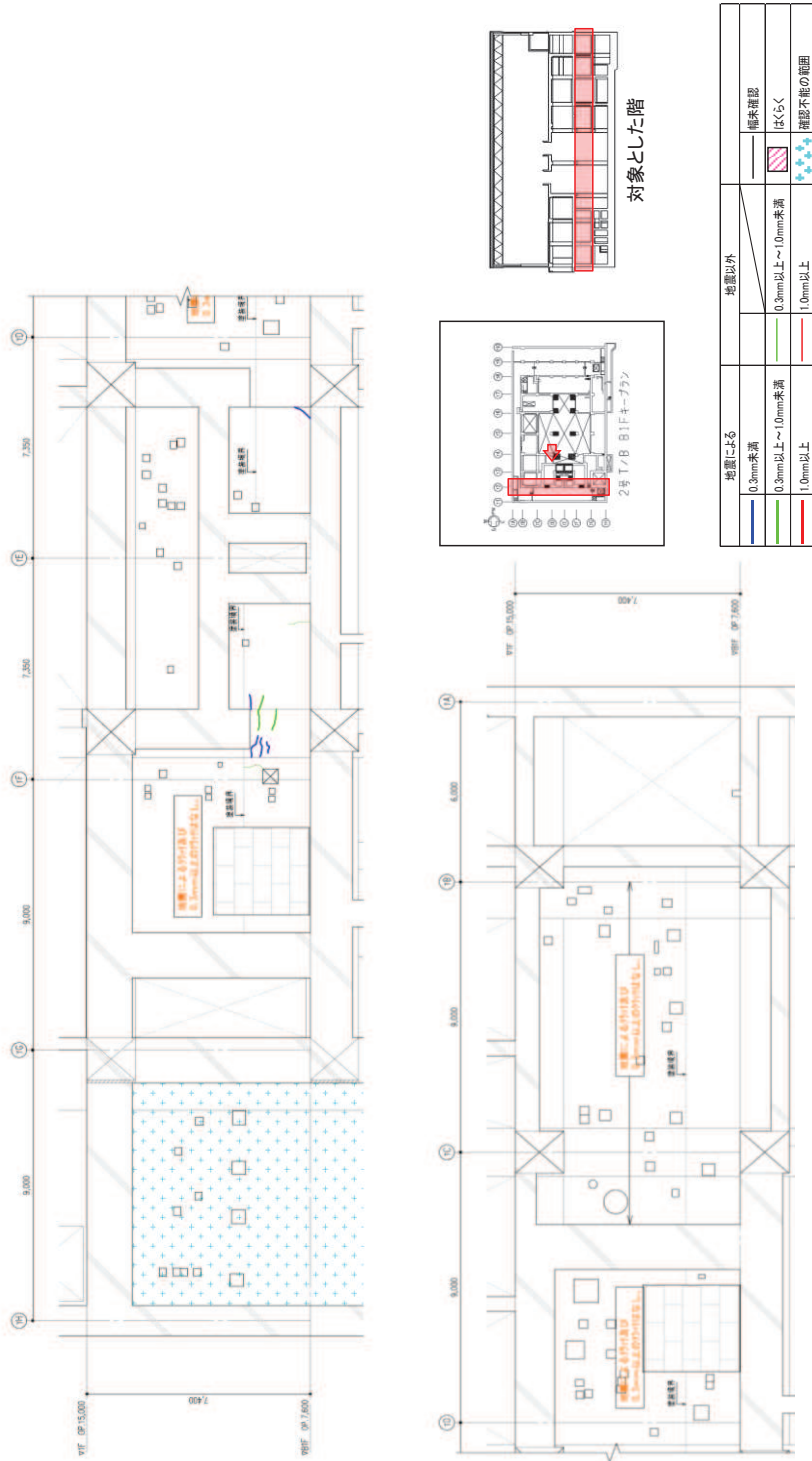


図 18 タービン建屋のひび割れ分布 耐震壁 (18) 地下 1 階 T2 通り

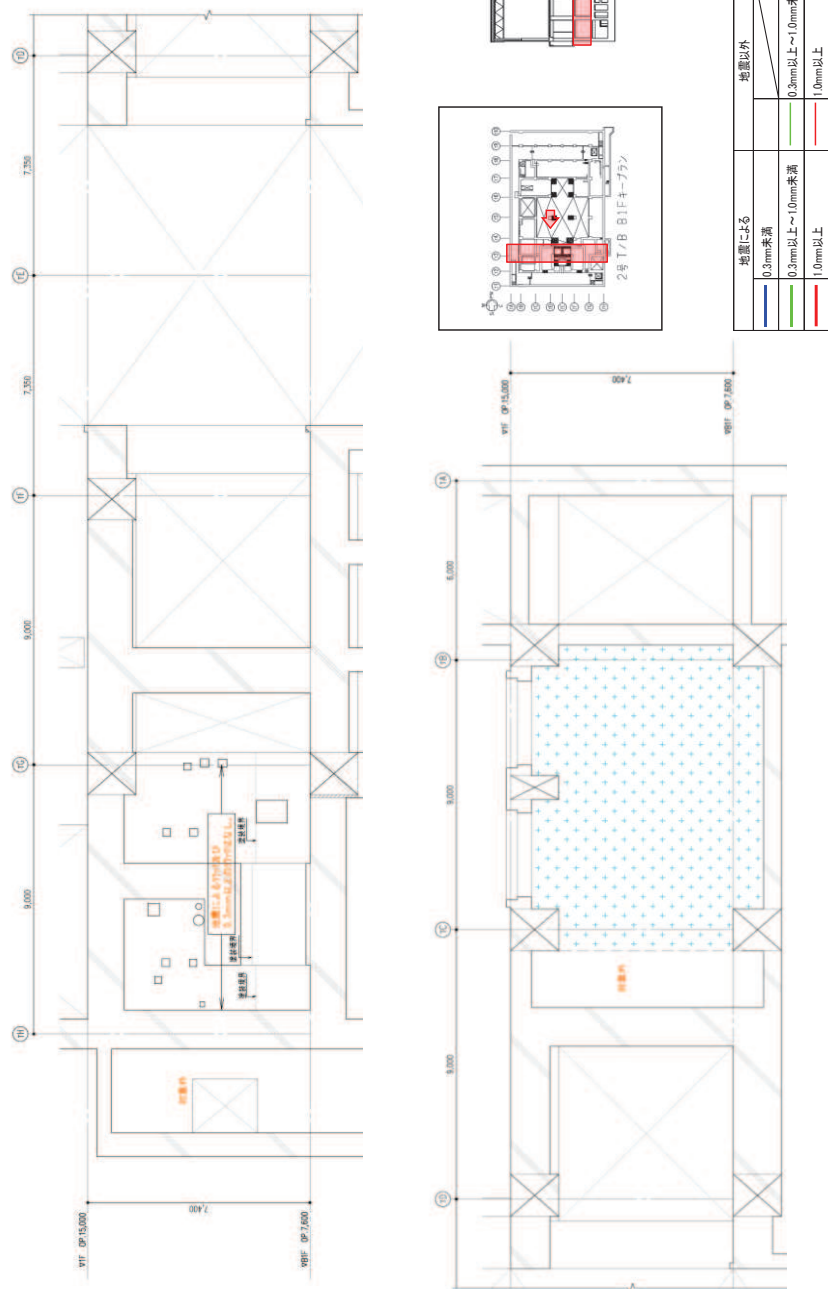


図 19 タービン建屋のひび割れ分布 耐震壁 (19) 地下 1 階 T3 通り

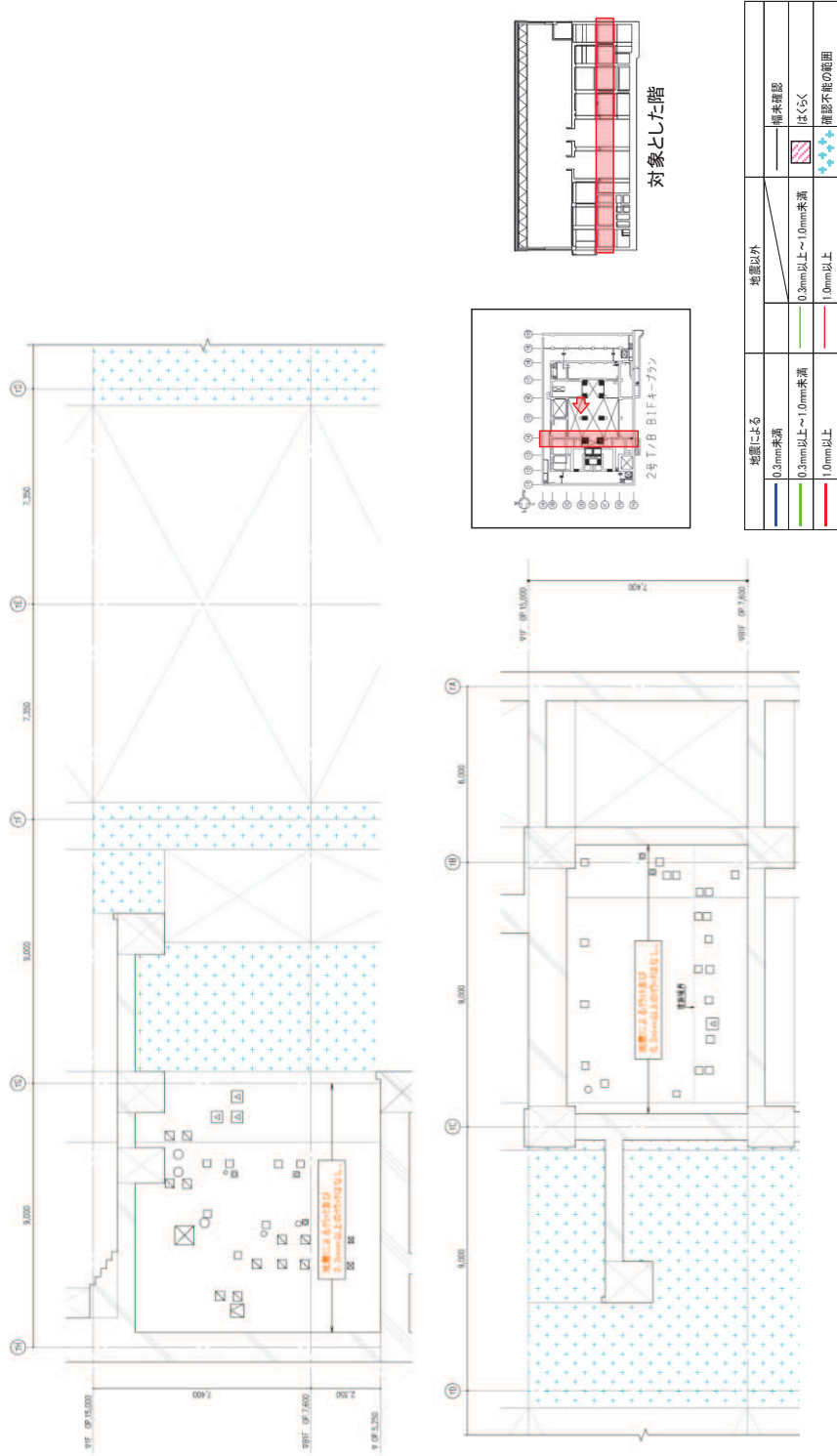


図 20 タービン建屋のひび割れ分布 耐震壁 (20) 地下 1 階 T4 通り

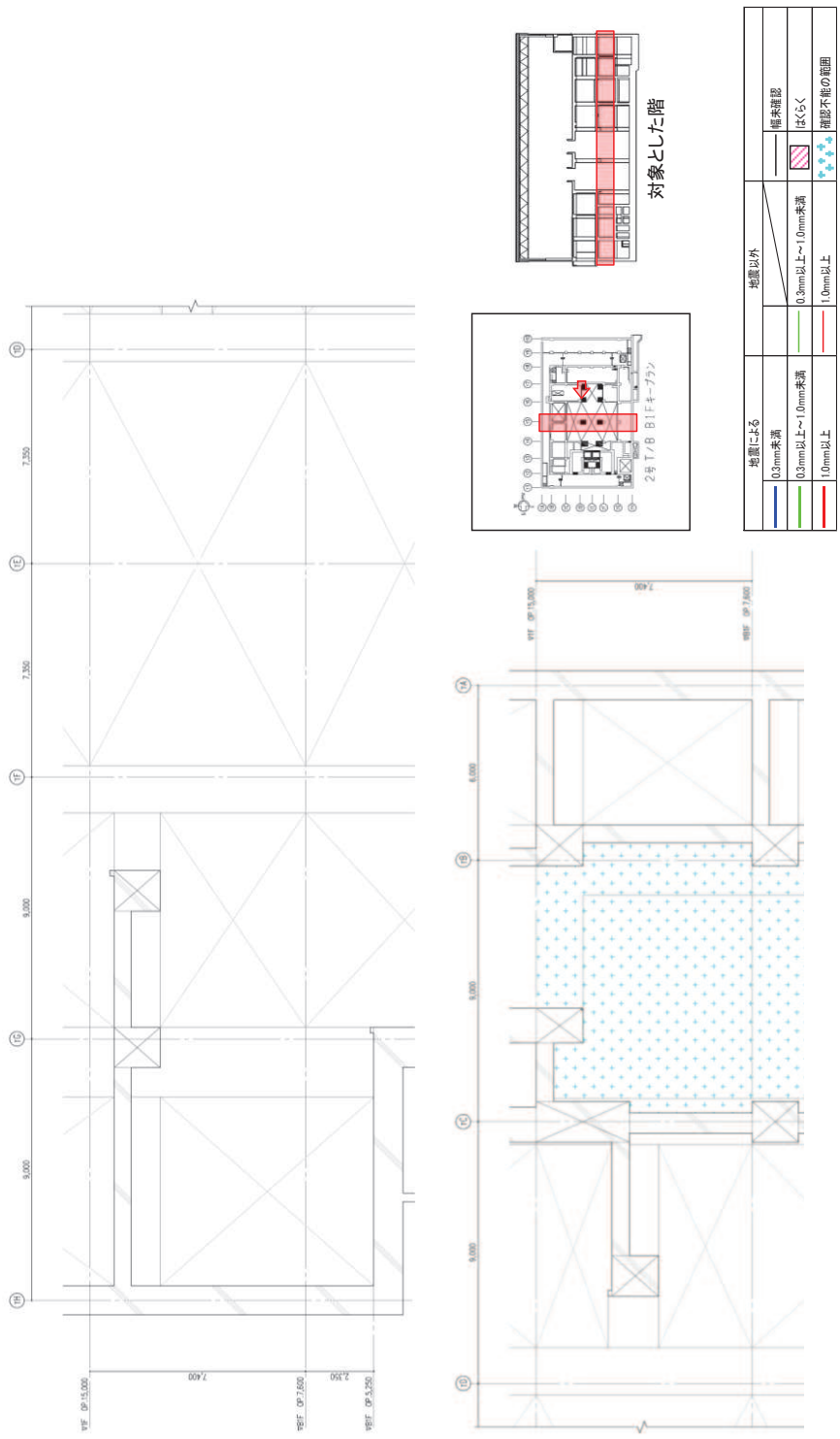
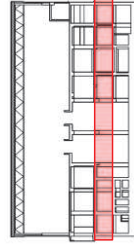
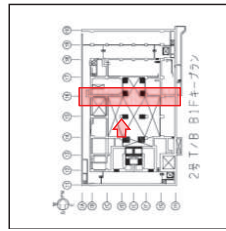
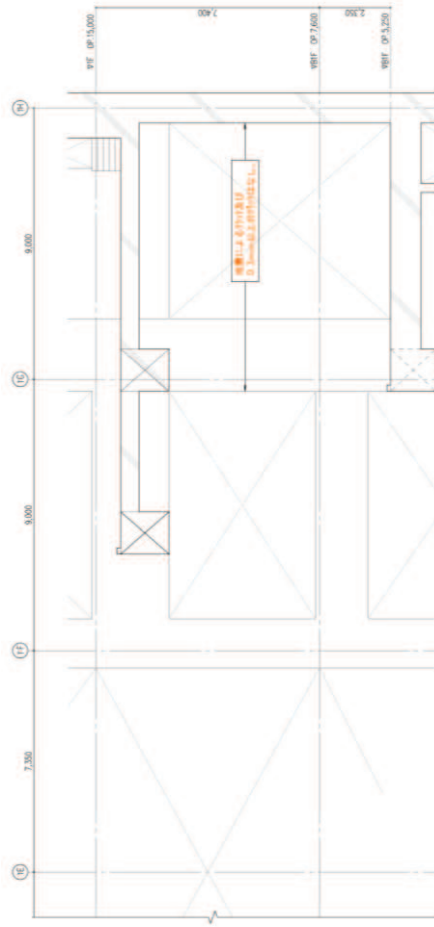
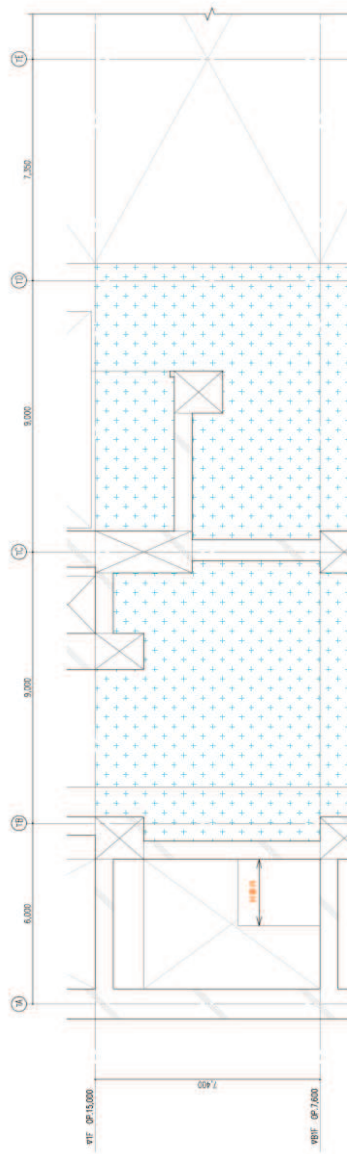


図 21 タービン建屋のひび割れ分布 耐震壁 (21) 地下 1 階 T5 通り



対象とした階

地震による	地震以外	備考確認
0.2mm未満	0.3mm以上～1.0mm未満	はくく
0.2mm以上～1.0mm未満	1.0mm以上	確認不能の範囲
1.0mm以上		

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

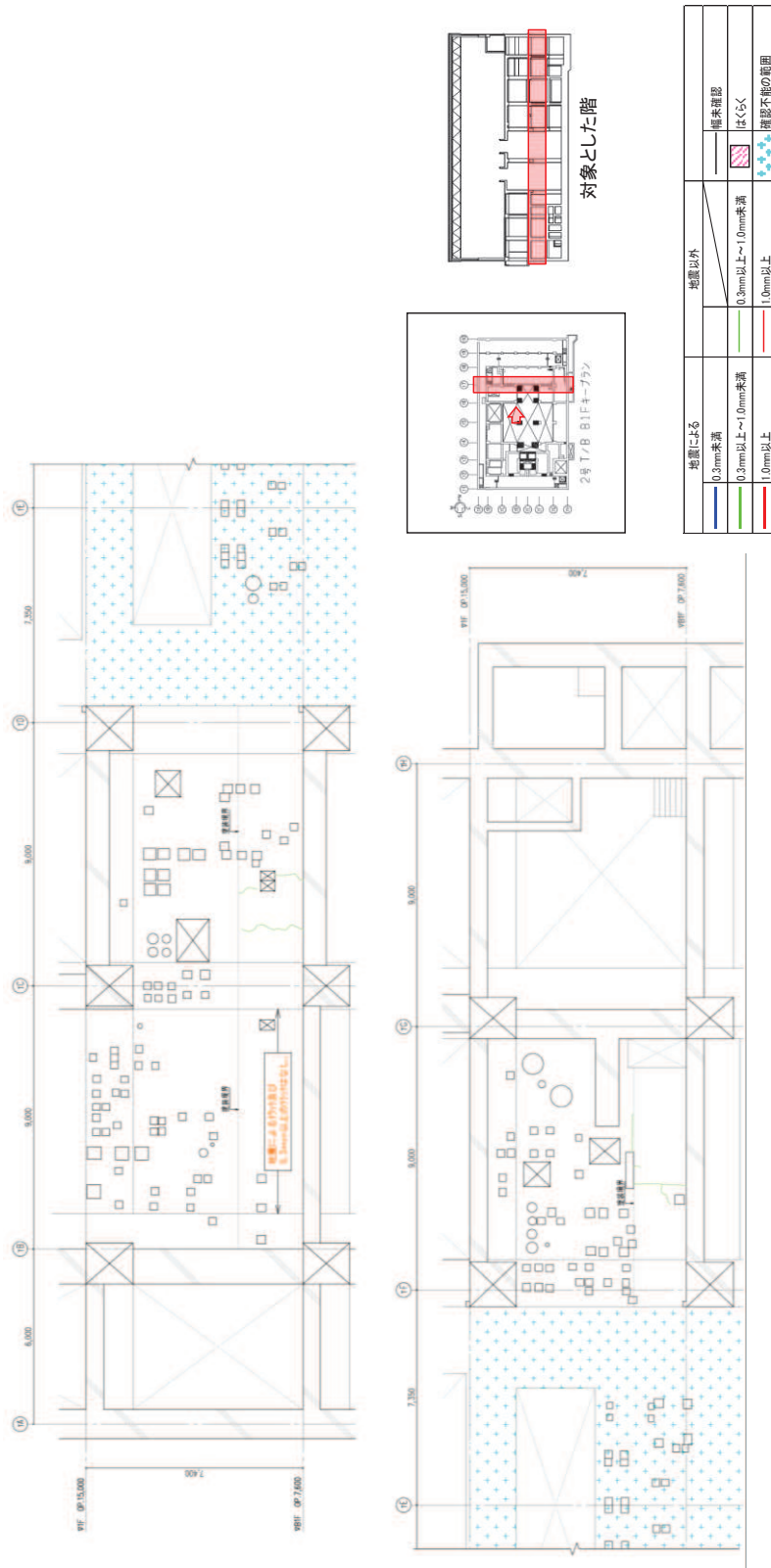
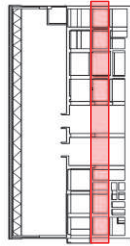
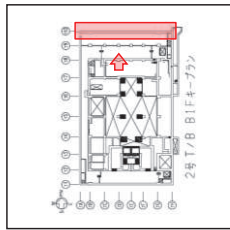
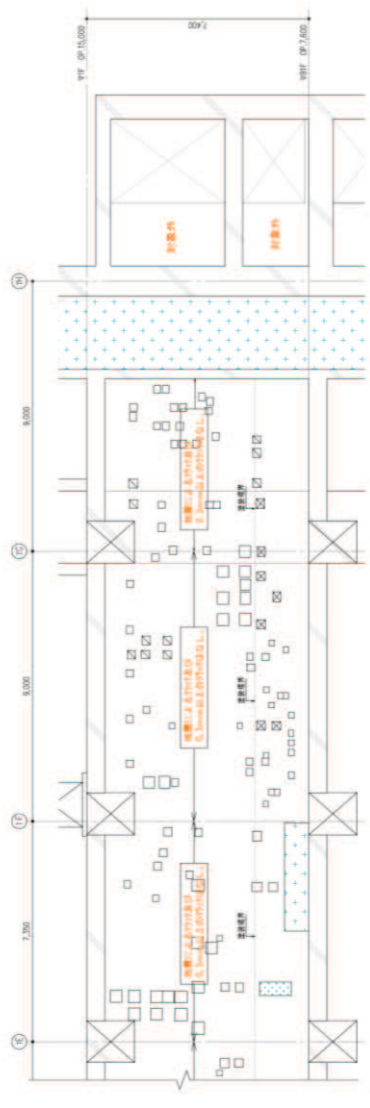
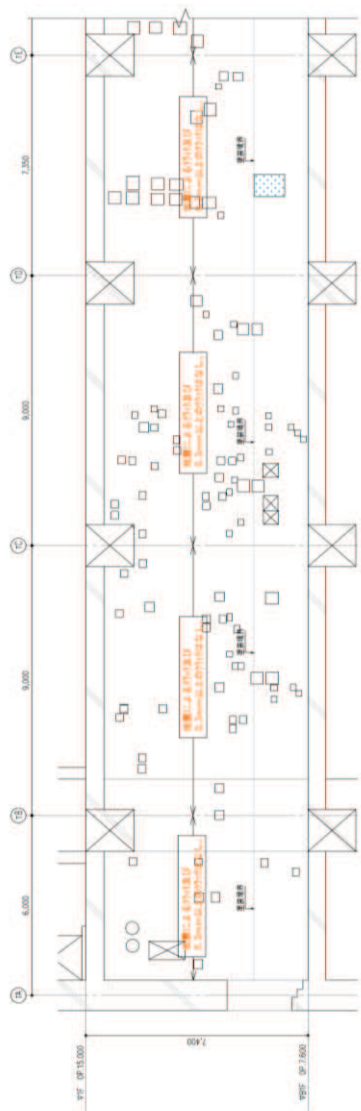


図 23 タービン建屋のひび割れ分布 耐震壁 (23) 地下 1 階 T7 通り



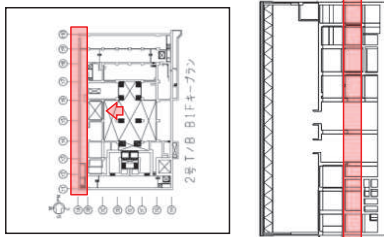
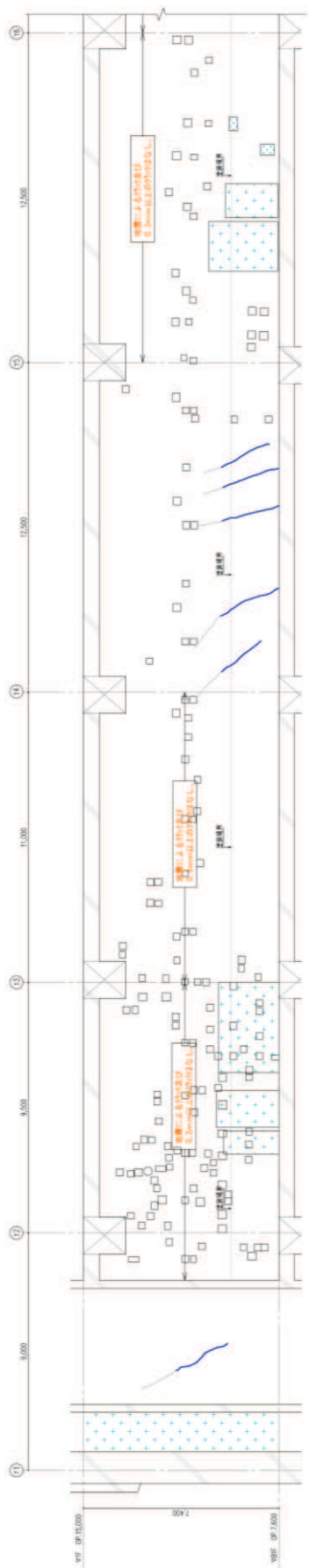
図 24 タービン建屋のひび割れ分布 耐震壁 (24) 地下 1 階 T8 通り



対象とした階

地震による	地震以外	耐震確認
0.3mm未満	0.3mm以上～1.0mm未満	はくく
0.9mm以上～1.0mm未満	1.0mm以上	確認不能の範囲
1.0mm以上		

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

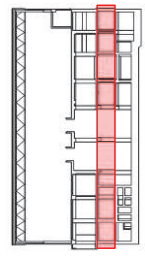
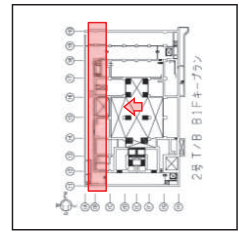
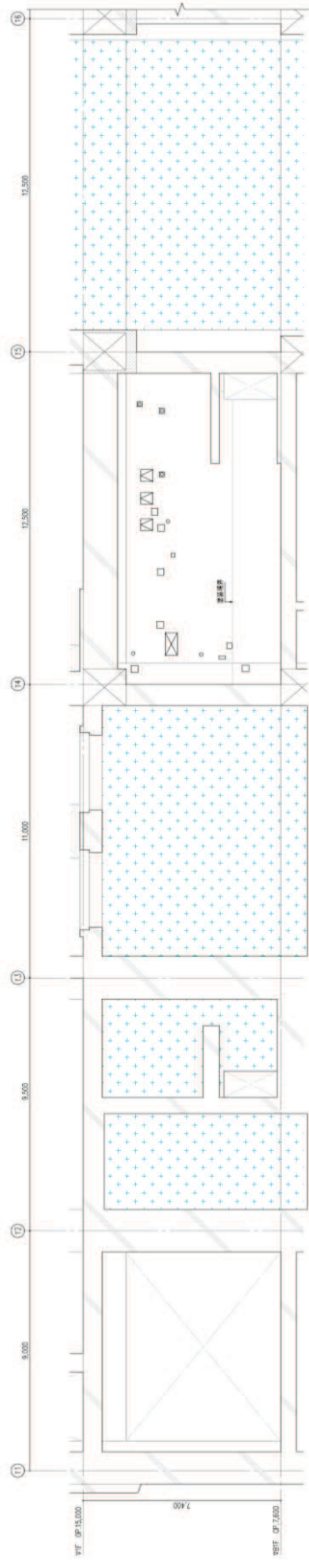


対象とした階

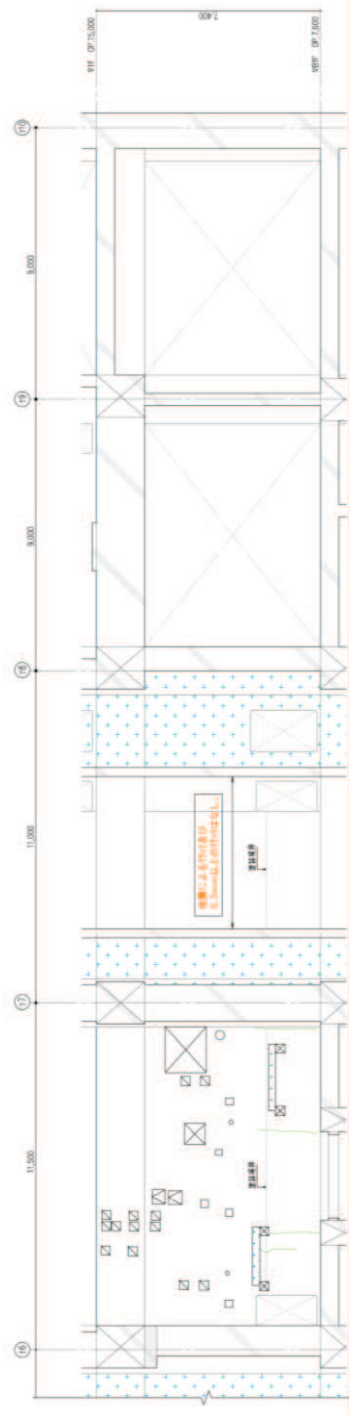


地震による	地震以外	備考
0.3mm未満	0.3mm以上～1.0mm未満	備考記載
0.3mm以上～1.0mm未満	1.0mm以上	はくく
1.0mm以上		確認不能の範囲

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

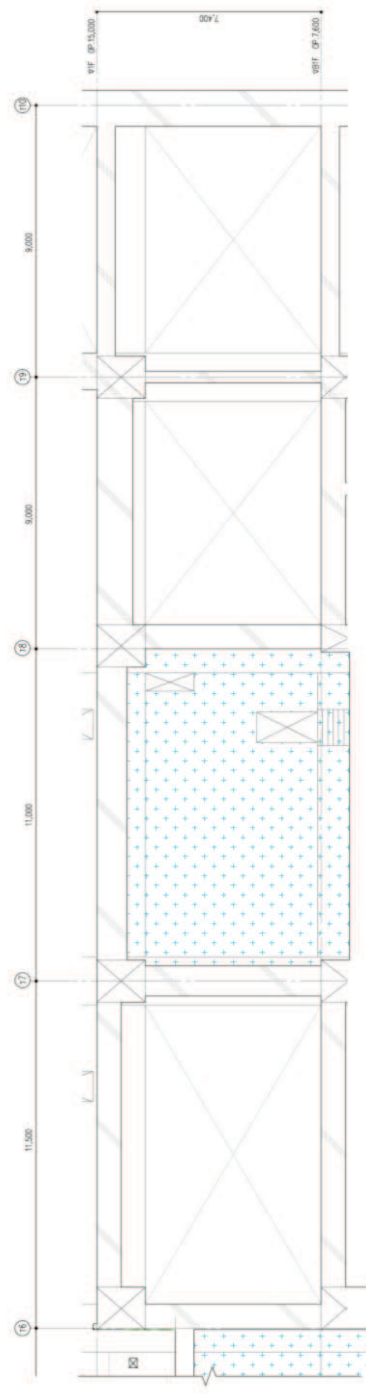
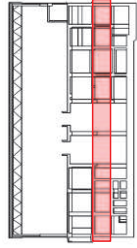
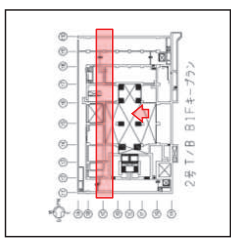
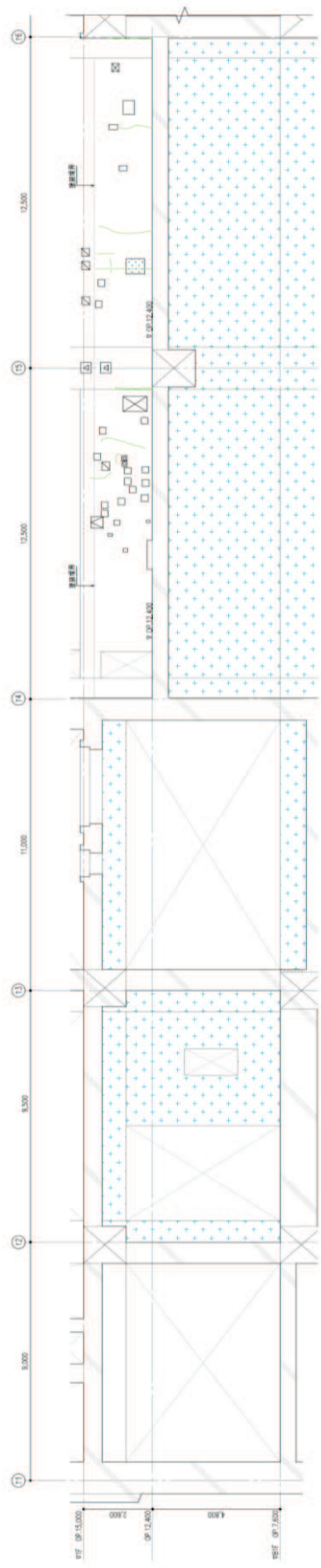


対象とした階



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

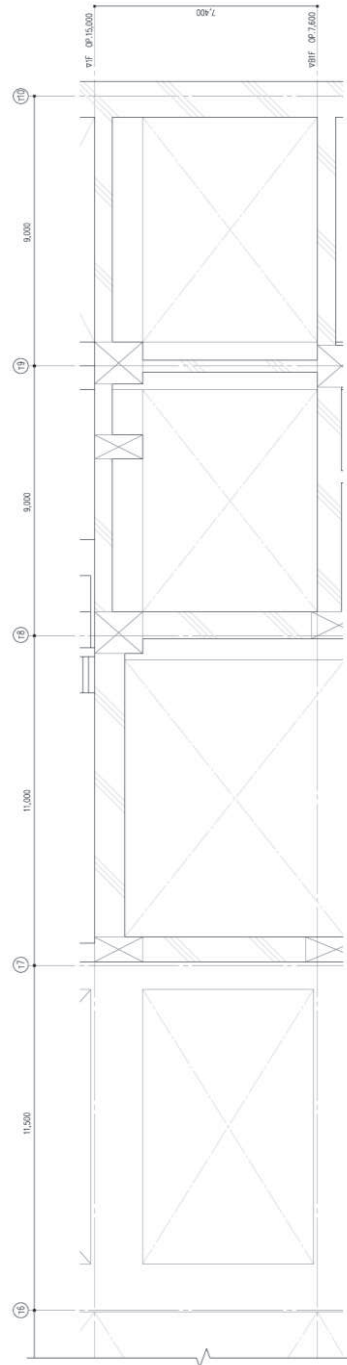
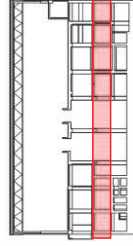
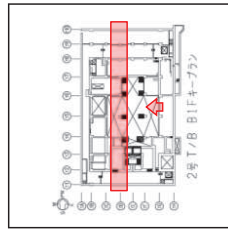
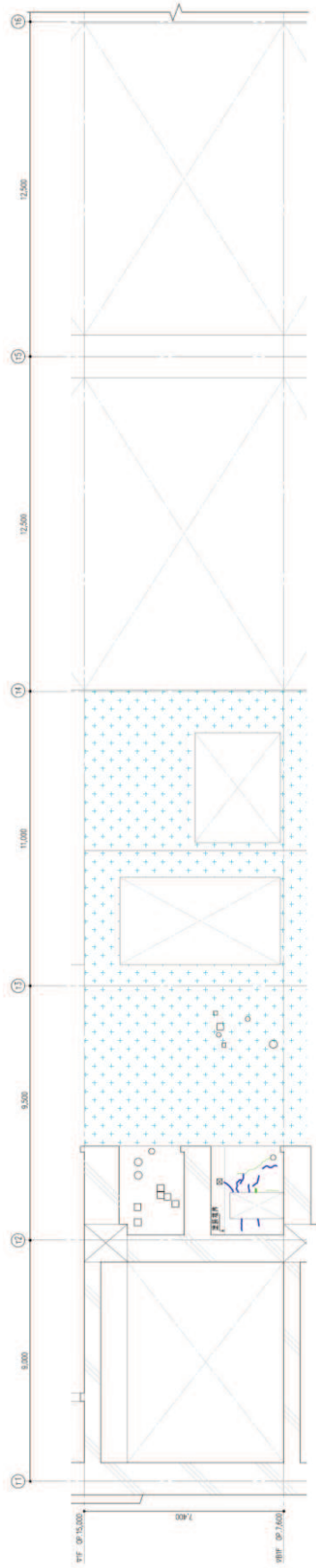
図 27 タービン建屋のひび割れ分布 耐震壁 (27) 地下1階 TB 通り



対象とした階

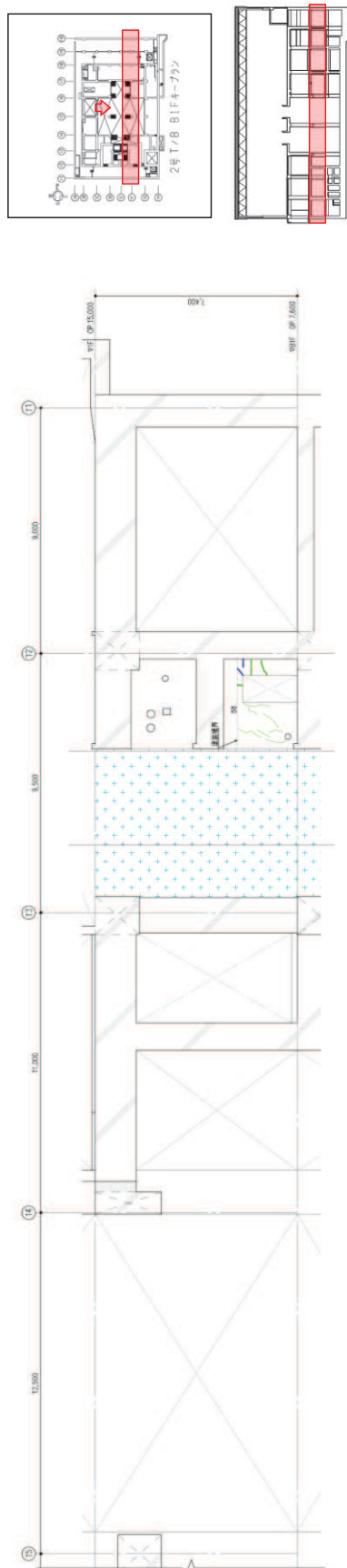
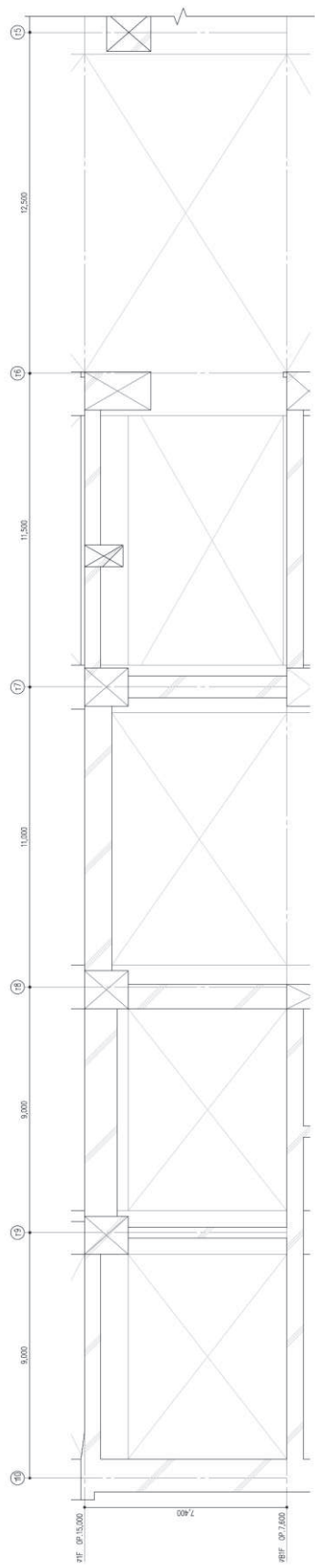
対象による	地震以外
0.3mm未満	補強確認
0.3mm以上~1.0mm未満	はくぐ
1.0mm以上	確認不能の範囲

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



地震による		地震以外	
0.3mm未満	0.3mm未満	0.3mm以上~1.0mm未満	無承認
0.3mm以上~1.0mm未満	0.3mm以上~1.0mm未満	1.0mm以上	はくく
1.0mm以上	1.0mm以上		確認不能の範囲

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



対象とした階

地震による	地震以外
0.3mm未満	耐震確認
0.3mm以上~1.0mm未満	はくらく
1.0mm以上	耐震不祥の範囲

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

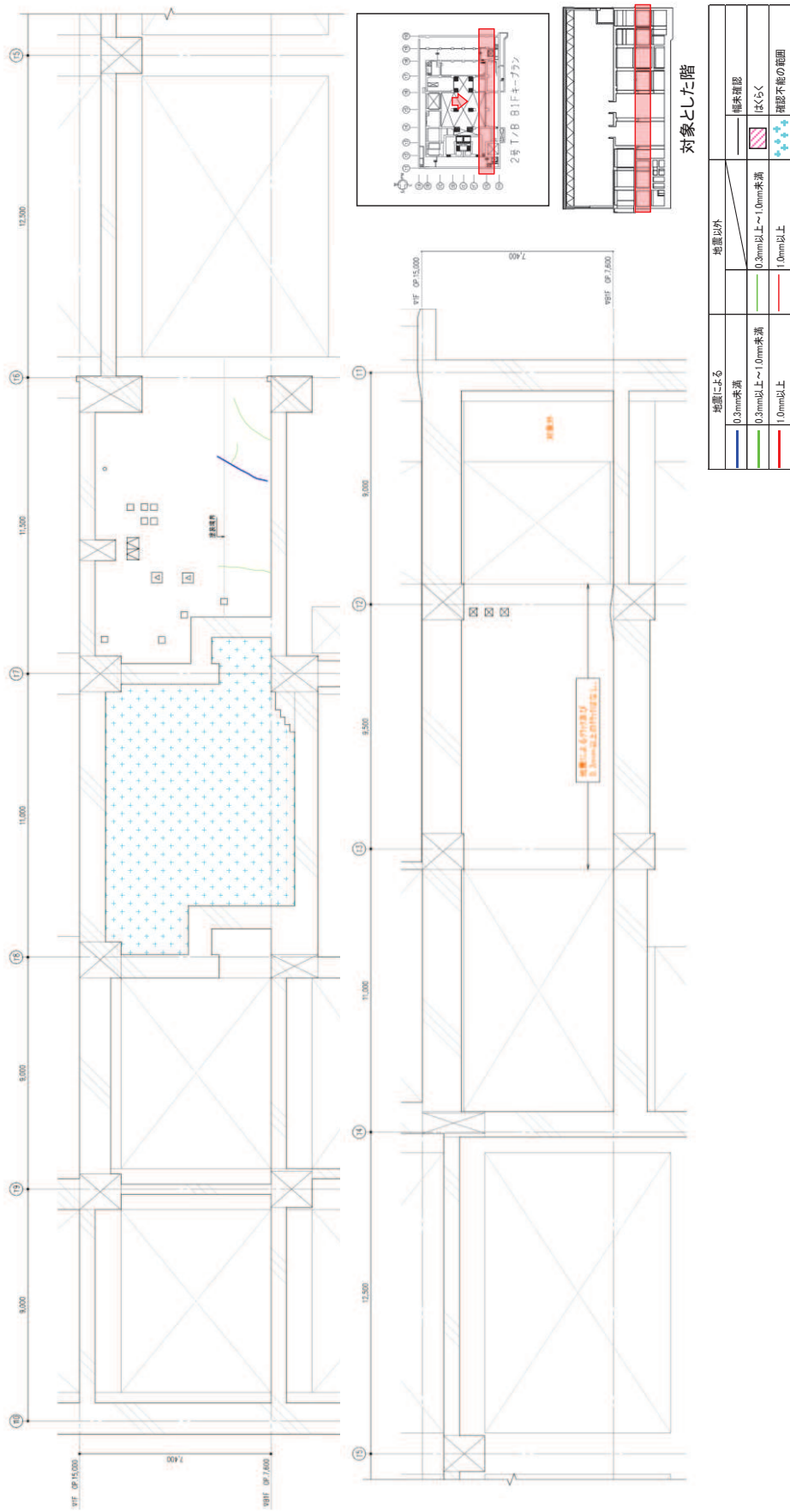


図 31 タービン建屋のひび割れ分布 耐震壁 (31) 地下 1 階 TG 通り

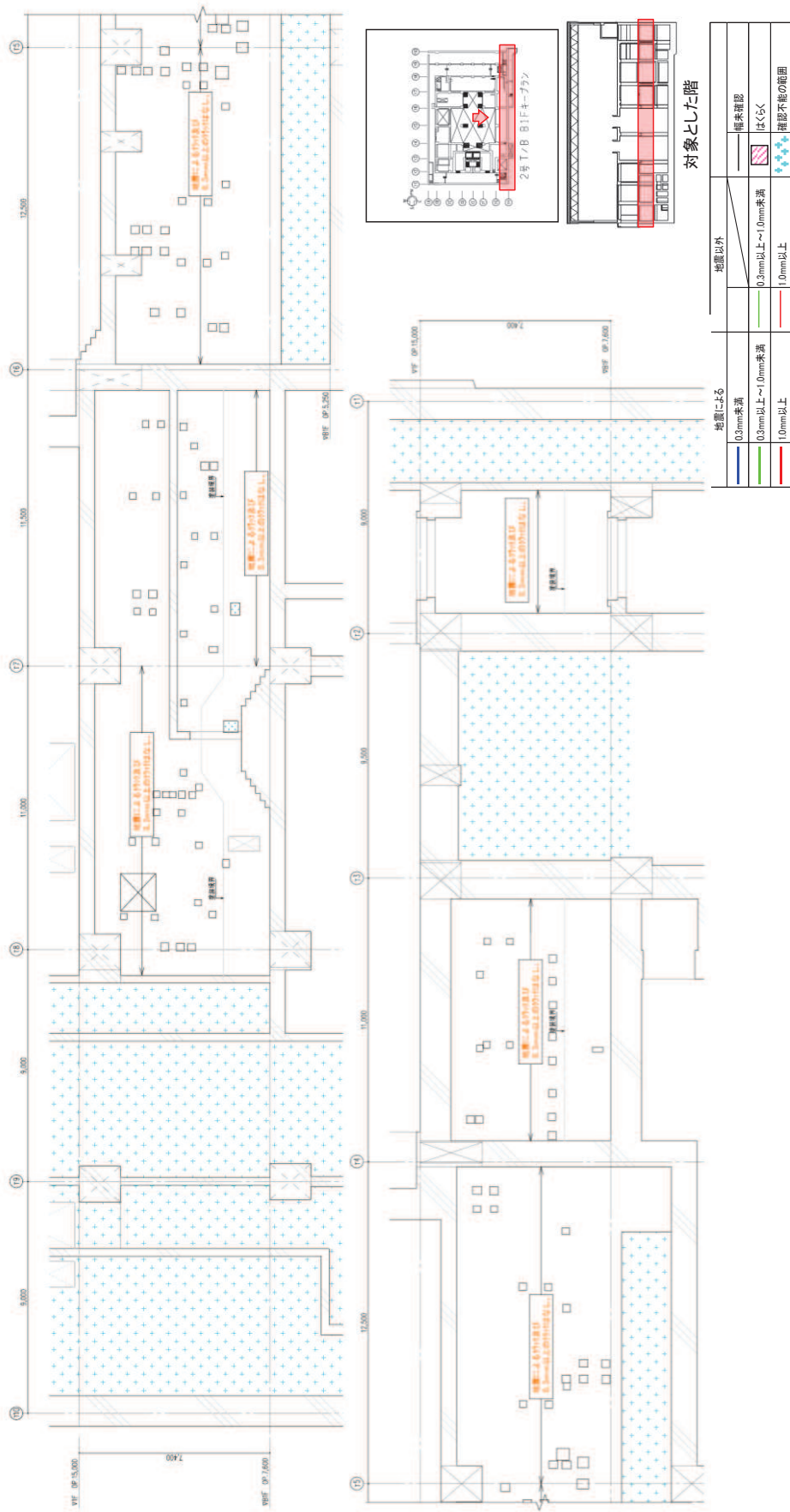
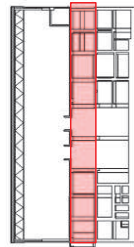
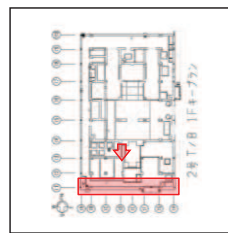
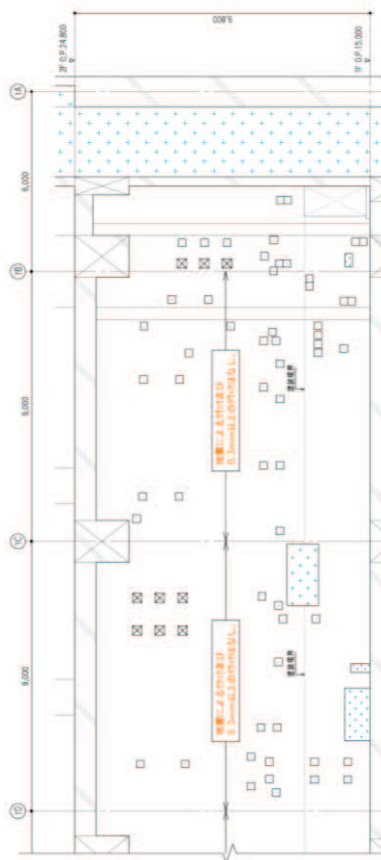
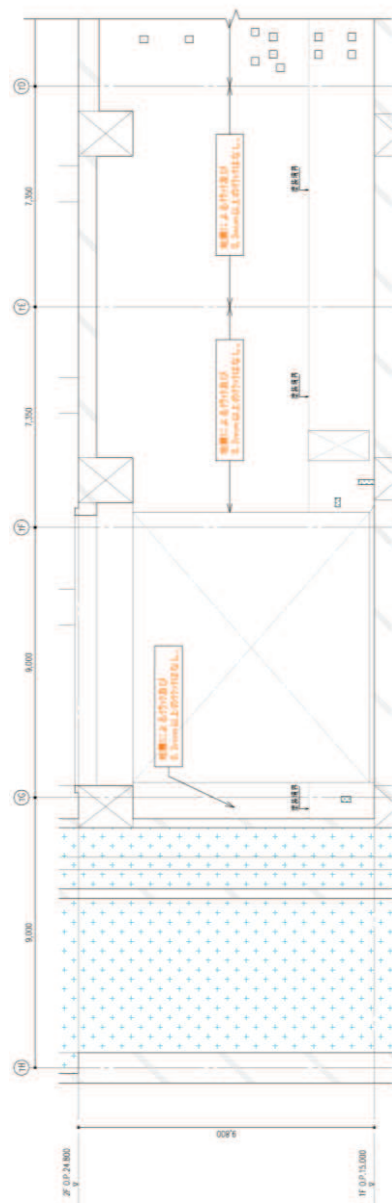


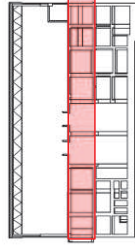
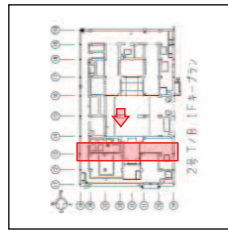
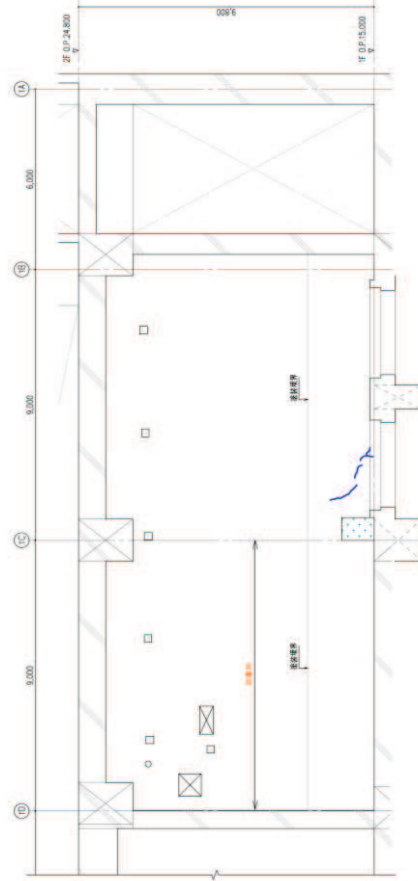
図 32 タービン建屋のひび割れ分布 耐震壁 (32) 地下 1 階 TH 通り



対象とした階

地震による		地震以外	
0.3mm未満	0.3mm以上～1.0mm未満	構造確認	構造確認
0.3mm以上～1.0mm未満	0.3mm以上～1.0mm未満	はくらく	はくらく
1.0mm以上	1.0mm以上	構造耐力上の範囲	構造耐力上の範囲

図 33 タービン建屋のひび割れ分布 耐震壁 (33) 1階 T1 通り



対象とした階

階層による	地震以外	階層確認
0.3mm未満	0.3mm以上~1.0mm未満	はくなく
0.3mm以上~1.0mm未満	1.0mm以上	確認不能の範囲
1.0mm以上		

図 35 タービン建屋のひび割れ分布 耐震壁 (35) 1階 T3 通り

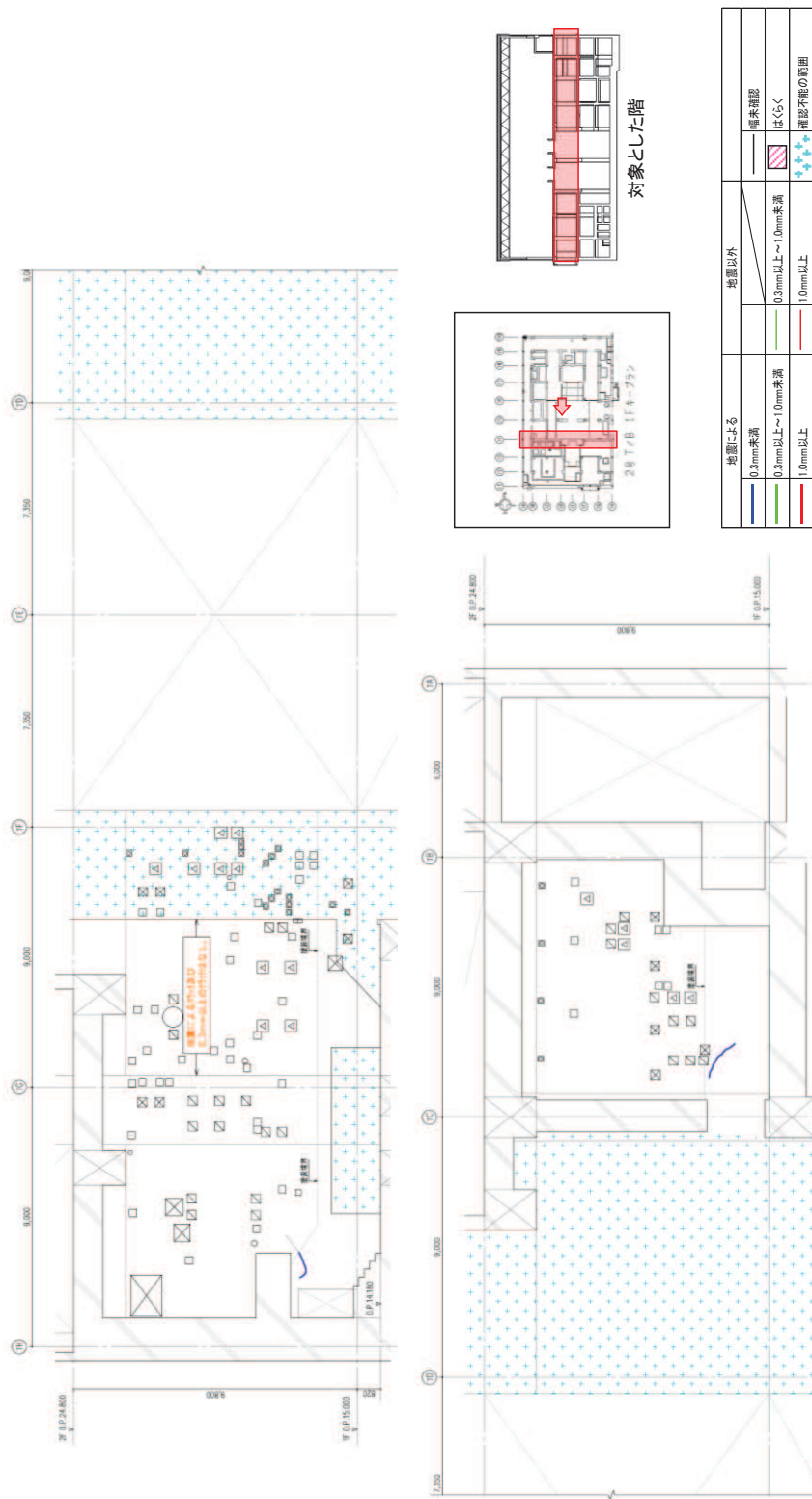
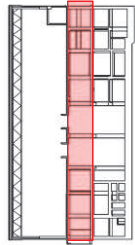
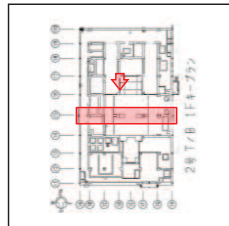
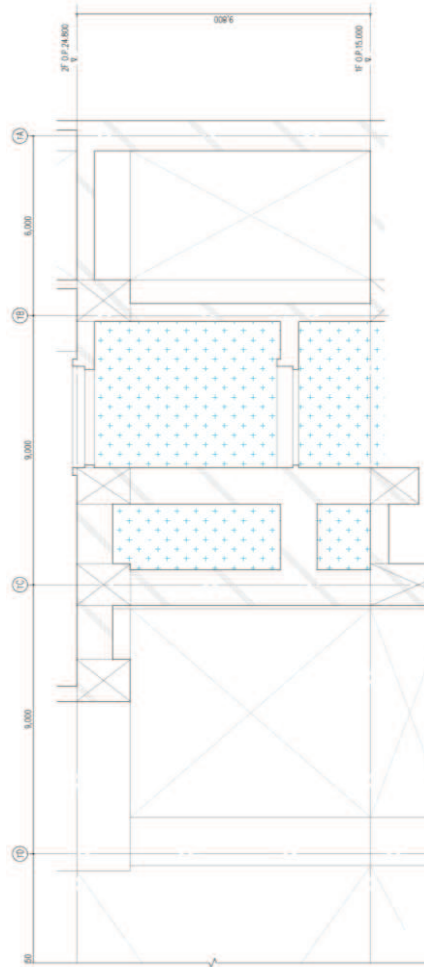
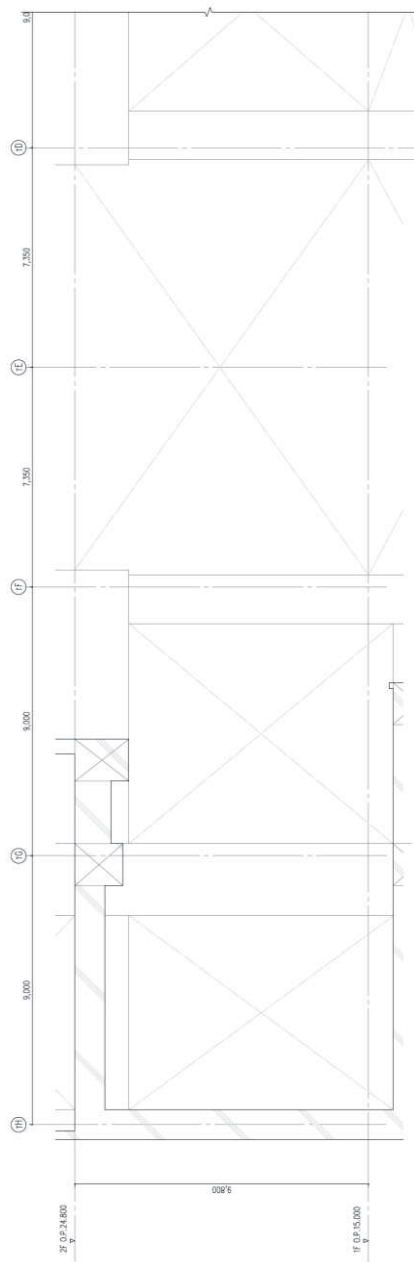
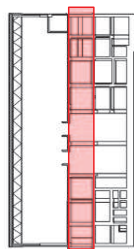
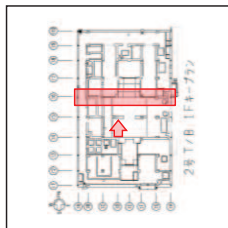
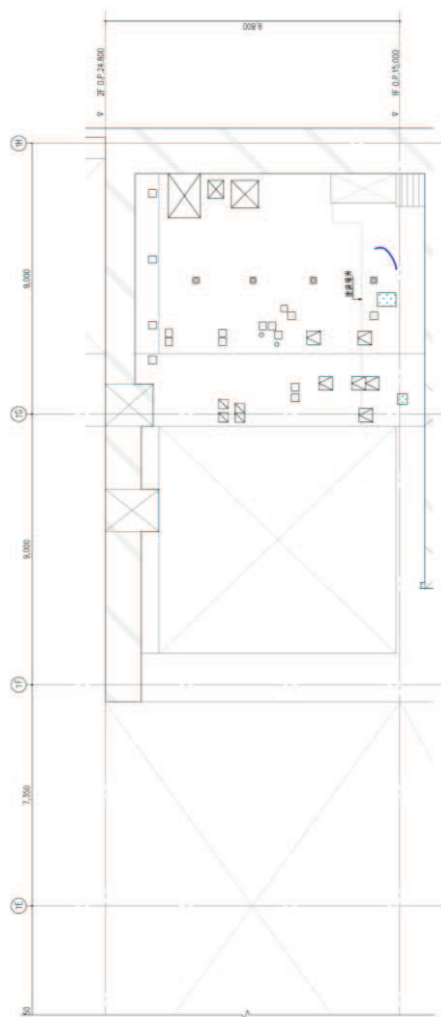
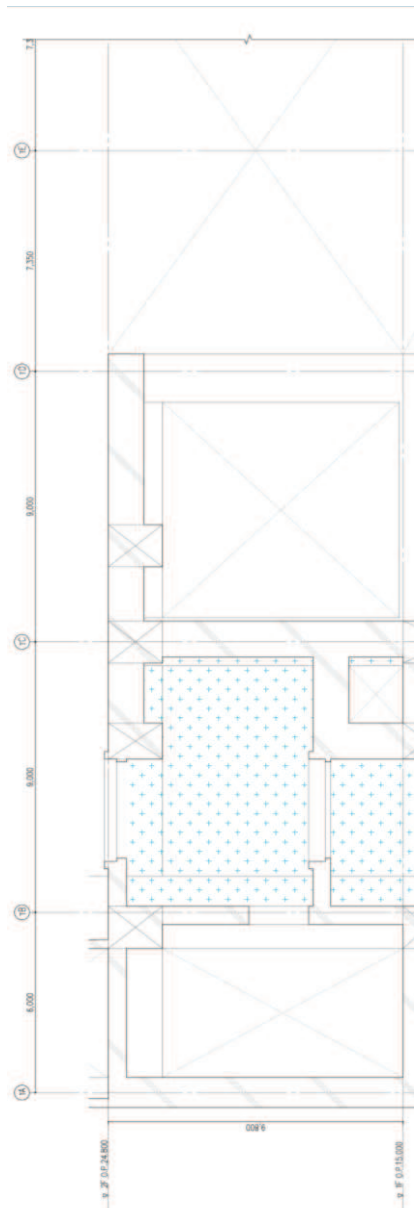


図 36 タービン建屋のひび割れ分布 耐震壁 (36) 1 階 T4 通り



地震による		地震以外	
0.3mm未満	0.3mm以上～1.0mm未満	確認未確認	確認不能の範囲
0.3mm以上～1.0mm未満	1.0mm以上	はくなく	はくなく
1.0mm以上			

図 37 タービン建屋のひび割れ分布 耐震壁 (37) 1階 T5 通り



地震による	地震以外	確認
0.2mm未満	0.3mm以上～1.0mm未満	確認済
0.3mm以上～1.0mm未満	1.0mm以上	はくく
1.0mm以上		確認不能の範囲

図 38 タービン建屋のひび割れ分布 耐震壁 (38) 1階 T6 通り

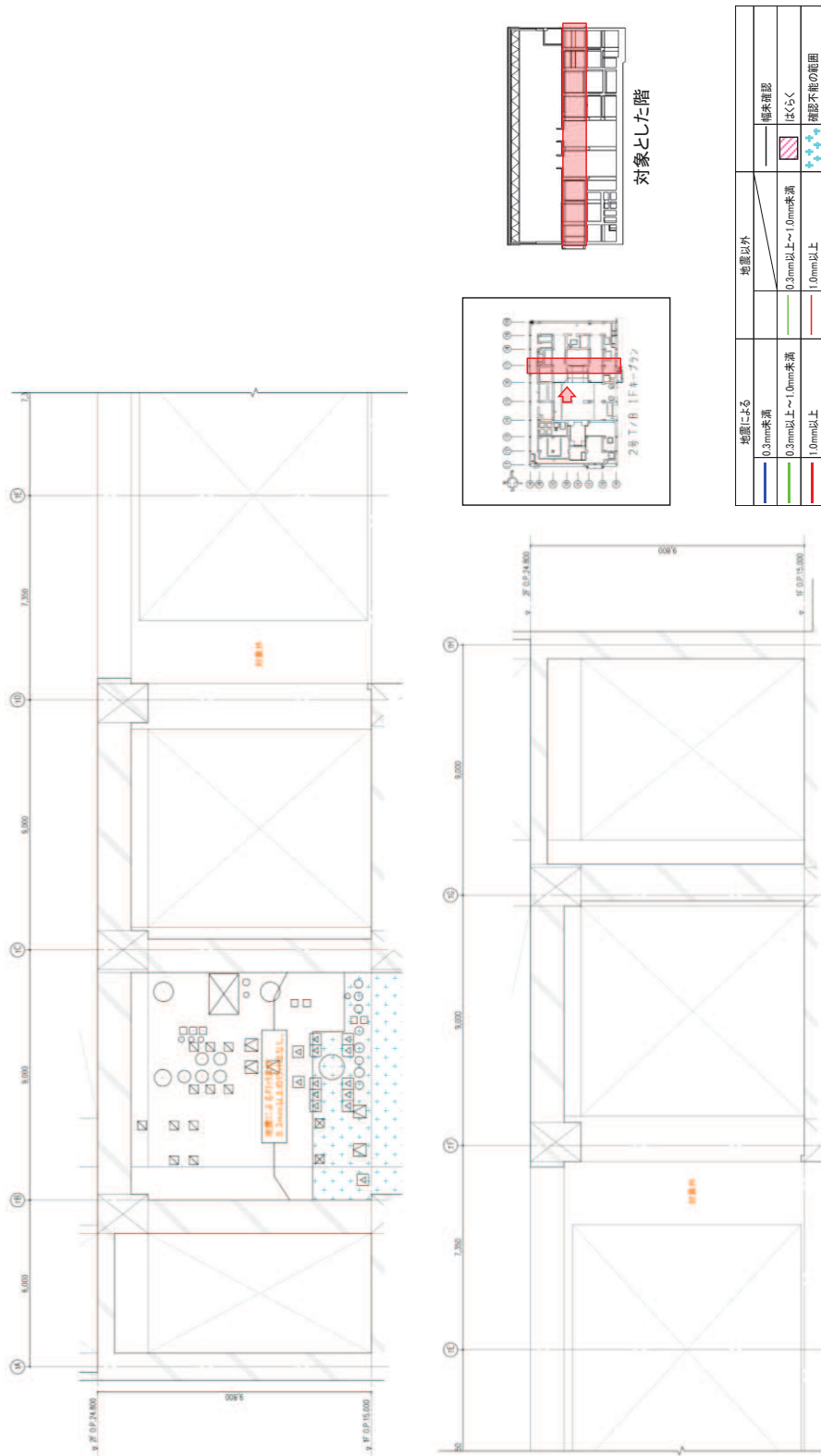


図 39 タービン建屋のひび割れ分布 耐震壁 (39) 1階 T7 通り

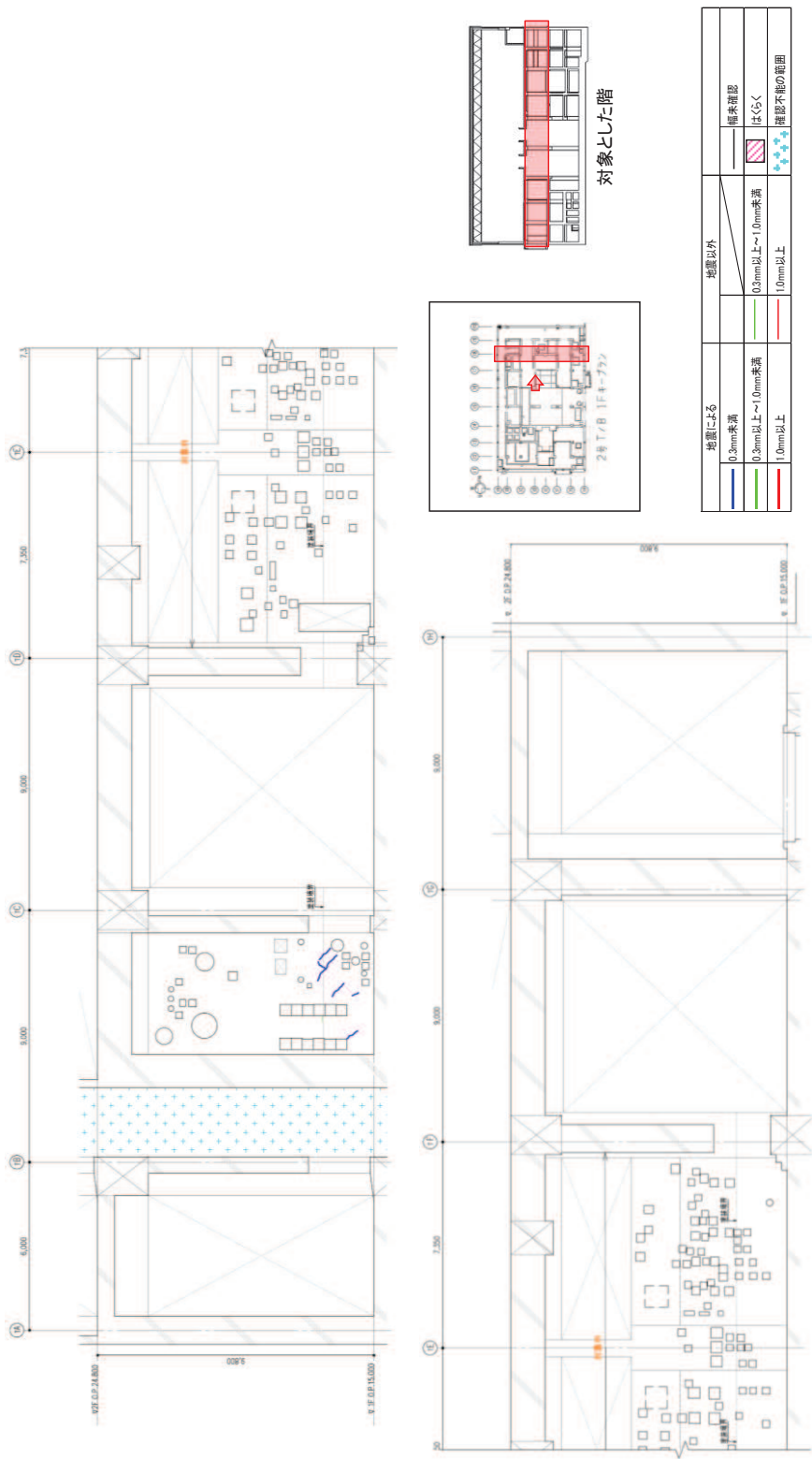


図 40 タービン建屋のひび割れ分布 耐震壁 (40) 1 階 T8 通り

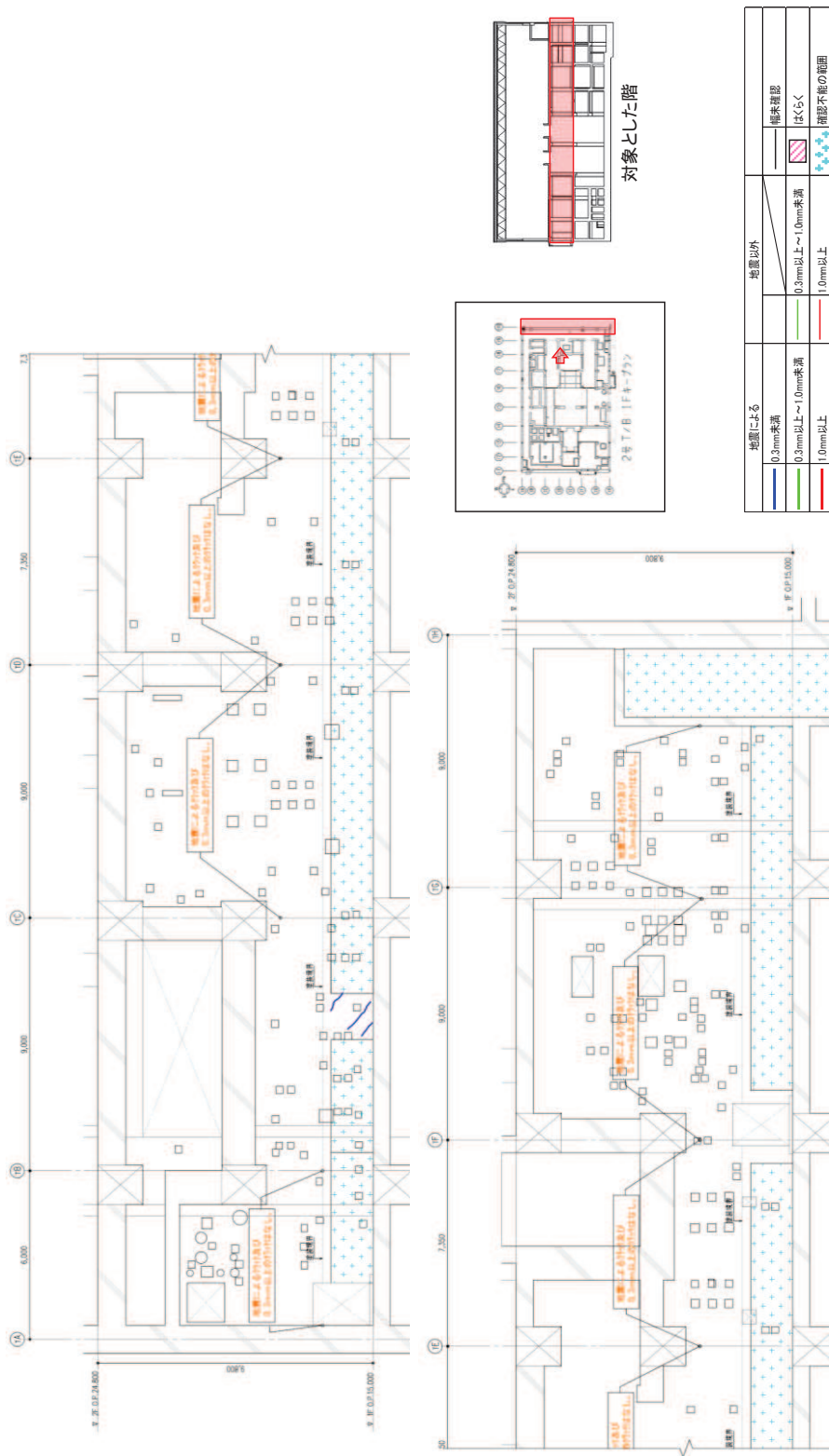


図 41 タービン建屋のひび割れ分布 耐震壁 (41) 1 階 T10 通り



図 42 タービン建屋のひび割れ分布 耐震壁 (42) 1 階 TA 通り

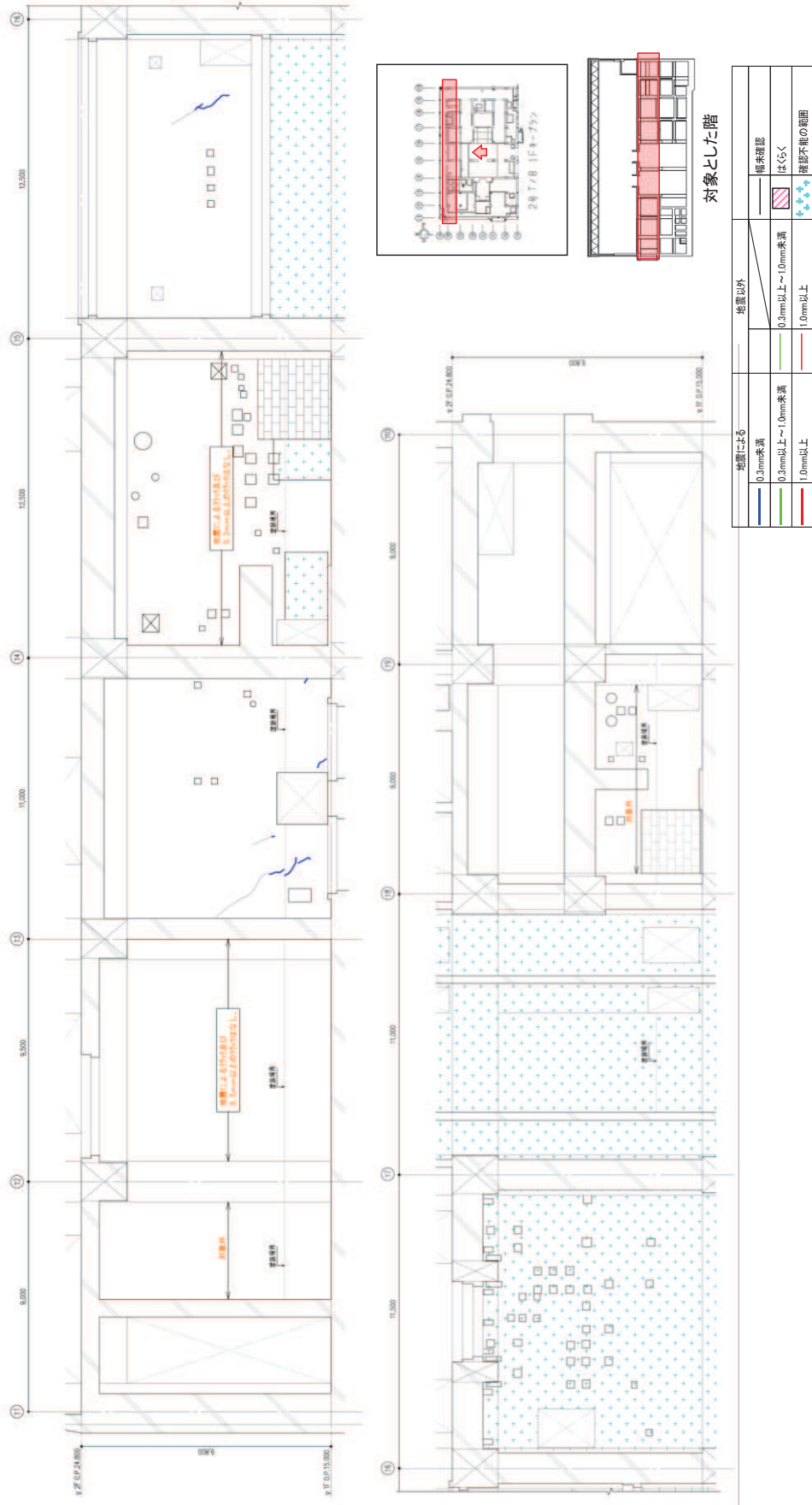


図 43 タービン建屋のひび割れ分布 耐震壁 (43) 1階 TB 通り

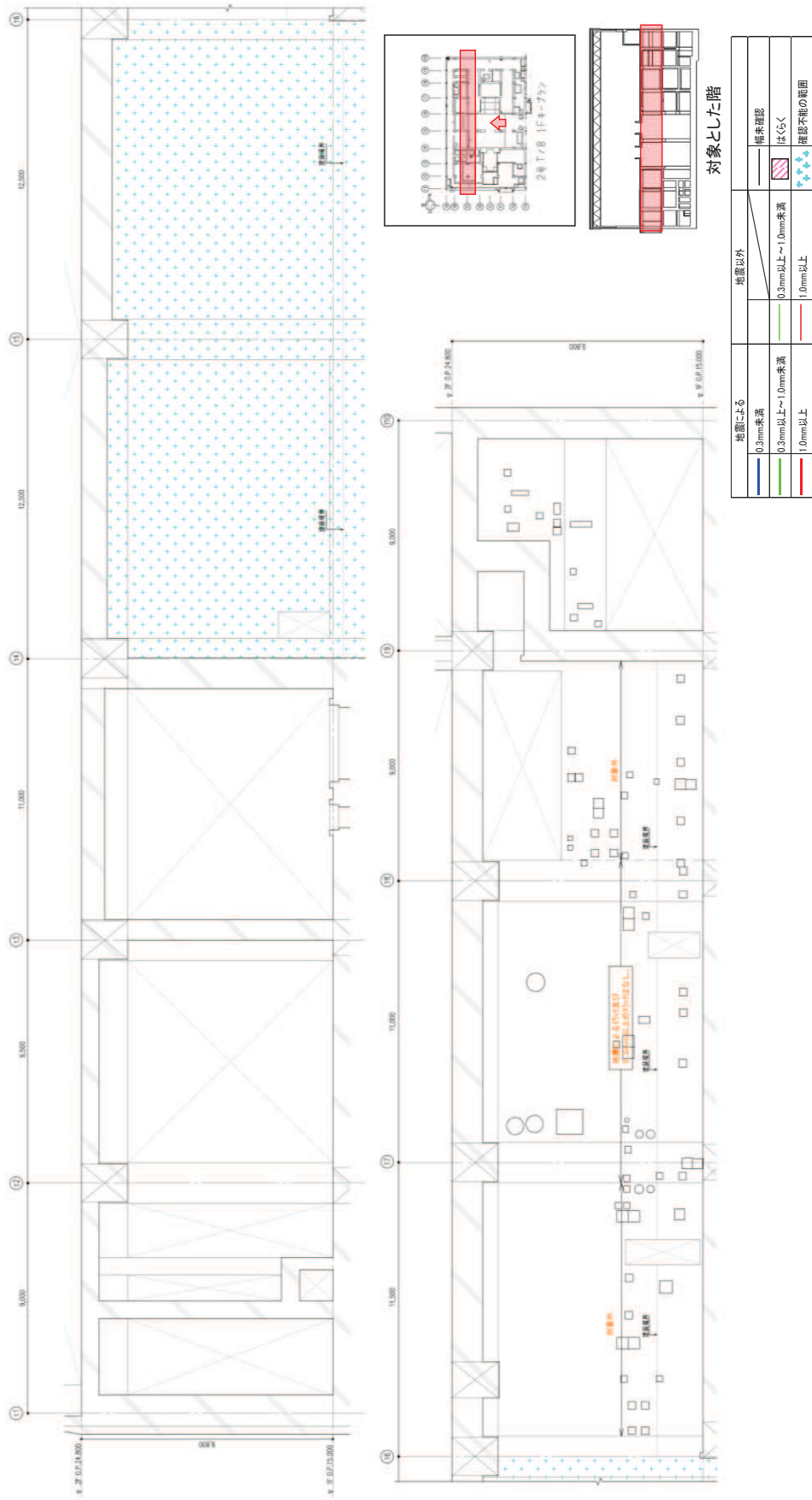
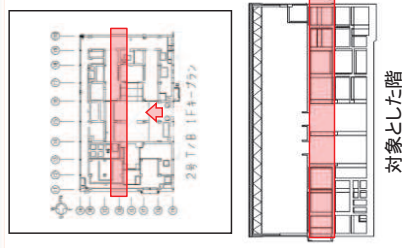
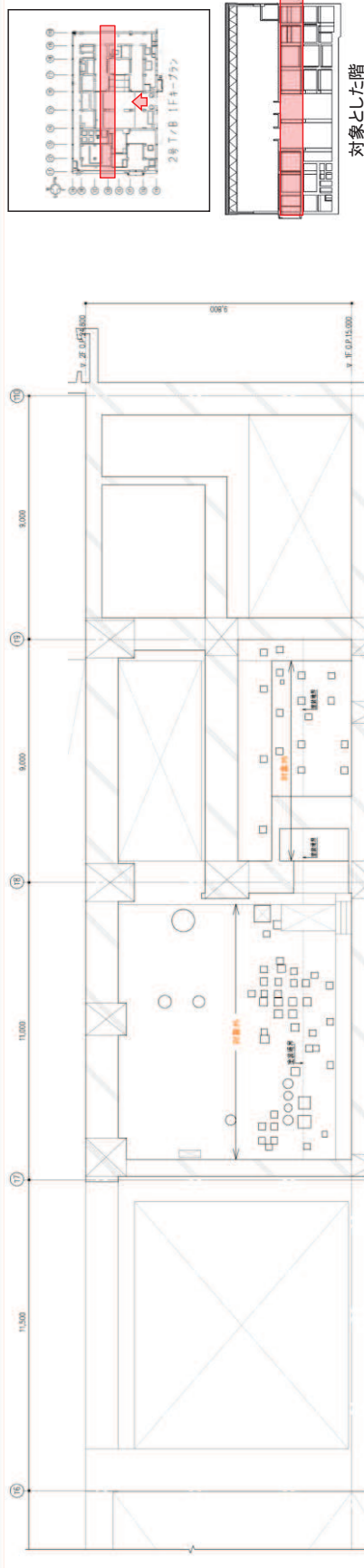
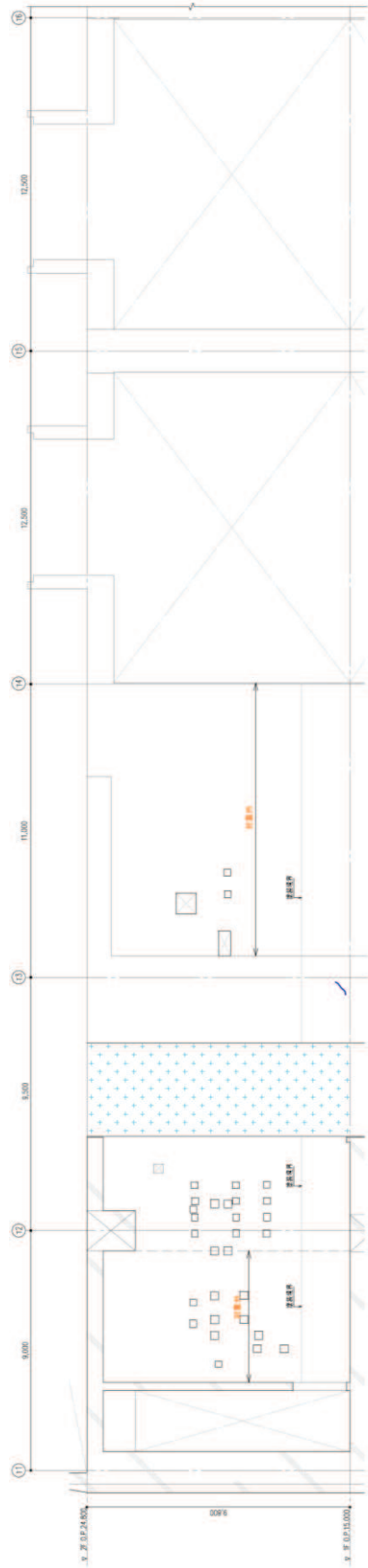


図 44 タービン建屋のひび割れ分布 耐震壁 (44) 1階 TC 通り



対象とした階

地震による	地震以外	補強確認
0.3mm未満	0.5mm以上~1.0mm未満	はぐく
0.3mm以上~1.0mm未満	1.0mm以上	確認不能の範囲
1.0mm以上		

図 45 タービン建屋のひび割れ分布 耐震壁 (45) 1階 TD 通り

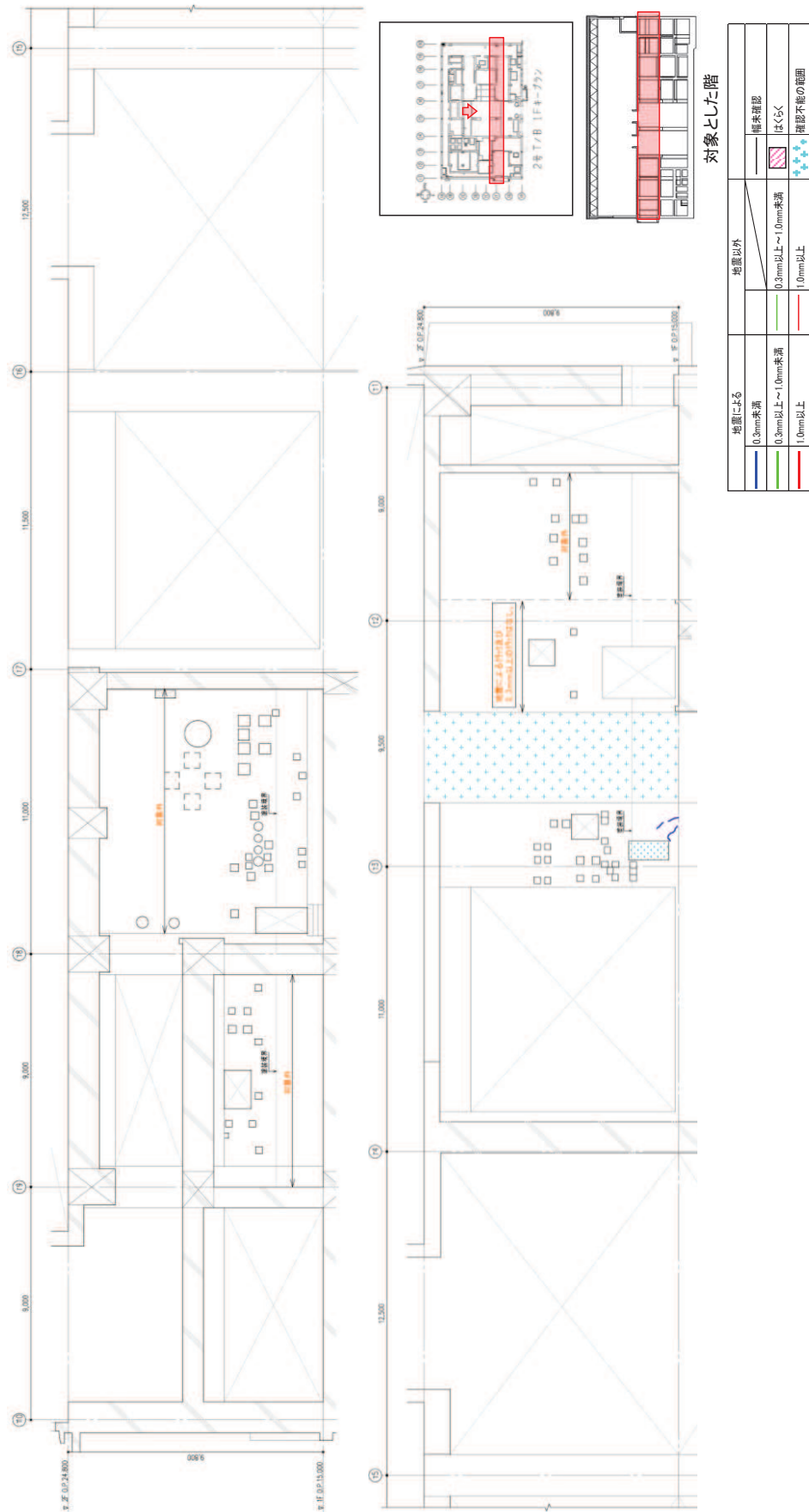


図 46 タービン建屋のひび割れ分布 耐震壁 (46) 1階 TF通り

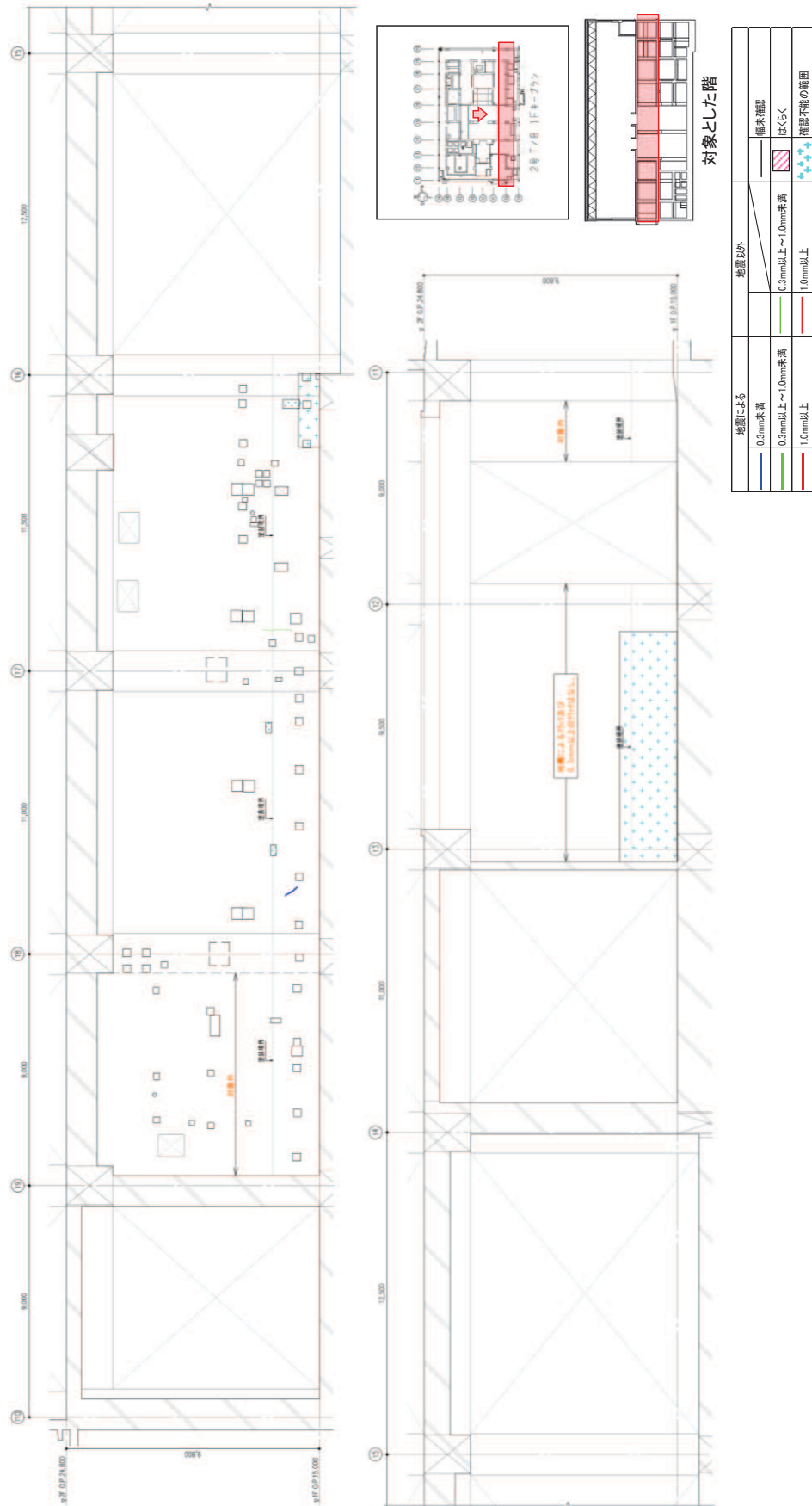


図 47 タービン建屋のひび割れ分布 耐震壁 (47) 1階 TG 通り

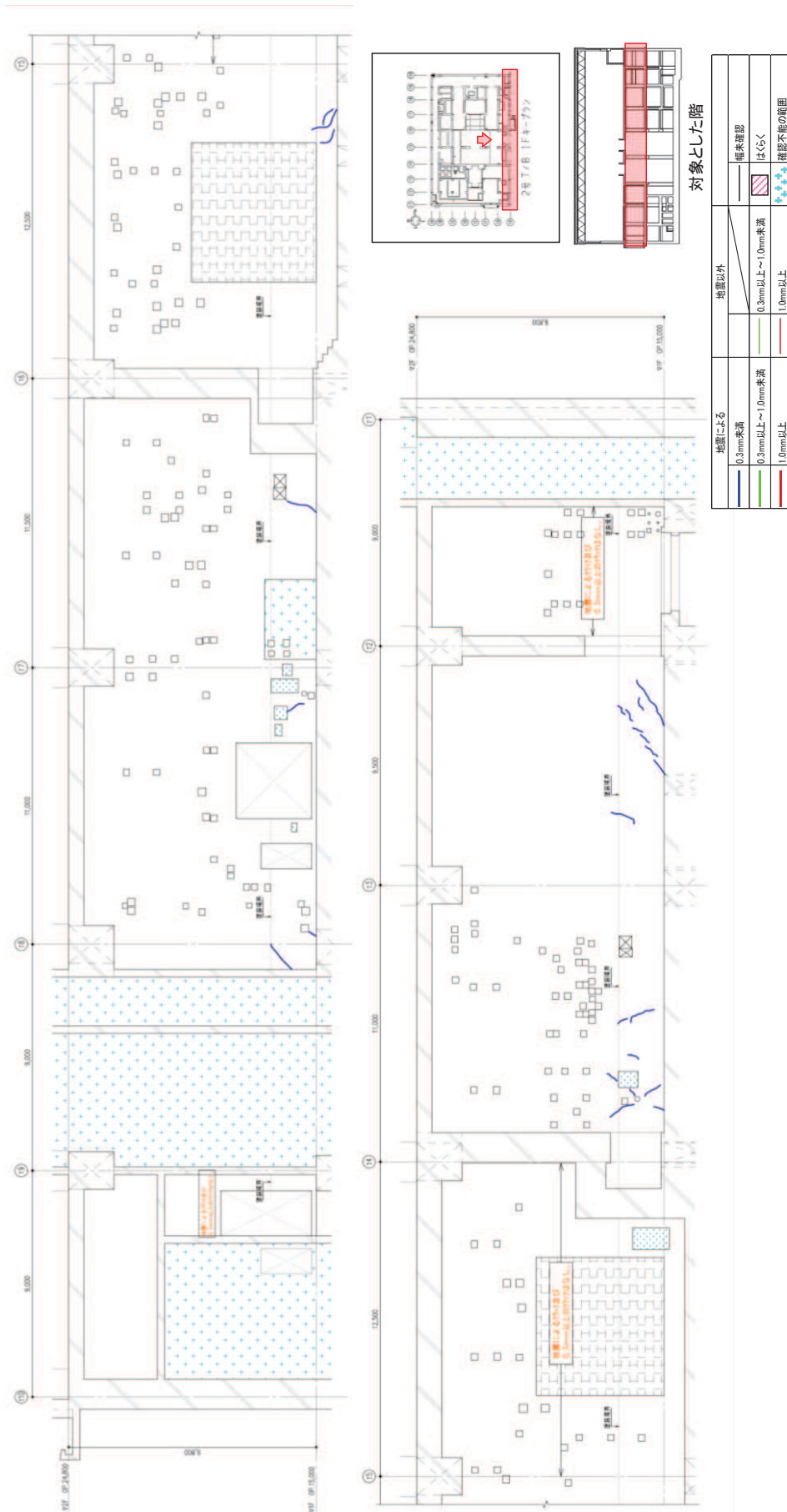
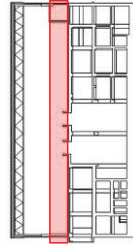
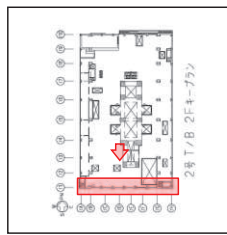
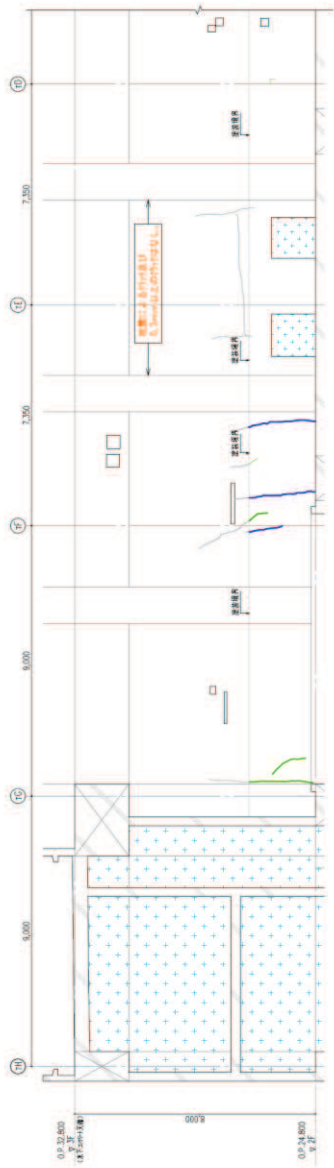


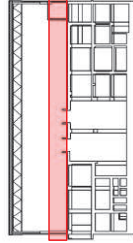
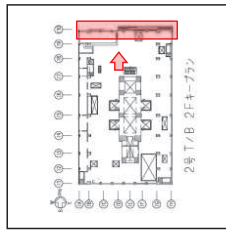
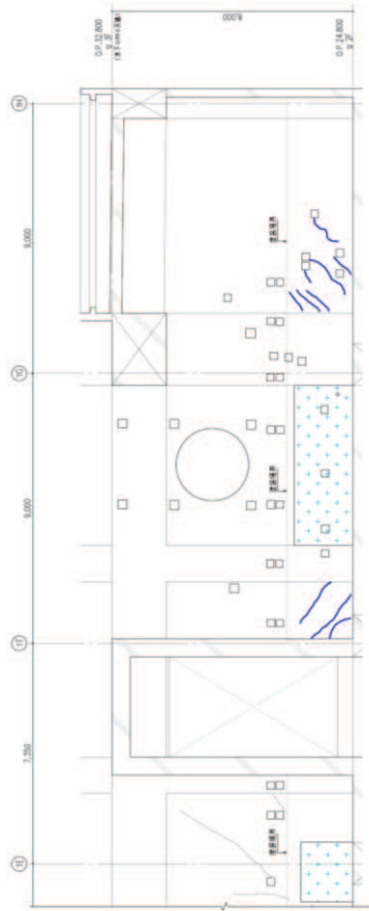
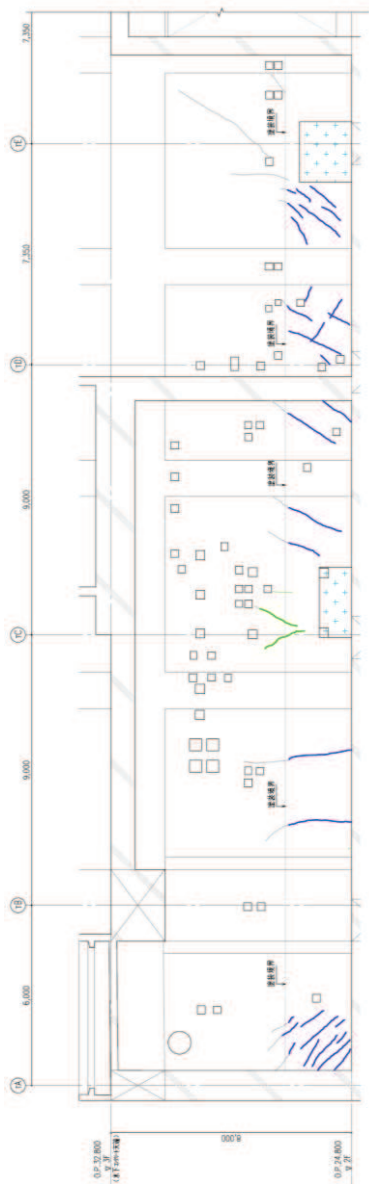
図 48 タービン建屋のひび割れ分布 耐震壁 (48) 1階 TH 通り



対象とした階

地震による		地震以外	
0.3mm未満	0.3mm未満	0.3mm以上~1.0mm未満	確認確認
0.3mm以上~1.0mm未満	0.3mm以上~1.0mm未満	1.0mm以上	はぐく
1.0mm以上	1.0mm以上	1.0mm以上	確認不能の範囲

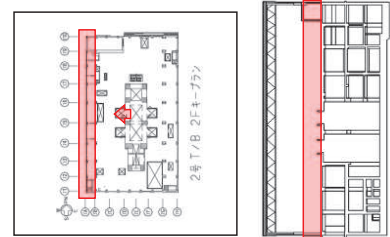
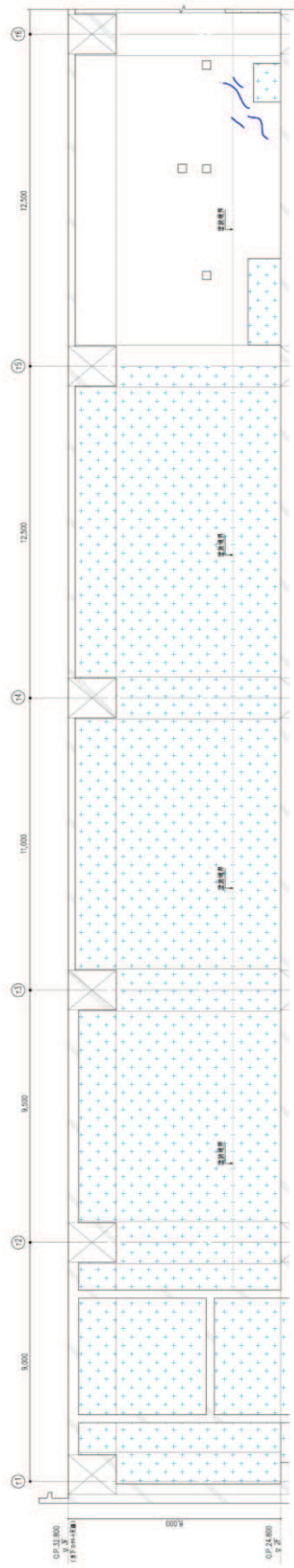
図 49 タービン建屋のひび割れ分布 耐震壁 (49) 2階 T1 通り



対象とした階

地震による	地震以外	検査確認
0.3mm未満	0.3mm以上～1.0mm未満	はくく
0.3mm以上～1.0mm未満	1.0mm以上	確認不能の範囲
1.0mm以上		

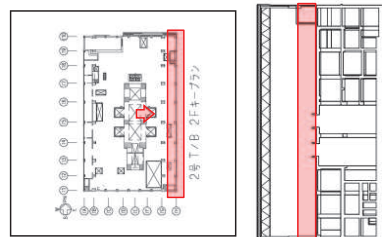
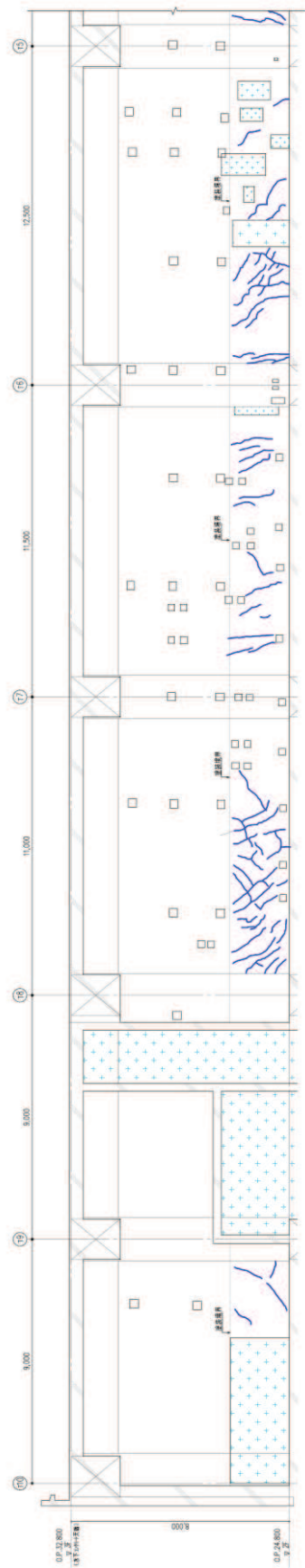
図 50 タービン建屋のひび割れ分布 耐震壁 (50) 2階 T10 通り



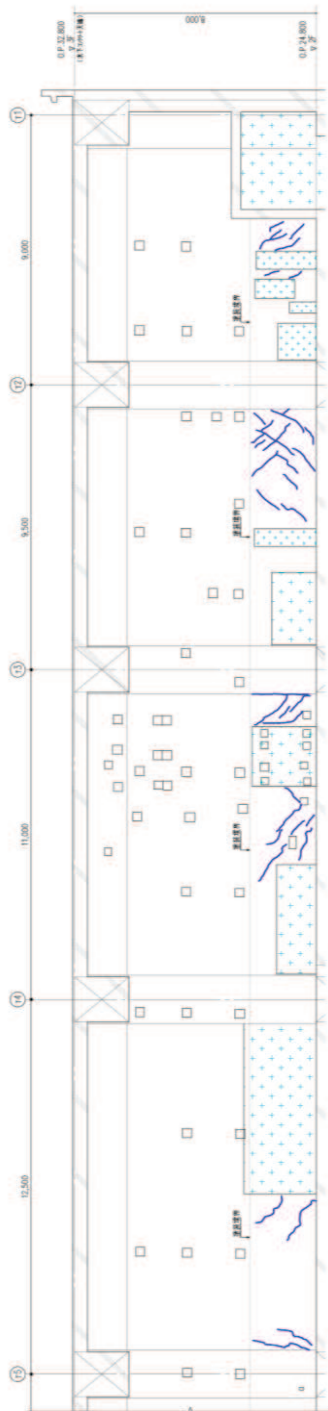
対象とした階

地震による	地震以外
0.3mm未満	補強確認
0.3mm以上～1.0mm未満	はくく
1.0mm以上	補強不能の範囲

図 51 タービン建屋のひび割れ分布 耐震壁 (51) 2階 TA 通り



対象とした階



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

図 52 タービン建屋のひび割れ分布 耐震壁 (52) 2階 TH 通り

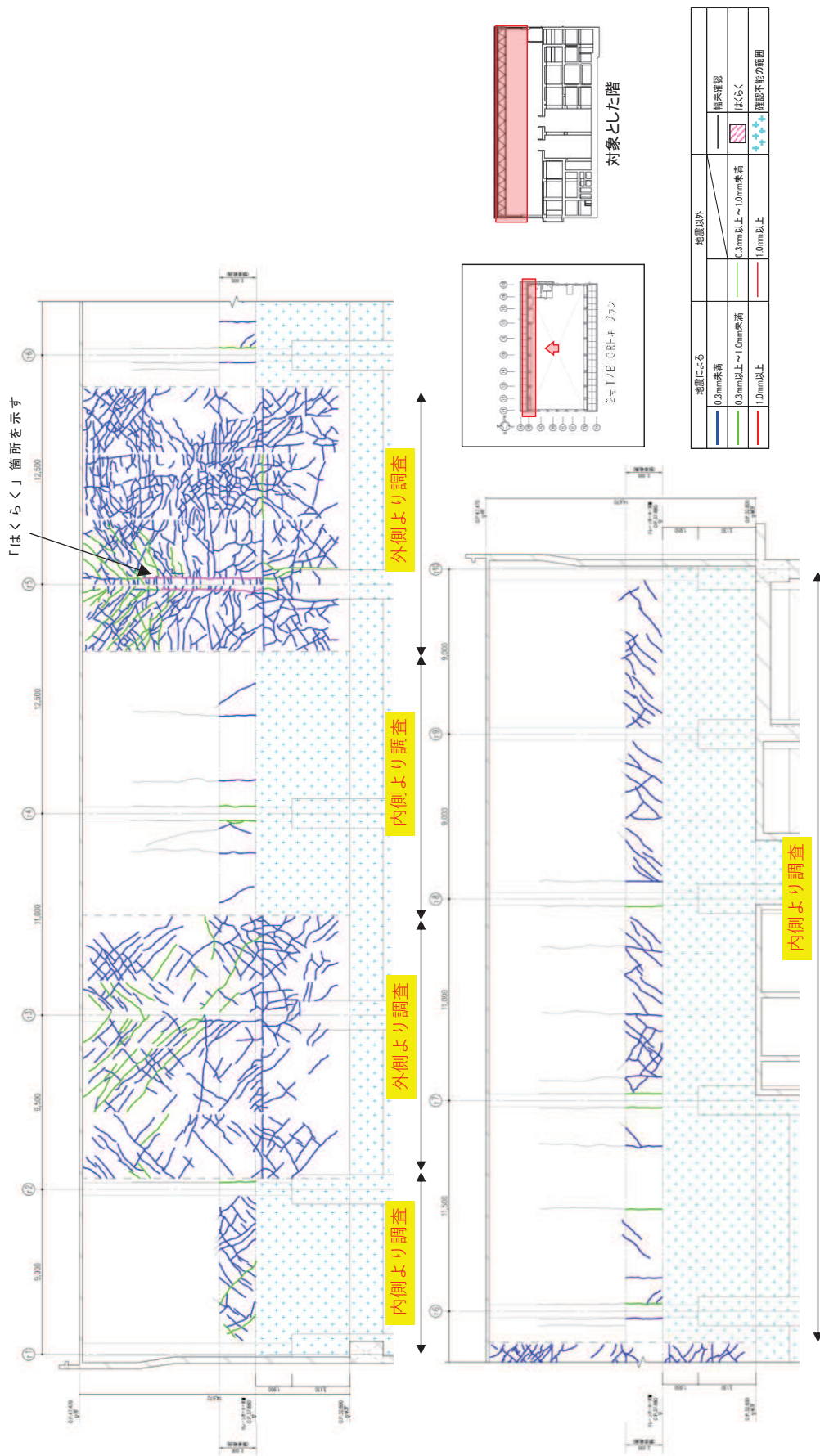


図 53 タービン建屋のひび割れ分布 耐震壁 (53) クレーン階 TB 通り

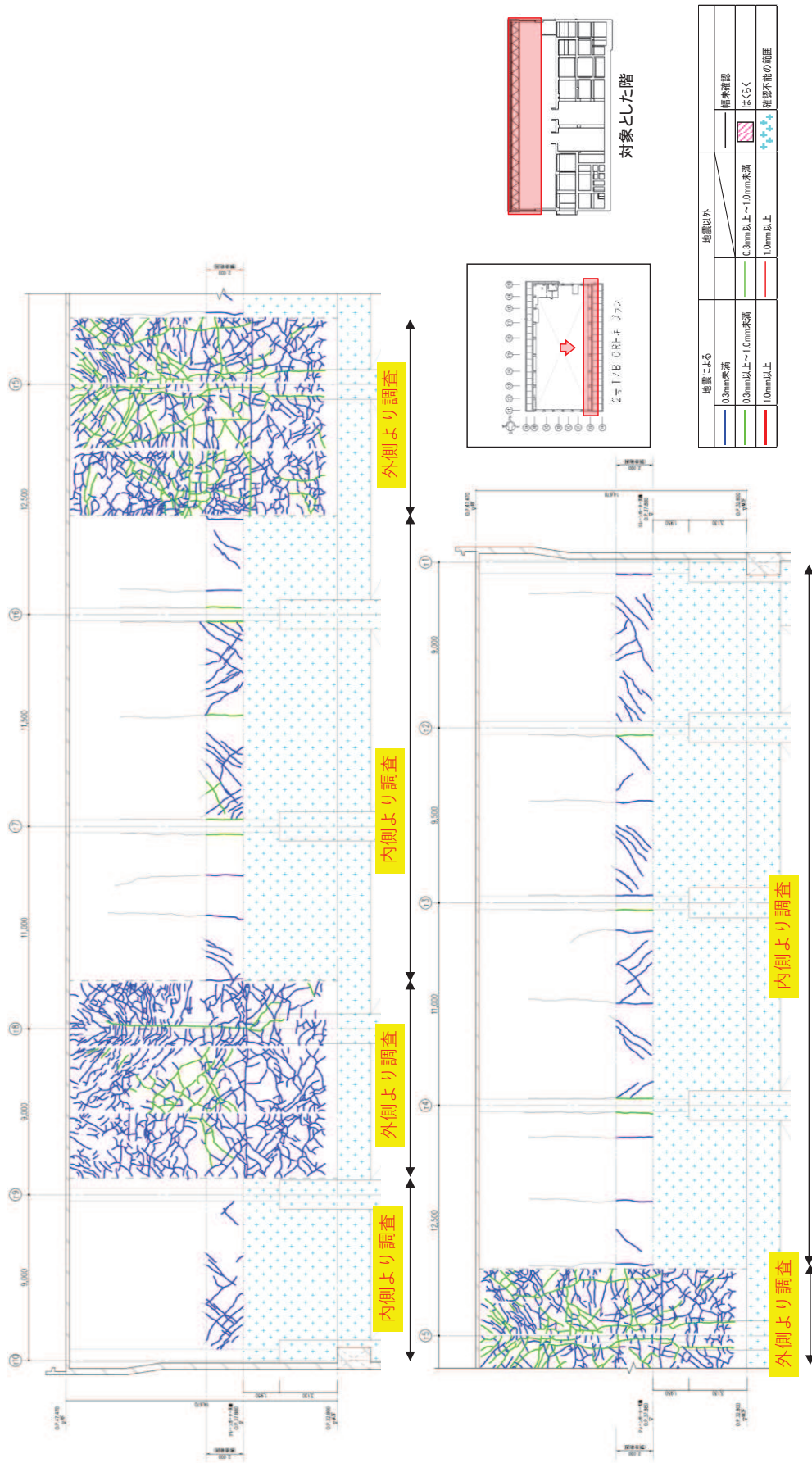


図 54 タービン建屋のひび割れ分布 耐震壁 (54) クレーン階 TG 通り

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。

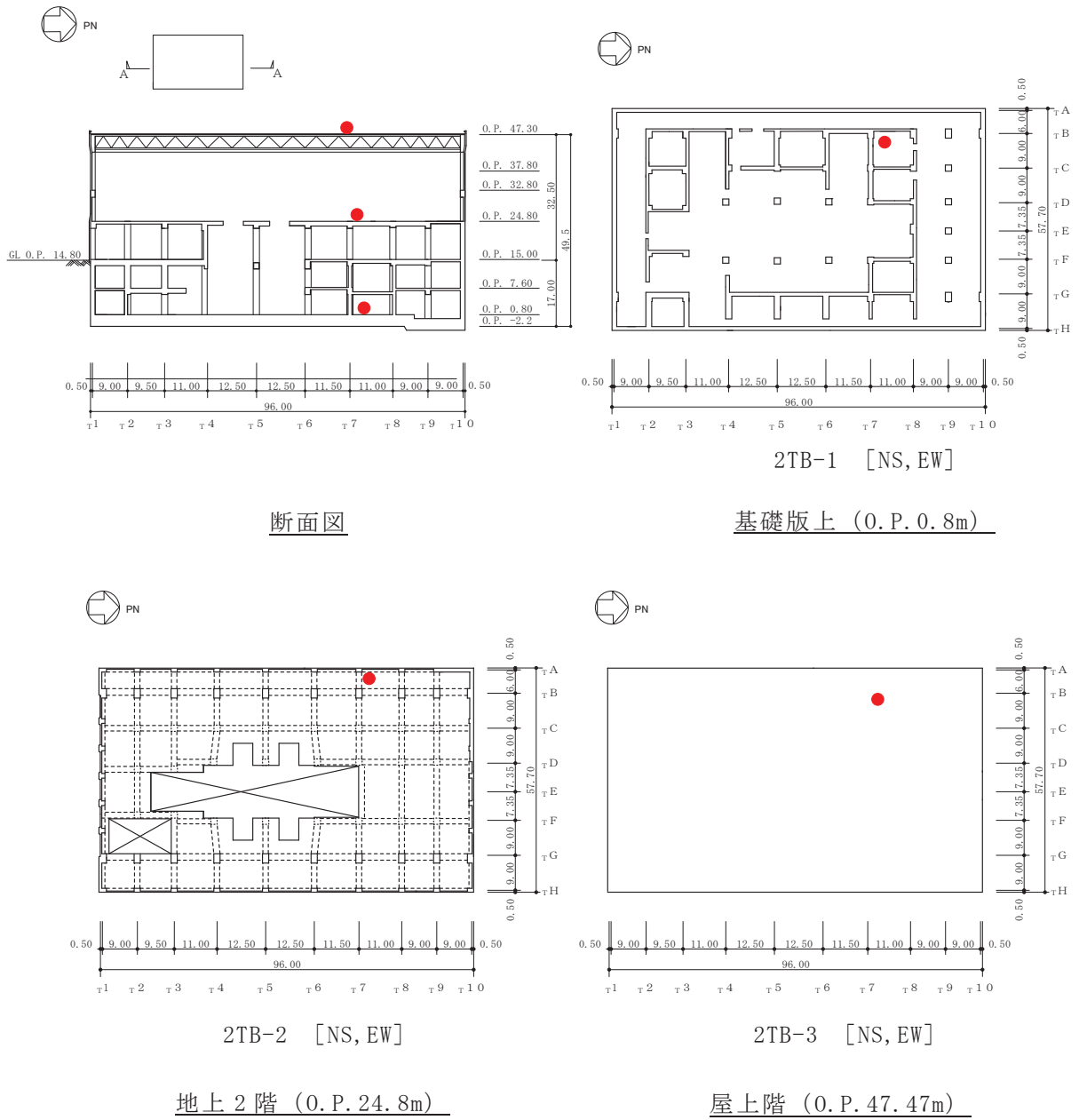


図 2-1 地震計配置図

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。

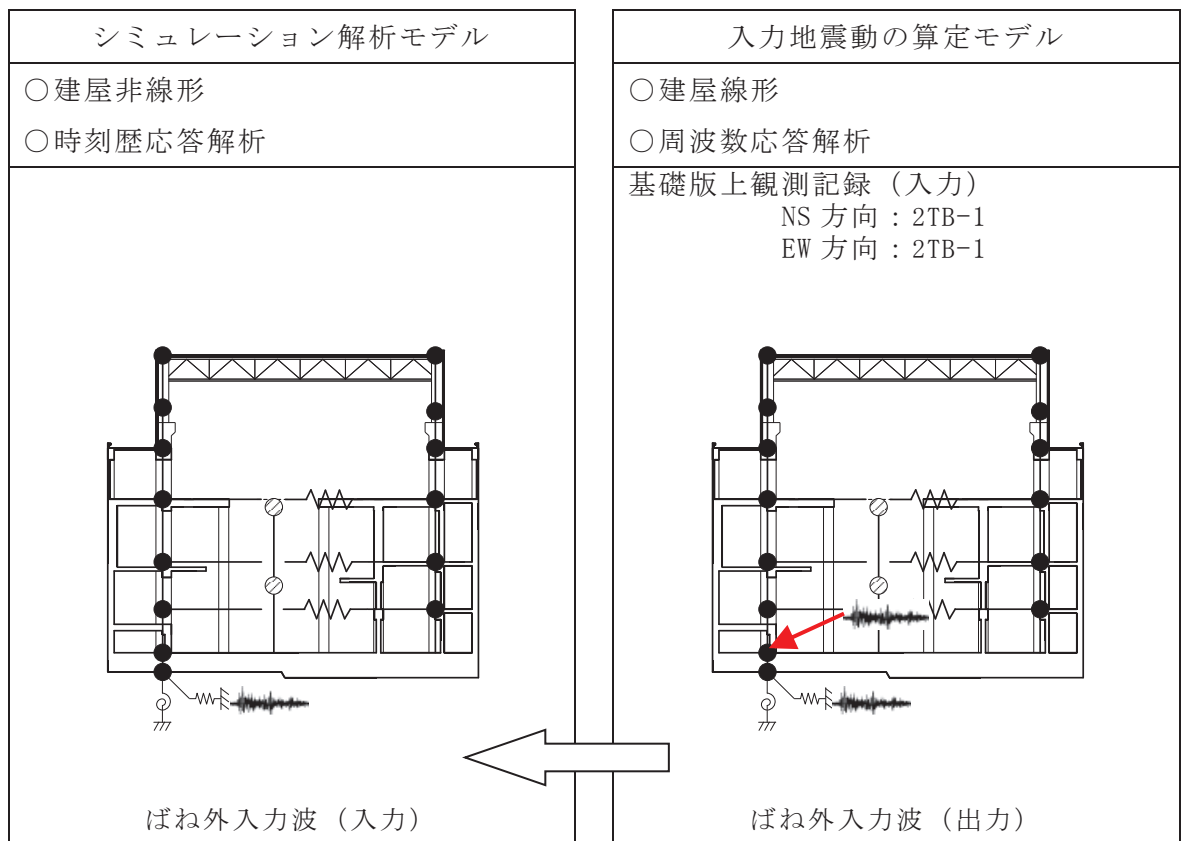


図 2-2 入力地震動の算出概念図

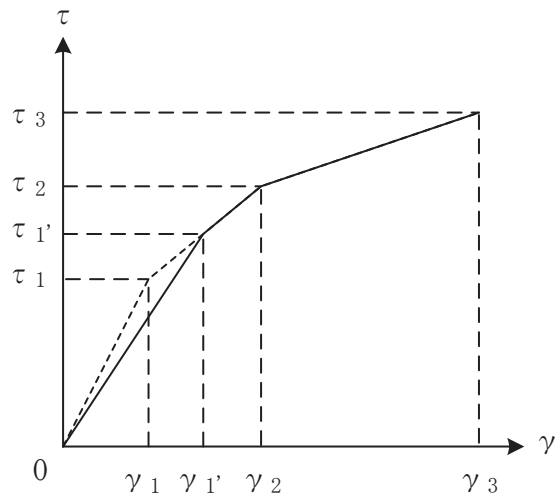
解析モデルは、地震観測記録と解析結果が整合するように次の2項目を見直して新たな解析モデルを構築した。

解析モデルの諸元の設定について表2-1に示す。

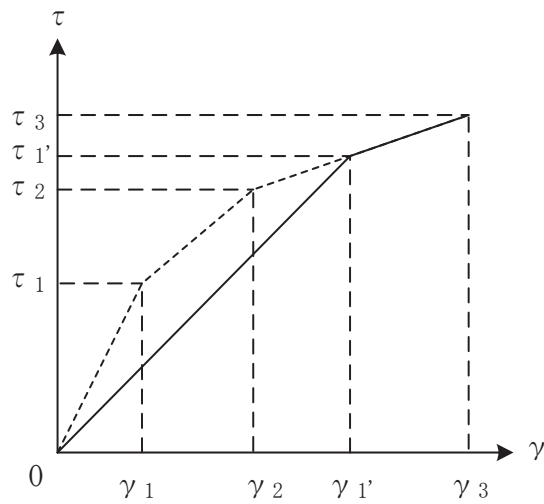
- ① 鉄筋コンクリート部の剛性評価は、耐震壁について観測記録と整合するように等価な剛性として設定し、図2-3に示すように復元力特性の第1勾配は設計時から見直した。
- ② 建屋の減衰定数は、観測記録と整合するように解析では鉄骨造部及び鉄筋コンクリート部ともに5%に設定した。また、水平は両方向ともに同じ減衰定数とした。

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、地盤を等価なばねで評価した建屋-地盤連成系モデルとする。また、各質点間の床は面内にせん断変形するものとする。

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。

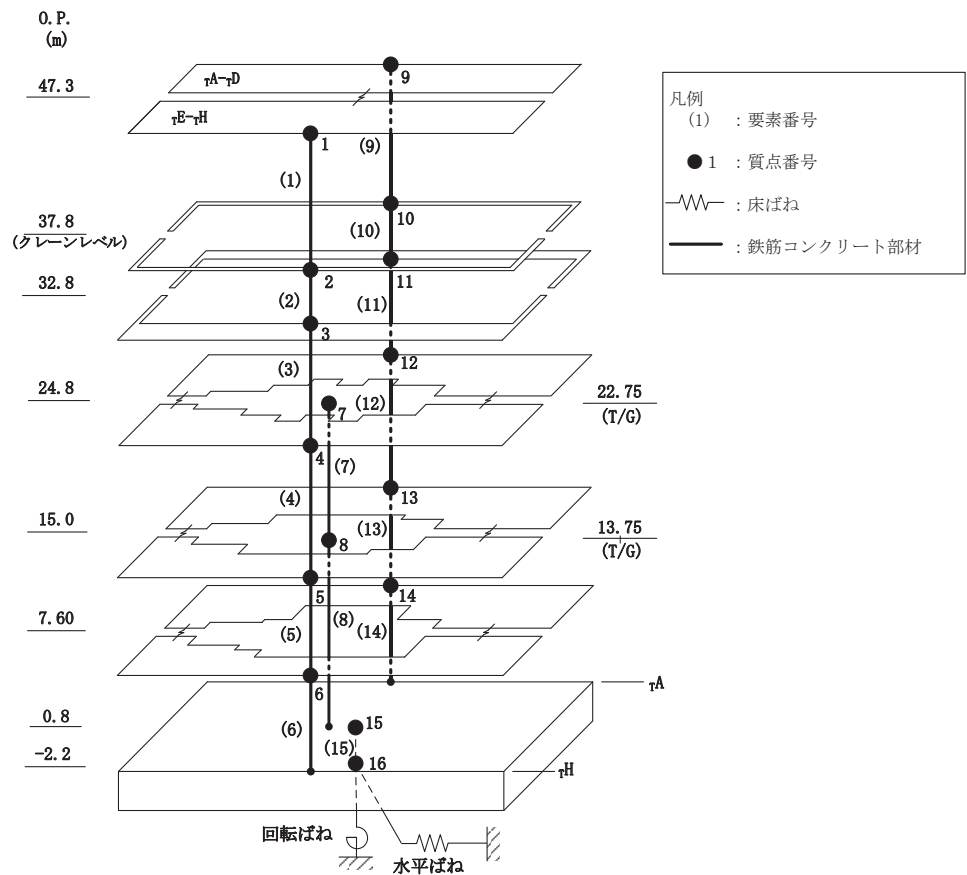


図 2-4(1) 地震応答解析モデル (NS 方向)

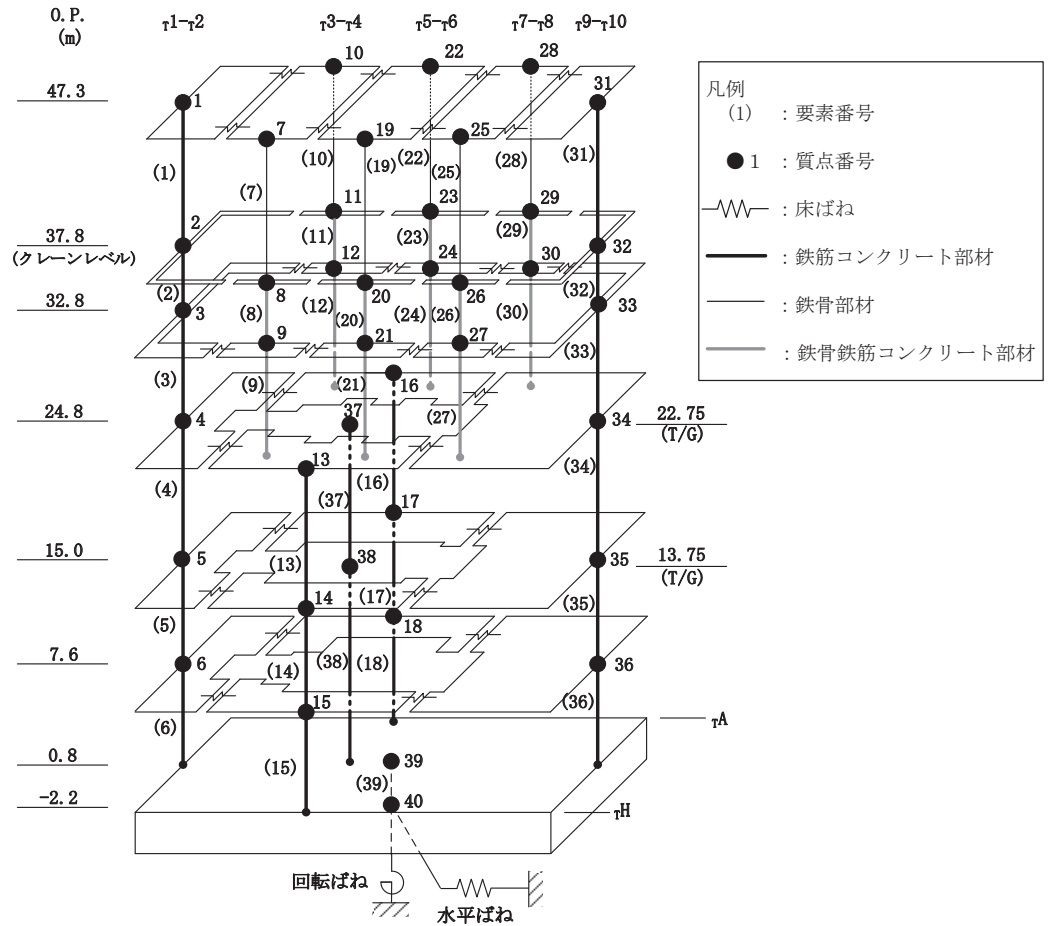


図 2-4(2) 地震応答解析モデル (EW 方向)

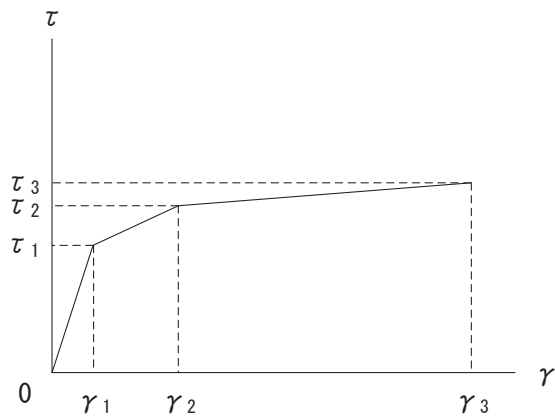
表 2-2 地震応答解析に用いる物性値

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

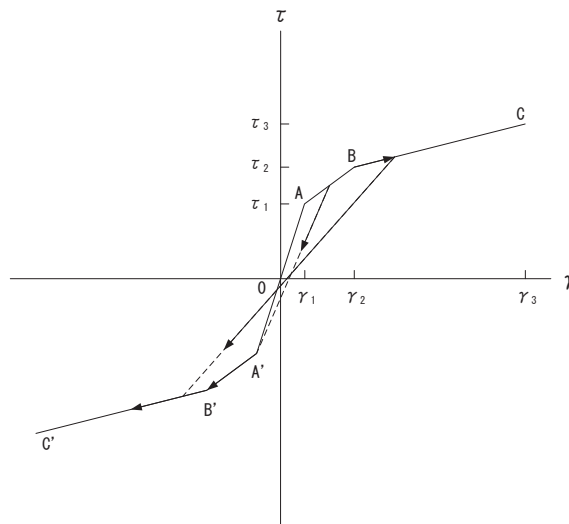
設計値 ヤング係数 2.65×10^4 N/mm²

せん断弾性係数 1.14×10^4 N/mm²



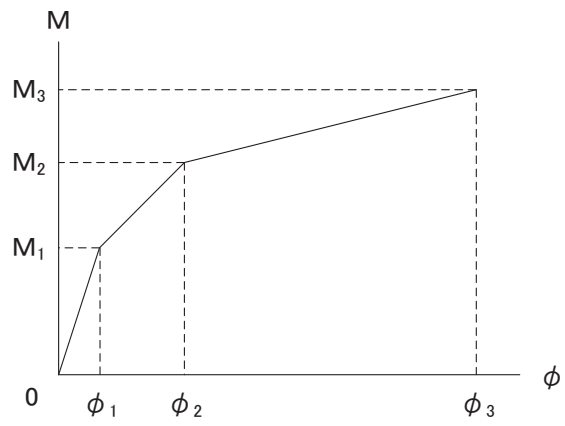
- τ_1 : 第1折点のせん断応力度
- τ_2 : 第2折点のせん断応力度
- τ_3 : 終局点のせん断応力度
- γ_1 : 第1折点のせん断ひずみ
- γ_2 : 第2折点のせん断ひずみ
- γ_3 : 終局点のせん断ひずみ ($=4 \times 10^{-3}$)

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

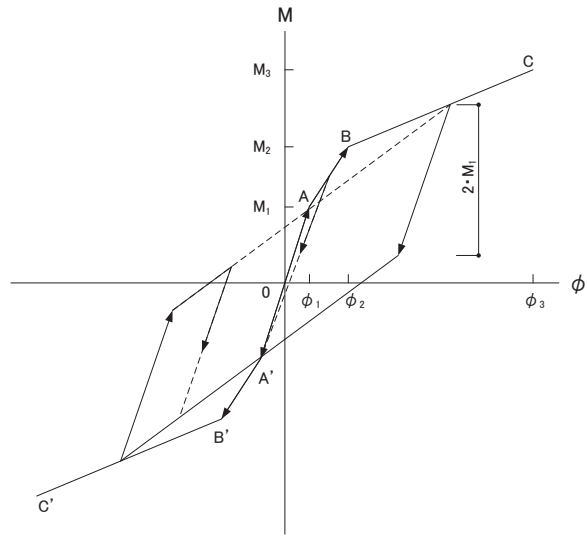
M_3 : 終局点の曲げモーメント

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 せん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

τ E- τ H

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

τ A- τ D

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

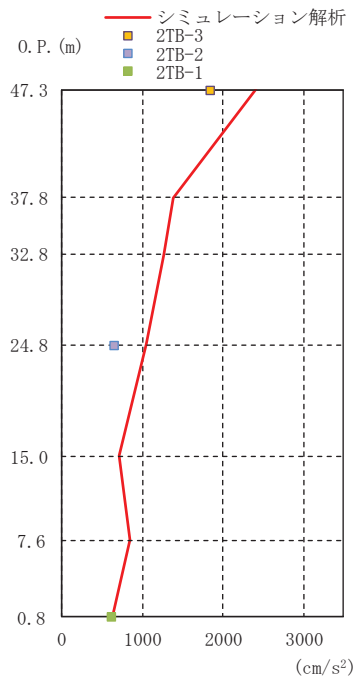
O. P. (m)	M_1' ($\times 10^6 \text{kN}\cdot\text{m}$)	M_2 ($\times 10^6 \text{kN}\cdot\text{m}$)	M_3 ($\times 10^6 \text{kN}\cdot\text{m}$)	ϕ_1' ($\times 10^{-5}/\text{m}$)	ϕ_2 ($\times 10^{-5}/\text{m}$)	ϕ_3 ($\times 10^{-5}/\text{m}$)
47.3 ~ 37.8	0.772	1.27	1.82	1.11	4.38	87.6
37.8 ~ 32.8	1.10	1.88	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

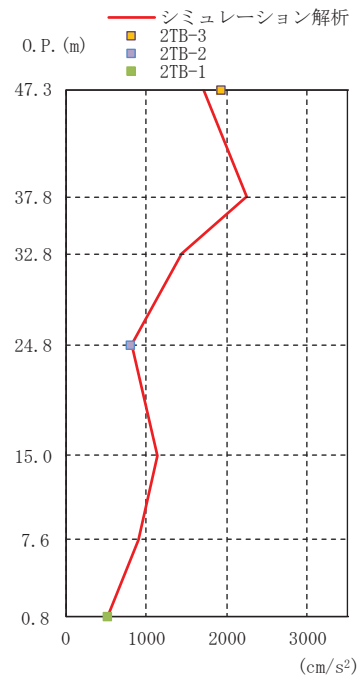
地震応答解析により求められた応答と観測記録を比較する。比較する項目は NS 方向及び EW 方向の最大応答加速度，最大応答変位及び加速度応答スペクトルとする。ここで，変位の観測記録は加速度の観測記録を積分することで算出した。

3.11 地震の観測記録との比較をエラー！参照元が見つかりません。～エラー！参照元が見つかりません。に，4.7 地震の観測記録との比較をエラー！参照元が見つかりません。～エラー！参照元が見つかりません。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。

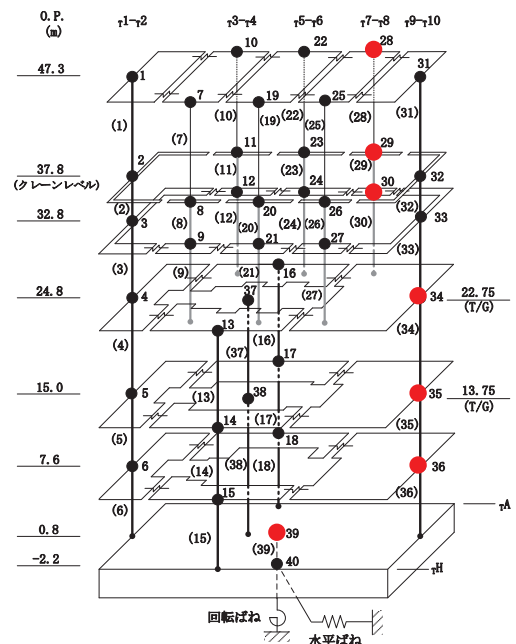
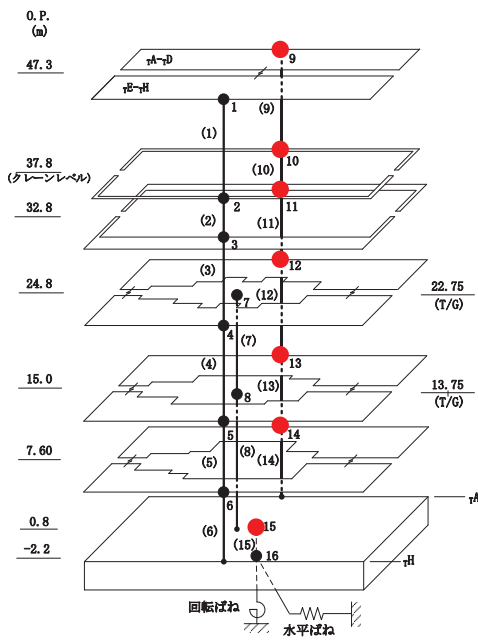
これより，観測記録と解析結果の最大応答加速度，最大応答変位及び加速度応答スペクトルは概ね整合していることを確認した。



NS 方向

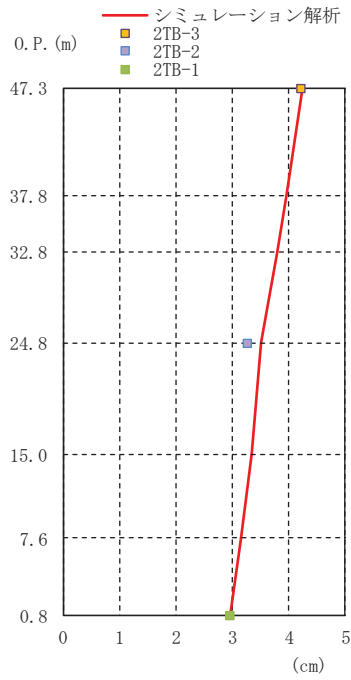


EW 方向

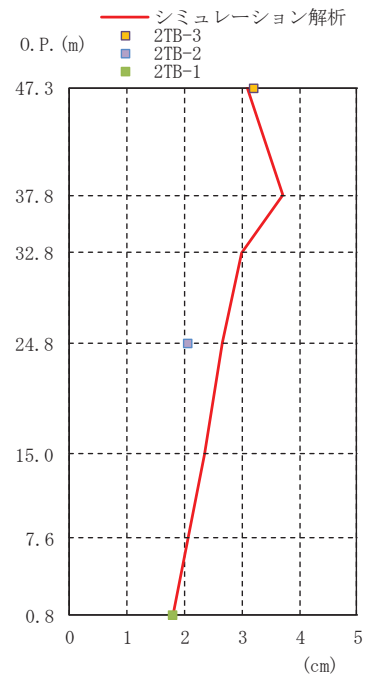


● シミュレーション解析結果を示している質点

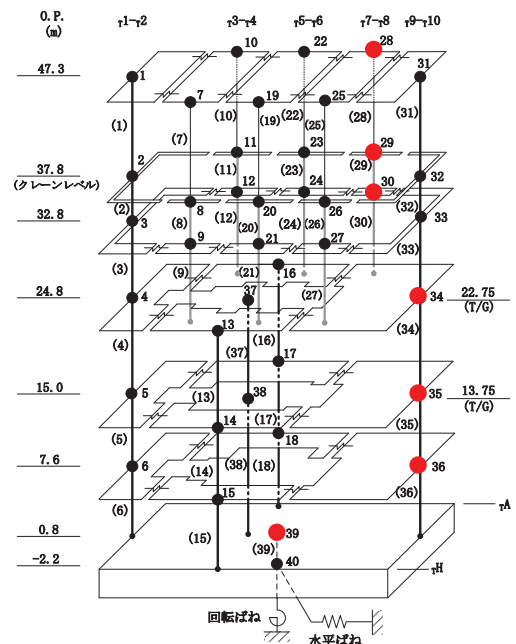
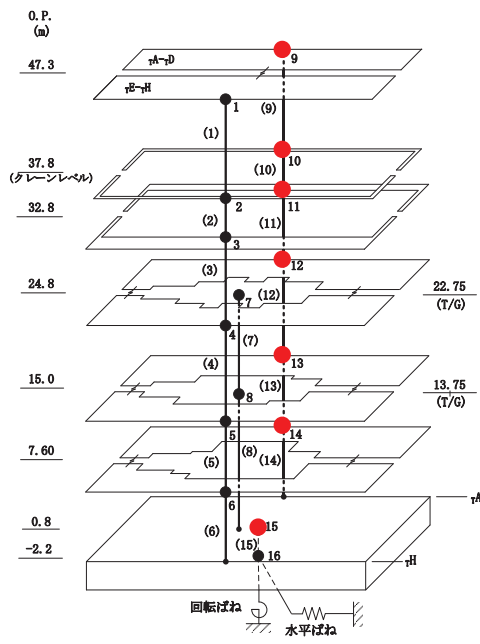
図 2-9 最大応答加速度の比較 (3.11 地震)



NS 方向

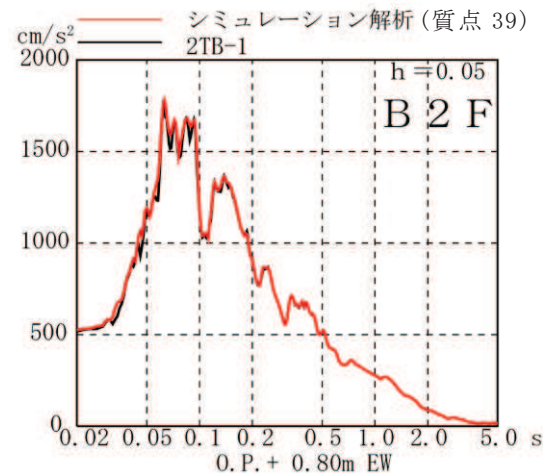
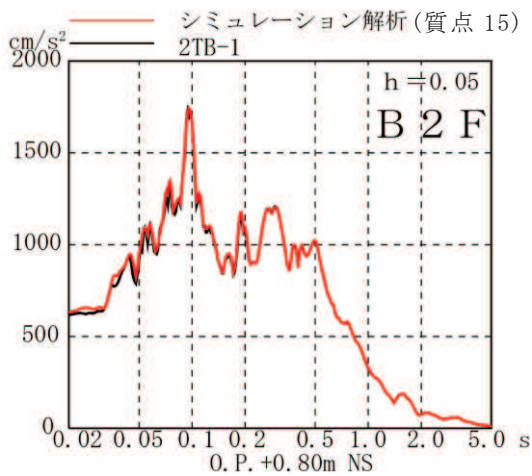
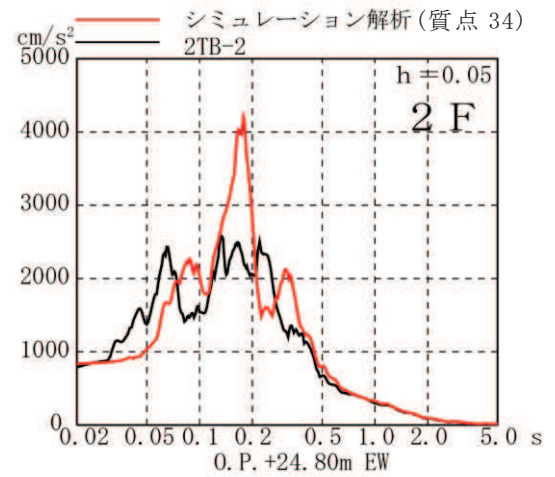
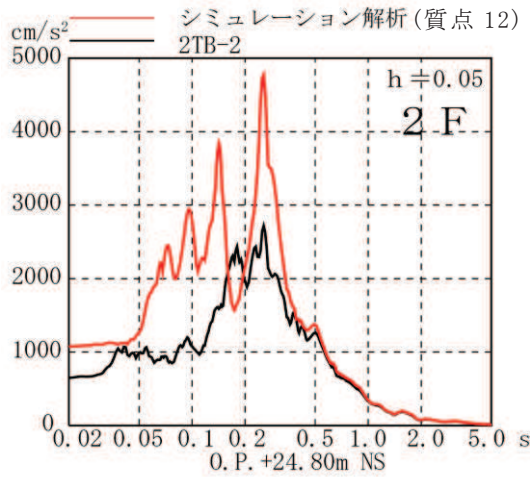
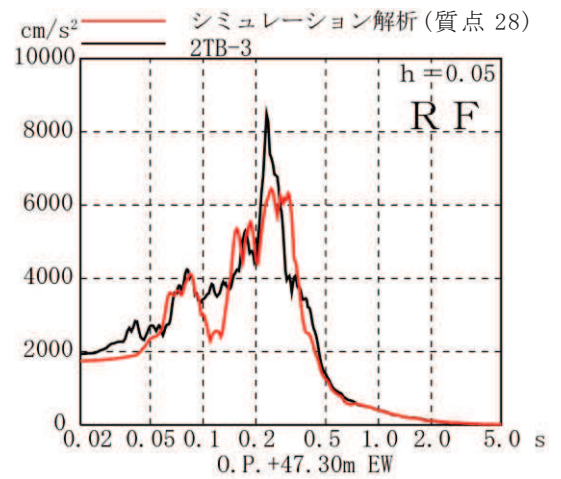
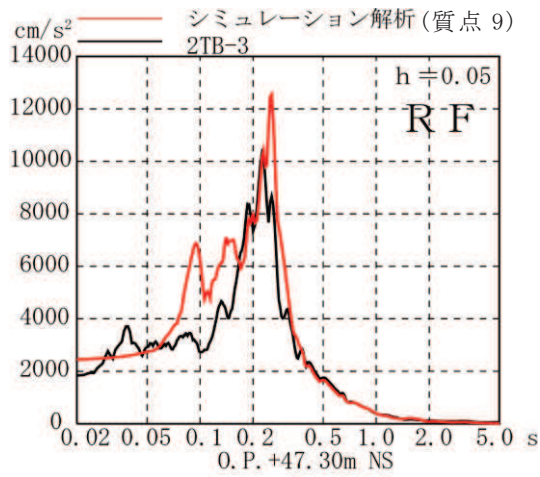


EW 方向



● シミュレーション解析結果を示している質点

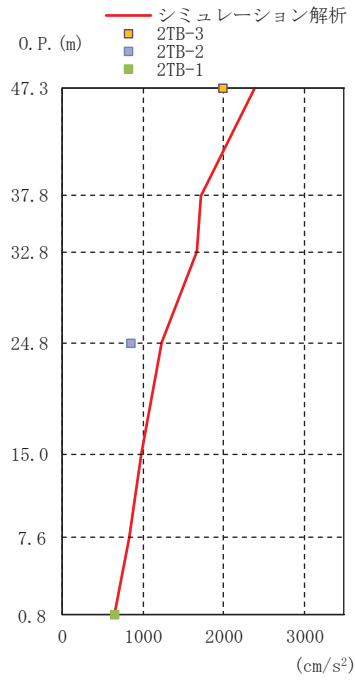
図 2-10 最大応答変位の比較 (3.11 地震)



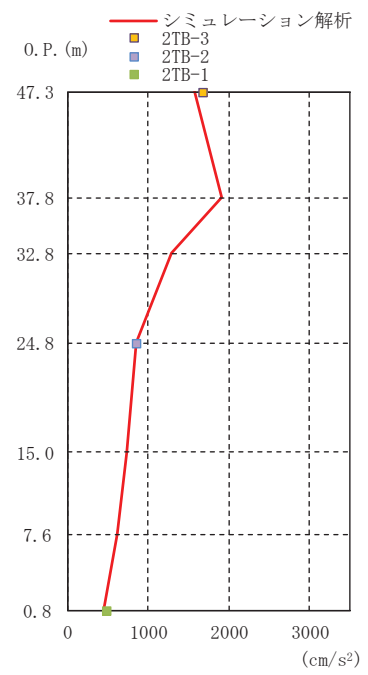
NS 方向

EW 方向

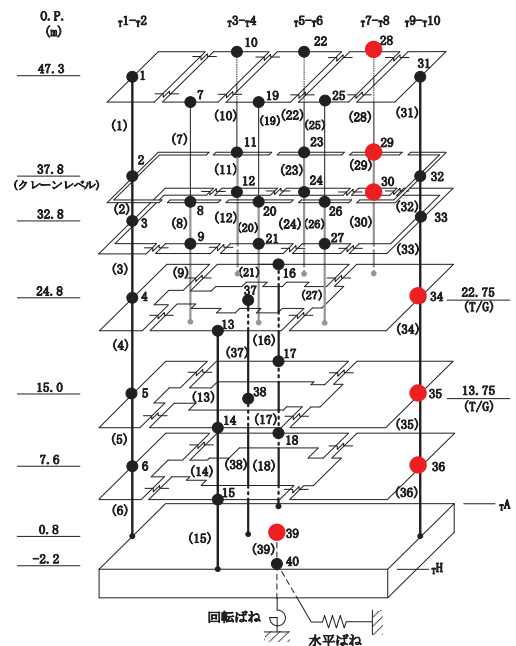
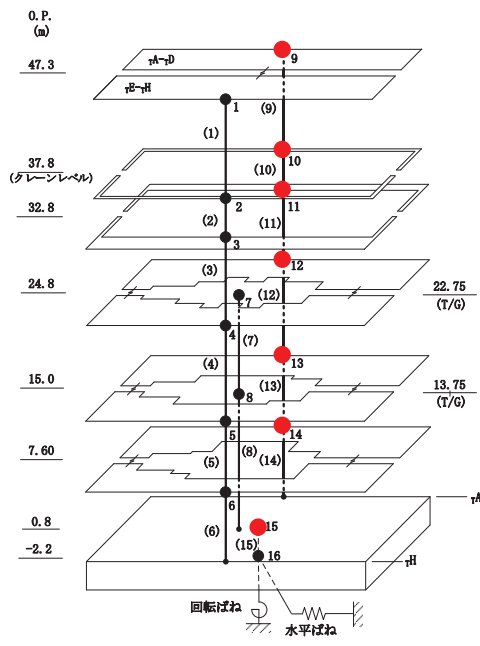
図 2-11 加速度応答スペクトルの比較 (3.11 地震)



NS 方向

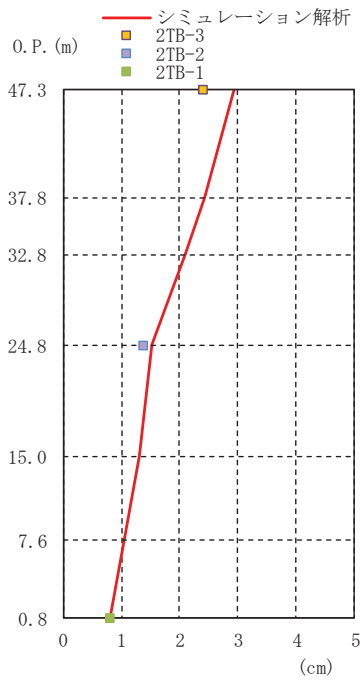


EW 方向

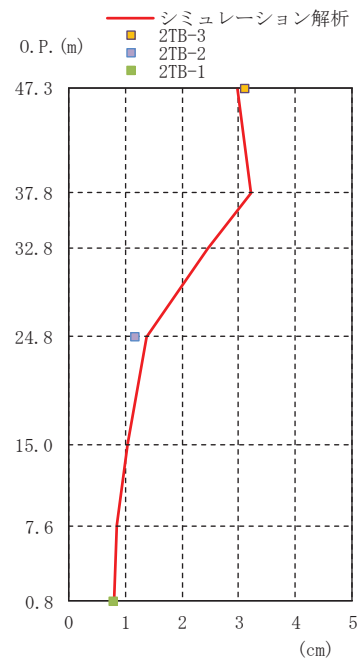


● シミュレーション解析結果を示している質点

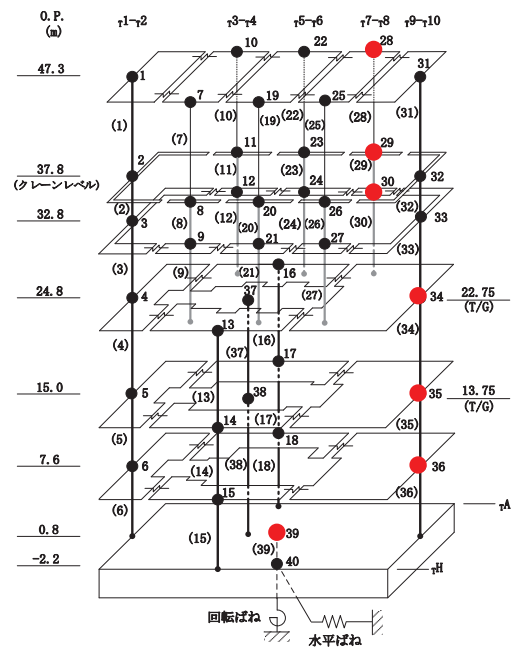
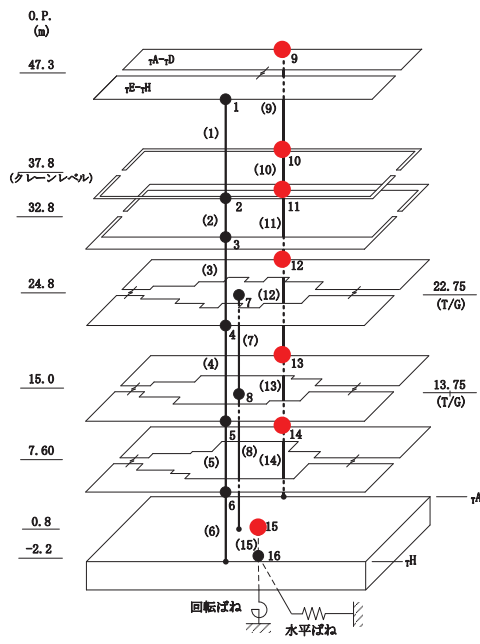
図 2-12 最大応答加速度の比較 (4.7 地震)



NS 方向

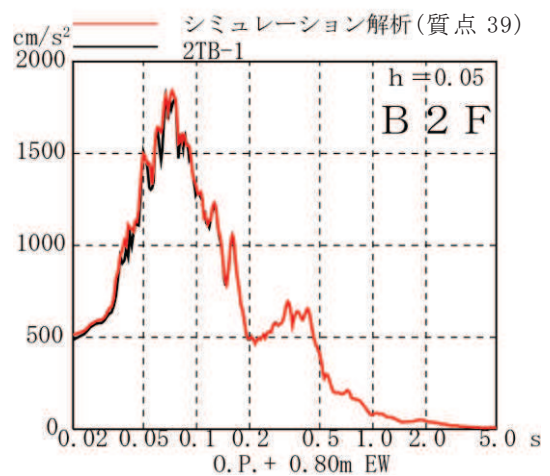
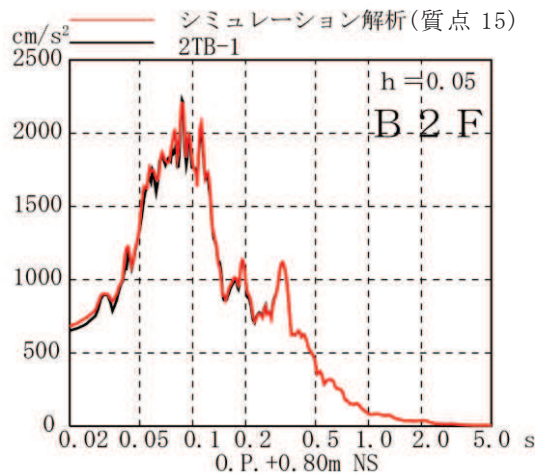
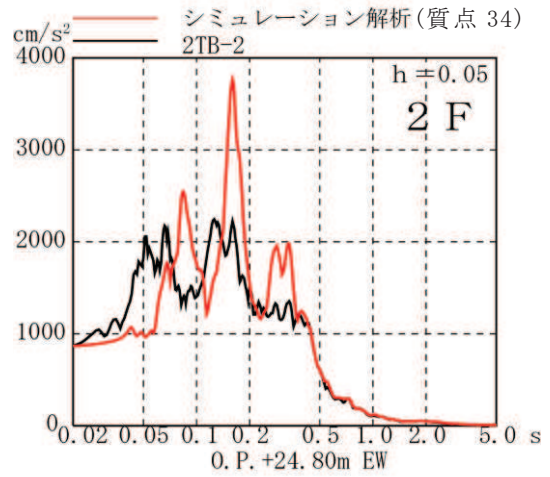
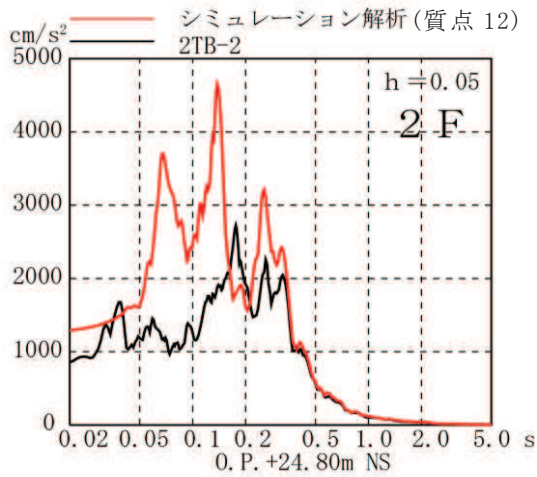
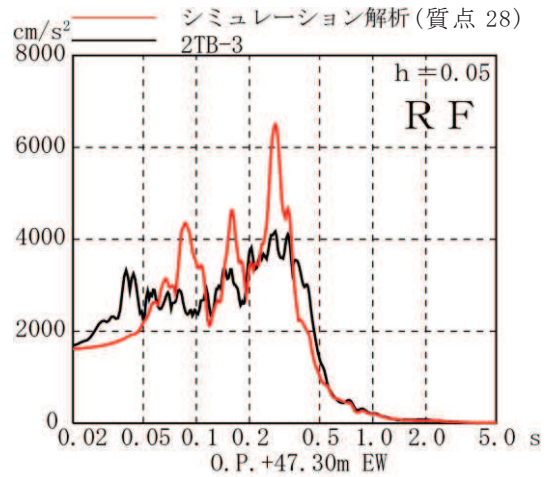
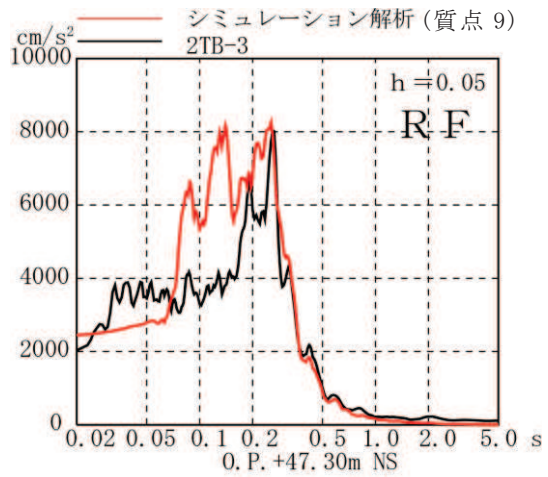


EW 方向



● 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

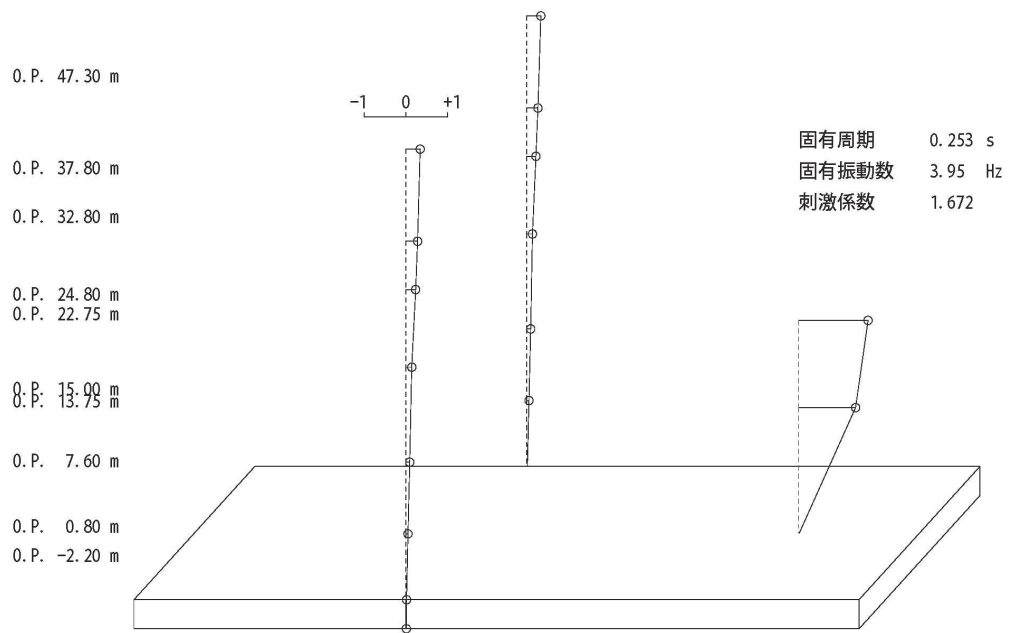
図 2-14 加速度応答スペクトルの比較 (4.7 地震)

表 2-7 固有値解析結果(NS 方向)

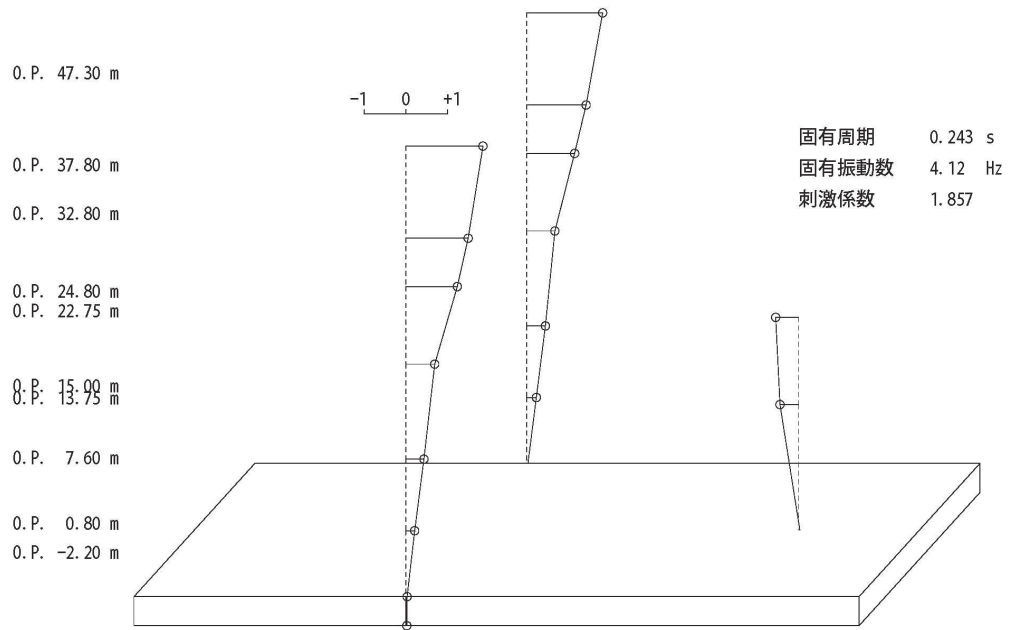
次数	固有周期 (s)	振動数 (Hz)	刺激係数
1	0.253	3.95	1.672
2	0.243	4.12	1.857
3	0.143	6.97	1.565
4	0.123	8.10	0.259
5	0.089	11.26	0.061
6	0.083	12.02	0.595
7	0.067	14.95	0.456
8	0.064	15.59	0.034
9	0.063	15.88	0.106
10	0.058	17.12	0.016

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

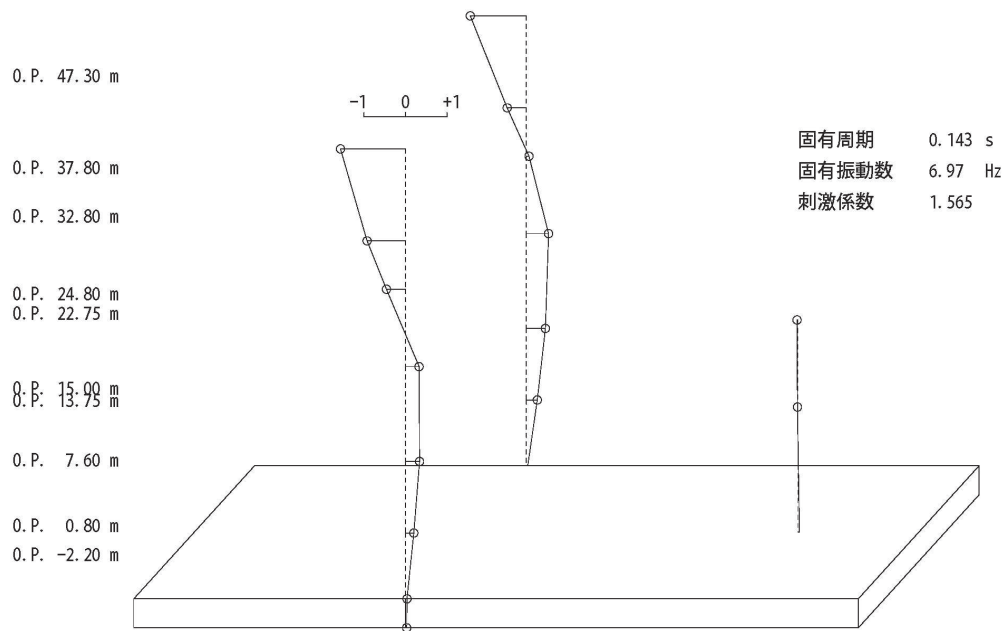


1次

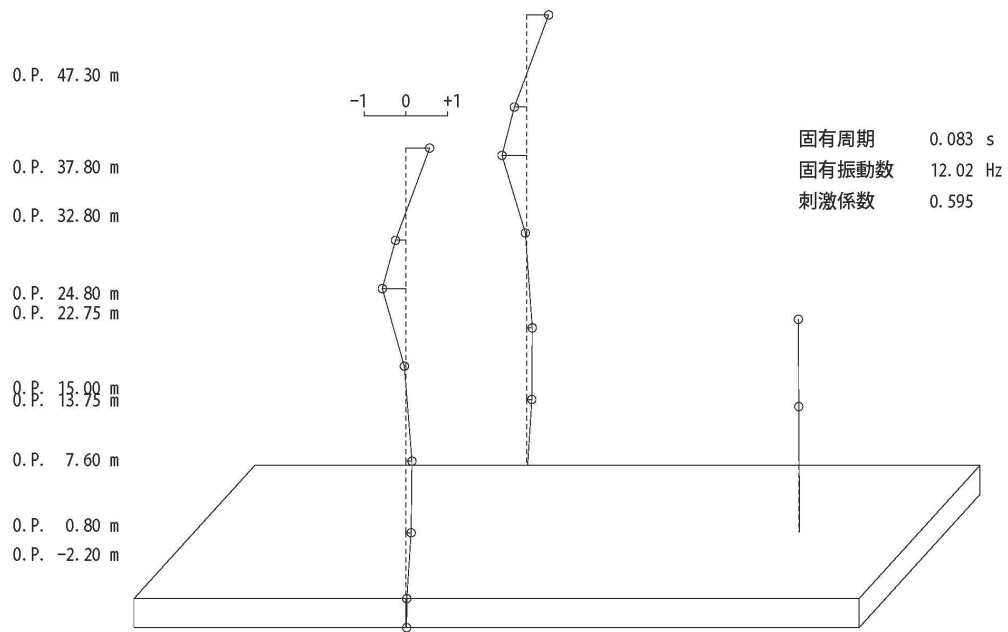


2次

図 2-15(1) 固有振動モード (NS 方向)

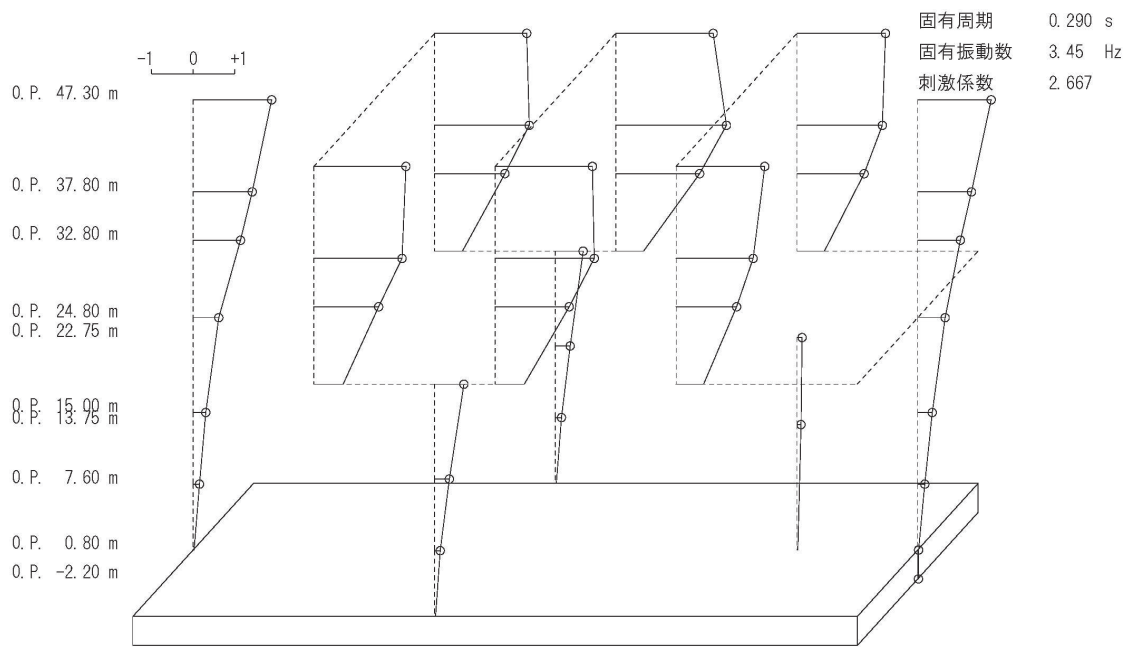


3 次

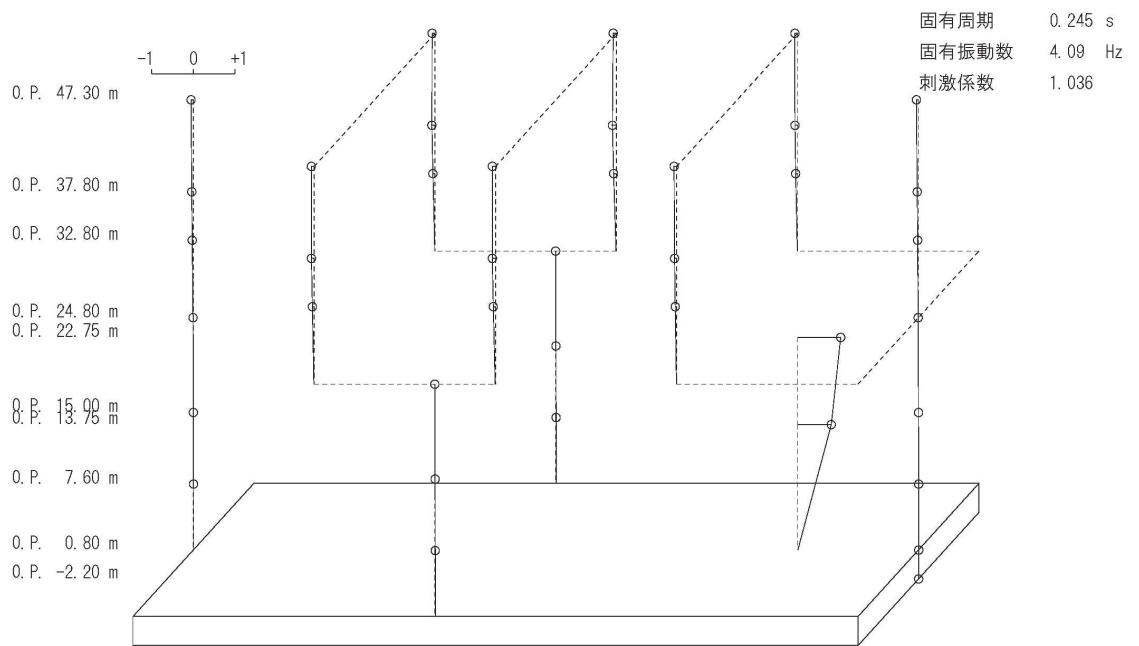


6 次

図 2-15(2) 固有振動モード (NS 方向)

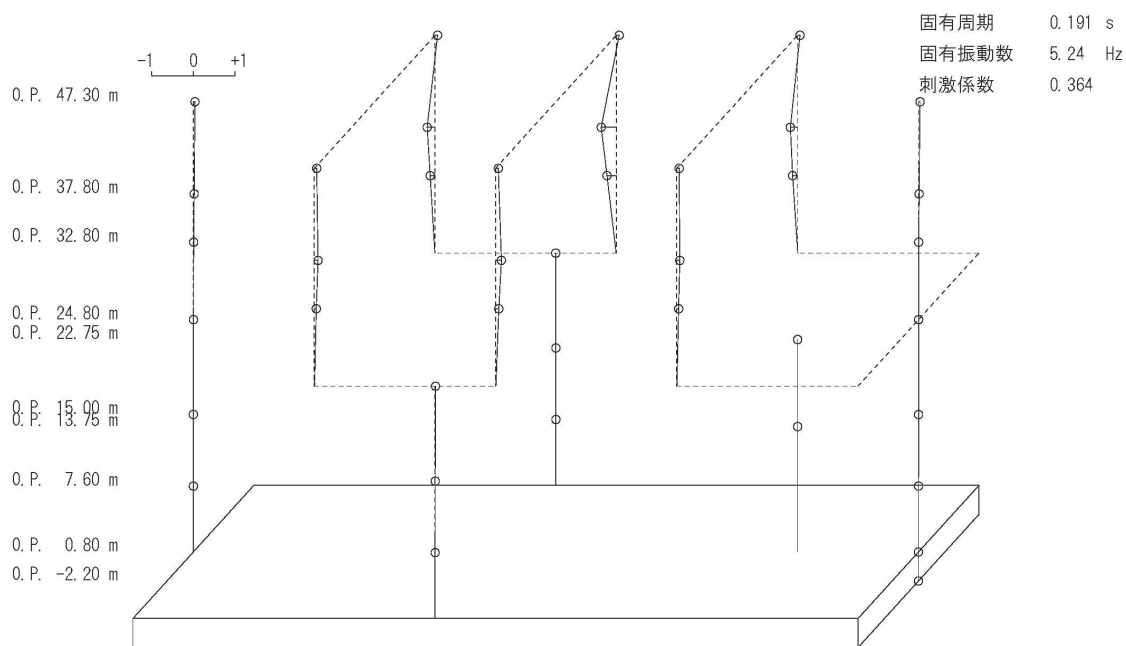


1次

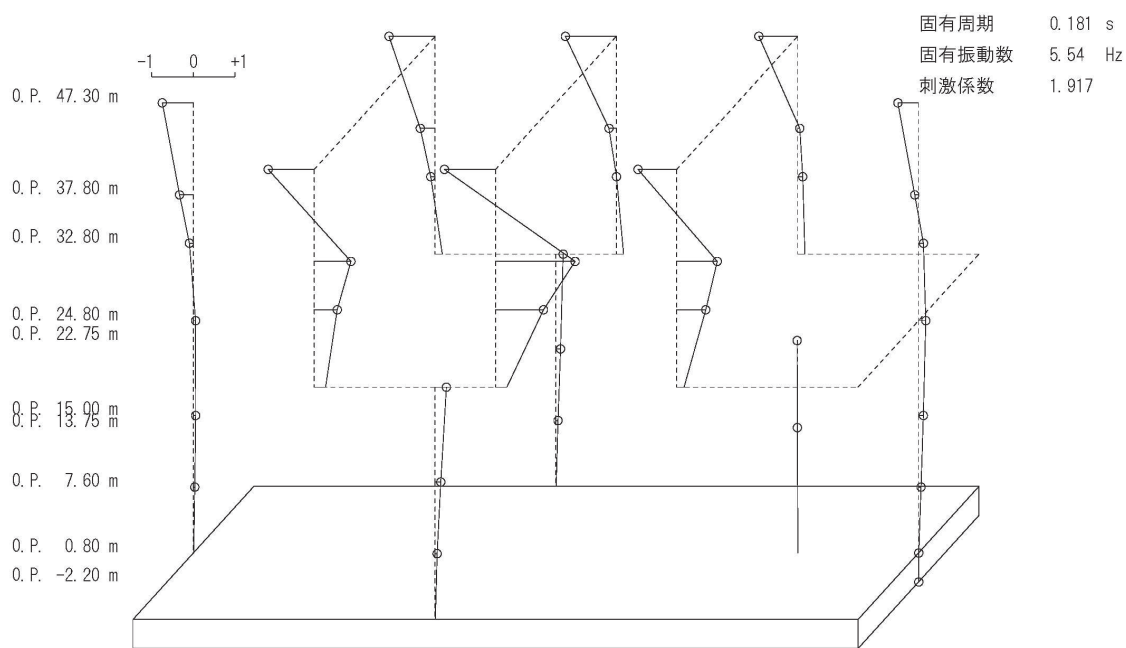


2次

図 2-16(1) 固有振動モード (EW 方向)

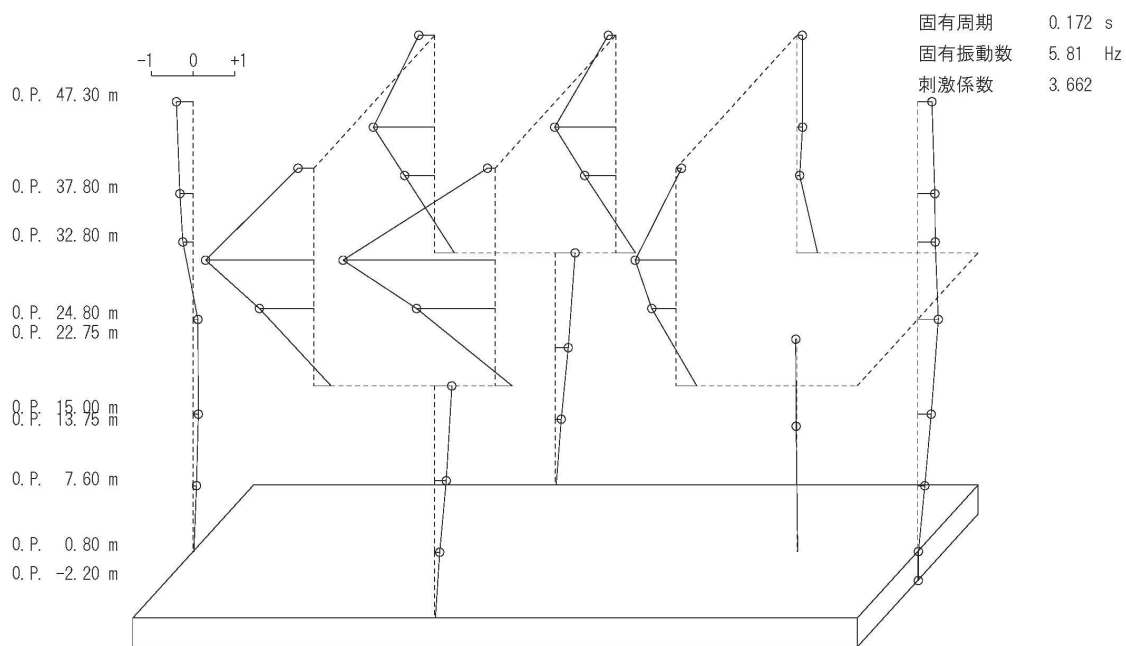


3 次

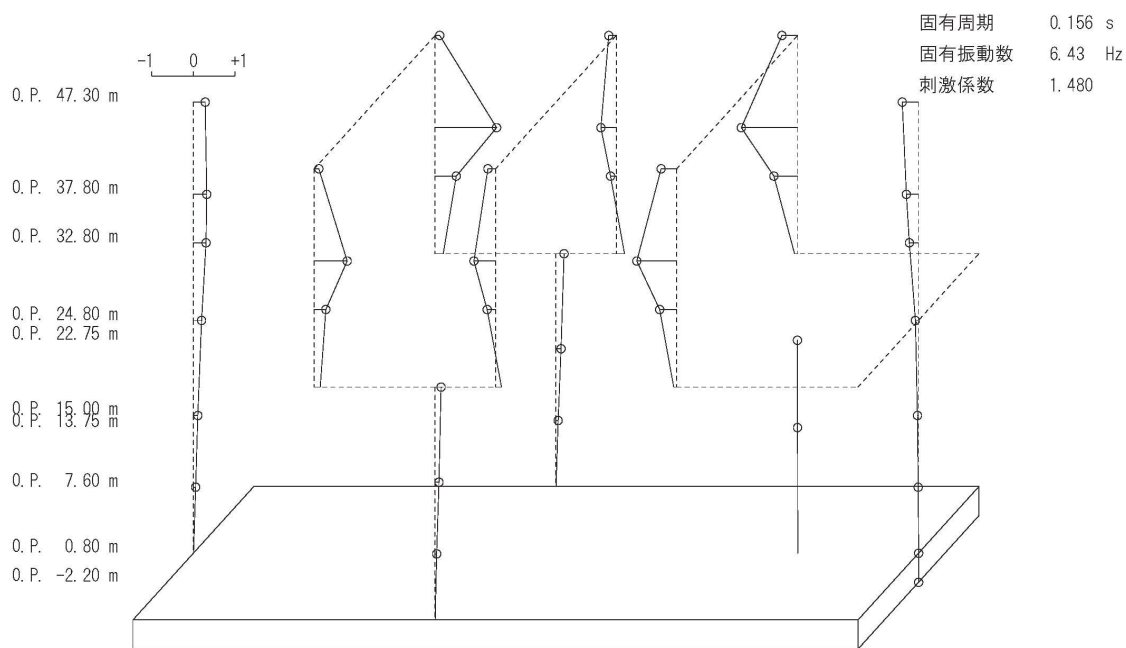


4 次

図 2-16(2) 固有振動モード (EW 方向)

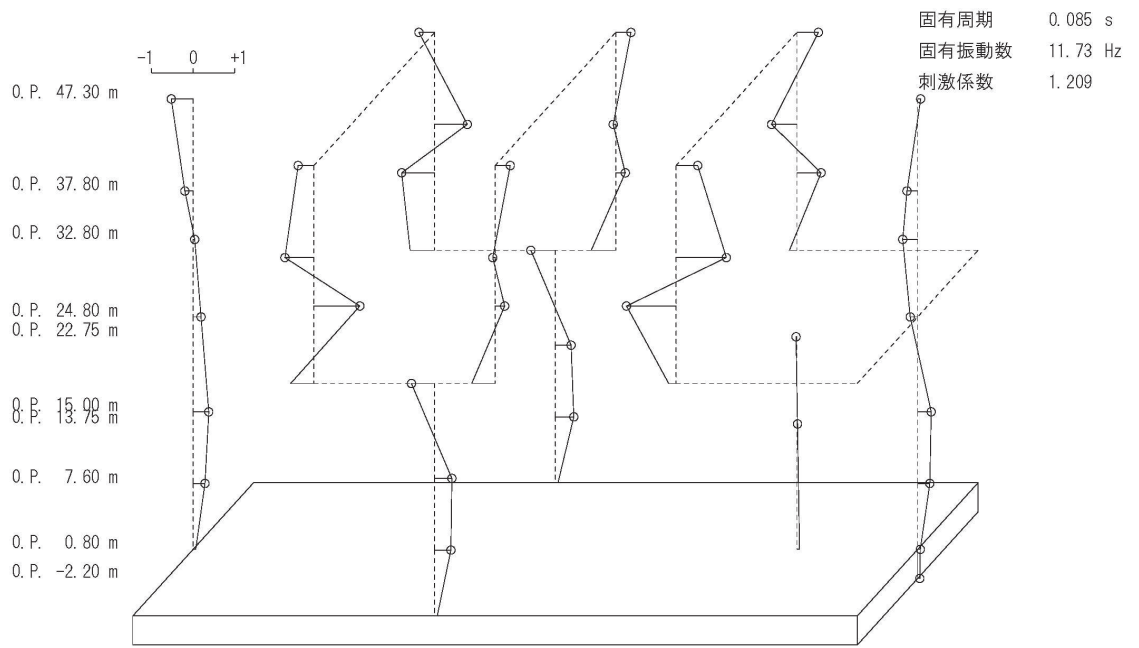


5次

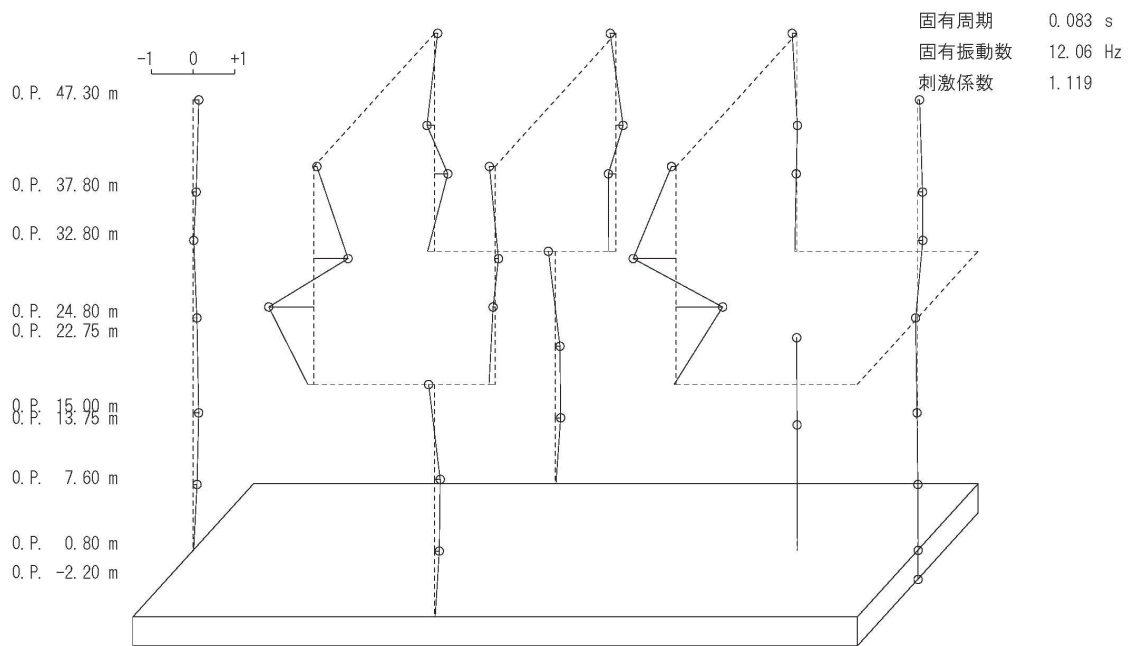


6次

図 2-16(3) 固有振動モード (EW 方向)

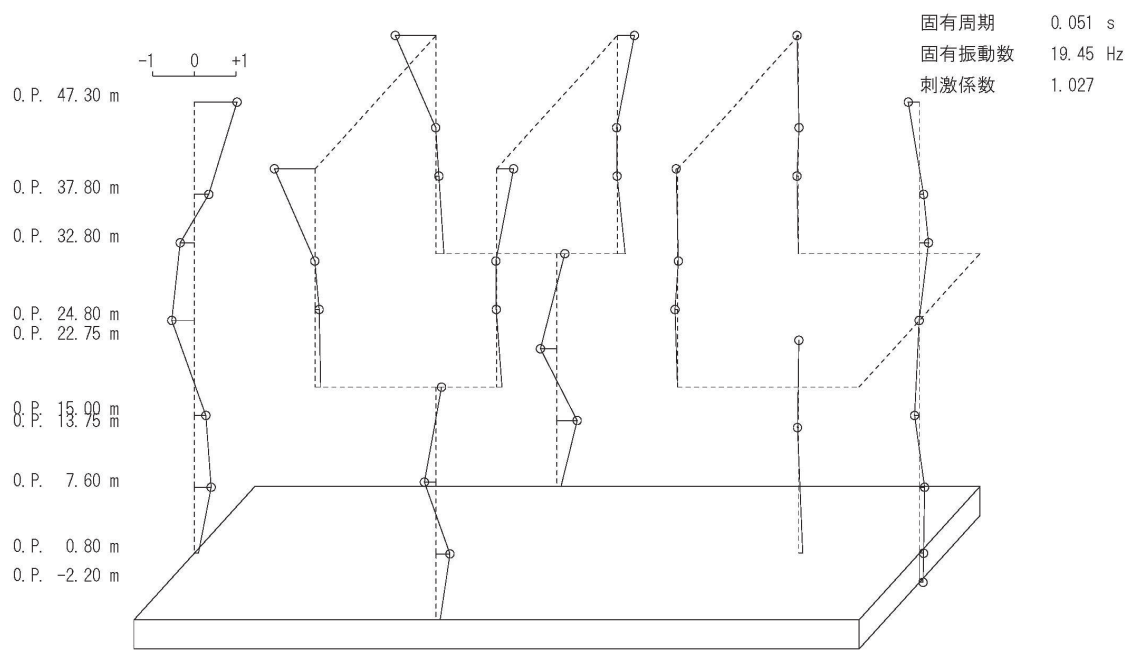


17 次



18 次

図 2-16(4) 固有振動モード (EW 方向)



27 次

図 2-16(5) 固有振動モード (EW 方向)

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 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 3-25
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 3-26
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 3-33
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 3-36
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 3-39
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 3-43
5. まとめ	別紙 3-46
5.1 耐震壁部のスケルトンカーブのまとめ	別紙 3-46
5.2 SRC 造フレームのスケルトンカーブのまとめ	別紙 3-48
5.3 S 造フレームのスケルトンカーブのまとめ	別紙 3-49

別紙 3-1 タービン建屋のフレーム部の構造詳細

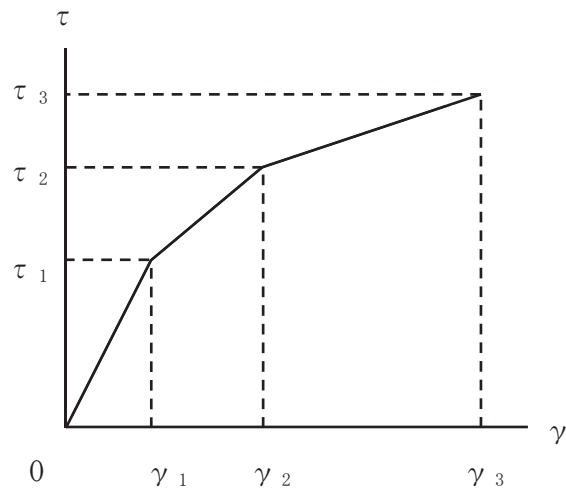
1. 概要

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

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。

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

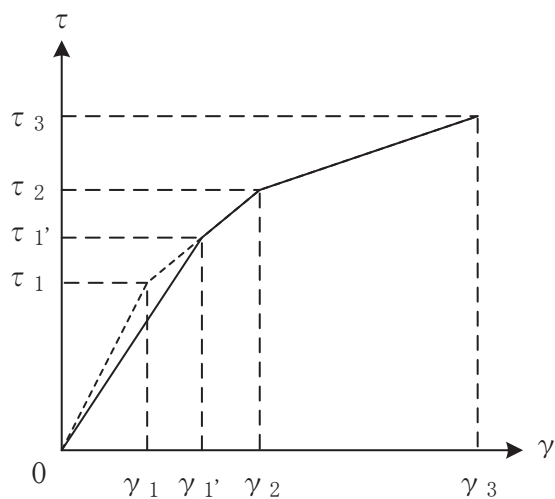
ただし、 $1 \leq M/QD \leq 3$

ここで、

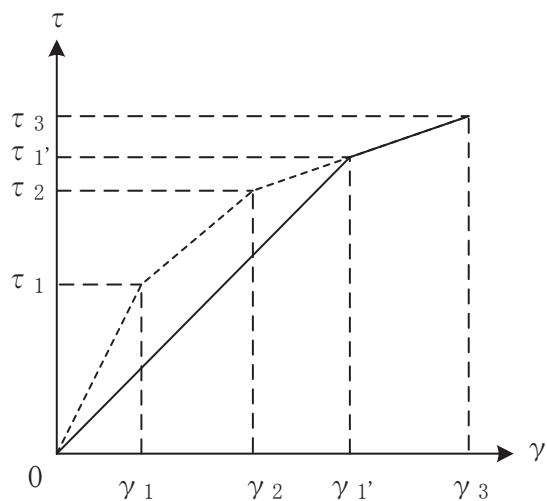
- F_c : コンクリートの圧縮強度 (N/mm²)
- P_{wh} : せん断補強筋比 (実数)
- σ_0 : 縦応力度 (N/mm²) (圧縮を正とする)
- σ_{wh} : 鉄筋降伏応力度 (N/mm²)
- M/QD : シアスパン比
- P_{te} : 等価引張鉄筋比 (%)

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

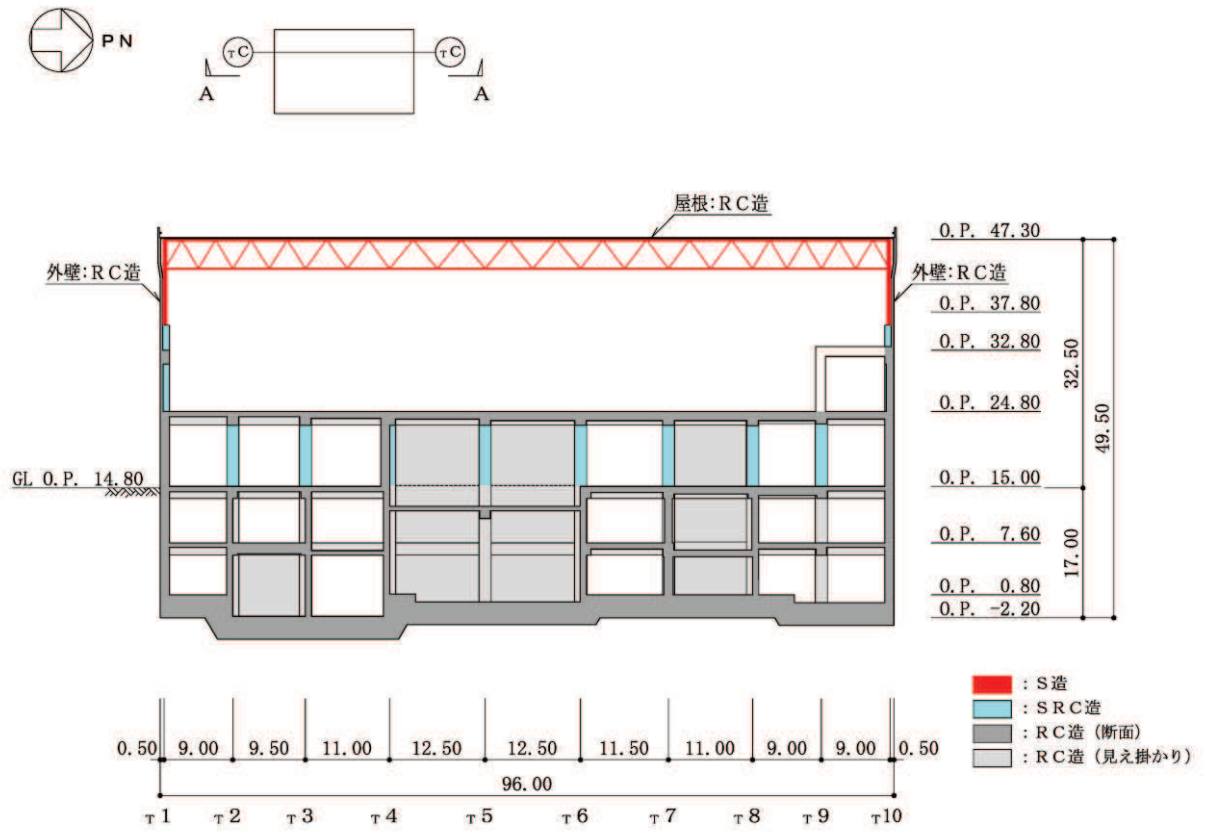
3. フレームの非線形特性の設定について

耐震壁を有しないフレームについては、当該部分の柱及び梁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折れ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。

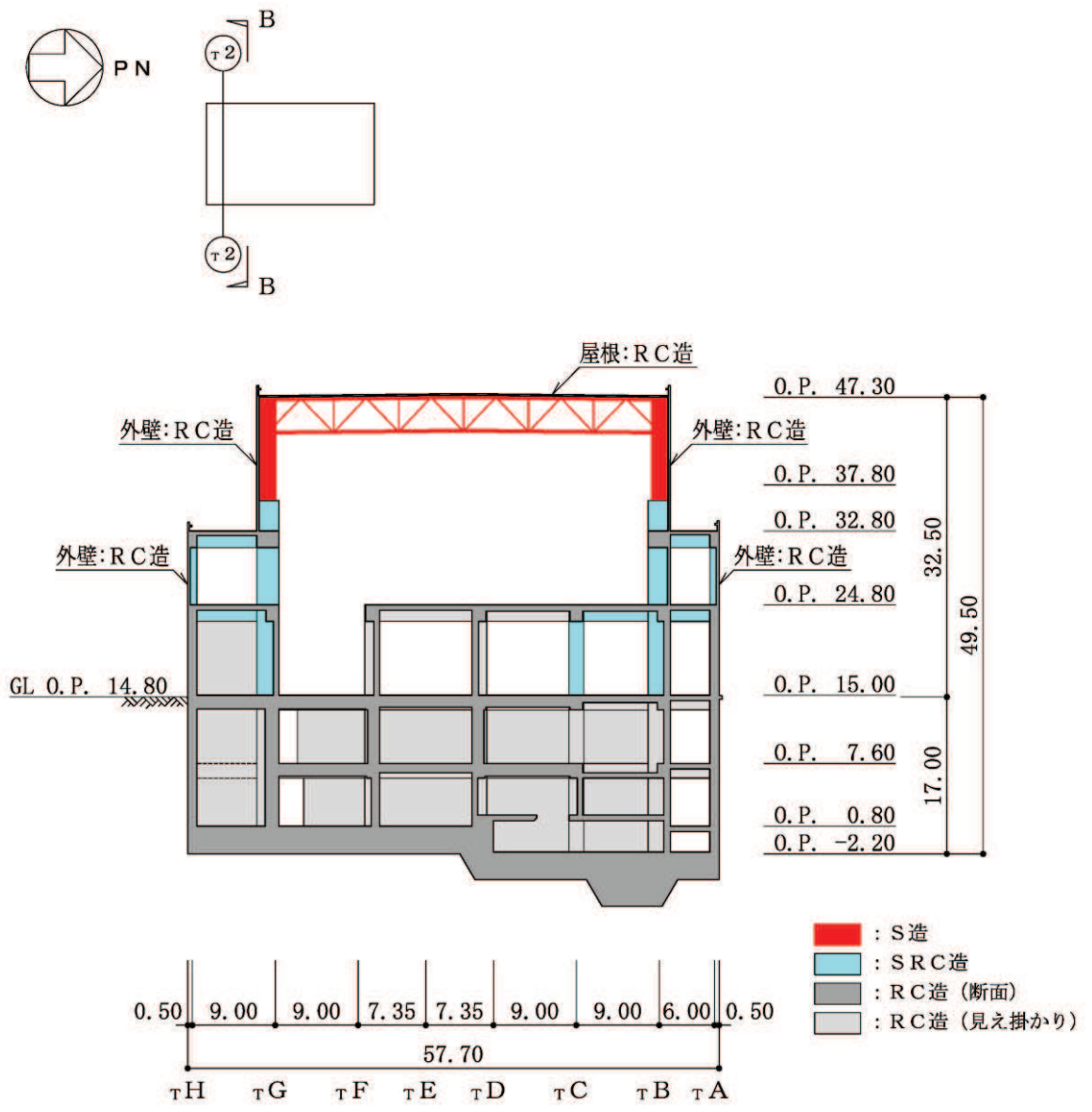
静的漸増解析においては、柱、梁、屋根トラス及び耐力壁をモデル化する。境界条件は、評価するフレーム部分の脚部を固定とし、対象とする層に漸増する水平変位(δ)を作用させ、鉛直変位は考慮しない。静的漸増解析で得られる荷重(Q)－せん断変形角(γ)関係より、最初にヒンジが発生する位置を第1折点とし、次にヒンジが発生する位置を第2折点とする3折れ線として評価する。

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。



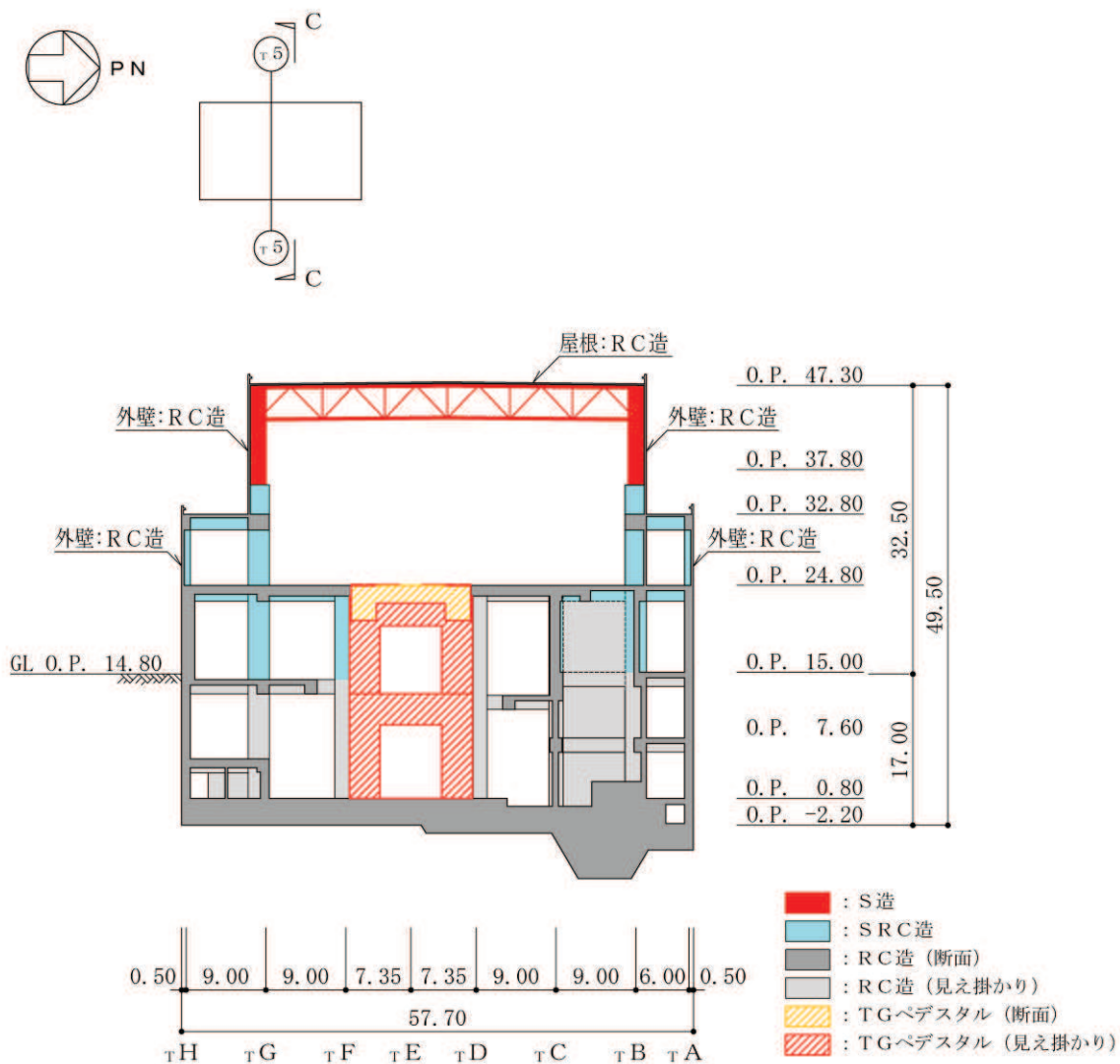
(単位 : m)

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)

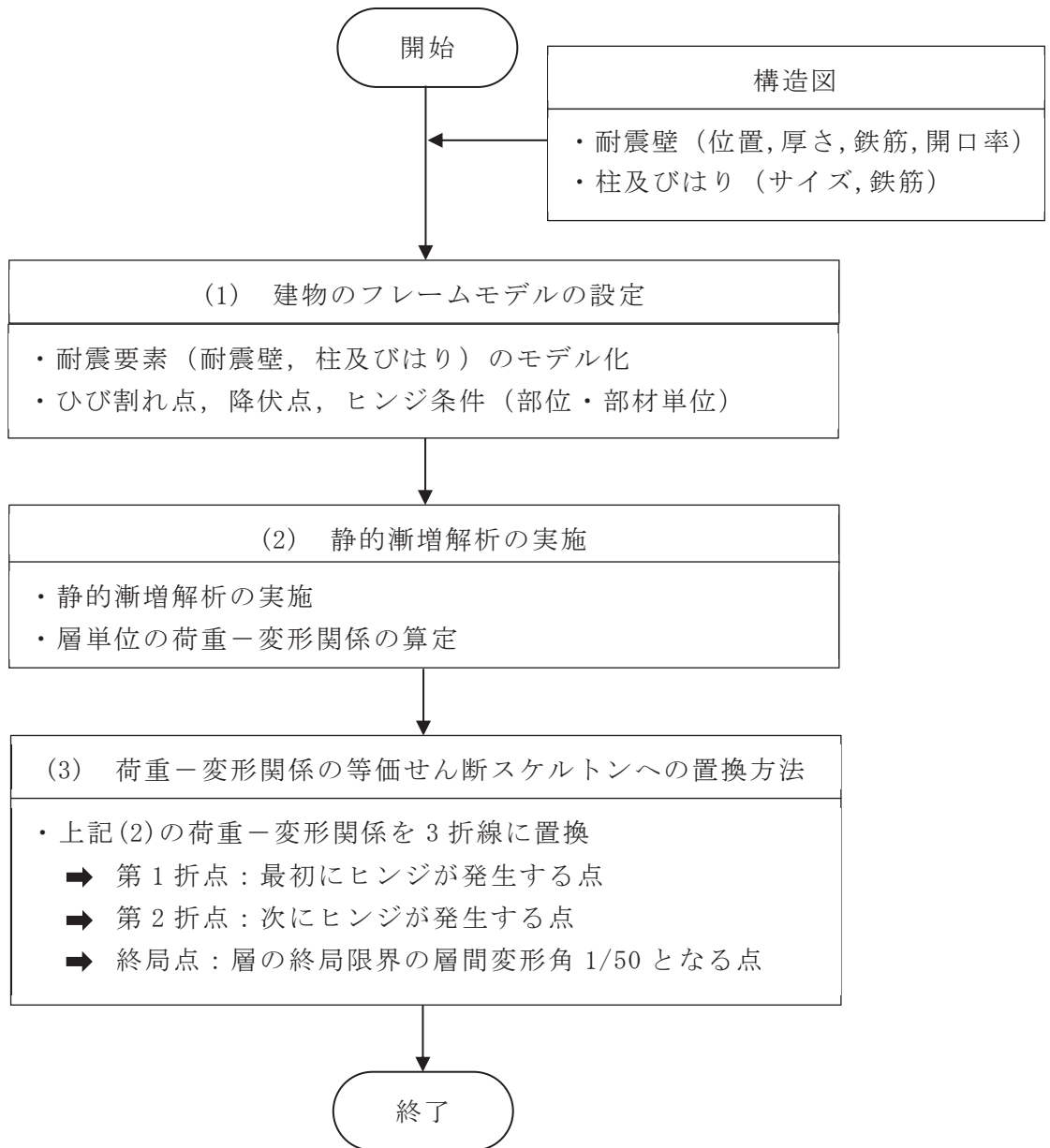


図 3-2 フレーム部の等価せん断スケルトンの設定フロー

(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

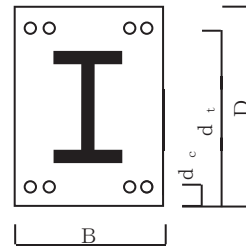
(a) SRC部材の第1, 第2折れ点

イ. 第1折れ点

$$M_1 = \left(0.56 \cdot \sqrt{F_c} \cdot {}_{RC}Z_e + {}_{RC}N \cdot D/6 \right) \cdot \left(1 + {}_S I_e / {}_{RC} I_e \right)$$

$$\phi_1 = M_1 / K$$

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



ここで,

F_c : コンクリートの設計基準強度

${}_{RC}Z_e$: RC部材の断面係数のコンクリート換算値 ($= {}_{RC}I_e / (D/2)$)

${}_{RC}I_e$: RC部材の断面2次モーメントのコンクリート換算値

$$({}_c I + (n-1) \cdot {}_r I - {}_s I)$$

${}_S I_e$: 鉄骨部材の断面2次モーメントのコンクリート換算値

$$({}_n \cdot {}_s I)$$

${}_c I$: コンクリート部材の断面2次モーメント ($= B \cdot D^3/12$)

${}_r I$: 鉄筋部材の断面2次モーメント

$$({}_r a_c \cdot (D/2 - d_c)^2 + {}_r a_t (D/2 - d_t)^2)$$

${}_s I$: 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

${}_{RC}N$: RC部材の負担軸力 ($= N \cdot {}_{RC}A_e / A_e$)

N : 長期軸力

A_e : SRC部材の断面積のコンクリート換算値

$$({}_c A + (n-1) \cdot ({}_r A + {}_s A))$$

$R_c A_e$: RC 部材の断面積のコンクリート換算値

$$(\quad = c A + (n - 1) \cdot r A - s A)$$

$c A, r A, s A$: 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

$$(\quad = E_c \cdot \{ c I + (n - 1) \cdot (r I + s I) \})$$

$r a_c$: 圧縮側鉄筋断面積

$r a_t$: 引張側鉄筋断面積

ロ. 第 2 折れ点

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

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

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

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

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

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

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

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

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

ここで,

$M(c)$: コンクリートの第 2 折れ点

$M(r)$: 鉄筋の第 2 折れ点

$M(s)$: 鋼材の第 2 折れ点

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

$$c N_u = F_c' \cdot (B \cdot D)$$

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

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

$s a_c$: 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

$${}_s N_u = {}_s A \cdot {}_s \sigma_y$$

$$\alpha_y = ({}_{RC} \alpha \cdot {}_{RC} I_e + {}_s I_e) / ({}_{RC} I_e + {}_s I_e)$$

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

$$\eta_0 = {}_{RC} N / (c A \cdot F_c)$$

(b) 鉄骨部材の第一折れ点

${}_s N > 0.5 \cdot {}_s \sigma_y \cdot A_w$ の場合

$$M_1 = {}_R \sigma_y \cdot {}_s Z_p \cdot ({}_s N_u - {}_s N) / ({}_s N_u - 0.5 \cdot {}_s \sigma_y \cdot A_w)$$

${}_s N \leq 0.5 \cdot {}_s \sigma_y \cdot A_w$ の場合

$$M_1 = {}_s \sigma_y \cdot {}_s Z_p$$

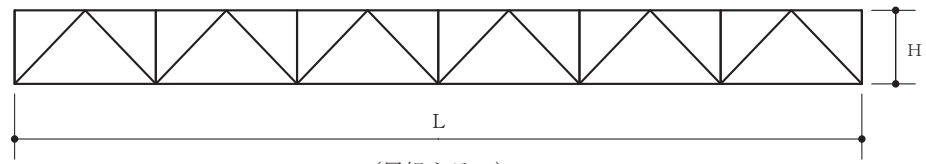
$$\phi_2 = M_1 / (E_s \cdot I_s)$$

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

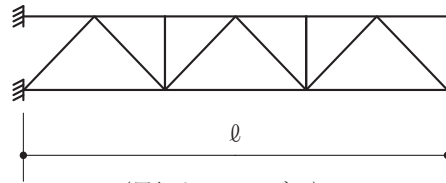
b. 屋根トラスのモデル化

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

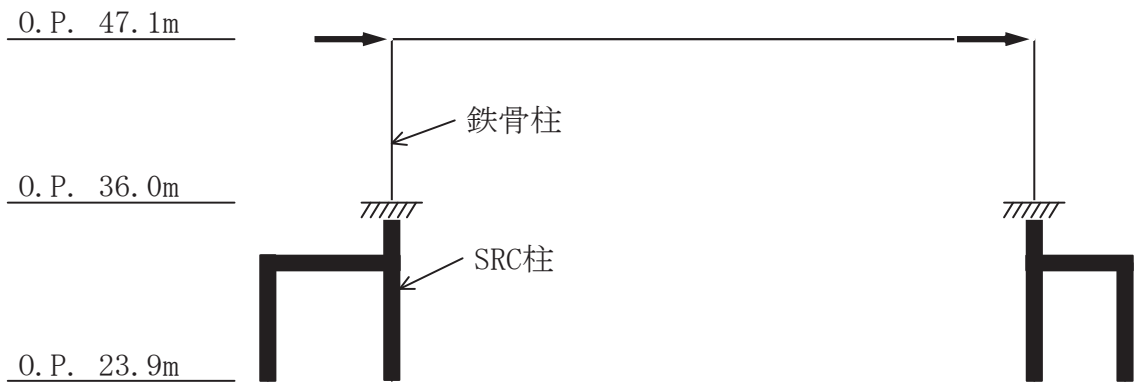
上記のフレームモデルを用い、静的漸増解析を実施し、層単位の荷重(Q)－変形(γ)関係を求める。このとき、柱部材に生じる長期の曲げ応力は小さいことから考慮していない。

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。

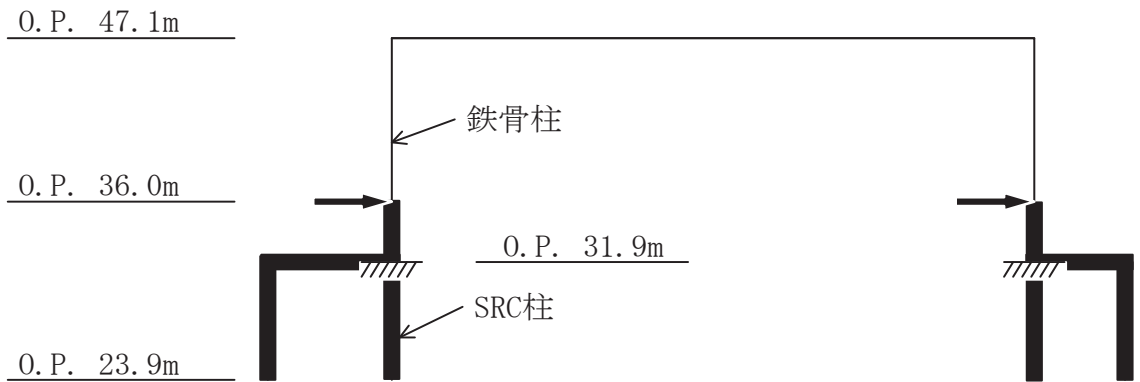
モデル(1)に関しては鉄骨柱の柱頭部のせん断力と変位の関係からQ－ γ 曲線を作成し、モデル(2)に関してはSRC柱の柱頭部のせん断力と変位の関係からQ－ γ 曲線を作成し、モデル(3)に関しては2本のSRC柱のせん断力の和とクレーン階の変位の関係からQ－ γ 曲線を作成する。

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

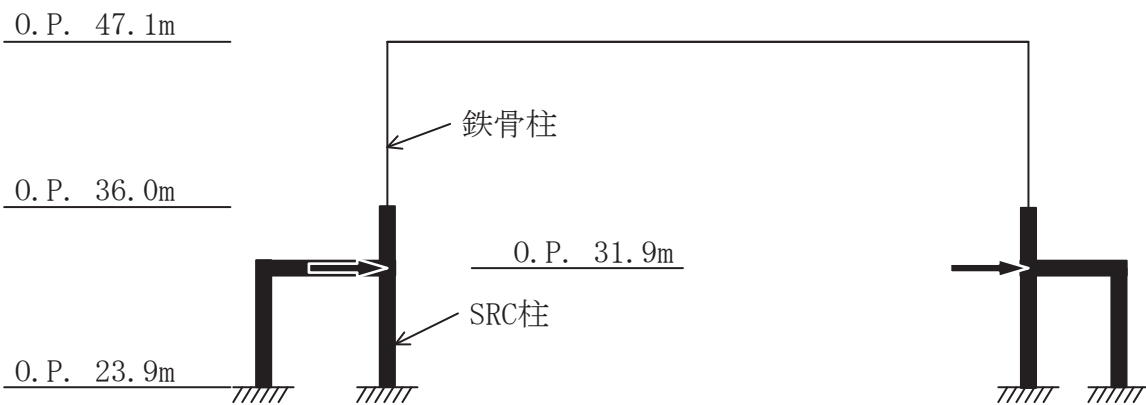
静的漸増解析の概要を図3-3に示す。



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

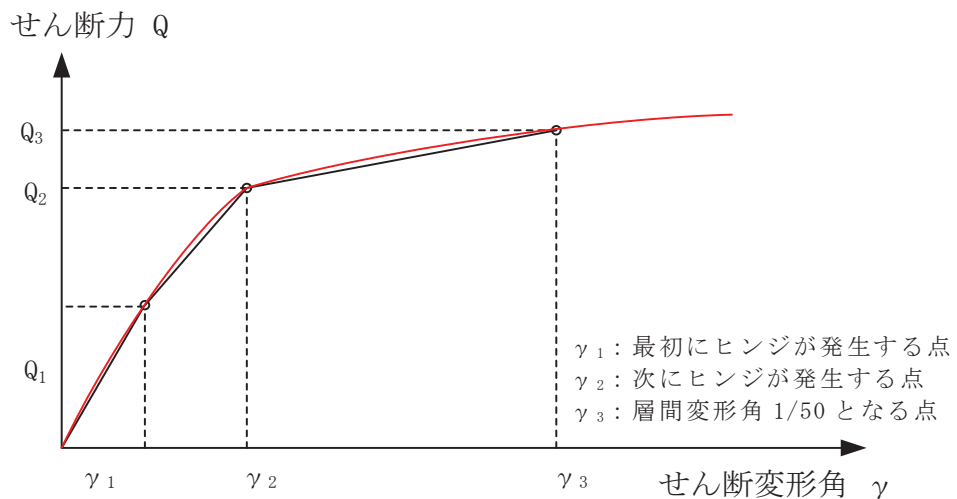


図 3-3 荷重－変形関係の等価せん断スケルトンへの置換方法

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。

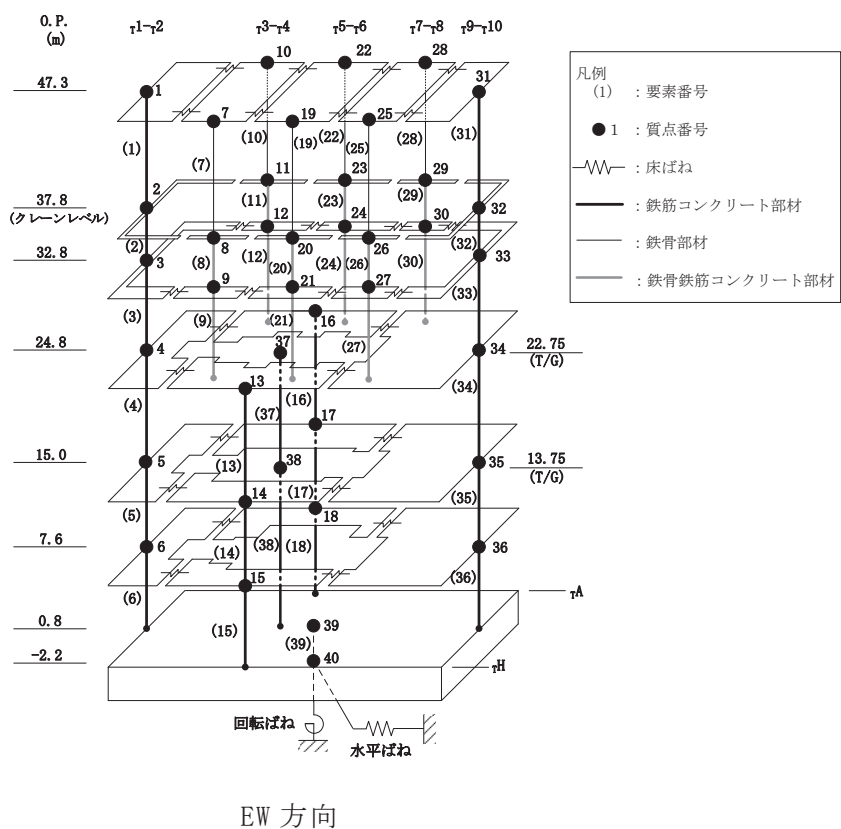
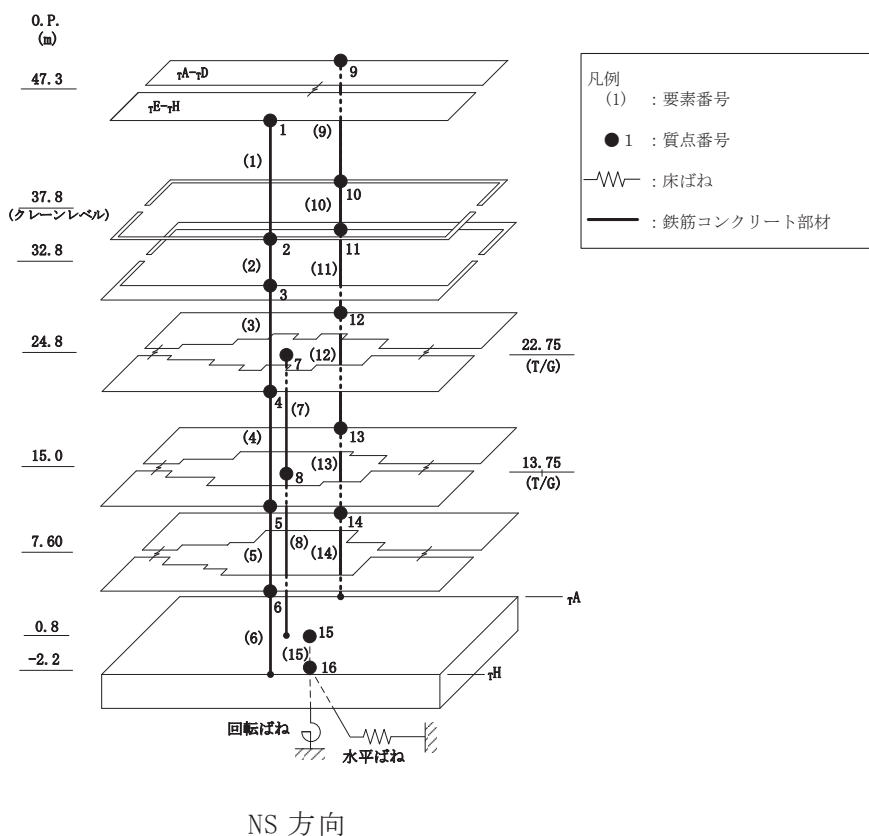


図 4-1 地震応答解析モデル

表 4-1(1) 解析モデルの諸元 (NS 方向)

(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)

(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%

表 4-2(1) 解析モデルの諸元 (EW 方向)

(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							
	τ1-τ2	τ3-τ4		τ5-τ6		τ7-τ8		τ9-τ10
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
	τ1-τ2	τ3-τ6 (TH側)		τ3-τ6 (TA側)		T/G	τ7-τ10	
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* = $5.251 \times 10^8 \text{ kN} \cdot \text{m}^2$

注記* : 回転慣性重量は基礎下質点 (質点番号40) に集約している。

表 4-2(2) 解析モデルの諸元 (EW 方向)

(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 ³ m ⁴)

標高 O. P. (m)	建屋							
	1-12	3-14		5-16		7-18		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
	1-12	3-16 (TG側)		3-16 (TA側)		T/G	7-10	
24.8 22.75 (T/G)	4	13		16		37	34	
	64.4	34.8		54.9		18.88	93.4	
	278.6	15.83		24.25		∞	403.5	
15.0 13.75 (T/G)	5	14		17		38	35	
	122.0	38.1		51.4		11.45	138.4	
	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・SRC造フレーム (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	9.27×10 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%

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	1.06×10 ⁴ (N/mm ²)
せん断弾性係数	G	4.55×10 ³ (N/mm ²)
ポアソン比	ν	0.167
減衰定数	h	5%

③T/G架台 (要素37, 38)

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%

④S造フレーム (要素7, 10, 19, 22, 25, 28)

ヤング係数	E	2.05×10 ⁵ (N/mm ²)
せん断弾性係数	G	7.90×10 ⁴ (N/mm ²)
ポアソン比	ν	0.3
減衰定数	h	2%

4.2 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タービン建屋の使用材料の物性値を表4-3～表4-5に示す。
また、表4-6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 4-3 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 4-4 使用材料の物性値（鉄筋）

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

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

表 4-5 使用材料の物性値（鉄骨）

種別	板厚	降伏応力度 sσ _y (N/mm ²)
SM490 相当*	t ≤ 40mm	325

注記*：建設当時の鋼材の種類はSM50であるが、現在の規格（SM490）に読み替えた降伏応力度を示す。

表 4-6 RC 造耐震壁及び SRC 造フレームの初期剛性の設計値に対する補正係数

部位	方向	補正係数
建屋全体	NS	0.35 (O.P. 24.8m より上部 0.30)
	EW	0.40 (O.P. 24.8m より上部 0.35)

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

(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 4-7 に示す。

表 4-7(1) 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	部位	壁	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)	$\tau E - \tau H$	TG11	32.4	1.14	24.00	0.131	1.85	0.162
(2)	$\tau E - \tau H$	TG11	32.4	1.14	24.00	1.065	2.25	0.198
(3)	$\tau E - \tau H$	TH11	32.4	1.14	28.80	0.723	1.87	0.164
(4)	$\tau E - \tau H$	TF23	32.4	1.14	6.66	0.636	2.09	0.184
		TG23	32.4	1.14	6.66	1.533		
		TG68	32.4	1.14	28.92	1.010		
		TH11	32.4	1.14	89.98	0.514		
(5)	$\tau E - \tau H$	TF23	32.4	1.14	14.43	0.704	2.19	0.192
		TG23	32.4	1.14	16.65	0.939		
		TG68	32.4	1.14	23.00	1.409		
		TH11	32.4	1.14	94.50	0.808		
(6)	$\tau E - \tau H$	TF23	32.4	1.14	8.88	1.617	2.34	0.206
		TF78	32.4	1.14	11.34	1.552		
		TG28	32.4	1.14	61.35	1.403		
		TH11	32.4	1.14	96.00	1.165		
(9)	$\tau A - \tau D$	TB11	32.4	1.14	24.00	0.131	1.85	0.162
(10)	$\tau A - \tau D$	TB11	32.4	1.14	24.00	1.065	2.25	0.198
(11)	$\tau A - \tau D$	TA11	32.4	1.14	36.01	0.518	1.83	0.161
(12)	$\tau A - \tau D$	TA11	32.4	1.14	94.00	0.481	2.06	0.181
		TB28	32.4	1.14	57.54	0.870		
		TC48	32.4	1.14	37.33	0.481		
		TD23	32.4	1.14	7.77	0.892		
(13)	$\tau A - \tau D$	TA11	32.4	1.14	96.00	0.740	2.22	0.195
		TB28	32.4	1.14	49.50	1.472		
		TC48	32.4	1.14	32.78	1.045		
		TD23	32.4	1.14	14.43	0.997		
(14)	$\tau A - \tau D$	TA11	32.4	1.14	96.00	0.958	2.36	0.207
		TB28	32.4	1.14	47.73	1.896		
		TC28	32.4	1.14	37.07	1.464		
		TD23	32.4	1.14	6.66	2.079		
		TD78	32.4	1.14	11.34	1.486		

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

表 4-7(2) せん断力のスケルトンカーブ ($\tau - \gamma$ 関係, 第 1 折点) (補正前)

(b) EW 方向

要素 番号	部位	壁	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)	$\tau_1-\tau_2$	T1BG	32.4	1.14	15.72	0.128	1.82	0.160
(2)	$\tau_1-\tau_2$	T1BG	32.4	1.14	15.72	0.600	2.04	0.179
(3)	$\tau_1-\tau_2$	T1AH	32.4	1.14	23.08	0.604	1.96	0.172
(4)	$\tau_1-\tau_2$	T1AH	32.4	1.14	58.44	0.537	2.04	0.179
		T2GH	32.4	1.14	5.92	0.661		
(5)	$\tau_1-\tau_2$	T1AH	32.4	1.14	69.24	0.771	2.13	0.187
		T2BH	32.4	1.14	52.76	0.758		
(6)	$\tau_1-\tau_2$	T1AH	32.4	1.14	69.24	1.024	2.28	0.200
		T2BH	32.4	1.14	43.78	1.301		
(13)	$\tau_3-\tau_6$ (τ_H 側)	T4FH	32.4	1.14	22.89	0.563	2.05	0.180
		T6GH	32.4	1.14	11.88	0.624		
(14)	$\tau_3-\tau_6$ (τ_H 側)	T3GH	32.4	1.14	13.86	0.847	2.28	0.200
		T4FH	32.4	1.14	14.36	1.380		
		T6GH	32.4	1.14	9.90	1.201		
(15)	$\tau_3-\tau_6$ (τ_H 側)	T3GH	32.4	1.14	12.87	1.379	2.35	0.207
		T4FH	32.4	1.14	18.56	1.373		
		T5GH	32.4	1.14	12.64	1.164		
		T6GH	32.4	1.14	12.64	1.358		
(16)	$\tau_3-\tau_6$ (τ_A 側)	T3BC	32.4	1.14	8.80	0.836	2.07	0.182
		T4BD	32.4	1.14	23.19	0.504		
		T5BC	32.4	1.14	9.75	0.586		
		T6BC	32.4	1.14	13.20	0.697		
(17)	$\tau_3-\tau_6$ (τ_A 側)	T3BC	32.4	1.14	8.80	1.583	2.35	0.206
		T4BD	32.4	1.14	15.82	1.350		
		T5BC	32.4	1.14	8.80	1.333		
		T6BD	32.4	1.14	18.00	1.139		
(18)	$\tau_3-\tau_6$ (τ_A 側)	T3BD	32.4	1.14	17.22	1.726	2.51	0.221
		T4BD	32.4	1.14	14.22	2.275		
		T5BC	32.4	1.14	13.20	1.445		
		T6BD	32.4	1.14	16.04	1.597		
(31)	$\tau_9-\tau_{10}$	T10BG	32.4	1.14	15.72	0.128	1.82	0.160
(32)	$\tau_9-\tau_{10}$	T10BG	32.4	1.14	15.72	0.594	2.03	0.179
(33)	$\tau_9-\tau_{10}$	T10AH	32.4	1.14	37.54	0.424	1.92	0.169
(34)	$\tau_7-\tau_{10}$	T7BC	32.4	1.14	13.20	0.730	2.08	0.183
		T8BC	32.4	1.14	11.00	1.048		
		T10AH	32.4	1.14	69.24	0.570		
(35)	$\tau_7-\tau_{10}$	T7BG	32.4	1.14	34.35	1.232	2.28	0.201
		T8BG	32.4	1.14	34.82	1.593		
		T10AH	32.4	1.14	69.24	0.896		
(36)	$\tau_7-\tau_{10}$	T7BH	32.4	1.14	39.25	1.471	2.38	0.210
		T8BH	32.4	1.14	38.08	1.776		
		T10AH	32.4	1.14	69.24	1.189		

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4-8に示す。

表4-8 せん断力のスケルトンカーブ ($\tau - \gamma$ 関係, 第2折点) (補正前)

(a) NS方向

要素番号	部位	τ_2^{*1} (N/mm ²)	γ_2^{*2} ($\times 10^{-3}$)
(1)	$\tau E - \tau H$	2.49	0.487
(2)	$\tau E - \tau H$	3.04	0.594
(3)	$\tau E - \tau H$	2.52	0.557
(4)	$\tau E - \tau H$	2.82	0.551
(5)	$\tau E - \tau H$	2.95	0.577
(6)	$\tau E - \tau H$	3.16	0.617
(9)	$\tau A - \tau D$	2.49	0.487
(10)	$\tau A - \tau D$	3.04	0.594
(11)	$\tau A - \tau D$	2.47	0.534
(12)	$\tau A - \tau D$	2.79	0.544
(13)	$\tau A - \tau D$	3.00	0.586
(14)	$\tau A - \tau D$	3.18	0.621

(b) EW方向

要素番号	部位	τ_2^{*1} (N/mm ²)	γ_2^{*2} ($\times 10^{-3}$)
(1)	$\tau 1 - \tau 2$	2.46	0.487
(2)	$\tau 1 - \tau 2$	2.75	0.544
(3)	$\tau 1 - \tau 2$	2.64	0.544
(4)	$\tau 1 - \tau 2$	2.75	0.537
(5)	$\tau 1 - \tau 2$	2.88	0.562
(6)	$\tau 1 - \tau 2$	3.08	0.601
(13)	$\tau 3 - \tau 6$ (TH側)	2.77	0.542
(14)	$\tau 3 - \tau 6$ (TH側)	3.08	0.601
(15)	$\tau 3 - \tau 6$ (TH側)	3.18	0.620
(16)	$\tau 3 - \tau 6$ (TA側)	2.79	0.545
(17)	$\tau 3 - \tau 6$ (TA側)	3.17	0.619
(18)	$\tau 3 - \tau 6$ (TA側)	3.39	0.662
(31)	$\tau 9 - \tau 10$	2.46	0.487
(32)	$\tau 9 - \tau 10$	2.75	0.543
(33)	$\tau 9 - \tau 10$	2.60	0.523
(34)	$\tau 7 - \tau 10$	2.81	0.549
(35)	$\tau 7 - \tau 10$	3.08	0.602
(36)	$\tau 7 - \tau 10$	3.22	0.629

注記*1: $\tau_2 = 1.35 \cdot \tau_1$

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

(3) 終局点

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

RC造耐震壁の各要素におけるせん断力のスケルトンカーブの終局点の設定根拠を表4-9に示す。また、一例としてタービン建屋のO.P.0.80m~O.P.7.60mについて、各耐震壁の配筋を示したものを図4-2及び表4-10に示す。

表4-9(1) せん断力のスケルトンカーブ ($\tau - \gamma$ 関係, 終局点) (補正前)

(a) NS方向

要素番号	部位	壁	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)	$\tau E-\tau H$	TG11	0.796	0.796	0.131	0.240	5.77	4.00
(2)	$\tau E-\tau H$	TG11	1.148	1.148	1.065	0.240	6.49	4.00
(3)	$\tau E-\tau H$	TH11	1.290	1.290	0.723	0.240	5.86	4.00
(4)	$\tau E-\tau H$	TF23	0.478	0.478	0.636	0.883	5.07	4.00
		TG23	0.478	0.478	1.533	0.933		
		TG68	0.535	0.535	1.010	0.421		
		TH11	0.957	0.794	0.514	0.240		
(5)	$\tau E-\tau H$	TF23	0.494	0.494	0.704	0.952	5.57	4.00
		TG23	0.529	0.529	0.939	0.887		
		TG68	0.607	0.607	1.409	0.478		
		TH11	1.436	1.191	0.808	0.240		
(6)	$\tau E-\tau H$	TF23	0.634	0.634	1.617	1.360	5.36	4.00
		TF78	0.563	0.563	1.552	0.589		
		TG28	0.635	0.635	1.403	0.240		
		TH11	1.436	1.191	1.165	0.281		
(9)	$\tau A-\tau D$	TB11	0.796	0.796	0.131	0.240	5.77	4.00
(10)	$\tau A-\tau D$	TB11	1.148	1.148	1.065	0.240	6.49	4.00
(11)	$\tau A-\tau D$	TA11	1.201	1.158	0.518	0.240	5.81	4.00
(12)	$\tau A-\tau D$	TA11	0.957	0.794	0.481	0.240	4.60	4.00
		TB28	0.517	0.517	0.870	0.240		
		TC48	0.591	0.591	0.481	0.240		
		TD23	0.553	0.553	0.892	0.878		
(13)	$\tau A-\tau D$	TA11	1.436	1.191	0.740	0.240	5.24	4.00
		TB28	0.680	0.680	1.472	0.240		
		TC48	0.770	0.770	1.045	0.283		
		TD23	0.494	0.494	0.997	0.706		
(14)	$\tau A-\tau D$	TA11	1.436	1.191	0.958	0.254	5.26	4.00
		TB28	0.685	0.685	1.896	0.286		
		TC28	0.783	0.783	1.464	0.274		
		TD23	0.645	0.645	2.079	1.249		
		TD78	0.563	0.563	1.486	0.591		

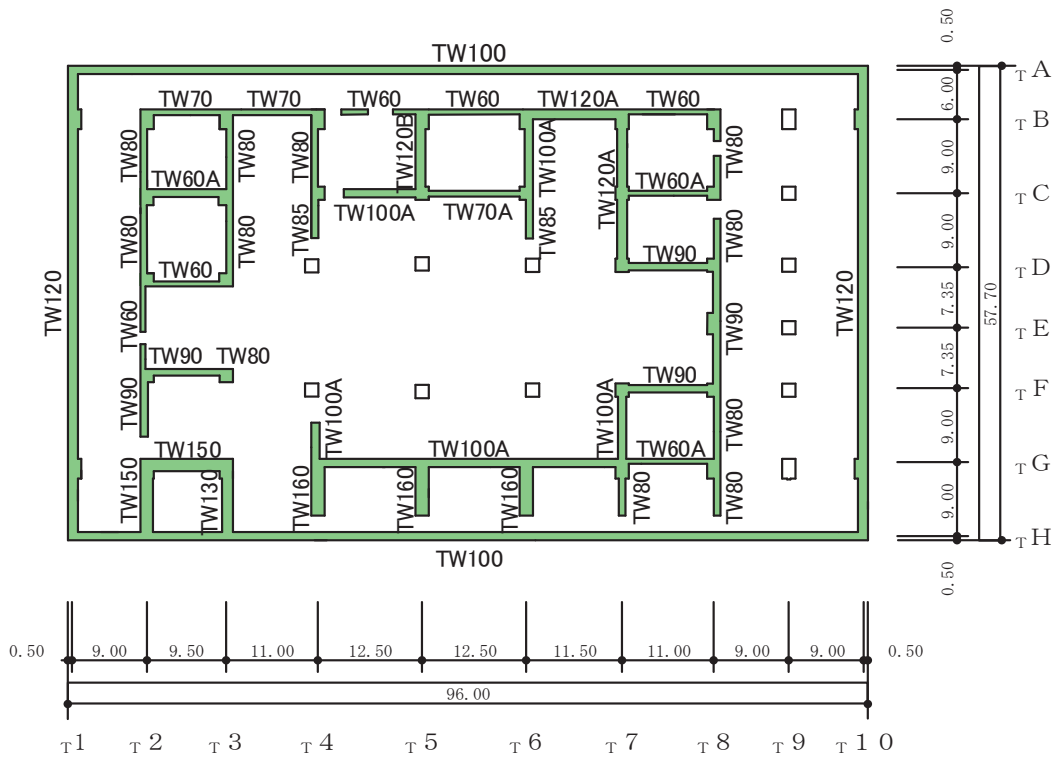
注記* : 縦軸応力度 σ_v = 当該部分が支える重量 / 断面積

表 4-9(2) せん断力のスケルトンカーブ ($\tau - \gamma$ 関係, 終局点) (補正前)

(b) EW 方向

要素 番号	部位	壁	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)	$\tau_1-\tau_2$	T1BG	1.106	0.820	0.128	0.240	5.95	4.00
(2)	$\tau_1-\tau_2$	T1BG	1.449	1.106	0.600	0.295	6.44	4.00
(3)	$\tau_1-\tau_2$	T1AH	1.605	1.268	0.604	0.278	6.44	4.00
(4)	$\tau_1-\tau_2$	T1AH	1.196	0.993	0.537	0.366	5.88	4.00
		T2GH	0.634	0.634	0.661	1.077		
(5)	$\tau_1-\tau_2$	T1AH	1.595	1.196	0.771	0.520	5.44	4.00
		T2BH	0.571	0.571	0.758	0.240		
(6)	$\tau_1-\tau_2$	T1AH	1.595	1.196	1.024	0.620	5.60	4.00
		T2BH	0.602	0.602	1.301	0.291		
(13)	$\tau_3-\tau_6$ (τ_H 側)	T4FH	0.535	0.535	0.563	0.528	3.85	4.00
		T6GH	0.535	0.535	0.624	1.126		
(14)	$\tau_3-\tau_6$ (τ_H 側)	T3GH	0.567	0.567	0.847	0.855	3.86	4.00
		T4FH	0.654	0.654	1.380	0.962		
		T6GH	0.642	0.642	1.201	1.578		
(15)	$\tau_3-\tau_6$ (τ_H 側)	T3GH	0.611	0.611	1.379	1.485	3.62	4.00
		T4FH	0.616	0.616	1.373	1.209		
		T5GH	0.598	0.598	1.164	0.764		
		T6GH	0.598	0.598	1.358	2.270		
(16)	$\tau_3-\tau_6$ (τ_A 側)	T3BC	0.634	0.634	0.836	0.916	3.52	4.00
		T4BD	0.545	0.545	0.504	0.503		
		T5BC	0.494	0.494	0.586	0.990		
		T6BC	0.535	0.535	0.697	0.990		
(17)	$\tau_3-\tau_6$ (τ_A 側)	T3BC	0.634	0.634	1.583	1.015	3.52	4.00
		T4BD	0.634	0.634	1.350	0.832		
		T5BC	0.634	0.634	1.333	1.373		
		T6BD	0.639	0.639	1.139	0.720		
(18)	$\tau_3-\tau_6$ (τ_A 側)	T3BD	0.634	0.634	1.726	0.638	3.42	4.00
		T4BD	0.634	0.634	2.275	1.231		
		T5BC	0.535	0.535	1.445	1.672		
		T6BD	0.639	0.639	1.597	0.978		
(31)	$\tau_9-\tau_{10}$	T10BG	1.106	0.820	0.128	0.240	5.95	4.00
(32)	$\tau_9-\tau_{10}$	T10BG	1.449	1.106	0.594	0.304	6.43	4.00
(33)	$\tau_9-\tau_{10}$	T10AH	1.194	0.967	0.424	0.280	6.01	4.00
(34)	$\tau_7-\tau_{10}$	T7BC	0.662	0.662	0.730	0.990	5.49	4.00
		T8BC	0.642	0.642	1.048	0.990		
		T10AH	1.196	0.993	0.570	0.330		
(35)	$\tau_7-\tau_{10}$	T7BG	0.647	0.647	1.232	0.307	5.33	4.00
		T8BG	0.573	0.573	1.593	0.259		
		T10AH	1.595	1.196	0.896	0.452		
(36)	$\tau_7-\tau_{10}$	T7BH	0.653	0.653	1.471	0.340	5.19	4.00
		T8BH	0.605	0.605	1.776	0.320		
		T10AH	1.595	1.196	1.189	0.556		

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



(単位：m)

地下2階伏図

図4-2 耐震壁の配筋図 (0.P.0.8m ~ 0.P.7.6m)

表4-10 耐震壁の配筋 (O.P. 0.8m ~ 0.P. 7.6m)

記号	壁厚	縦筋	横筋
TW60	600	2-D22@200	2-D22@200
TW60A	600	2-D25@200	2-D25@200
TW70	700	2-D25@200	2-D25@200
TW70A	700	2-D29@200	2-D29@200
TW80	800	2-D25@200	2-D25@200
TW85	850	2-D25@200	2-D25@200
TW90	900	2-D25@200	2-D25@200
TW100	1000	2-D35@200 + 2-D35@400	2-D32@200 + 2-D32@400
TW100A	1000	2-D29@200	2-D29@200
TW120	1200	4-D35@200	2-D35@200 + 2-D35@400
TW120A	1200	2-D32@200	2-D32@200
TW120B	1200	2-D29@200	2-D29@200
TW130	1300	2-D32@200	2-D32@200
TW150	1500	2-D32@200	2-D32@200
TW160	1600	2-D35@200	2-D35@200

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

(1) 第 1 折点

SRC 造フレームの各要素におけるせん断力のスケルトンカーブの第 1 折点の諸数値を表 4-11 に示す。

表 4-11 せん断力のスケルトンカーブ (Q- γ 関係, 第 1 折点) (補正前)
EW 方向

要素 番号	部位	Q_1 (kN)	γ_1^* ($\times 10^{-3}$)
(8)	$\tau 3-\tau 4$	16083	1.58
(9)	$\tau 3-\tau 4$	15455	3.15
(11)	$\tau 3-\tau 4$	16083	1.58
(12)	$\tau 3-\tau 4$	15799	3.12
(20)	$\tau 5-\tau 6$	16171	1.59
(21)	$\tau 5-\tau 6$	15661	3.19
(23)	$\tau 5-\tau 6$	16171	1.59
(24)	$\tau 5-\tau 6$	16004	3.15
(26)	$\tau 7-\tau 8$	16053	1.58
(27)	$\tau 7-\tau 8$	15396	3.14
(29)	$\tau 7-\tau 8$	16053	1.58
(30)	$\tau 7-\tau 8$	15965	3.15

注記* : 層間変位 δ を階高 h で除して算出したせん断変形角を表す。

(2) 第2折点

SRC造フレームの各要素におけるせん断力のスケルトンカーブの第2折点の諸数値を表4-12に示す。

表4-12 せん断力のスケルトンカーブ(Q- γ 関係, 第2折点)(補正前)

EW方向

要素番号	部位	Q ₂ (kN)	γ_{2}^* ($\times 10^{-3}$)
(8)	T3-T4	26409	15.0
(9)	T3-T4	18083	4.88
(11)	T3-T4	26409	15.0
(12)	T3-T4	18162	4.86
(20)	T5-T6	26498	15.0
(21)	T5-T6	18211	4.88
(23)	T5-T6	26498	15.0
(24)	T5-T6	18289	4.85
(26)	T7-T8	26390	15.0
(27)	T7-T8	18074	4.89
(29)	T7-T8	26390	15.0
(30)	T7-T8	18260	4.88

注記* : 層間変位 δ を階高 h で除して算出したせん断変形角を表す。

(3) 終局点

SRC 造フレーム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諸数値を表 4-13 に示す。

表 4-13 せん断力のスケルトンカーブ (Q- γ 関係, 終局点) (補正前)

EW 方向

要素番号	部位	Q ₃ (kN)	γ_{3}^{*} ($\times 10^{-3}$)
(8)	T3-T4	26644	20.0
(9)	T3-T4	20182	20.0
(11)	T3-T4	26644	20.0
(12)	T3-T4	20077	19.0
(20)	T5-T6	26720	20.0
(21)	T5-T6	20429	20.0
(23)	T5-T6	26720	20.0
(24)	T5-T6	20409	20.0
(26)	T7-T8	26618	20.0
(27)	T7-T8	20154	20.0
(29)	T7-T8	26618	20.0
(30)	T7-T8	20393	20.0

注記* : 層間変位 δ を階高 h で除して算出したせん断変形角を表す。

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

(1) 第1折点

S造フレームの各要素におけるせん断力のスケルトンカーブの第1折点の諸数値を表4-14に示す。S造では剛性低下を考慮しない。

表4-14 せん断力のスケルトンカーブ（Q- γ 関係，第1折点）

EW方向

要素番号	部位	Q ₁ (kN)	γ_1^* ($\times 10^{-3}$)
(7)	$\tau 3-\tau 4$	5658	3.30
(10)	$\tau 3-\tau 4$	5658	3.30
(19)	$\tau 5-\tau 6$	5658	3.30
(22)	$\tau 5-\tau 6$	5658	3.30
(25)	$\tau 7-\tau 8$	5658	3.30
(28)	$\tau 7-\tau 8$	5658	3.30

注記*：層間変位 δ を階高 h で除して算出したせん断変形角を表す。

(2) 第2折点

S造フレームの各要素におけるせん断力のスケルトンカーブの第2折点の諸数値を表4-15に示す。

表4-15 せん断力のスケルトンカーブ (Q- γ 関係, 第2折点)

EW方向

要素番号	部位	Q ₂ (kN)	γ_{2}^* ($\times 10^{-3}$)
(7)	$\tau 3-\tau 4$	7639	7.82
(10)	$\tau 3-\tau 4$	7639	7.82
(19)	$\tau 5-\tau 6$	7639	7.82
(22)	$\tau 5-\tau 6$	7639	7.82
(25)	$\tau 7-\tau 8$	7639	7.82
(28)	$\tau 7-\tau 8$	7639	7.82

注記* : 層間変位 δ を階高 h で除して算出したせん断変形角を表す。

(3) 終局点

S 造フレーム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諸数値を表 4-16 に示す。

表 4-16 せん断力のスケルトンカーブ (Q - γ 関係, 終局点)

EW 方向

要素 番号	部位	Q ₃ (kN)	γ_{3}^{*} ($\times 10^{-3}$)
(7)	$\tau 3-\tau 4$	7645	20.0
(10)	$\tau 3-\tau 4$	7645	20.0
(19)	$\tau 5-\tau 6$	7645	20.0
(22)	$\tau 5-\tau 6$	7645	20.0
(25)	$\tau 7-\tau 8$	7645	20.0
(28)	$\tau 7-\tau 8$	7645	20.0

注記* : 層間変位 δ を階高 h で除して算出したせん断変形角を表す。

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

(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 4-17 に示す。

表 4-17(1) 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	部位	壁	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)	$\tau E - \tau H$	TG11	32.4	1.14	24.00	0.131	2.80	0.822
(2)	$\tau E - \tau H$	TG11	32.4	1.14	24.00	1.065	3.47	1.02
(3)	$\tau E - \tau H$	TH11	32.4	1.14	28.80	0.723	2.76	0.810
(4)	$\tau E - \tau H$	TF23	32.4	1.14	6.66	0.636	2.95	0.740
		TG23			6.66	1.533		
		TG68			28.92	1.010		
		TH11			89.98	0.514		
(5)	$\tau E - \tau H$	TF23	32.4	1.14	14.43	0.704	3.11	0.780
		TG23			16.65	0.939		
		TG68			23.00	1.409		
		TH11			94.50	0.808		
(6)	$\tau E - \tau H$	TF23	32.4	1.14	8.88	1.617	3.30	0.828
		TF78			11.34	1.552		
		TG28			61.35	1.403		
		TH11			96.00	1.165		
(9)	$\tau A - \tau D$	TB11	32.4	1.14	24.00	0.131	2.80	0.822
(10)	$\tau A - \tau D$	TB11	32.4	1.14	24.00	1.065	3.47	1.02
(11)	$\tau A - \tau D$	TA11	32.4	1.14	36.01	0.518	2.73	0.799
(12)	$\tau A - \tau D$	TA11	32.4	1.14	94.00	0.481	2.88	0.723
		TB28			57.54	0.870		
		TC48			37.33	0.481		
		TD23			7.77	0.892		
(13)	$\tau A - \tau D$	TA11	32.4	1.14	96.00	0.740	3.13	0.787
		TB28			49.50	1.472		
		TC48			32.78	1.045		
		TD23			14.43	0.997		
(14)	$\tau A - \tau D$	TA11	32.4	1.14	96.00	0.958	3.31	0.831
		TB28			47.73	1.896		
		TC28			37.07	1.464		
		TD23			6.66	2.079		
		TD78			11.34	1.486		

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

表 4-17(2) せん断力のスケルトンカーブ ($\tau - \gamma$ 関係, 第 1 折点) (補正後)

(b) EW 方向

要素 番号	部位	壁	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)	$\tau 1-\tau 2$	T1BG	32.4	1.14	15.72	0.128	2.63	0.662
(2)	$\tau 1-\tau 2$	T1BG	32.4	1.14	15.72	0.600	2.96	0.744
(3)	$\tau 1-\tau 2$	T1AH	32.4	1.14	23.08	0.604	2.83	0.710
(4)	$\tau 1-\tau 2$	T1AH	32.4	1.14	58.44	0.537	2.82	0.621
		T2GH	32.4	1.14	5.92	0.661		
(5)	$\tau 1-\tau 2$	T1AH	32.4	1.14	69.24	0.771	2.94	0.646
		T2BH	32.4	1.14	52.76	0.758		
(6)	$\tau 1-\tau 2$	T1AH	32.4	1.14	69.24	1.024	3.14	0.690
		T2BH	32.4	1.14	43.78	1.301		
(13)	$\tau 3-\tau 6$ (τH 側)	T4FH	32.4	1.14	22.89	0.563	2.79	0.613
		T6GH	32.4	1.14	11.88	0.624		
(14)	$\tau 3-\tau 6$ (τH 側)	T3GH	32.4	1.14	13.86	0.847	3.10	0.681
		T4FH	32.4	1.14	14.36	1.380		
		T6GH	32.4	1.14	9.90	1.201		
(15)	$\tau 3-\tau 6$ (τH 側)	T3GH	32.4	1.14	12.87	1.379	3.19	0.700
		T4FH	32.4	1.14	18.56	1.373		
		T5GH	32.4	1.14	12.64	1.164		
		T6GH	32.4	1.14	12.64	1.358		
(16)	$\tau 3-\tau 6$ (τA 側)	T3BC	32.4	1.14	8.80	0.836	2.81	0.617
		T4BD	32.4	1.14	23.19	0.504		
		T5BC	32.4	1.14	9.75	0.586		
		T6BC	32.4	1.14	13.20	0.697		
(17)	$\tau 3-\tau 6$ (τA 側)	T3BC	32.4	1.14	8.80	1.583	3.18	0.698
		T4BD	32.4	1.14	15.82	1.350		
		T5BC	32.4	1.14	8.80	1.333		
		T6BD	32.4	1.14	18.00	1.139		
(18)	$\tau 3-\tau 6$ (τA 側)	T3BD	32.4	1.14	17.22	1.726	3.39	0.744
		T4BD	32.4	1.14	14.22	2.275		
		T5BC	32.4	1.14	13.20	1.445		
		T6BD	32.4	1.14	16.04	1.597		
(31)	$\tau 9-\tau 10$	T10BG	32.4	1.14	15.72	0.128	2.63	0.662
(32)	$\tau 9-\tau 10$	T10BG	32.4	1.14	15.72	0.594	2.96	0.743
(33)	$\tau 9-\tau 10$	T10AH	32.4	1.14	37.54	0.424	2.76	0.694
(34)	$\tau 7-\tau 10$	T7BC	32.4	1.14	13.20	0.730	2.87	0.631
		T8BC	32.4	1.14	11.00	1.048		
		T10AH	32.4	1.14	69.24	0.570		
(35)	$\tau 7-\tau 10$	T7BG	32.4	1.14	34.35	1.232	3.14	0.691
		T8BG	32.4	1.14	34.82	1.593		
		T10AH	32.4	1.14	69.24	0.896		
(36)	$\tau 7-\tau 10$	T7BH	32.4	1.14	39.25	1.471	3.27	0.719
		T8BH	32.4	1.14	38.08	1.776		
		T10AH	32.4	1.14	69.24	1.189		

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 造耐震壁の補正後の初期剛性が第 3 勾配と交わるため第 2 折点は設定されない。

(3) 終局点

RC 造耐震壁のせん断力のスケルトンカーブの剛性低下による補正後の終局点は表 4-9 で示した補正前の終局点と同じ値である。

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

(1) 第 1 折点

SRC 造フレームの各要素におけるせん断力のスケルトンカーブの第 1 折点の諸数値を表 4-18 に示す。

表 4-18 せん断力のスケルトンカーブ (Q- γ 関係, 第 1 折点) (補正後)

(a) EW 方向

要素 番号	部位	Q_1' (kN)	γ_1' ($\times 10^{-3}$)
(8)	$\tau_{3-\tau 4}$	18966	5.32
(9)	$\tau_{3-\tau 4}$	18937	11.0
(11)	$\tau_{3-\tau 4}$	18966	5.32
(12)	$\tau_{3-\tau 4}$	18956	10.7
(20)	$\tau_{5-\tau 6}$	19074	5.35
(21)	$\tau_{5-\tau 6}$	19133	11.1
(23)	$\tau_{5-\tau 6}$	19074	5.35
(24)	$\tau_{5-\tau 6}$	19113	10.8
(26)	$\tau_{7-\tau 8}$	18937	5.31
(27)	$\tau_{7-\tau 8}$	18917	11.0
(29)	$\tau_{7-\tau 8}$	18937	5.31
(30)	$\tau_{7-\tau 8}$	19094	10.8

(2) 第2折点

SRC造フレーム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、O.P. 37.8m～O.P. 32.8mでは表4-12で示した補正前の第2折点と同じ値である。O.P. 32.8m～O.P. 24.8mでは、補正後の初期剛性が第3勾配と交わるため第2折点は設定されない。

(3) 終局点

SRC 造フレーム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 4-13 で示した補正前の終局点と同じ値である。

5. まとめ

5.1 耐震壁部のスケルトンカーブのまとめ

タービン建屋の耐震壁部におけるせん断力のスケルトンカーブの設定について整理した。算出したせん断力のスケルトンカーブの諸数値を表 5-1 に示す。

表 5-1(1) 耐震壁部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	部位	τ_1' (N/mm ²)	γ_1' ($\times 10^{-3}$)	τ_2 (N/mm ²)	γ_2 ($\times 10^{-3}$)	τ_3 (N/mm ²)	γ_3 ($\times 10^{-3}$)
(1)	$\tau E - \tau H$	2.80	0.822	—	—	5.77	4.00
(2)	$\tau E - \tau H$	3.47	1.02	—	—	6.49	4.00
(3)	$\tau E - \tau H$	2.76	0.810	—	—	5.86	4.00
(4)	$\tau E - \tau H$	2.95	0.740	—	—	5.07	4.00
(5)	$\tau E - \tau H$	3.11	0.780	—	—	5.57	4.00
(6)	$\tau E - \tau H$	3.30	0.828	—	—	5.36	4.00
(9)	$\tau A - \tau D$	2.80	0.822	—	—	5.77	4.00
(10)	$\tau A - \tau D$	3.47	1.02	—	—	6.49	4.00
(11)	$\tau A - \tau D$	2.73	0.799	—	—	5.81	4.00
(12)	$\tau A - \tau D$	2.88	0.723	—	—	4.60	4.00
(13)	$\tau A - \tau D$	3.13	0.787	—	—	5.24	4.00
(14)	$\tau A - \tau D$	3.31	0.831	—	—	5.26	4.00

表 5-1(2) 耐震壁部のせん断力のスケルトンカーブ ($\tau - \gamma$ 関係)

(b) EW 方向

要素 番号	部位	τ_1' (N/mm ²)	γ_1' ($\times 10^{-3}$)	τ_2 (N/mm ²)	γ_2 ($\times 10^{-3}$)	τ_3 (N/mm ²)	γ_3 ($\times 10^{-3}$)
(1)	$\tau_1-\tau_2$	2.63	0.662	—	—	5.95	4.00
(2)	$\tau_1-\tau_2$	2.96	0.744	—	—	6.44	4.00
(3)	$\tau_1-\tau_2$	2.83	0.710	—	—	6.44	4.00
(4)	$\tau_1-\tau_2$	2.82	0.621	—	—	5.88	4.00
(5)	$\tau_1-\tau_2$	2.94	0.646	—	—	5.44	4.00
(6)	$\tau_1-\tau_2$	3.14	0.690	—	—	5.60	4.00
(13)	$\tau_3-\tau_6$ (τ_H 側)	2.79	0.613	—	—	3.85	4.00
(14)	$\tau_3-\tau_6$ (τ_H 側)	3.10	0.681	—	—	3.86	4.00
(15)	$\tau_3-\tau_6$ (τ_H 側)	3.19	0.700	—	—	3.62	4.00
(16)	$\tau_3-\tau_6$ (τ_A 側)	2.81	0.617	—	—	3.52	4.00
(17)	$\tau_3-\tau_6$ (τ_A 側)	3.18	0.698	—	—	3.52	4.00
(18)	$\tau_3-\tau_6$ (τ_A 側)	3.39	0.744	—	—	3.42	4.00
(31)	$\tau_9-\tau_{10}$	2.63	0.662	—	—	5.95	4.00
(32)	$\tau_9-\tau_{10}$	2.96	0.743	—	—	6.43	4.00
(33)	$\tau_9-\tau_{10}$	2.76	0.694	—	—	6.01	4.00
(34)	$\tau_7-\tau_{10}$	2.87	0.631	—	—	5.49	4.00
(35)	$\tau_7-\tau_{10}$	3.14	0.691	—	—	5.33	4.00
(36)	$\tau_7-\tau_{10}$	3.27	0.719	—	—	5.19	4.00

5.2 SRC 造フレームのスケルトンカーブのまとめ

タービン建屋の SRC 造フレームにおけるせん断力のスケルトンカーブの設定について整理した。算出したせん断力のスケルトンカーブの諸数値を表 5-2 に示す。

表 5-2 SRC 造フレームのせん断力のスケルトンカーブ (Q - γ 関係)

EW 方向

要素 番号	部位	構造	Q_1' (kN)	γ_1' ($\times 10^{-3}$)	Q_2 (kN)	γ_2 ($\times 10^{-3}$)	Q_3 (kN)	γ_3 ($\times 10^{-3}$)
(8)	$\tau 3-\tau 4$	SRC	18966	5.32	26409	15.0	26644	20.0
(9)	$\tau 3-\tau 4$	SRC	18937	11.0	—	—	20182	20.0
(11)	$\tau 3-\tau 4$	SRC	18966	5.32	26409	15.0	26644	20.0
(12)	$\tau 3-\tau 4$	SRC	18956	10.7	—	—	20077	19.0
(20)	$\tau 5-\tau 6$	SRC	19074	5.35	26498	15.0	26720	20.0
(21)	$\tau 5-\tau 6$	SRC	19133	11.1	—	—	20429	20.0
(23)	$\tau 5-\tau 6$	SRC	19074	5.35	26498	15.0	26720	20.0
(24)	$\tau 5-\tau 6$	SRC	19113	10.8	—	—	20409	20.0
(26)	$\tau 7-\tau 8$	SRC	18937	5.31	26390	15.0	26618	20.0
(27)	$\tau 7-\tau 8$	SRC	18917	11.0	—	—	20154	20.0
(29)	$\tau 7-\tau 8$	SRC	18937	5.31	26390	15.0	26618	20.0
(30)	$\tau 7-\tau 8$	SRC	19094	10.8	—	—	20393	20.0

5.3 S造フレームのスケルトンカーブのまとめ

タービン建屋のS造フレームにおけるせん断力のスケルトンカーブの設定について整理した。算出したせん断力のスケルトンカーブの諸数値を表5-3に示す。

表5-3 S造フレームのせん断力のスケルトンカーブ (Q- γ 関係)

EW方向

要素番号	部位	構造	Q ₁ (kN)	γ_1 ($\times 10^{-3}$)	Q ₂ (kN)	γ_2 ($\times 10^{-3}$)	Q ₃ (kN)	γ_3 ($\times 10^{-3}$)
(7)	r3-r4	S	5658	3.30	7639	7.82	7645	20.0
(10)	r3-r4	S	5658	3.30	7639	7.82	7645	20.0
(19)	r5-r6	S	5658	3.30	7639	7.82	7645	20.0
(22)	r5-r6	S	5658	3.30	7639	7.82	7645	20.0
(25)	r7-r8	S	5658	3.30	7639	7.82	7645	20.0
(28)	r7-r8	S	5658	3.30	7639	7.82	7645	20.0

別紙 3-1 タービン建屋のフレーム部の構造詳細

目次

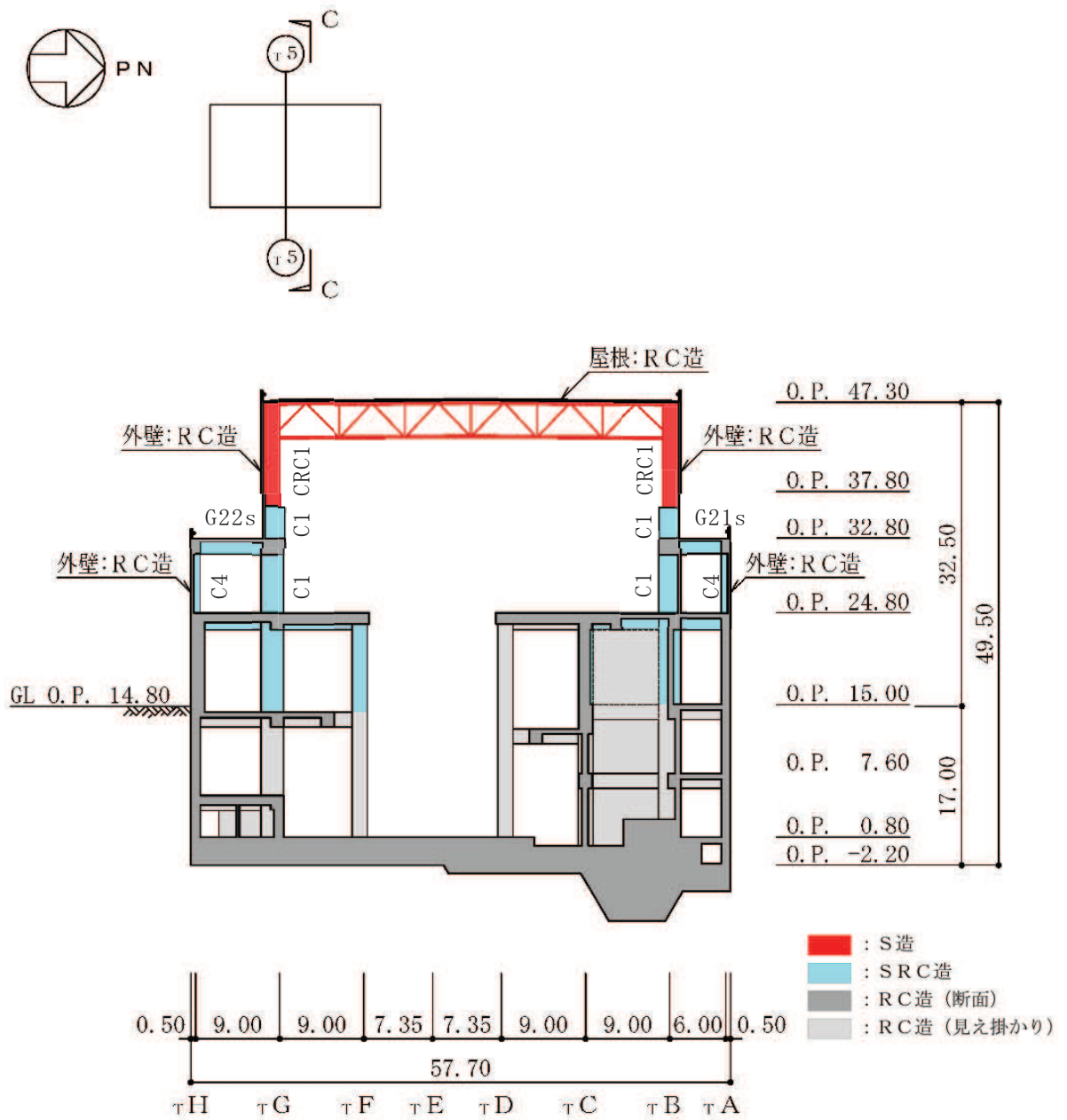
1. タービン建屋のフレーム部の構造詳細..... 別紙 3-1-1

1. タービン建屋のフレーム部の構造詳細

タービン建屋の地震応答解析モデルにおける等価せん断スケルトンの設定にあたっては、鉄筋コンクリート造、鉄骨鉄筋コンクリート造及び鉄骨造のフレームの非線形特性を考慮した静的漸増解析を実施している。

本資料は、タービン建屋のフレーム部の構造詳細について、T5通りを代表構面として部材断面を説明するものである。タービン建屋 T5通り構面の概略断面図を図3-1、断面詳細図を図3-2に示す。

T5通り構面の O. P. 24. 8m より上部をフレーム部として扱っている。



大梁の断面

3 階	符号	G21s		
	位置	TA,TH端	中央	TB,TG端
	鉄骨	BH-1300×500×28×40		BH-1300×700×28×40
	上端筋	8-D38	8-D38	8-D38
	下端筋	8-D38	8-D38	8-D38
	あばら筋	2-D16@200		
		G22s		
		TB端	中央	TA端
	鉄骨	BH-1300×700×28×40	BH-1300×500×28×40	
	上端筋	8-D38	8-D38	8-D38
下端筋	14-D38	14-D38	8-D38	
あばら筋	2-D16@200			

注：3階の大梁はO.P.32.80mに位置する。

図3-2(1) タービン建屋の断面詳細図 (T5通り) (1/2)

柱の断面	2階	符号	C1	C4
		位置	全断面	全断面
		断面		
		主筋	28-D38	20-D38
		帯筋	D19@200	D16@200
	鉄骨	BH-1700×700×28×40	BH-500×500×19×32	
	3階	符号	C1	
		位置	全断面	
		断面		
		主筋	28-D38	
	帯筋	D19@200		
	鉄骨	BH-1700×700×28×40		
	CR階	符号	CR C1	
断面				
主材	BH-1700×700×28×40			

注：2階は O.P. 32.80m～O.P. 24.80m，3階は O.P. 37.8m0～O.P. 32.80m，CR階は O.P. 47.30m～O.P. 37.80m である。

図 3-2(2) タービン建屋の断面詳細図 (T5 通り) (2/2)

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

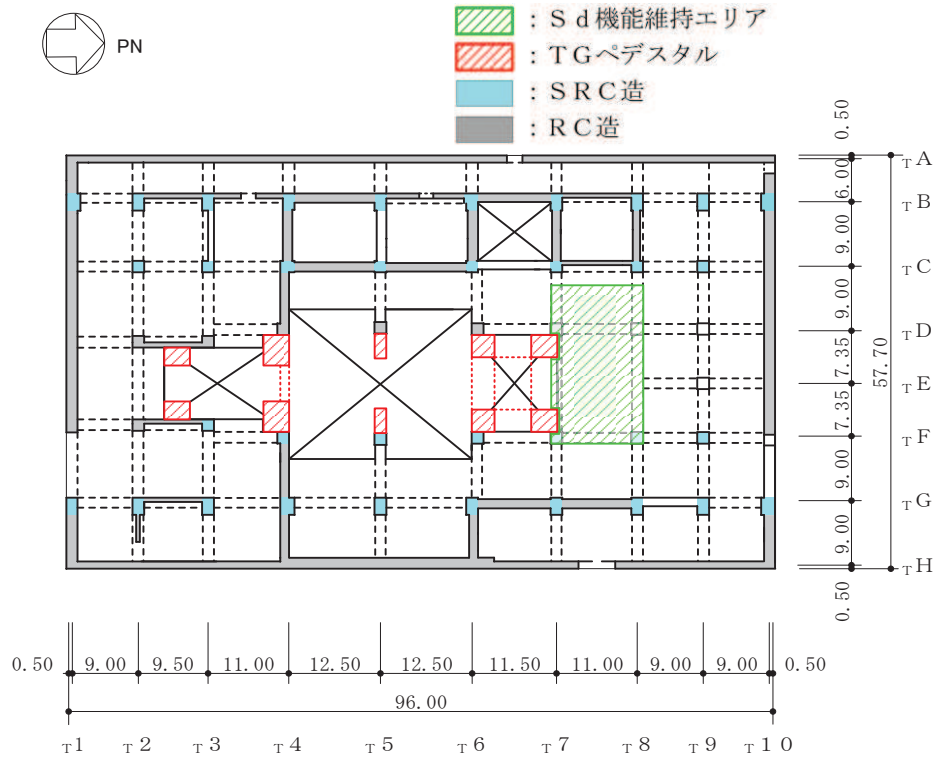
目次

1. 概要.....	別紙 6- 1
2. 評価に用いる地震波.....	別紙 6- 6
3. 解析結果.....	別紙 6-14
3.1 地震応答解析結果.....	別紙 6-14

1. 概要

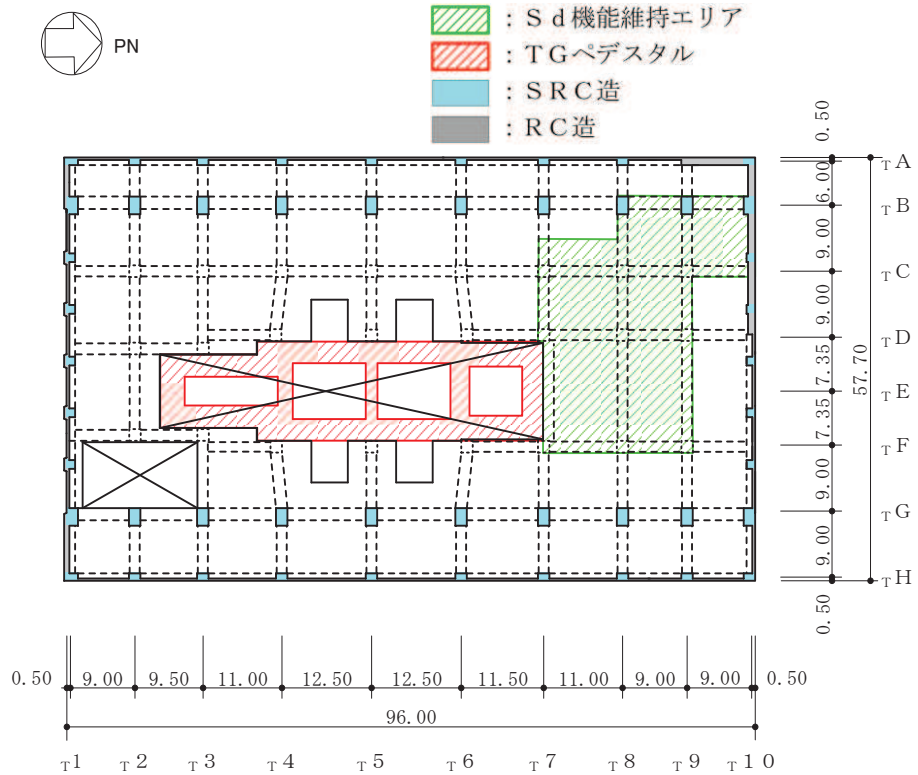
本資料は、添付書類「VI-2-1-6 地震応答解析の基本方針」に基づきタービン建屋の機能維持エリアの弾性設計用地震動 S_d による地震応答解析結果を示すものである。また、タービン及び発電機据付のための架台（以下、「T/Gペデスタル」という。）とタービン建屋の機能維持エリアととの衝突の有無について確認する。なお、T/Gペデスタルはその周囲に 25mm のギャップを設け、他の部分とは構造的に分離している。タービン建屋の機能維持エリア及びT/Gペデスタルを図 1-1 の概略平面図に、機能維持評価に用いる応答値の算出箇所を図 1-2 の地震応答解析モデルに示す。

なお、本資料で用いる地震応答解析モデル、解析方法及び解析条件は添付書類「VI-2-11-2-3 タービン建屋の耐震性についての計算書」に準じるものとする。弾性設計用地震動 S_d に対する材料物性の不確かさを考慮する地震応答解析ケースを表 1-1 に示す。



(単位 : m)

図 1-1(1) タービン建屋の概略平面図 (O.P. 15.0m)

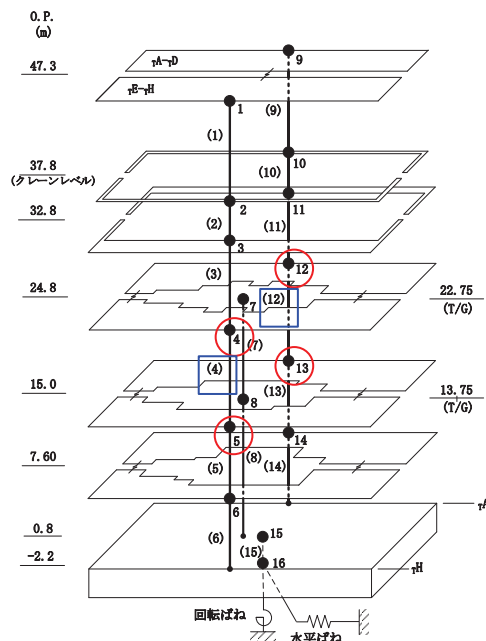


(単位 : m)

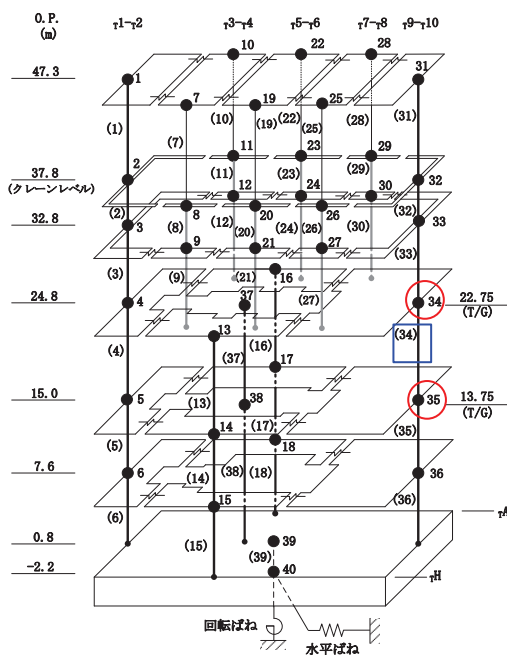
図 1-1(2) タービン建屋の概略平面図 (O.P. 24.8m)

表 1-1 材料物性の不確かさを考慮する地震応答解析ケース

対象地震動	ケース名	スケルトンカーブ		建屋材料減衰	地盤物性	
		初期剛性	終局耐力		入力地震動	底面地盤ばね
弾性設計用 地震動 S _d (水平, 鉛直)	ケース1 (基本ケース)	2011年3月11日東北地方 太平洋沖地震の観測記録を 用いたシミュレーション解 析により補正	—	5% (水平, 鉛直とも)	(水平) 表層上部: 非線形性を考慮 表層下部: Vs900m/s (鉛直) 直接入力	標準地盤
	ケース2	同上	—	同上	(水平) 表層上部: 非線形性を考慮 表層下部: Vs900+100m/s (鉛直) 直接入力	標準地盤 + σ
	ケース3	同上	—	同上	(水平) 表層上部: 非線形性を考慮 表層下部: Vs900-100m/s (鉛直) 直接入力	標準地盤 - σ



(a) NS 方向

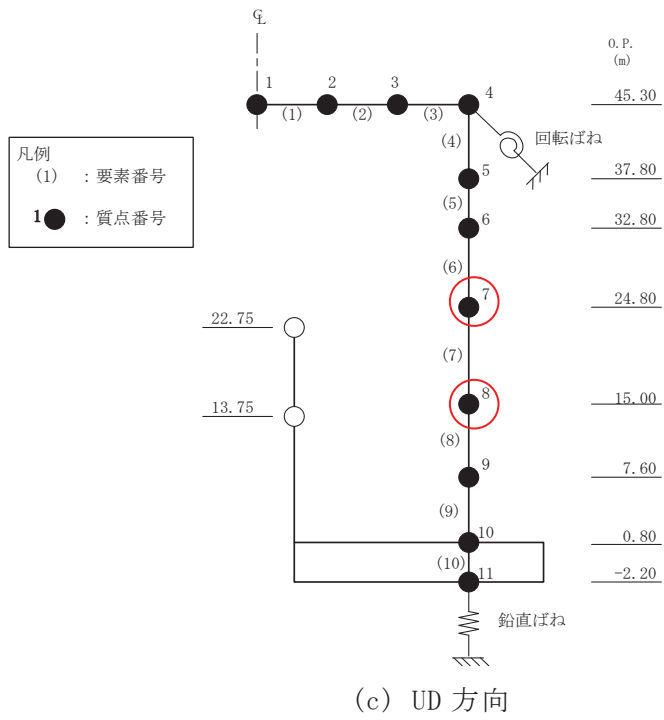


(b) EW 方向

注記 : ○最大応答加速度を記載する質点

□最大せん断ひずみを記載する要素

図 1-2(1) タービン建屋の地震応答解析モデル (1/2)



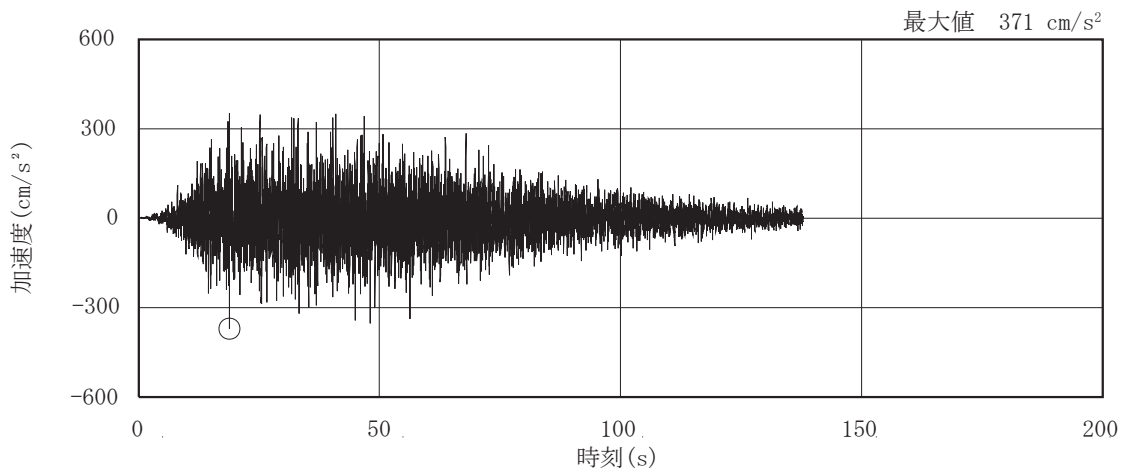
注記：○最大加速度応答を記載する質点

図 1-2(2) タービン建屋の地震応答解析モデル (2/2)

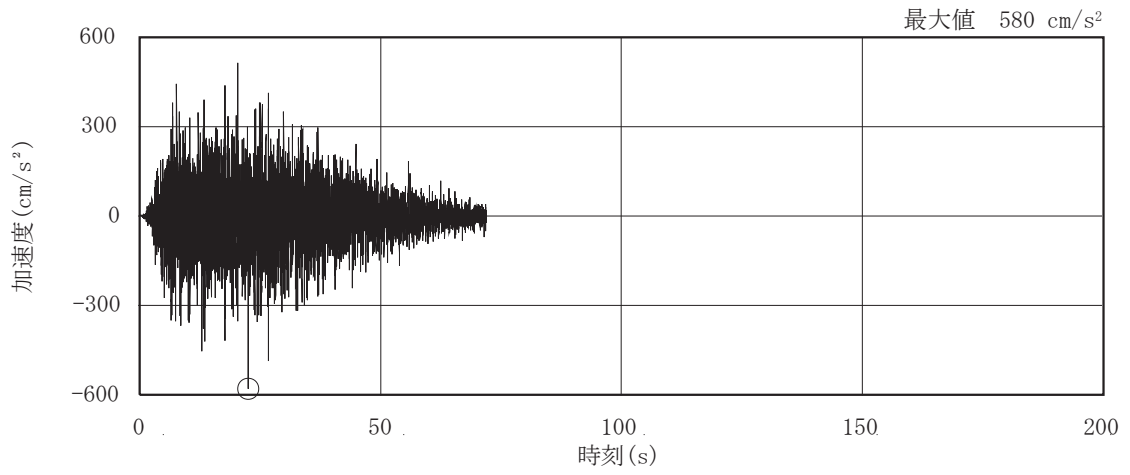
2. 評価に用いる地震波

タービン建屋の地震応答解析に用いる地震波は，添付書類「VI-2-1-2 基準地震動 S_s 及び弾性設計用地震動 S_d の策定概要」に示す解放基盤表面レベルに想定する地震波のうち，弾性設計用地震動 S_d とする。

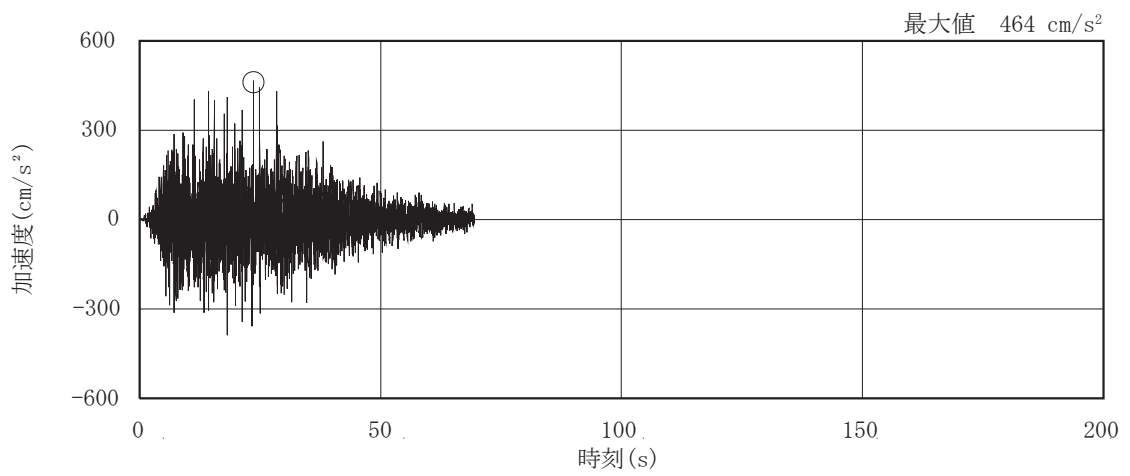
弾性設計用地震動 S_d の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトルを，図 2-1 及び図 2-2 に示す。



(a) S d - D 1

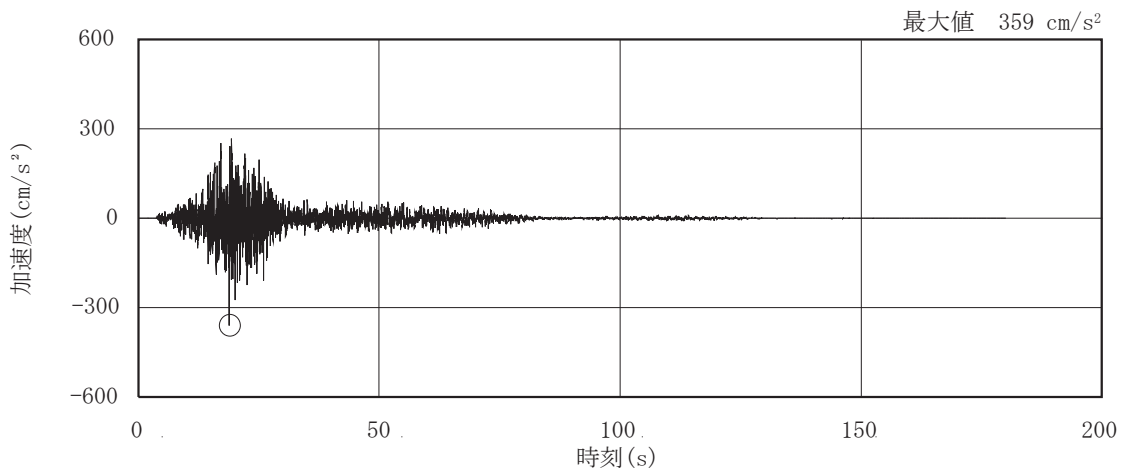


(b) S d - D 2

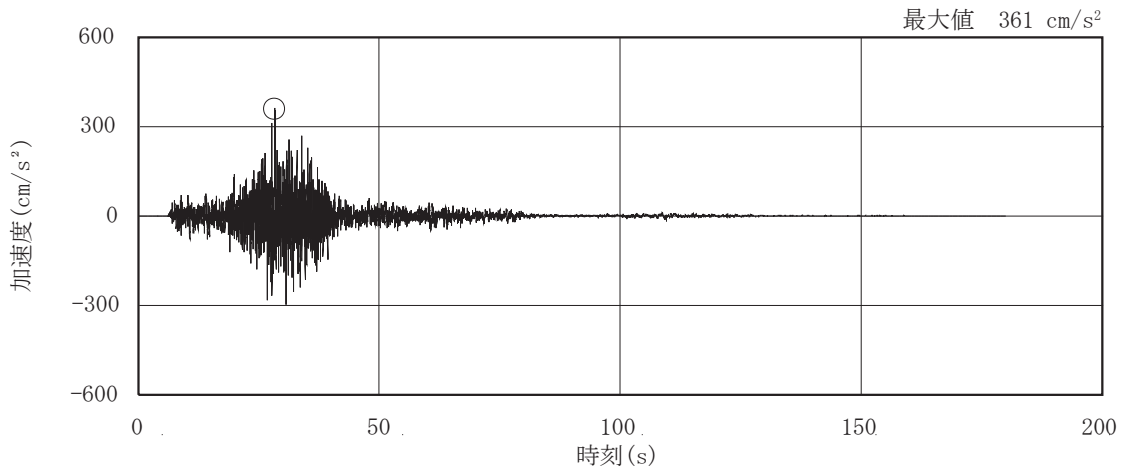


(c) S d - D 3

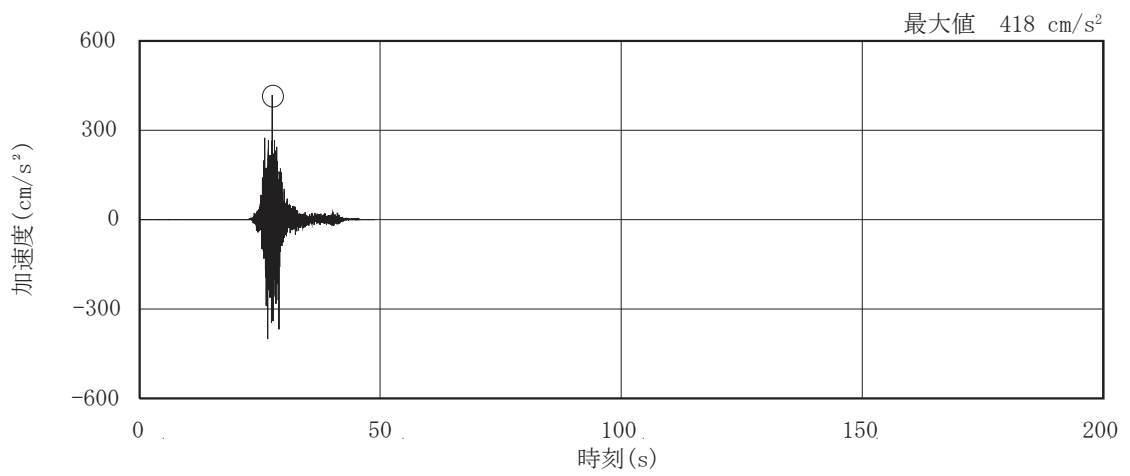
図 2-1(1) 加速度時刻歴波形 (弾性設計用地震動 S d, 水平方向) (1/3)



(d) S d - F 1

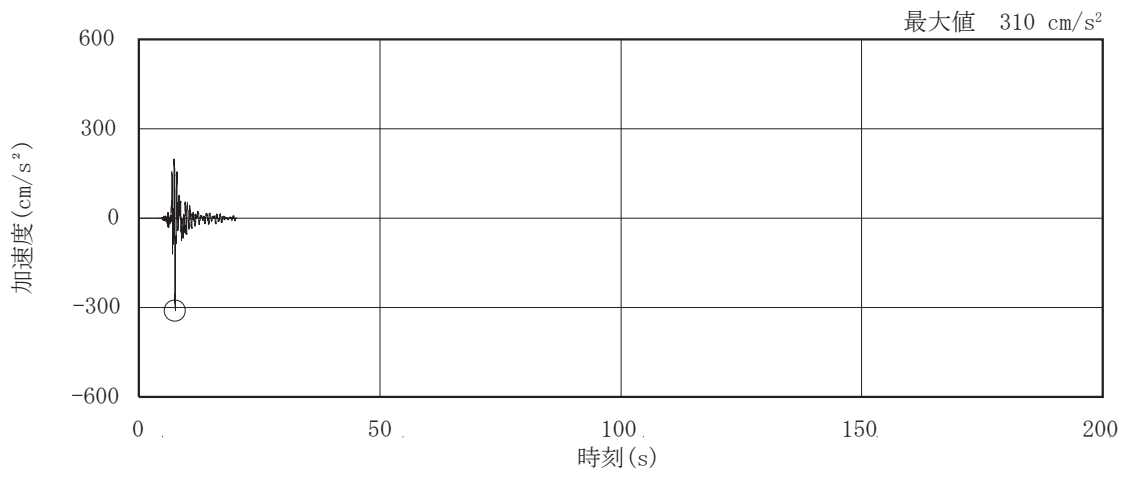


(e) S d - F 2



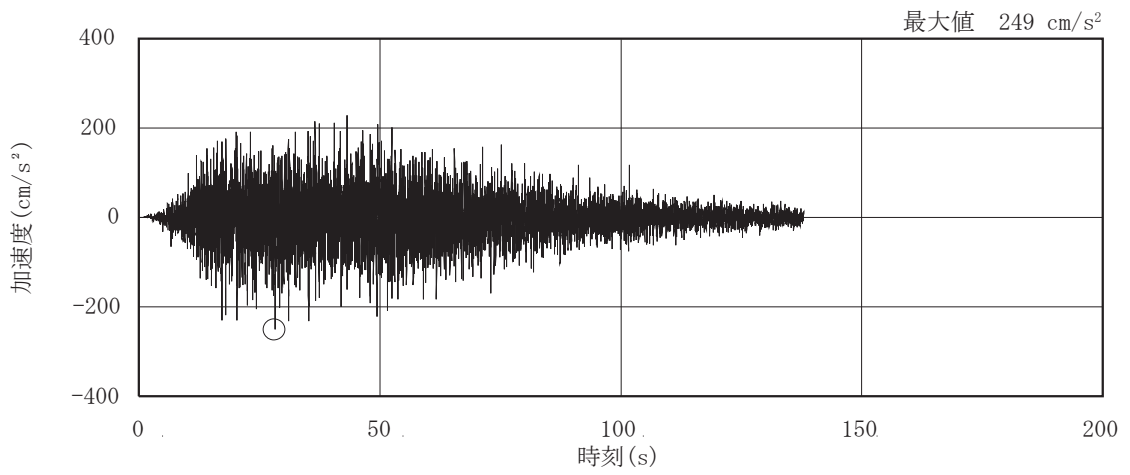
(f) S d - F 3

図 2-1(2) 加速度時刻歴波形 (弾性設計用地震動 S d, 水平方向) (2/3)

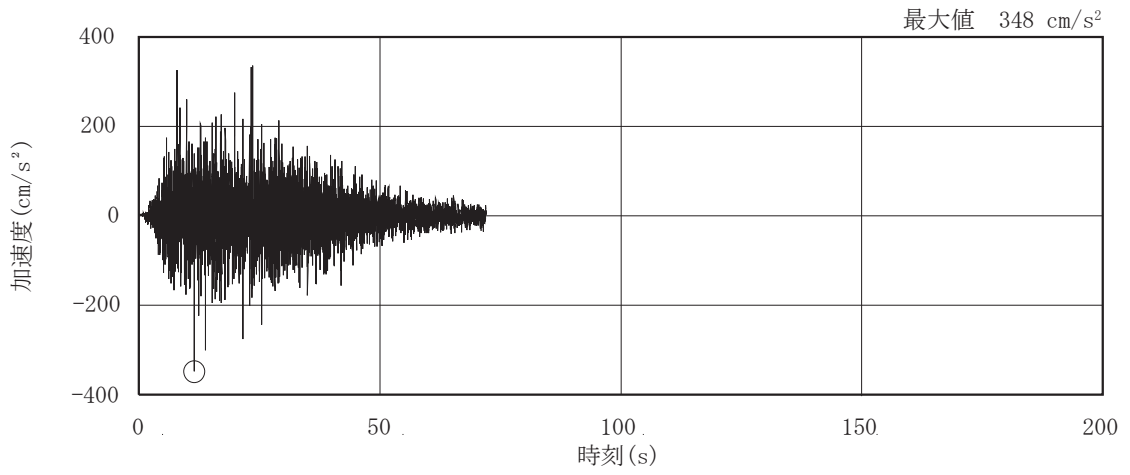


(g) S d - N 1

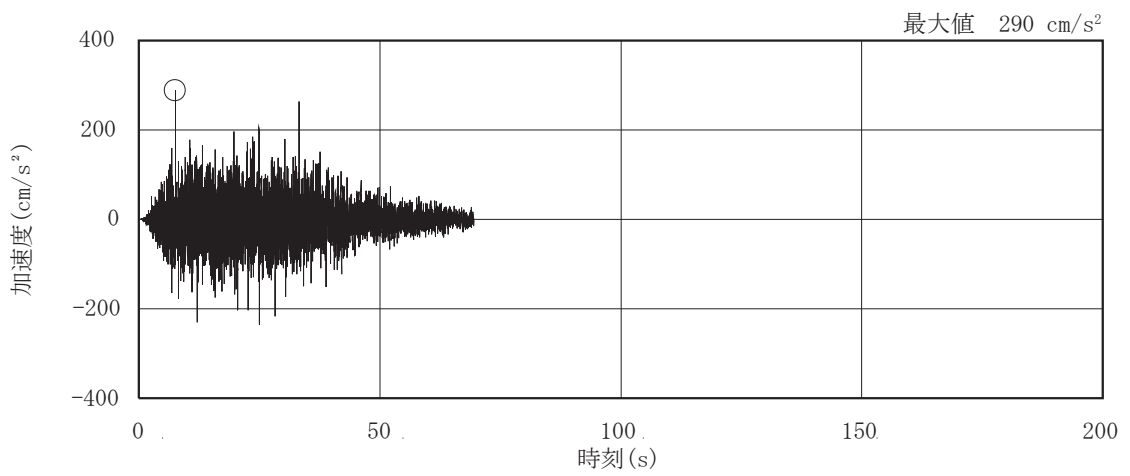
図 2-1(3) 加速度時刻歴波形 (弾性設計用地震動 S d, 水平方向) (3/3)



(a) S d - D 1

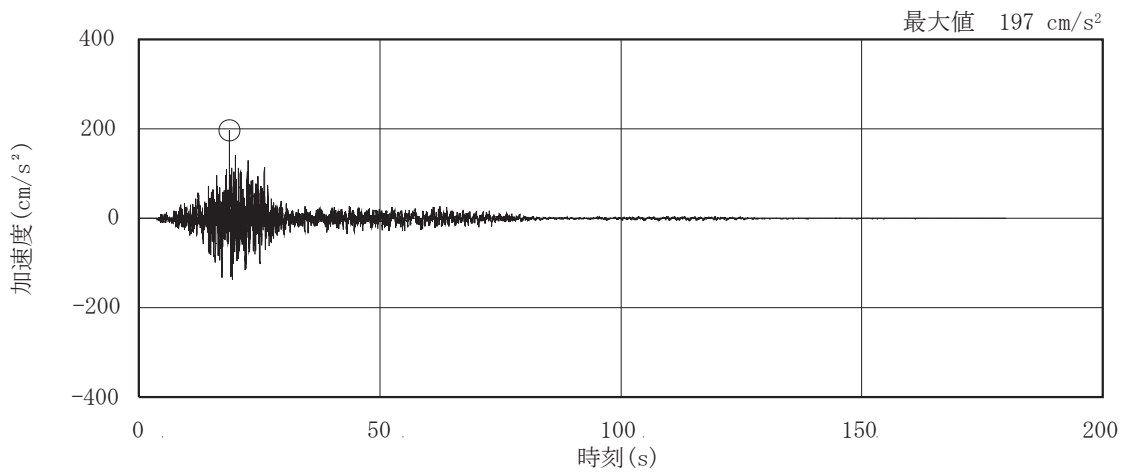


(b) S d - D 2

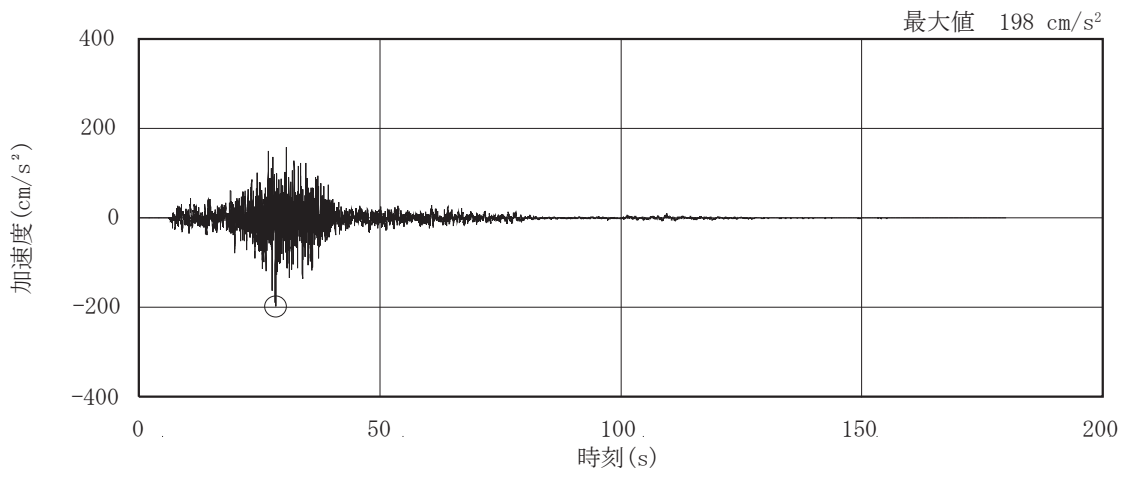


(c) S d - D 3

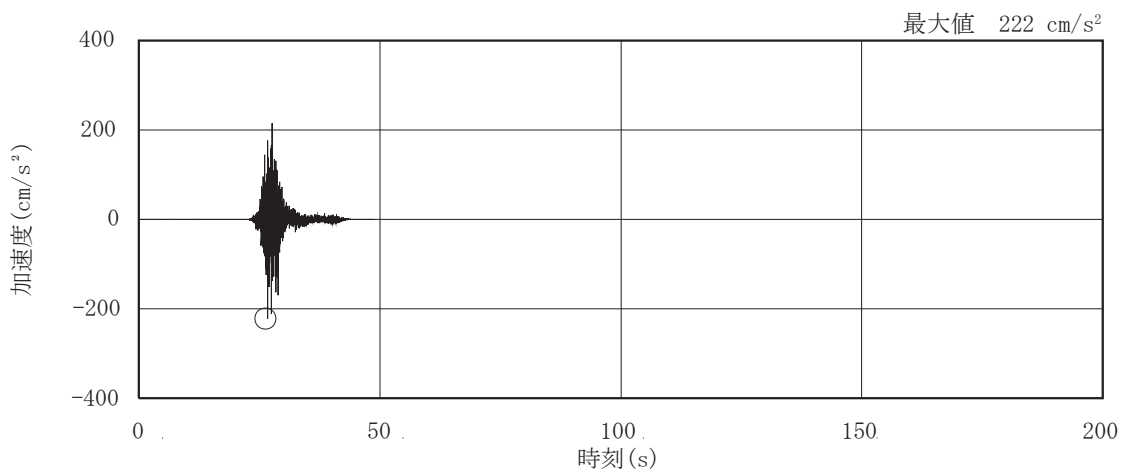
図 2-1(4) 加速度時刻歴波形 (弾性設計用地震動 S d, 鉛直方向) (1/3)



(d) S d - F 1

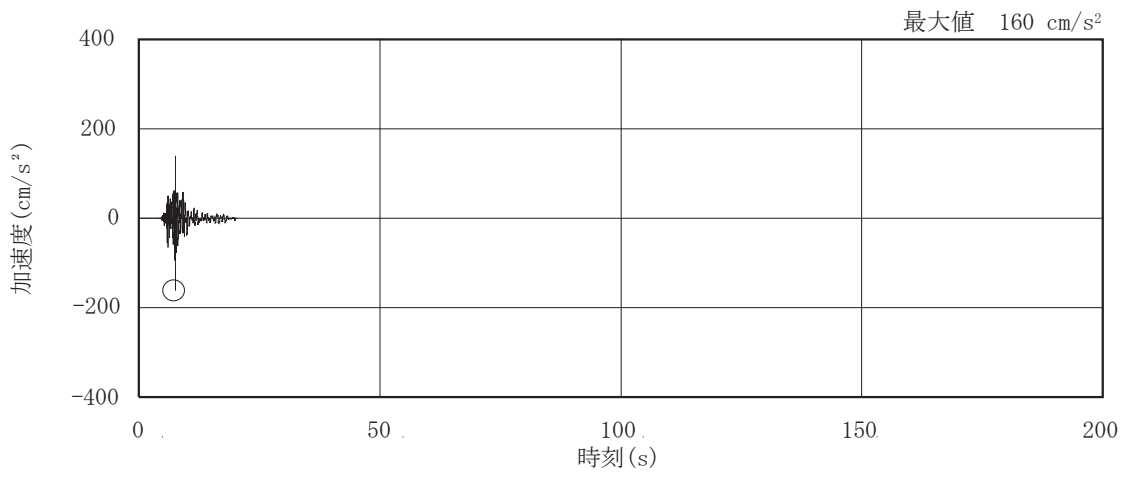


(e) S d - F 2



(f) S d - F 3

図 2-1(5) 加速度時刻歴波形 (弾性設計用地震動 S d, 鉛直方向) (2/3)



(g) S d - N 1

图 2-1(6) 加速度時刻歴波形 (弹性設計用地震動 S d, 鉛直方向) (3/3)

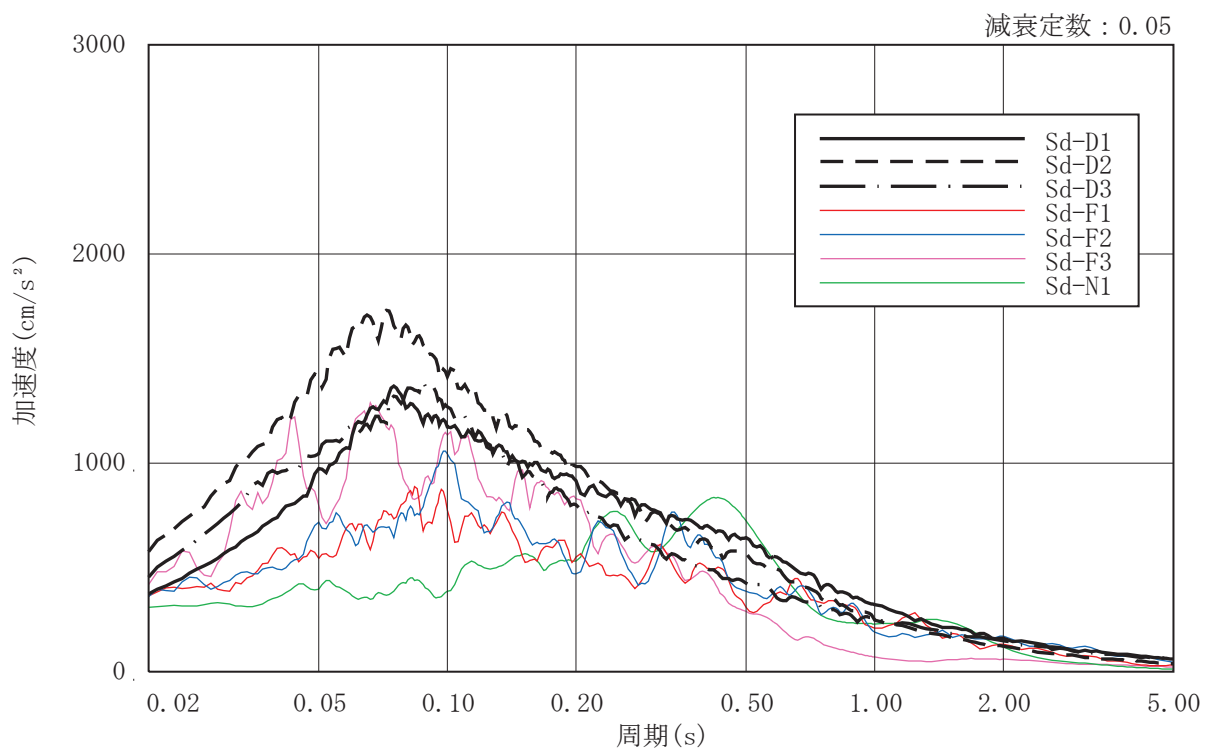


図 2-2(1) 加速度応答スペクトル (弾性設計用地震動 S d , 水平方向)

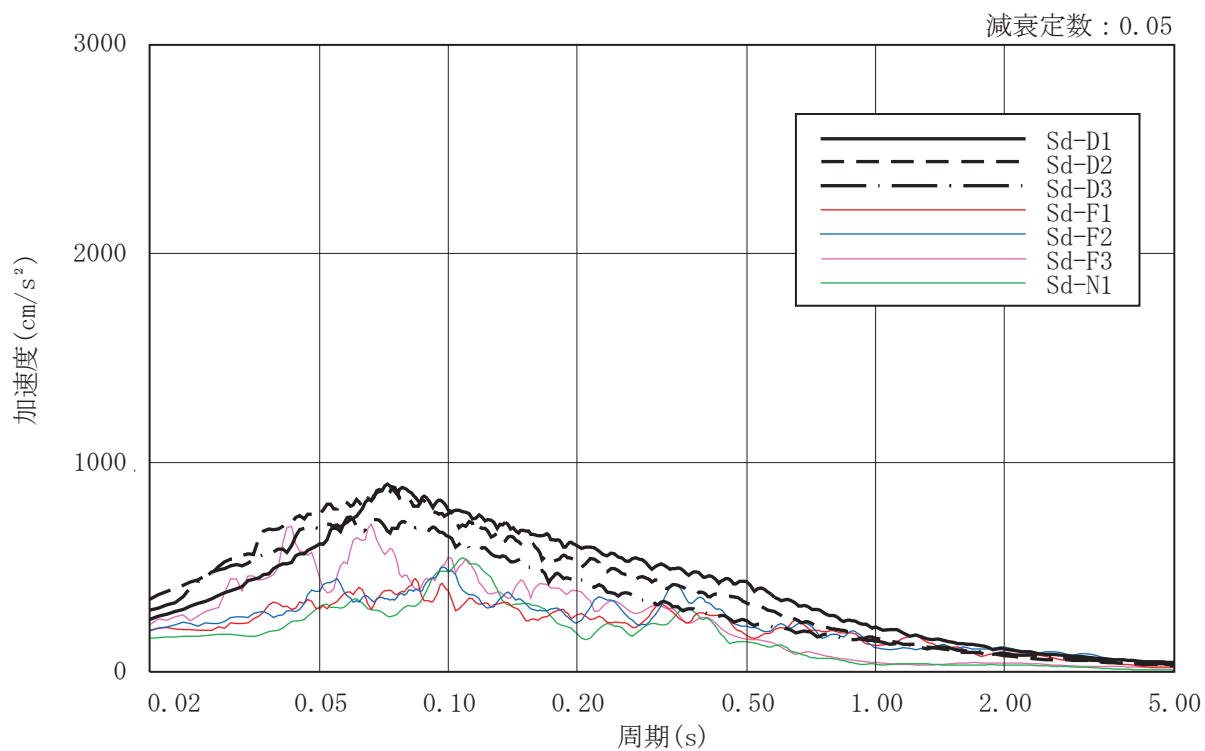


図 2-2(2) 加速度応答スペクトル (弾性設計用地震動 S d , 鉛直方向)

3. 解析結果

3.1 地震応答解析結果

弾性設計用地震動 S d に対する最大応答加速度を表 3-1 に示し、最大応答せん断ひずみを表 3-2 に示す。なお、最大応答せん断ひずみの最大値は、ケース 1 (基本ケース) においては 0.460×10^{-3} (要素番号(34), EW 方向, S d - D 1), 材料物性の不確かさを考慮したケースにおいては最大で 0.463×10^{-3} (要素番号(34), EW 方向, ケース 2, S d - D 1) であり、いずれの場合においても機能維持の許容限界 (2.0×10^{-3}) を超えないことを確認した。

また、弾性設計用地震動 S d に対する T/G ペデスタルと建屋の相対変位を表 3-3 に示す。相対変位の最大値はケース 1 (基本ケース) においては最大で 13.7mm (O.P. 22.75m, EW 方向, S d - D 2), 材料物性の不確かさを考慮したケースにおいては最大で 14.0mm (O.P. 22.75m, EW 方向, ケース 2, S d - D 2) であり、いずれの場合においてもクリアランス (25mm) を超えないことを確認した。

表 3-1(1) 最大応答加速度 (NS 方向) (1/3)

(a) S d - D 1

(単位 : cm/s^2)

ケース 質点	ケース 1 (基本ケース)	ケース 2	ケース 3
4	715	718	708
5	502	514	497
12	700	713	682
13	570	582	555

(b) S d - D 2

(単位 : cm/s^2)

ケース 質点	ケース 1 (基本ケース)	ケース 2	ケース 3
4	828	833	827
5	625	628	625
12	780	786	779
13	635	641	634

(c) S d - D 3

(単位 : cm/s^2)

ケース 質点	ケース 1 (基本ケース)	ケース 2	ケース 3
4	655	671	638
5	463	468	455
12	695	710	678
13	530	535	521

表 3-1(2) 最大応答加速度 (NS 方向) (2/3)

(d) S d - F 1

(単位 : cm/s^2)

ケース 質点	ケース 1 (基本ケース)	ケース 2	ケース 3
4	429	437	424
5	426	430	417
12	448	457	439
13	444	449	435

(e) S d - F 2

(単位 : cm/s^2)

ケース 質点	ケース 1 (基本ケース)	ケース 2	ケース 3
4	580	587	571
5	504	513	496
12	680	697	669
13	584	598	568

(f) S d - F 3

(単位 : cm/s^2)

ケース 質点	ケース 1 (基本ケース)	ケース 2	ケース 3
4	600	617	579
5	516	520	515
12	599	601	599
13	573	582	568

表 3-1(3) 最大応答加速度 (NS 方向) (3/3)

(g) S d - N 1

(単位 : cm/s^2)

ケース 質点	ケース 1 (基本ケース)	ケース 2	ケース 3
4	683	693	667
5	568	571	565
12	703	713	688
13	594	598	590

表 3-1(4) 最大応答加速度 (EW 方向) (1/2)

(a) S d - D 1

(単位 : cm/s^2)

ケース 質点	ケース 1 (基本ケース)	ケース 2	ケース 3
34	811	817	805
35	586	601	567

(b) S d - D 2

(単位 : cm/s^2)

ケース 質点	ケース 1 (基本ケース)	ケース 2	ケース 3
34	802	814	786
35	698	711	686

(c) S d - D 3

(単位 : cm/s^2)

ケース 質点	ケース 1 (基本ケース)	ケース 2	ケース 3
34	663	675	651
35	525	542	504

(d) S d - F 1

(単位 : cm/s^2)

ケース 質点	ケース 1 (基本ケース)	ケース 2	ケース 3
34	521	522	519
35	340	339	340

表 3-1(5) 最大応答加速度 (EW 方向) (2/2)

(e) S d - F 2

(単位 : cm/s^2)

ケース 質点	ケース 1 (基本ケース)	ケース 2	ケース 3
34	620	619	621
35	470	466	476

(f) S d - F 3

(単位 : cm/s^2)

ケース 質点	ケース 1 (基本ケース)	ケース 2	ケース 3
34	620	624	616
35	503	516	486

(g) S d - N 1

(単位 : cm/s^2)

ケース 質点	ケース 1 (基本ケース)	ケース 2	ケース 3
34	561	563	558
35	454	461	449

表 3-1(6) 最大応答加速度 (UD 方向) (1/2)

(a) S d - D 1

(単位 : cm/s^2)

ケース 質点	ケース 1 (基本ケース)	ケース 2	ケース 3
34	655	673	634
35	525	539	510

(b) S d - D 2

(単位 : cm/s^2)

ケース 質点	ケース 1 (基本ケース)	ケース 2	ケース 3
34	692	711	672
35	528	539	517

(c) S d - D 3

(単位 : cm/s^2)

ケース 質点	ケース 1 (基本ケース)	ケース 2	ケース 3
34	633	649	615
35	472	483	459

(d) S d - F 1

(単位 : cm/s^2)

ケース 質点	ケース 1 (基本ケース)	ケース 2	ケース 3
34	313	318	307
35	262	266	257

表 3-1(7) 最大応答加速度 (UD 方向) (2/2)

(e) S d - F 2

(単位 : cm/s^2)

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

(f) S d - F 3

(単位 : cm/s^2)

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

(g) S d - N 1

(単位 : cm/s^2)

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

表 3-2(1) 最大応答せん断ひずみ (NS 方向) (1/2)

(a) S d - D 1

(単位 : $\times 10^{-3}$)

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

(b) S d - D 2

(単位 : $\times 10^{-3}$)

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

(c) S d - D 3

(単位 : $\times 10^{-3}$)

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

(d) S d - F 1

(単位 : $\times 10^{-3}$)

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

表 3-2(2) 最大応答せん断ひずみ (NS 方向) (2/2)

(e) S d - F 2

(単位 : $\times 10^{-3}$)

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

(f) S d - F 3

(単位 : $\times 10^{-3}$)

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

(g) S d - N 1

(単位 : $\times 10^{-3}$)

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

表 3-2(3) 最大応答せん断ひずみ (EW 方向) (1/2)

(a) S d - D 1

(単位 : $\times 10^{-3}$)

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

(b) S d - D 2

(単位 : $\times 10^{-3}$)

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

(c) S d - D 3

(単位 : $\times 10^{-3}$)

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

(d) S d - F 1

(単位 : $\times 10^{-3}$)

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

(e) S d - F 2

(単位 : $\times 10^{-3}$)

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

表 3-2(4) 最大応答せん断ひずみ (EW 方向) (2/2)

(f) S d - F 3

(単位 : $\times 10^{-3}$)

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

(g) S d - N 1

(単位 : $\times 10^{-3}$)

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

表 3-3(1) T/G ペDESTALと建屋の相対変位 (NS 方向) (1/2)

(a) ケース 1

(単位 : mm)

0.P. (m)	S d - D 1	S d - D 2	S d - D 3	S d - F 1	S d - F 2	S d - F 3	S d - N 1	最大値
22.75	9.3	10.0	9.0	5.1	9.4	7.5	6.7	10.0
13.75	7.8	8.4	7.7	4.5	7.8	6.4	6.2	8.4

(b) ケース 2

(単位 : mm)

0.P. (m)	S d - D 1	S d - D 2	S d - D 3	S d - F 1	S d - F 2	S d - F 3	S d - N 1	最大値
22.75	9.6	10.2	9.1	5.1	9.5	7.7	6.9	10.2
13.75	8.0	8.6	7.7	4.4	8.0	6.4	6.2	8.6

(c) ケース 3

(単位 : mm)

0.P. (m)	S d - D 1	S d - D 2	S d - D 3	S d - F 1	S d - F 2	S d - F 3	S d - N 1	最大値
22.75	9.0	9.7	8.9	5.0	9.1	7.3	6.5	9.7
13.75	7.6	8.2	7.6	4.4	7.7	6.3	6.1	8.2

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

(a) ケース 1

(単位 : mm)

0.P. (m)	S d - D 1	S d - D 2	S d - D 3	S d - F 1	S d - F 2	S d - F 3	S d - N 1	最大値
22.75	12.4	13.7	10.5	8.3	9.3	9.2	8.5	13.7
13.75	8.6	9.7	6.6	5.4	6.6	5.5	6.0	9.7

(b) ケース 2

(単位 : mm)

0.P. (m)	S d - D 1	S d - D 2	S d - D 3	S d - F 1	S d - F 2	S d - F 3	S d - N 1	最大値
22.75	12.8	14.0	10.6	8.4	9.5	9.3	8.7	14.0
13.75	8.9	10.0	6.8	5.5	6.8	5.6	6.1	10.0

(c) ケース 3

(単位 : mm)

0.P. (m)	S d - D 1	S d - D 2	S d - D 3	S d - F 1	S d - F 2	S d - F 3	S d - N 1	最大値
22.75	11.9	13.3	10.4	8.0	9.0	9.0	8.2	13.3
13.75	8.2	9.3	6.4	5.2	6.4	5.4	5.7	9.3

別紙 7 床ばねの諸元及び非線形性を考慮した解析

目 次

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

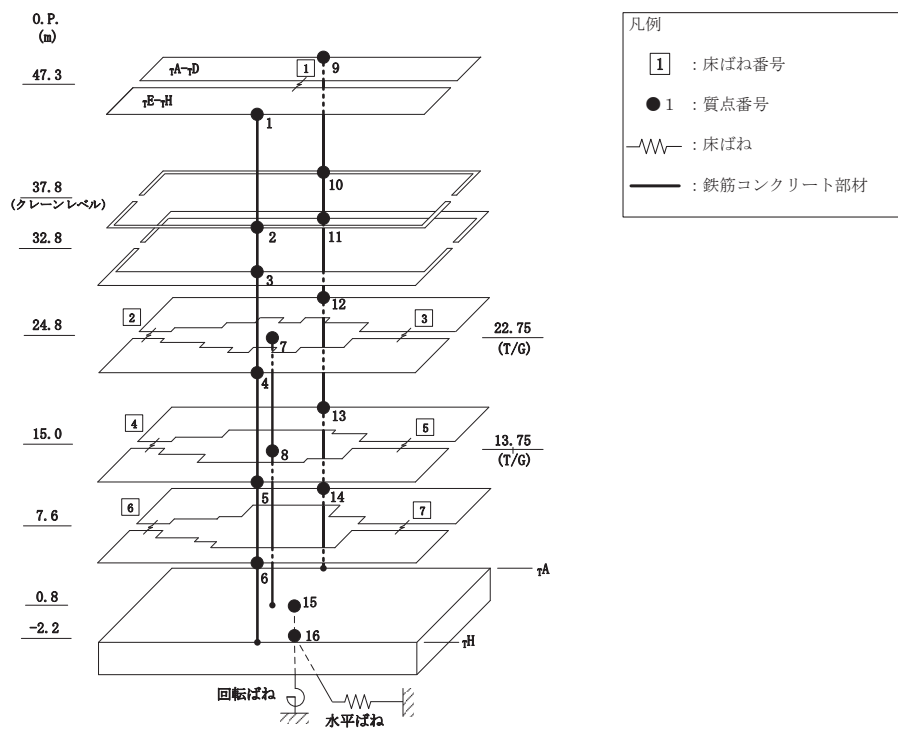
別紙 7-1 床ばね非線形モデルの応答の考察

1. 概要

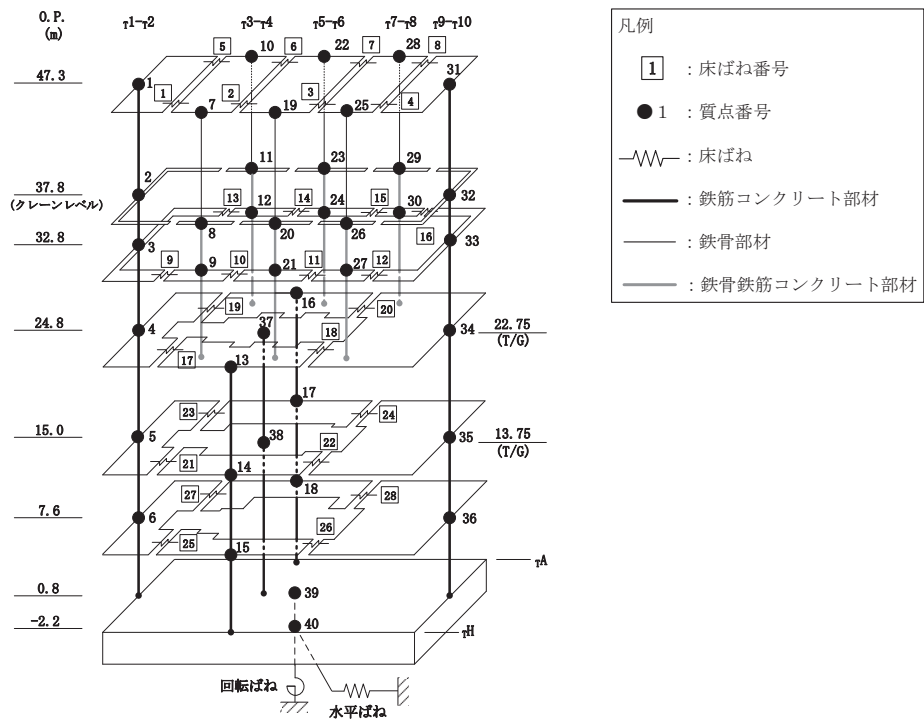
タービン建屋の波及影響評価における地震応答解析モデルでは、床ばねを線形でモデル化していることから、その適用性について確認する。

1.1 床ばねの諸元について

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



(a) NS 方向



(b) EW 方向

注：0. P. は女川原子力発電所工所用基準面であり、東京湾平均海面 (T. P.) -0. 74m である。

図 1-1 地震応答解析モデル (水平方向)

表 1-1 床ばねのばね定数

(a) NS 方向

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

(b) EW 方向

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

1.2 床ばねの応答結果

「原子力発電所耐震設計技術指針（J E A G 4 6 0 1-1991 追補版）」（以下「J E A G 4 6 0 1-1991 追補版」という。）に基づきせん断スケルトンカーブの第1折点を算出し、**基準地震動** $S_s - D 1 \sim S_s - N 1$ の基本ケースにおける最大応答せん断ひずみと比較を行った結果を表 1-2 に示す。

表 1-2 より、NS 方向における O.P. 47.3m の床ばね、EW 方向における O.P. 47.3m の床ばね及び O.P. 32.8m と O.P. 24.8m の一部の床ばねにおいて、 γ_1 (0.156×10^{-3}) を上回るせん断ひずみが生じていることを確認した。

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

(a) NS 方向

O.P. (m)	床ばね 番号	コンクリート 設計基準強度 F_c (N/mm^2)	せん断 弾性係数 G ($\times 10^4 N/mm^2$)	せん断 断面積 A_s (m^2)	τ_1 (N/mm^2)	γ_1 ($\times 10^{-3}$)	$S_s - D1 \sim S_s - N1$ 基本ケースの 最大応答せん断ひずみ ($\times 10^{-3}$)
47.3	1	32.4	1.14	14.40	1.78	0.156	0.179
24.8	2			15.02			0.070
	3			33.47			0.070
15.0	4			18.48			0.044
	5			30.48			0.044
7.6	6			16.15			0.027
	7			22.97			0.027

(b) EW 方向

O.P. (m)	床ばね 番号	コンクリート 設計基準強度 F_c (N/mm^2)	せん断 弾性係数 G ($\times 10^4 N/mm^2$)	せん断 断面積 A_s (m^2)	τ_1 (N/mm^2)	γ_1 ($\times 10^{-3}$)	$S_s - D1 \sim S_s - N1$ 基本ケースの 最大応答せん断ひずみ ($\times 10^{-3}$)
47.3	1	32.4	1.14	3.37	1.78	0.156	0.436
	2			3.37			0.204
	3			3.37			0.380
	4			3.37			0.627
	5			3.37			0.436
	6			3.37			0.204
	7			3.37			0.380
	8			3.37			0.627
32.8	9			3.28			0.572
	10			2.48			0.329
	11			2.48			0.564
	12			3.28			0.795
	13			2.55			0.698
	14			1.93			0.373
	15			1.93			0.666
	16			2.55			1.017
24.8	17			9.52			0.274
	18			17.83			0.077
	19			17.56			0.241
	20			22.51			0.095
15.0	21			16.82			0.112
	22			11.54			0.045
	23			20.54			0.117
	24			14.47			0.053
7.6	25			15.65			0.030
	26			11.97			0.034
	27			16.07			0.037
	28			8.19			0.026

注：網掛け部分は、 γ_1 を上回る値を示す。

2. 床ばねを非線形ばねとした場合の検討

2.1 概要

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

2.2 検討に用いる地震波及び地震応答解析モデル

表 1-2 より、NS 方向及び EW 方向の一部の床ばねにおいて第 1 折れ点を超える最大応答せん断ひずみが生じていることを確認した。添付書類「VI-2-11-2-3 タービン建屋の耐震性についての計算書」から、波及的影響評価においては EW 方向（基準地震動 $S_s - D2$ ，ケース 5）が相対変位の評価で最も厳しくなることから、非線形ばねを用いた地震応答解析での検討ケースは基準地震動 $S_s - D2$ のケース 5 とし、EW 方向モデルに対して実施する。このとき、すべての床ばねを非線形ばねとする。

2.3 非線形特性の設定

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

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

0. P. (m)	床ばね 番号	τ_1 (N/mm ²)	γ_1 ($\times 10^{-3}$)	τ_2 (N/mm ²)	γ_2 ($\times 10^{-3}$)	τ_3 (N/mm ²)	γ_3 ($\times 10^{-3}$)
47.3	1	1.78	0.156	2.39	0.468	2.89	4.00
	2						
	3						
	4						
	5						
	6						
	7						
	8						
32.8	9						
	10						
	11						
	12						
	13						
	14						
	15						
	16						
24.8	17						
	18						
	19						
	20						
15.0	21						
	22						
	23						
	24						
7.6	25						
	26						
	27						
	28						

2.4 床ばねを非線形ばねとした場合の解析結果

今回工認モデル及び床ばね非線形モデルの応答値の比較結果を示す。最大応答加速度，最大応答変位，最大応答せん断力，最大応答曲げモーメント，床ばねの最大応答せん断ひずみを表 2-2～表 2-6 及び図 2-1～図 2-4 に示す。最大応答せん断ひずみが最大となる床ばね(床ばね番号 4 及び 8)のスケルトンプロットを図 2-5 に示す。最大応答せん断ひずみが最大となる耐震壁(要素番号(32))のスケルトンプロットを図 2-6 に示す。タービン建屋と隣接する制御建屋との最大応答変位の絶対値和(最大相対変位)を表 2-7 に示す。

各応答成分の比較から，最大応答変位で部分的に今回工認モデルと比較して床ばね非線形モデルの方が大きいものの，全体的に今回工認モデルが床ばね非線形モデルを概ね包絡していることから，タービン建屋の耐震性に与える影響は小さいことを確認した。また，床ばねの最大応答せん断ひずみは，表 2-6 より，0. P. 15.0m 以下において弾性範囲にあること，また 0. P. 24.8m 以上では一部の床ばねの応答値がせん断スケルトンカーブの第 2 折れ点を超えるものの，最大応答せん断ひずみは 3.991×10^{-3} (床ばね番号 4 及び 8)の屋根トラスの床)であり，ひずみは大きいものの耐震性に問題はないことを確認した。なお，床ばね非線形モデルの応答が今回工認モデルよりも小さくなることについての考察を別紙 7-1 に示す。

タービン建屋の波及的影響評価の観点では，図 2-5 より耐震壁の最大応答せん断ひずみは， 0.823×10^{-3} (要素番号(32))であり，許容限界(せん断ひずみ 4.0×10^{-3})を下回ることを確認した。また，制御建屋との最大相対変位は，表 2-7 より制御建屋質点レベル 0. P. 29.15m (タービン建屋質点レベル 0. P. 32.8m～0. P. 24.8m)で 76.1mm であり，許容限界(建屋間の離隔距離 100mm)を下回ることを確認した。

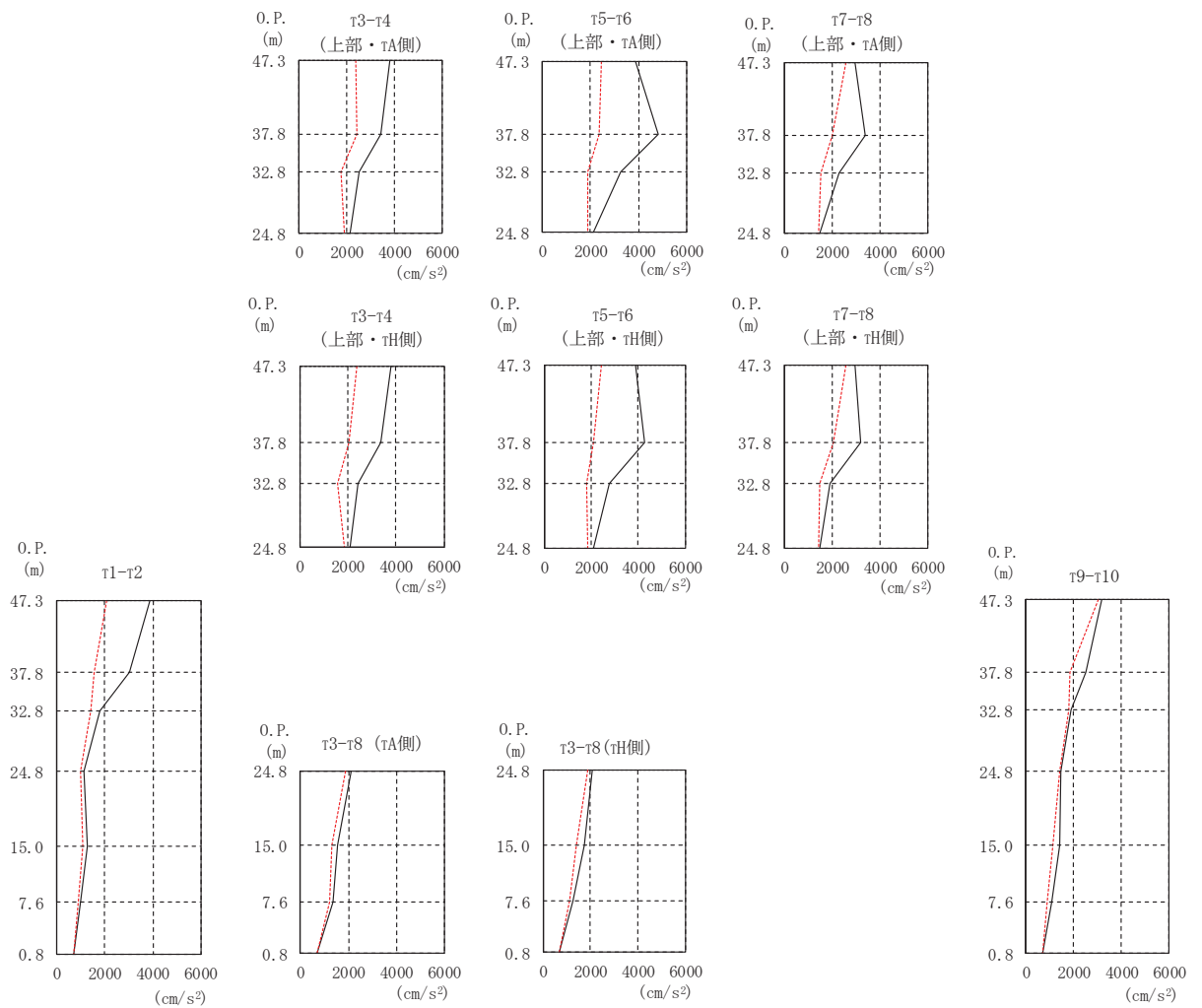
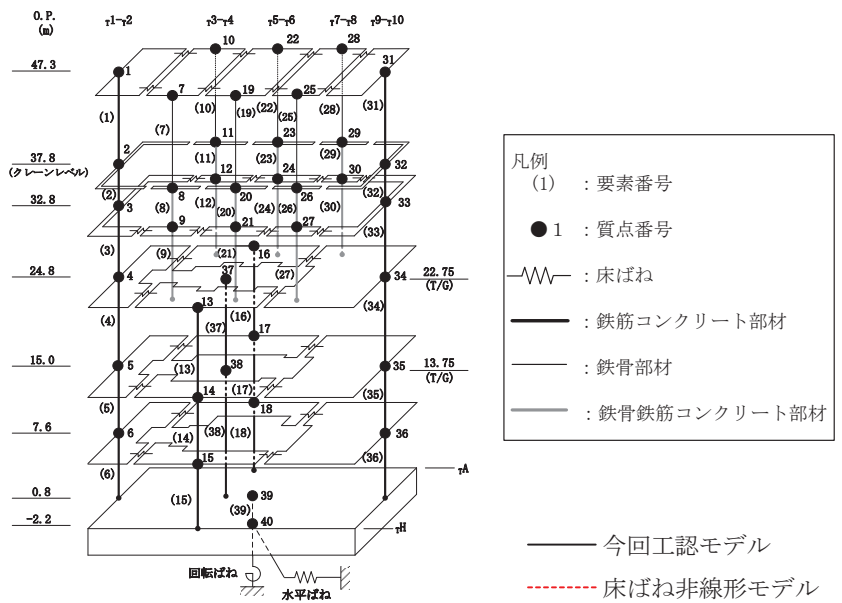
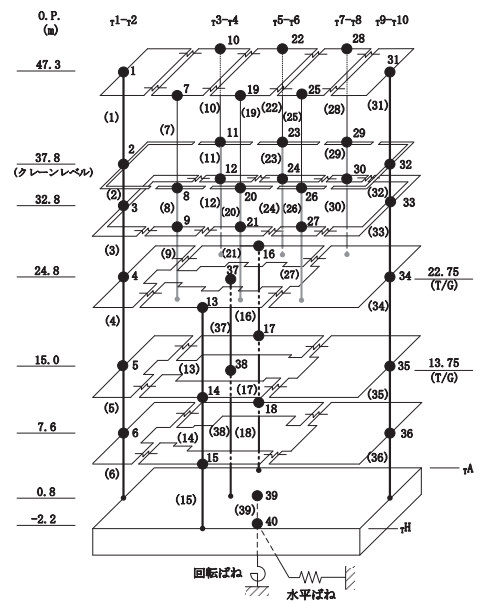
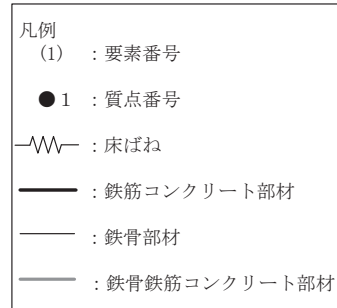


図 2-1 最大応答加速度 (EW 方向, $S_s - D_2$ (ケース 5))

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

(cm/s^2)

部 位	質点 番号	今回工認モデル	床ばね 非線形モデル
$\tau_{1-\tau_2}$	1	3853	2065
	2	3005	1573
	3	1764	1385
	4	1126	996
	5	1252	1063
	6	998	874
$\tau_{3-\tau_4}$ (上部・ τ_H 側)	7	3805	2361
	8	3350	2036
	9	2403	1588
$\tau_{3-\tau_4}$ (上部・ τ_A 側)	10	3805	2361
	11	3432	2415
	12	2495	1772
$\tau_{3-\tau_8}$ (下部・ τ_H 側)	13	2078	1873
	14	1727	1431
	15	1274	1118
$\tau_{3-\tau_8}$ (下部・ τ_A 側)	16	2130	1899
	17	1551	1322
	18	1354	1198
$\tau_{5-\tau_6}$ (上部・ τ_H 側)	19	3894	2456
	20	4288	2069
	21	2793	1791
$\tau_{5-\tau_6}$ (上部・ τ_A 側)	22	3894	2456
	23	4812	2365
	24	3243	1904
$\tau_{7-\tau_8}$ (上部・ τ_H 側)	25	2974	2562
	26	3211	2038
	27	1902	1493
$\tau_{7-\tau_8}$ (上部・ τ_A 側)	28	2974	2562
	29	3395	2004
	30	2295	1546
$\tau_{9-\tau_{10}}$	31	3198	3044
	32	2533	1876
	33	1898	1786
	34	1494	1435
	35	1447	1128
	36	1091	893



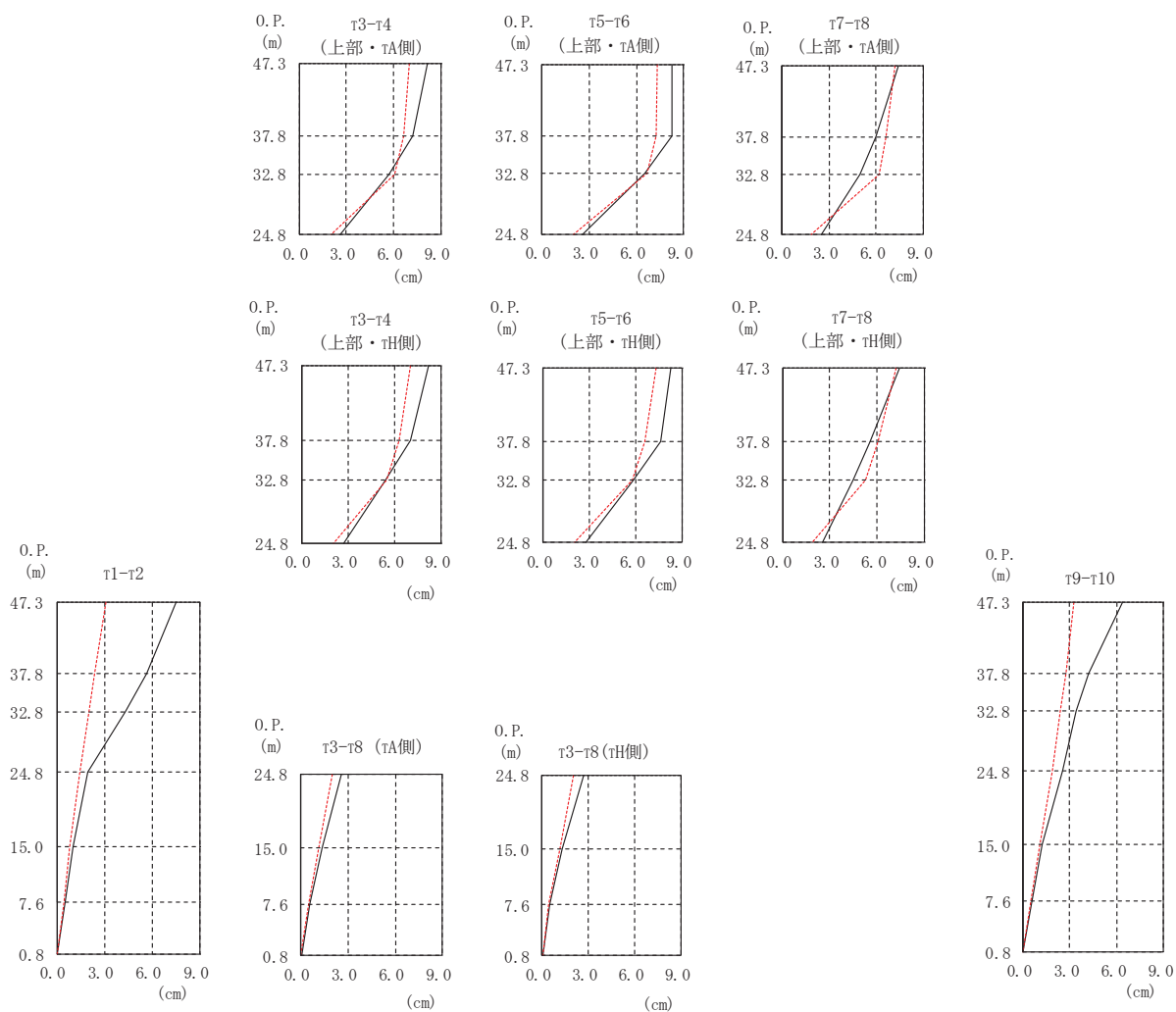
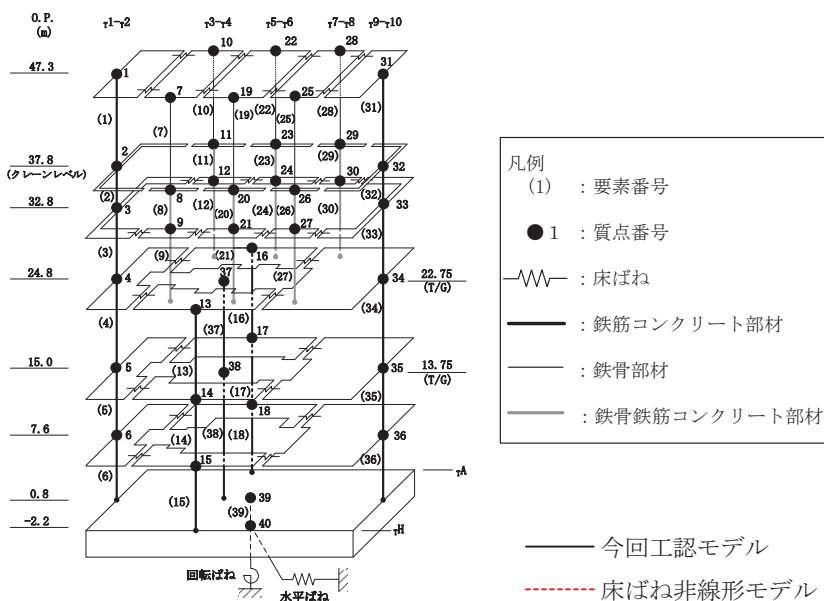
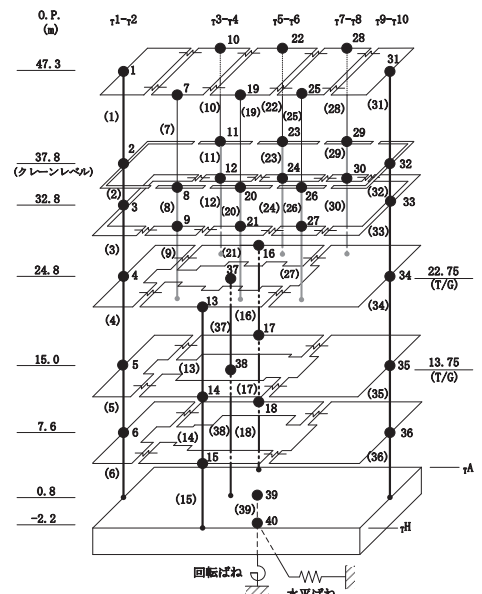
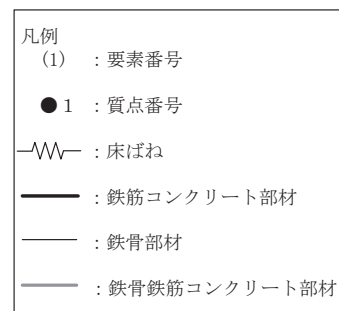


図 2-2 最大応答変位 (EW 方向, $S_s - D_2$ (ケース 5))

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

(cm)

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



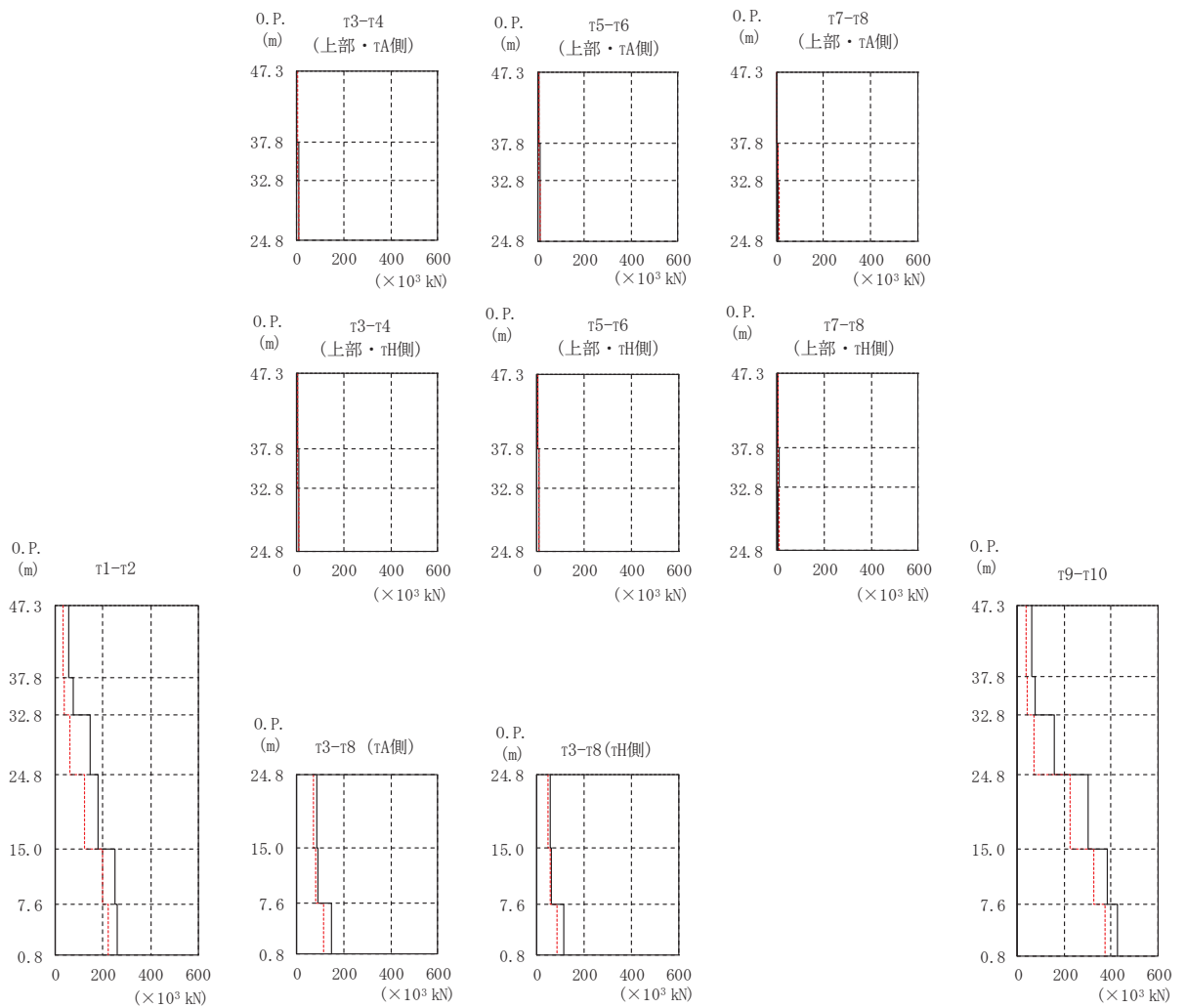
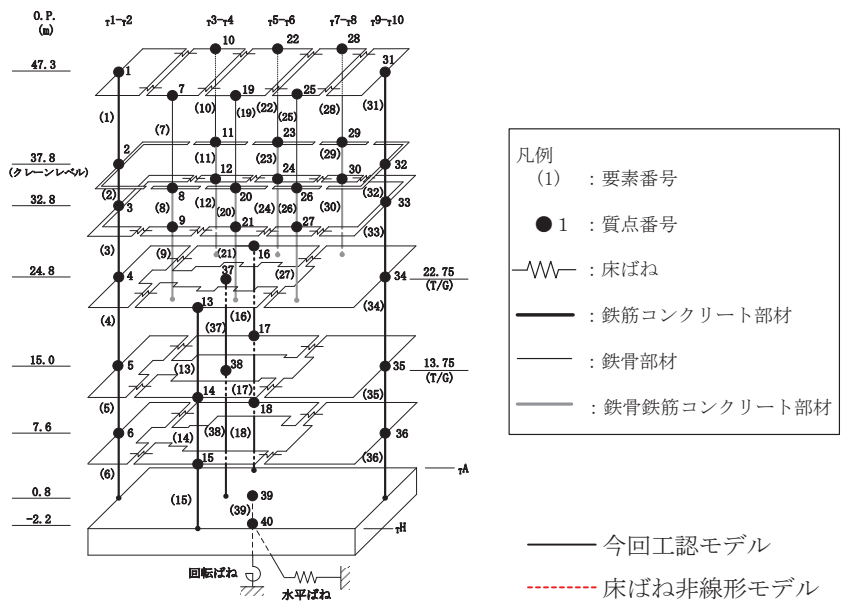
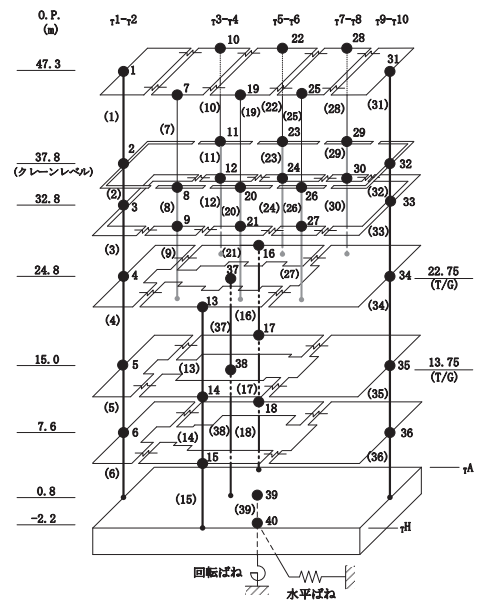
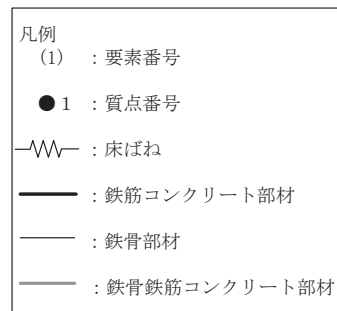


図 2-3 最大応答せん断力 (EW 方向, $S_s - D_2$ (ケース 5))

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

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

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



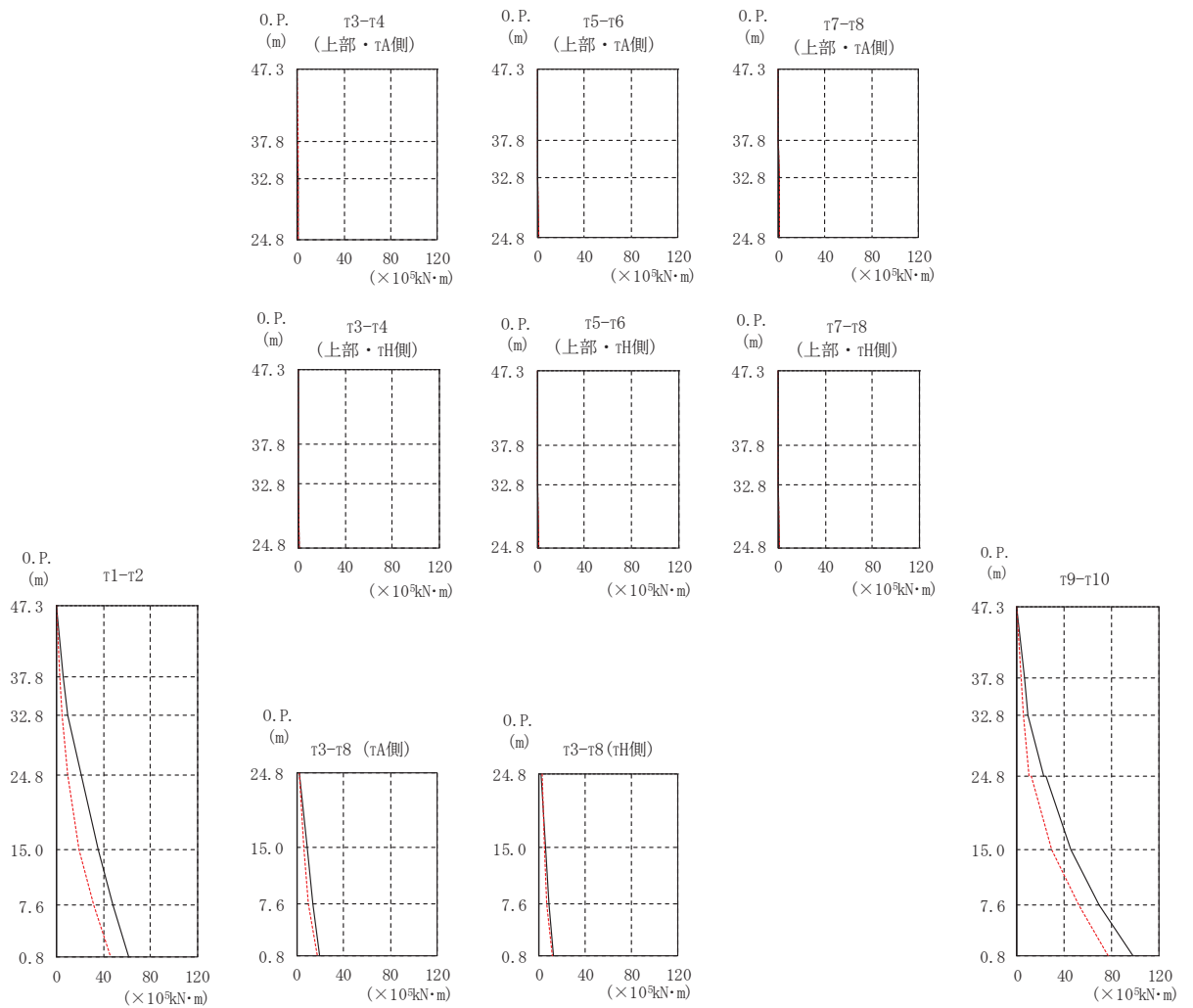
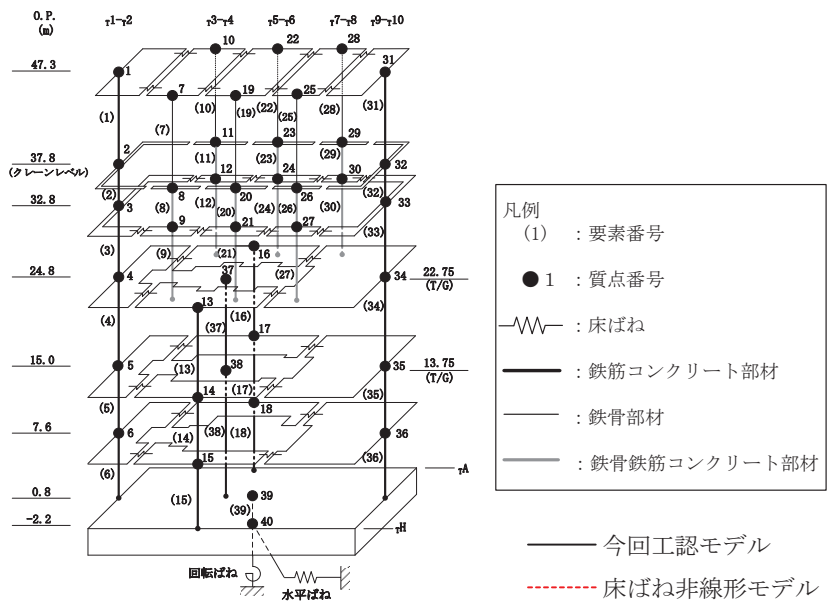


図 2-4 最大応答曲げモーメント (EW 方向, S s - D 2 (ケース 5))

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

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

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

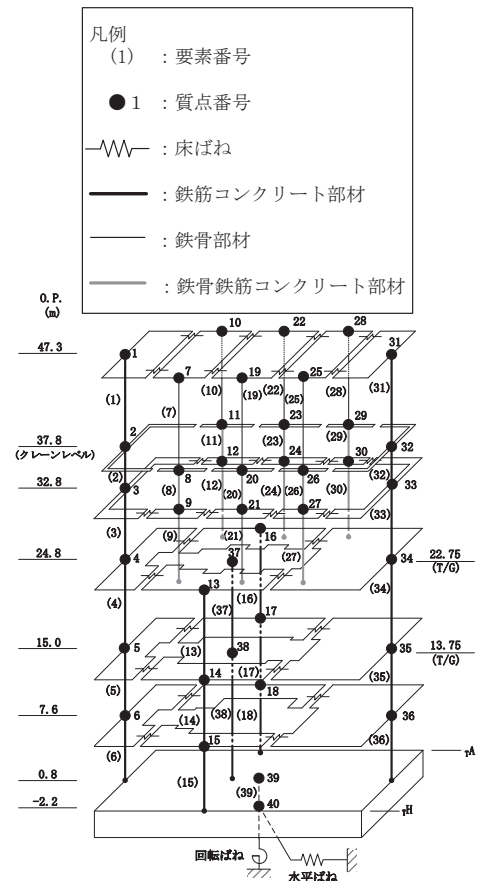


表 2-5(2) 最大応答曲げモーメント (EW 方向, S s-D 2 (ケース 5)) (2/2)

(×10⁵kN・m)

部位	要素番号	今回工認モデル	床ばね 非線形モデル
T ⁵ -T ⁶ (上部・TH側)	(19)	0.001	0.001
		0.262	0.225
	(20)	0.262	0.224
		0.462	0.482
(21)	0.462	0.482	
	0.983	1.17	
T ⁵ -T ⁶ (上部・TA側)	(22)	0.000	0.000
		0.222	0.397
	(23)	0.222	0.397
		0.387	0.509
(24)	0.387	0.509	
	1.03	1.17	
T ⁷ -T ⁸ (上部・TH側)	(25)	0.000	0.000
		0.322	0.244
	(26)	0.321	0.244
		0.614	0.500
(27)	0.614	0.500	
	1.01	1.17	
T ⁷ -T ⁸ (上部・TA側)	(28)	0.000	0.000
		0.259	0.276
	(29)	0.259	0.276
		0.545	0.375
(30)	0.545	0.375	
	1.01	1.13	
T ⁹ -T ¹⁰	(31)	0.000	0.000
		6.01	3.28
	(32)	6.01	3.28
		9.64	5.35
	(33)	9.64	5.35
		22.2	10.5
	(34)	24.2	12.1
		45.6	29.2
(35)	45.6	29.2	
	69.7	52.6	
(36)	69.7	52.6	
	98.1	76.9	

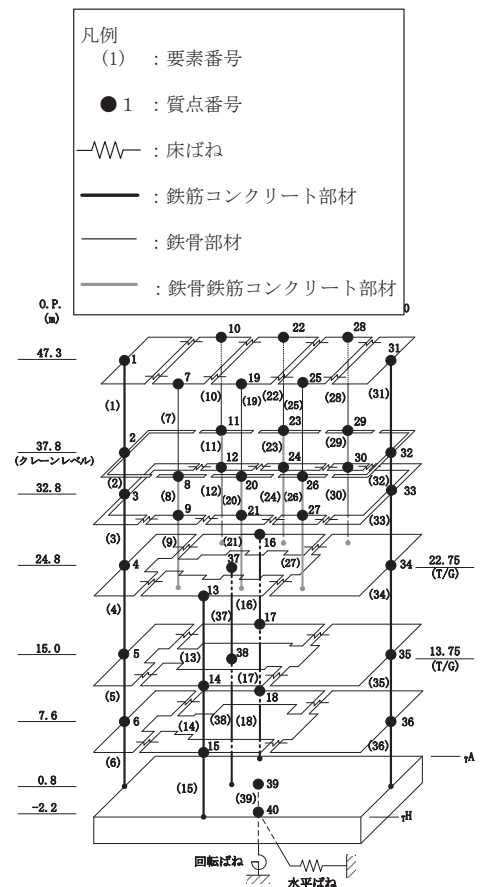
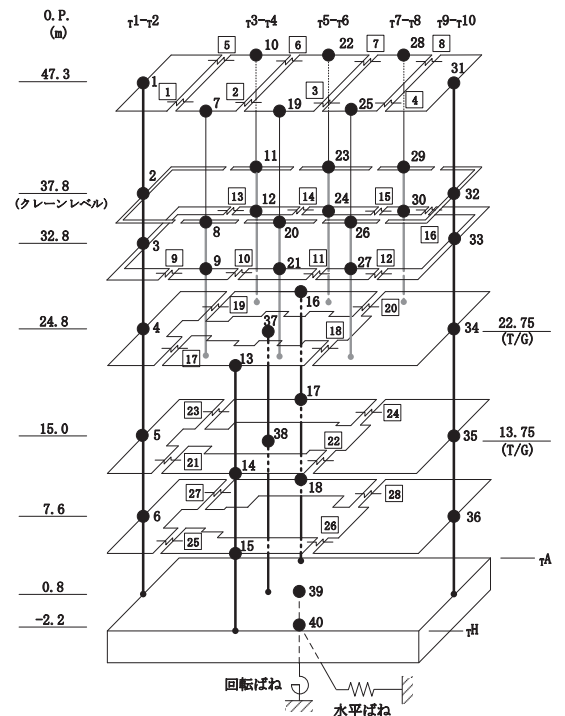
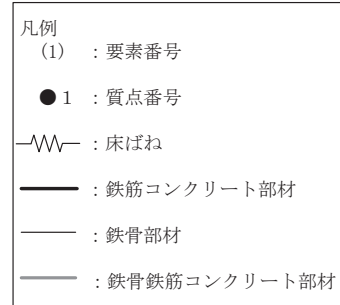


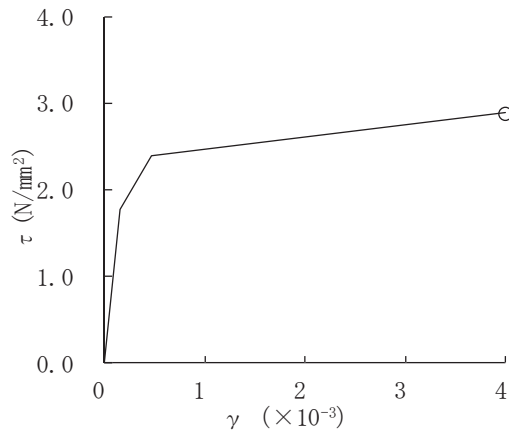
表 2-6 床ばねの最大応答せん断ひずみ (EW 方向, S s - D 2 (ケース 5))

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



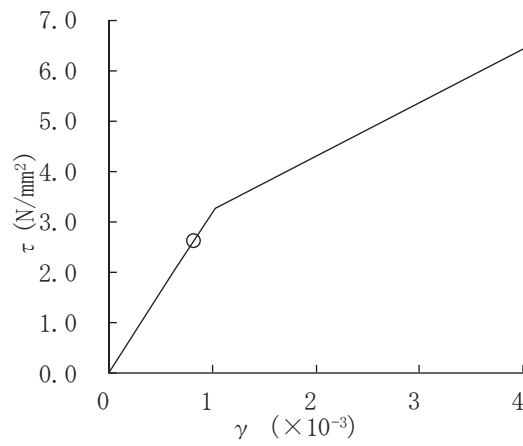
注 1 : 網掛け部分は, γ_1 を上回る値を示す。

注 2 : 下線部分は最大値を示す。



床ばね番号4及び8

図 2-5 床ばねのせん断スケルトンプロット



要素番号(32)

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

表 2-7 最大相対変位（絶対値和）

（単位：mm）

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

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

別紙 7-1 床ばね非線形モデルの応答の考察

1. 床ばねの非線形化の傾向についての考察

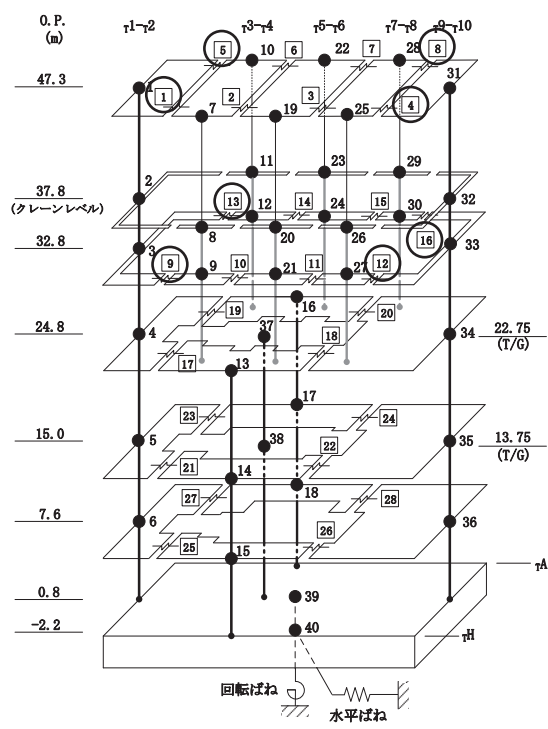
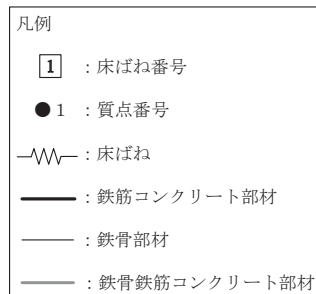
表 1-1 に別紙 7 で示した床ばねの最大応答せん断ひずみを再掲する。表 1-1 から、非線形化の傾向には差異があり、耐震壁部とフレーム部の境界にある床ばねの非線形化が進んでいることが確認できる。

局所的に床ばねの非線形化が進んでいること、また、その床ばねが耐震壁部とフレーム部の境界の床ばねであることが、床ばねを線形でモデル化している今回工認モデルと床ばねを非線形モデルとした床ばね非線形モデルの応答の差異の原因と考えられることから、参考検討として O.P. 32. 8m 及び O.P. 47. 3m の床ばね（床ばね番号 1～16）の剛性をゼロとした床ばねなしモデルとの比較を行った。床ばねなしモデルのモデル図を図 1-1 に示す。今回工認モデルと床ばね非線形モデルの最大応答加速度の差の大きい O.P. 37. 8m の代表点としてフレーム部（質点番号 26）及び耐震壁部（質点番号 32）の床応答スペクトルの比較を行う。フレーム部（質点番号 26）及び耐震壁部（質点番号 32）の位置を図 1-1 に示し、代表質点の床応答スペクトルの比較を図 1-2 に示す。図 1-2 よりフレーム部（質点番号 26）、耐震壁部（質点番号 32）ともに床ばね非線形モデルは床ばねなしモデルに近いスペクトル形状となっていることが確認できる。

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

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

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



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

注 2 : 下線部分は最大値を示す。

注 3 : 図中の ○ 部分は γ_2 を上回る値を示す。

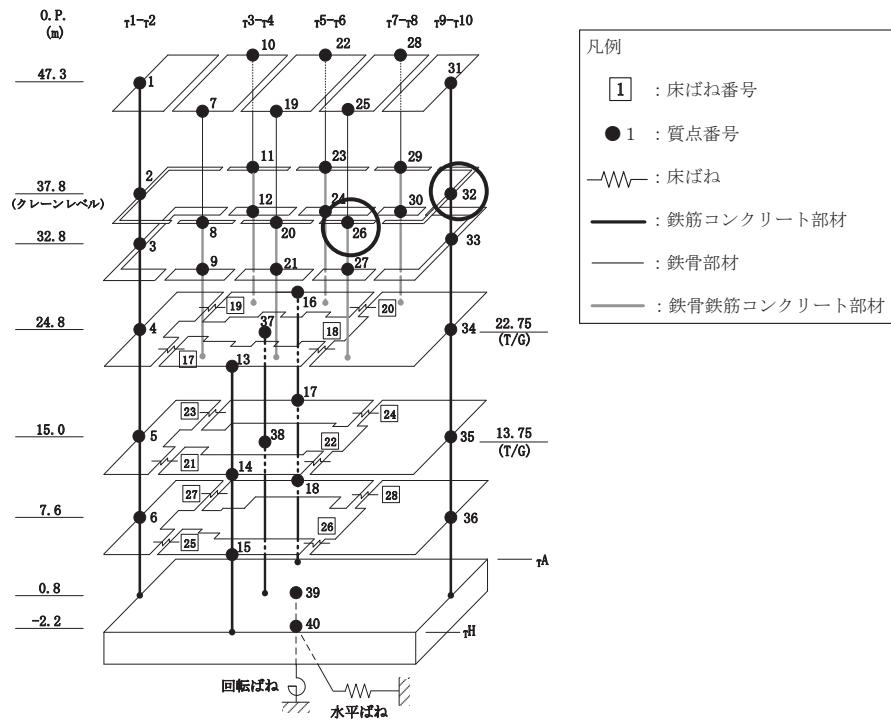


図 1-1 床ばねなしモデルのモデル図 (EW 方向) と質点番号 26 及び 32 の位置

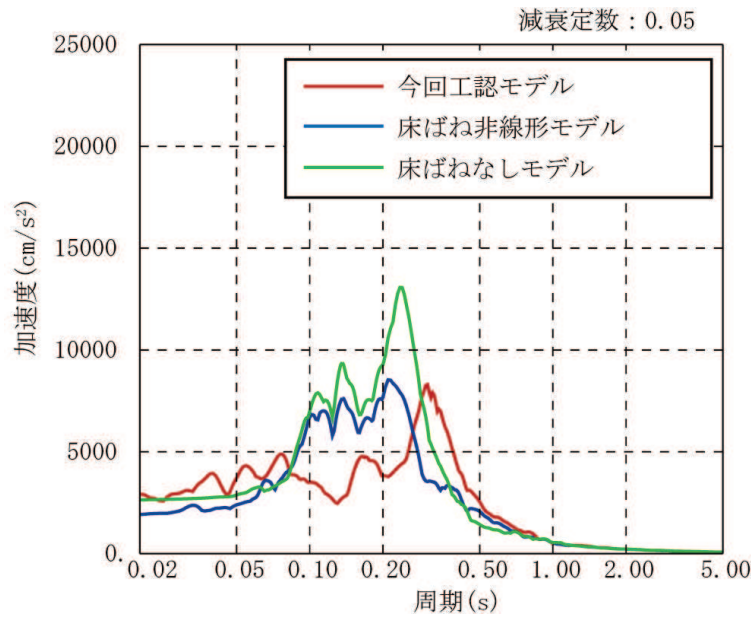
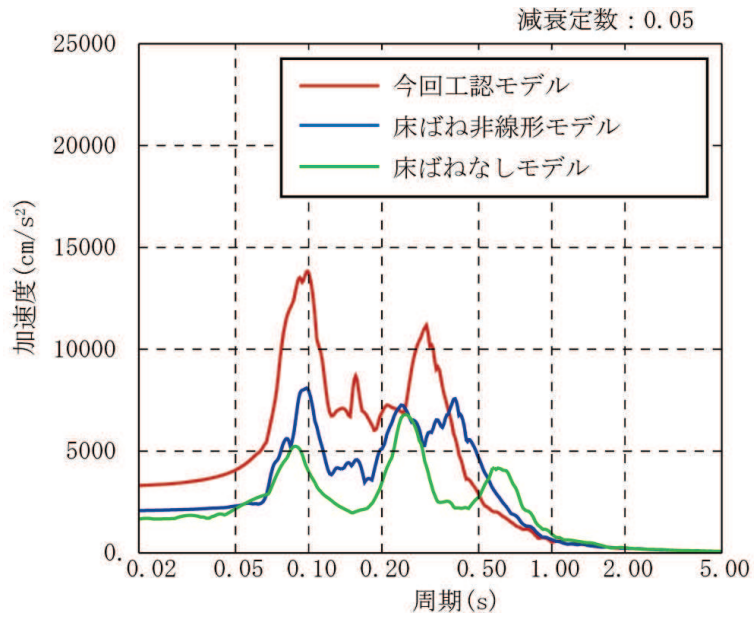


図 1-2 床応答スペクトルの比較

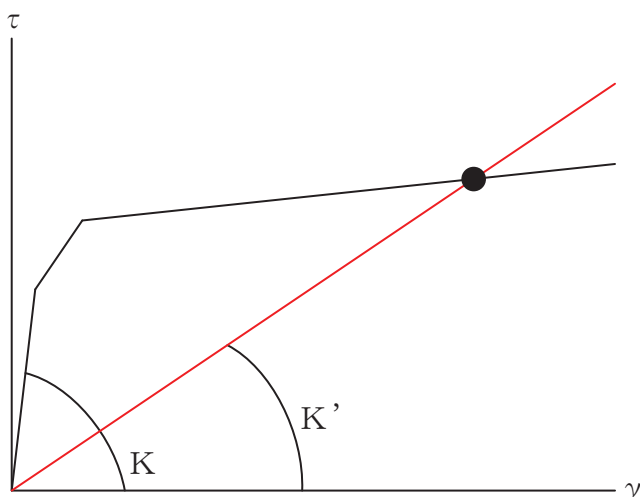
2. 入力地震動と建屋モデルの固有周期についての考察

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

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

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

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



K : 今回工認モデル及び床ばね非線形モデルの初期剛性

K' : 床ばね等価線形モデルの初期剛性

図 2-1 床ばね等価線形モデルの床ばねの初期剛性の考え方

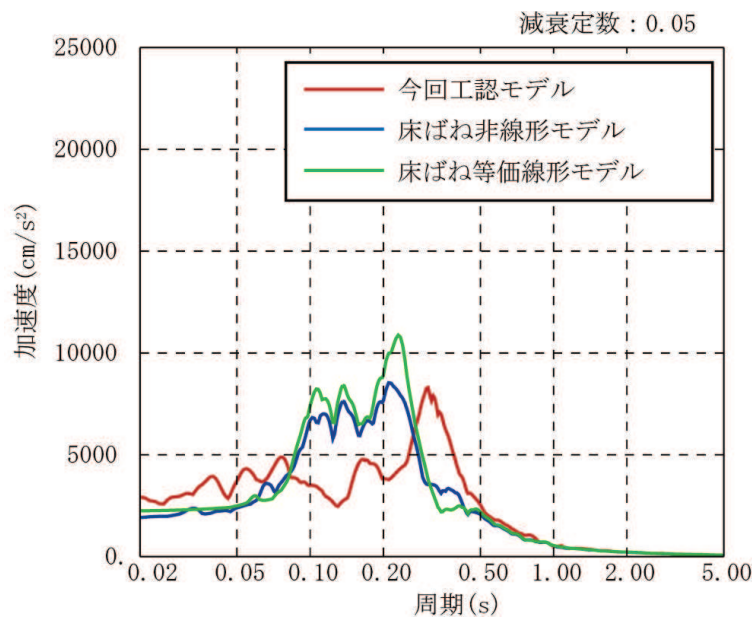
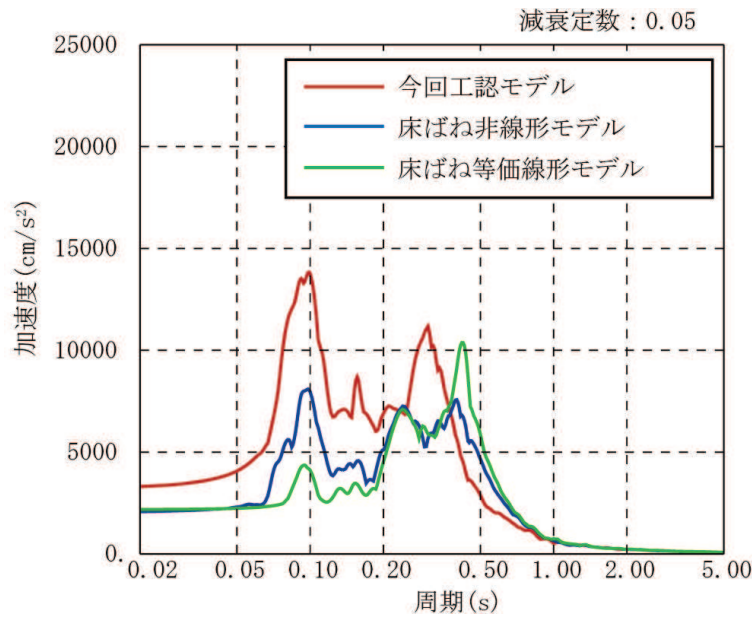


図 2-2 床応答スペクトルの比較

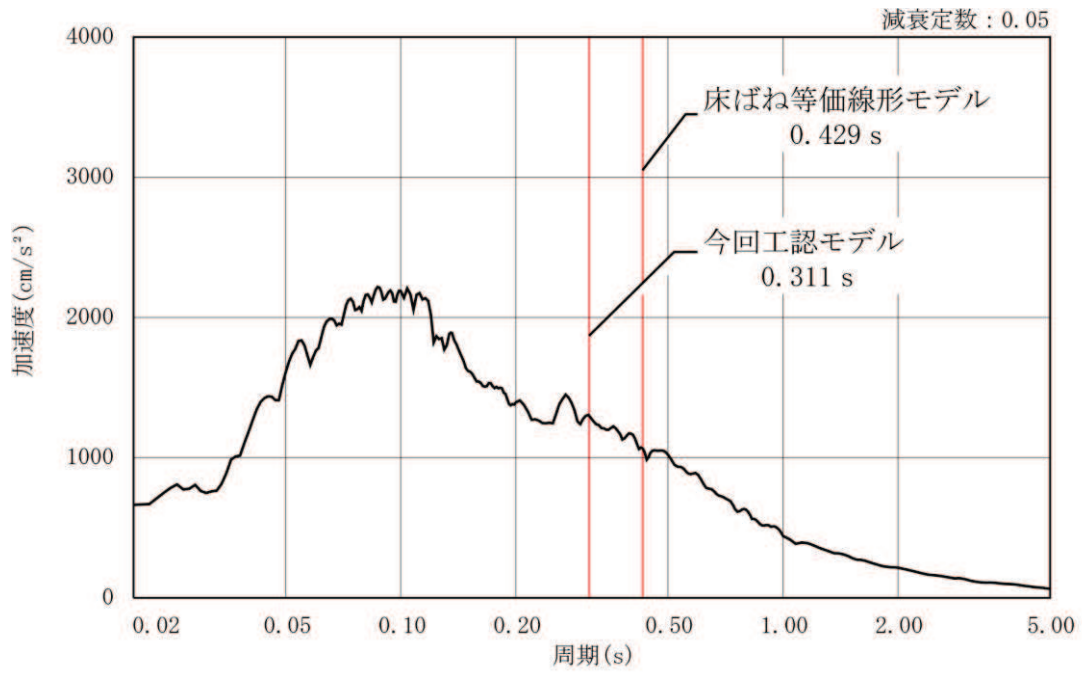


図 2-3 入力地震動（基準地震動 S s-D 2）の加速度応答スペクトルと今回工認モデル及び床ばね等価線形モデルの 1 次固有周期の比較