

女川原子力発電所第2号機 工事計画審査資料	
資料番号	02-補-E-19-0610-12_改3
提出年月日	2021年9月13日

補足-610-12 第3号機海水熱交換器建屋の耐震性についての
計算書に関する補足説明資料

1. 工事計画添付書類に係る補足説明資料

添付書類「VI-2-2-29 第3号機海水熱交換器建屋の地震応答計算書」及び添付書類「VI-2-2-30 第3号機海水熱交換器建屋の耐震性についての計算書」の記載内容を補足するための資料を以下に示す。

別紙 1 第3号機海水熱交換器建屋に対する平成23年（2011年）東北地方太平洋沖地震等の影響

別紙 1-1 第3号機海水熱交換器建屋の東北地方太平洋沖地震等に対する構造的影響評価（点検結果）

別紙 1-2 東北地方太平洋沖地震等に対する第3号機海水熱交換器建屋のシミュレーション解析

別紙 2 第3号機海水熱交換器建屋の地震応答解析における既工認と今回工認の解析モデル及び手法の比較

別紙 3 第3号機海水熱交換器建屋の地震応答解析における耐震壁のスケルトンカーブの設定

別紙 4 第3号機海水熱交換器建屋の地震応答解析における材料物性の不確かさに関する検討

別紙 4-1 材料物性の不確かさを考慮した検討に用いる地震動の選定について

別紙 4-2 材料物性の不確かさを考慮した地震応答解析結果

別紙 5 間接支持構造物の評価について

本日の説明範囲

別紙 1-2 東北地方太平洋沖地震等に対する
第3号機海水熱交換器建屋のシミュレーション解析

目 次

1.	はじめに	別紙 1-2- 1
2.	シミュレーション解析	別紙 1-2- 2
2.1	地震計の配置	別紙 1-2- 2
2.2	耐震壁の評価	別紙 1-2- 4
2.3	接地圧の評価	別紙 1-2-37
3.	評価結果のまとめ	別紙 1-2-40

1. はじめに

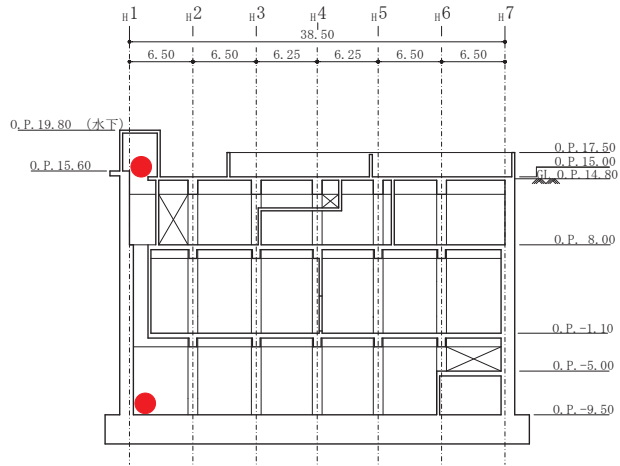
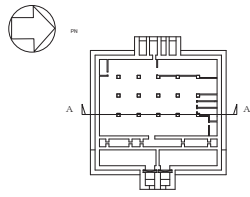
第3号機海水熱交換器建屋について、3.11地震及び4.7地震の2つの地震に対して、建屋の振動特性を確認すること及び耐震壁に構造的な影響が生じていないか確認することを目的としてシミュレーション解析を実施する。

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

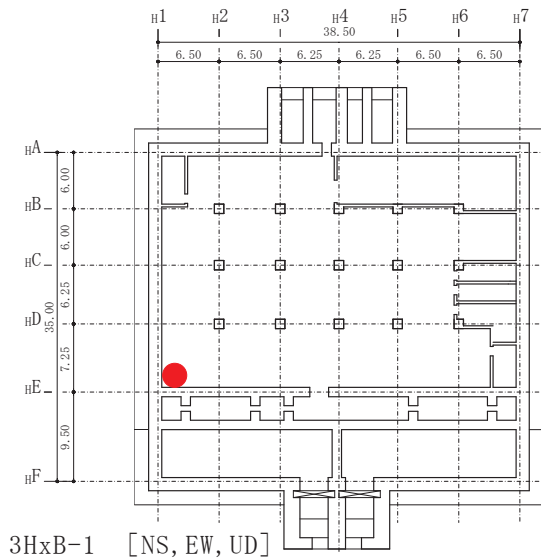
2. シミュレーション解析

2.1 地震計の配置

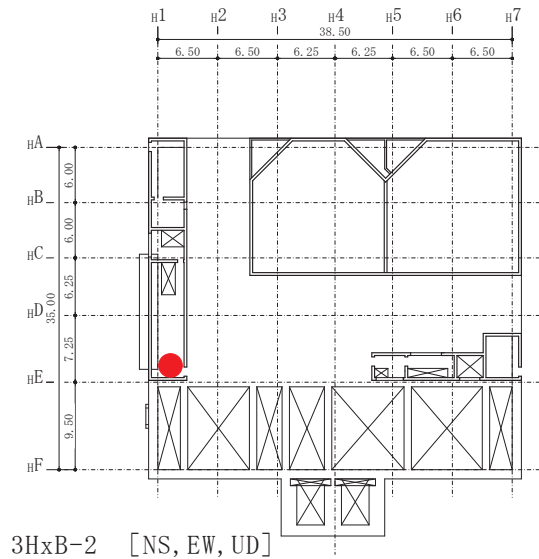
第3号機海水熱交換器建屋における地震計配置図（断面図及び平面図）を図 2-1 に示す。



断面図



基礎版上 (O.P. -9.50m)



屋上階 (O.P. 15.00m)

図 2-1 地震計配置図

2.2 耐震壁の評価

2.2.1 地震応答解析の概要

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

解析モデルへの入力地震動は、第3号機海水熱交換器建屋の基礎版上での観測記録を線形解析モデルの基礎版上に入力し、基礎版上から建屋底面ばね外の伝達関数を用いて算定する。

解析結果と観測記録の整合性は、第3号機海水熱交換器建屋各階における最大応答加速度及び加速度応答スペクトルについて観測記録との比較によって確認する。

入力地震動の算出概念図を図2-2に示す。

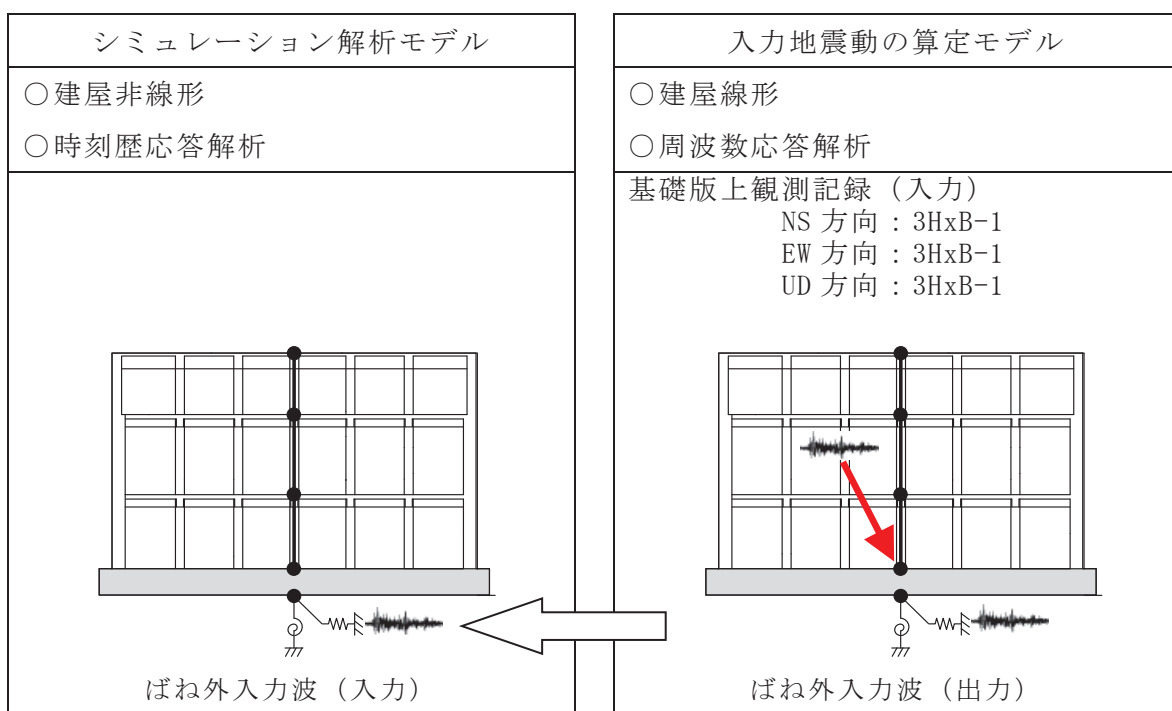


図 2-2 入力地震動の算出概念図

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

解析モデルの諸元の設定について表2-1に水平方向、表2-2に鉛直方向について示す。

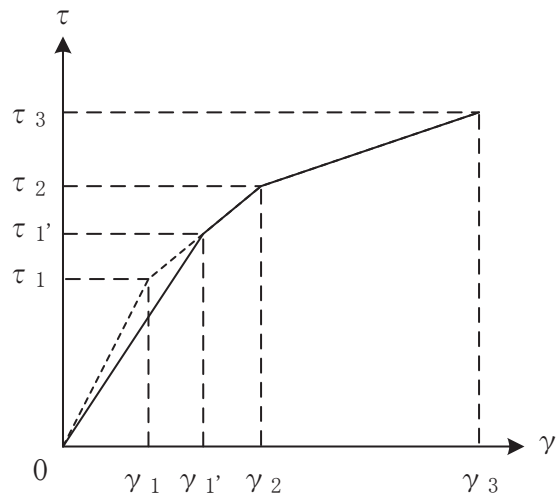
- ① 鉄筋コンクリート部の剛性評価は、耐震壁について観測記録と整合するように等価な剛性として設定し、図2-3に示すように復元力特性の第1勾配は設計時から見直した。建屋全体に一律の等価な剛性を設定した。
- ② 建屋の減衰定数は、観測記録と整合するように解析では全て鉄筋コンクリート部の減衰定数に代表させて再設定し、水平は両方向ともに同じ減衰定数20%とした。
- ③ なお、第3号機海水熱交換器建屋については、上記のとおり減衰定数20%で観測記録と整合しており、埋め込まれていることによる建屋応答低減効果が認められることから、そのメカニズムについて表層地盤を3次元地盤FEMでモデル化し検討を行って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

表 2-1 解析モデル諸元の設定（水平方向）

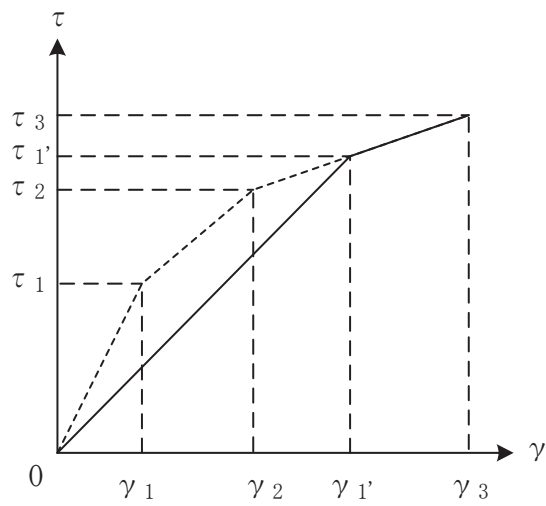
項 目		シミュレーション解析 (当該地震による評価)
応答計算法		時刻歴応答解析(非線形解析)
入力地震動		入力地震動の算定モデルで求めた 基礎底面ばね外における地震動
剛性評価	考慮範囲	耐震壁
	ヤング係数(E) せん断弾性係数(G)	観測記録との整合性を踏まえ再設定
	剛性・復元力特性の 設定の考え方	観測記録と整合する等価な剛性のモデル化は、耐震壁のヤング係数・せん断弾性係数を再設定することにより行い、復元力特性は設計時モデルのスケルトンと接続。建屋全体に一律の等価剛性を設定。
減衰定数	鉄筋コンクリート	20% (ひずみエネルギー比例型)
	減衰定数設定の 考え方	観測記録のみかけの減衰に対して、解析では全て鉄筋コンクリート部の減衰に代表させた。 なお、水平2方向は同じ値を採用。
解析 モデル	建屋-地盤相互作用	スウェイ・ロッキングモデル (側面地盤との相互作用は考慮しない)
	建屋モデル	質点系1軸モデル
	地盤ばね	J E A Gによる近似法

表 2-2 解析モデル諸元の設定（鉛直方向）

項 目		シミュレーション解析 (当該地震による評価)
応答計算法		時刻歴応答解析(線形解析)
入力地震動		入力地震動の算定モデルで求めた 基礎底面ばね外における地震動
剛性評価	考慮範囲	耐震壁
	ヤング係数(E) せん断弾性係数(G)	設計値
減衰定数	鉄筋コンクリート	5% (ひずみエネルギー比例型)
解析モデル	建屋-地盤相互作用	底面地盤ばねで考慮 (側面地盤との相互作用は考慮しない)
	建屋モデル	質点系1軸モデル
	地盤ばね	J E A Gによる近似法



(a) 第1折点～第2折点で交差する場合



(b) 第2折点以降で交差する場合

図 2-3 等価な剛性の設定による復元力特性見直しの例

2.2.2 水平方向の地震応答解析モデル

水平方向の地震応答解析モデルは、図 2-4 に示すように、建屋を曲げ変形とせん断変形をする質点系モデルとし、地盤を等価なばねで評価した建屋-地盤連成系モデルとする。

観測記録と整合するように設定した鉄筋コンクリート部の等価なヤング係数、せん断弾性係数及び減衰定数を表 2-3 に示す。また、耐震壁のせん断応力度-せん断ひずみ度関係 ($\tau-\gamma$ 関係) を図 2-5 に示すようなトリリニア型スケルトンカーブに置換し、復元力特性は図 2-6 に示すような最大点指向型履歴ループを用いる。耐震壁の曲げモーメント-曲率関係 ($M-\phi$ 関係) は図 2-7 に示すようなトリリニア型スケルトンカーブに置換し、復元力特性は図 2-8 に示すような履歴ループを用いる。各耐震壁について算定したせん断及び曲げスケルトンカーブの諸数値を表 2-4~表 2-7 に示す。

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

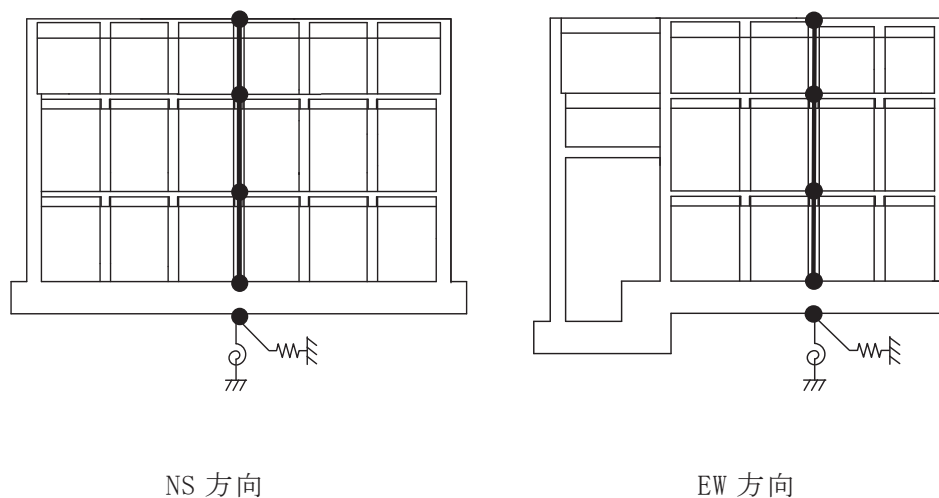


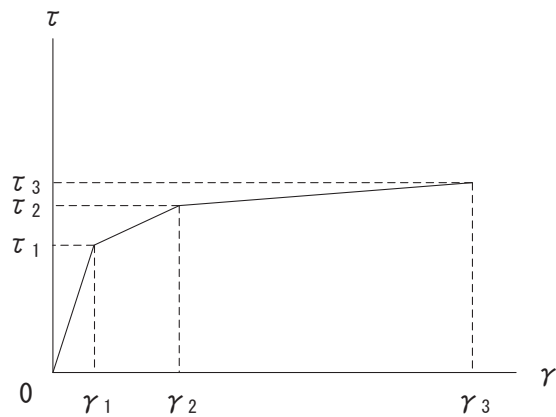
図 2-4 地震応答解析モデル（水平方向）

表 2-3 水平方向の地震応答解析に用いる物性値

材 料	方向	初期剛性 補正係数*	ヤング係数 E (N/mm ²)	せん断 弾性係数 G (N/mm ²)	減衰 定数 h (%)
コンクリート	NS	0.80	2.12×10^4	0.910×10^4	20
	EW	0.80	2.12×10^4	0.910×10^4	20

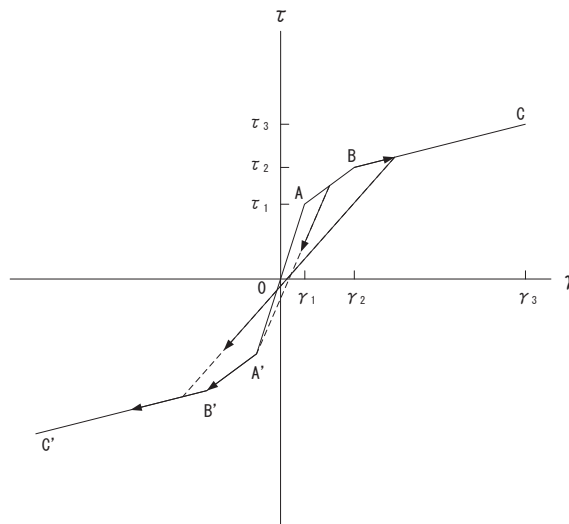
注記*：初期剛性補正係数は、観測記録と整合するように設定した耐震壁の初期剛性の設計値に対する係数

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



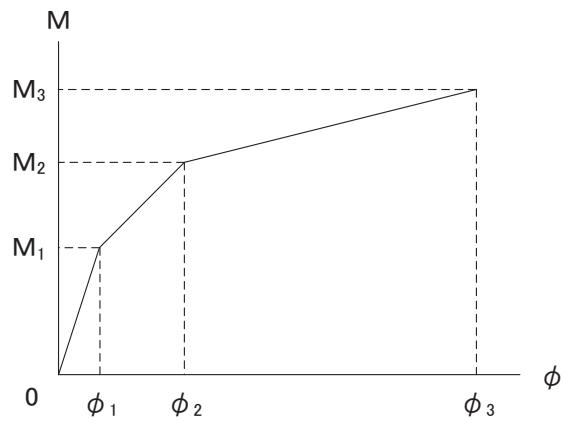
- τ_1 : 第1折点のせん断応力度
- τ_2 : 第2折点のせん断応力度
- τ_3 : 終局点のせん断応力度
- γ_1 : 第1折点のせん断ひずみ
- γ_2 : 第2折点のせん断ひずみ
- γ_3 : 終局点のせん断ひずみ ($=4 \times 10^{-3}$)

図 2-5 せん断応力度－せん断ひずみ関係



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

図 2-6 せん断応力度－せん断ひずみ関係の復元力特性



M_1 : 第 1 折点の曲げモーメント

M_2 : 第 2 折点の曲げモーメント

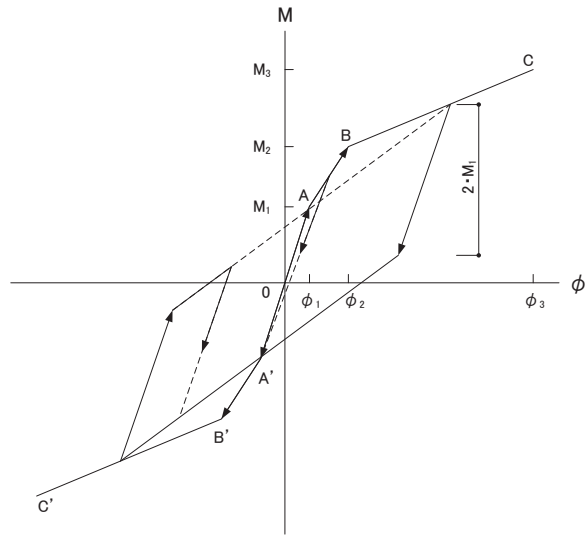
M_3 : 終局点の曲げモーメント

ϕ_1 : 第 1 折点の曲率

ϕ_2 : 第 2 折点の曲率

ϕ_3 : 終局点の曲率

図 2-7 曲げモーメントー曲率関係



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

図 2-8 曲げモーメントー曲率関係の復元力特性

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

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

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

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

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

O. P. (m)	M_1' ($\times 10^6$ kN·m)	M_2 ($\times 10^6$ kN·m)	M_3 ($\times 10^6$ kN·m)	ϕ_1' ($\times 10^{-5}$ /m)	ϕ_2 ($\times 10^{-5}$ /m)	ϕ_3 ($\times 10^{-5}$ /m)
15.0 ~ 8.0	2.98	5.84	7.98	0.589	4.95	98.9
8.0 ~ -1.1	4.16	8.36	11.1	0.646	5.05	101
-1.1 ~ -9.5	6.73	15.0	20.1	0.746	5.27	105

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

O. P. (m)	M_1' ($\times 10^6$ kN·m)	M_2 ($\times 10^6$ kN·m)	M_3 ($\times 10^6$ kN·m)	ϕ_1' ($\times 10^{-5}$ /m)	ϕ_2 ($\times 10^{-5}$ /m)	ϕ_3 ($\times 10^{-5}$ /m)
15.0 ~ 8.0	2.95	5.34	7.72	0.644	5.40	108
8.0 ~ -1.1	4.31	8.22	11.6	0.708	5.55	111
-1.1 ~ -9.5	4.99	11.2	15.5	0.818	5.81	116

2.2.4 鉛直方向の地震応答解析モデル

鉛直方向の地震応答解析モデルは、図 2-9 に示すように、建屋を軸変形する耐震壁部からなる質点系モデルとし、地盤を等価なばねで評価した建屋-地盤連成系モデルとする。

観測記録と整合するように設定した鉄筋コンクリート部のヤング係数、せん断弾性係数及び減衰定数を表 2-8 に示す。なお、これらの剛性及び減衰定数は設計値とする。

基礎底面地盤ばねの鉛直ばね定数及び減衰係数は、振動アドミタンス理論に基づいて近似的に評価する。

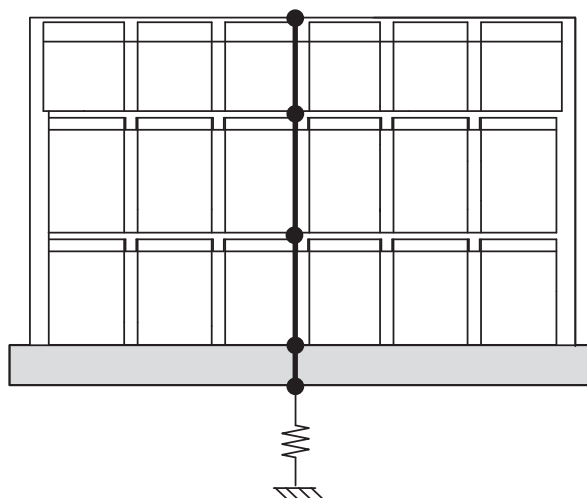


図 2-9 地震応答解析モデル（鉛直方向）

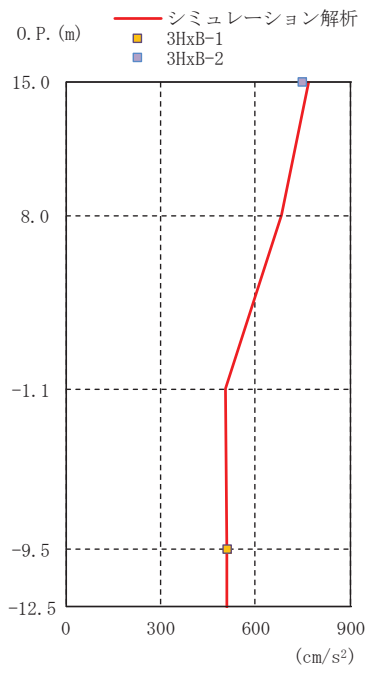
表 2-8 鉛直方向の地震応答解析に用いる物性値

材 料	ヤング係数 E (N/mm ²)	せん断弾性係数 G (N/mm ²)	減衰定数 h (%)
コンクリート	2.65×10 ⁴	1.14×10 ⁴	5

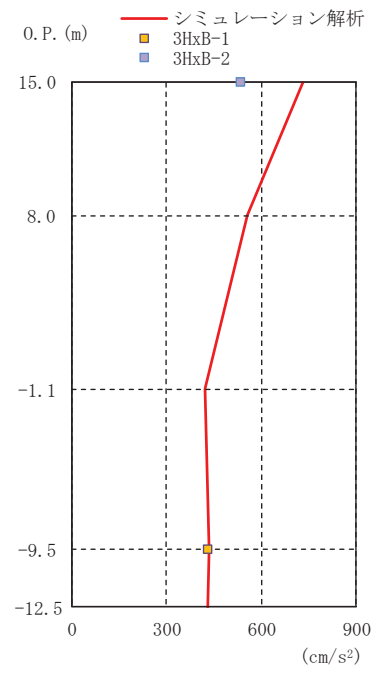
2.2.5 地震応答解析結果

地震応答解析により求められた NS 方向，EW 方向及び UD 方向の最大応答加速度，最大応答変位及び加速度応答スペクトルと 3.11 地震の観測記録との比較を図 2-10～図 2-14 に，4.7 地震の観測記録との比較を図 2-15～図 2-19 に示す。解析モデルの固有値解析結果を表 2-9～表 2-11 及び図 2-20～図 2-22 に示す。

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

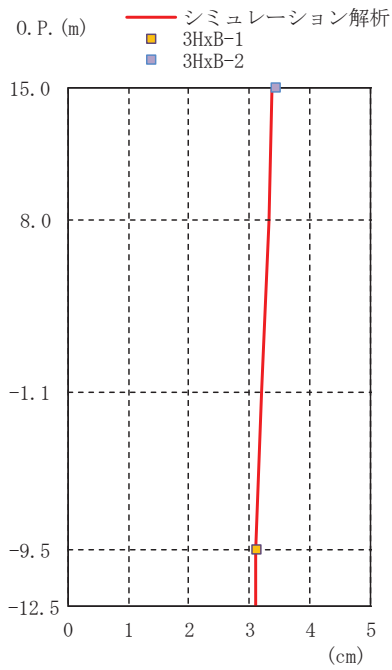


(a) NS 方向

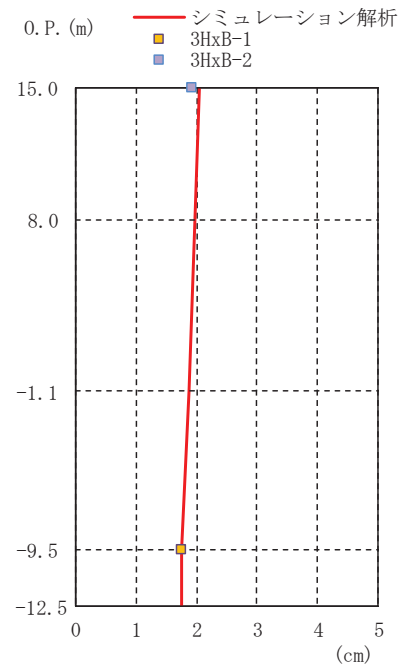


(b) EW 方向

図 2-10 最大応答加速度の比較 (3.11 地震)

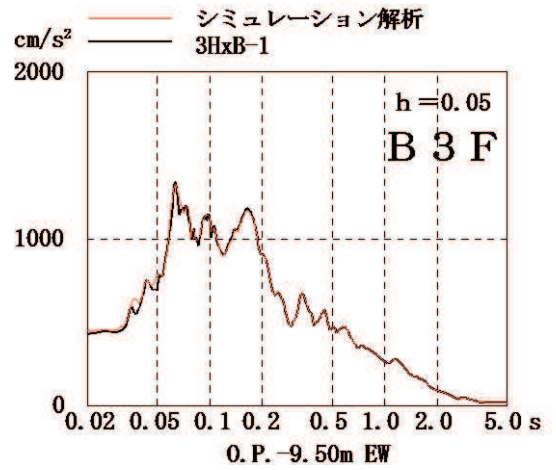
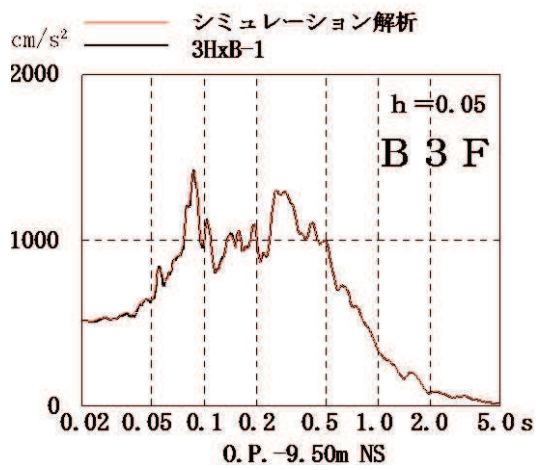
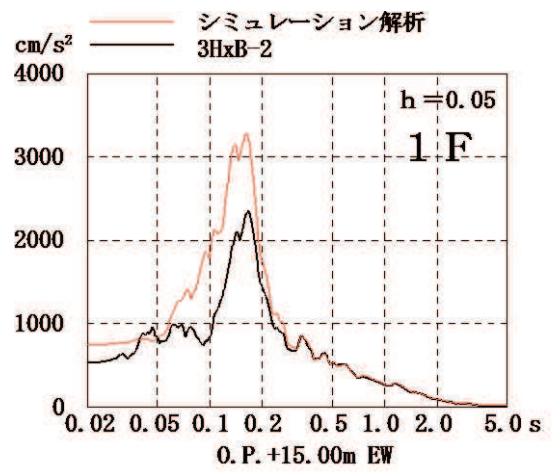
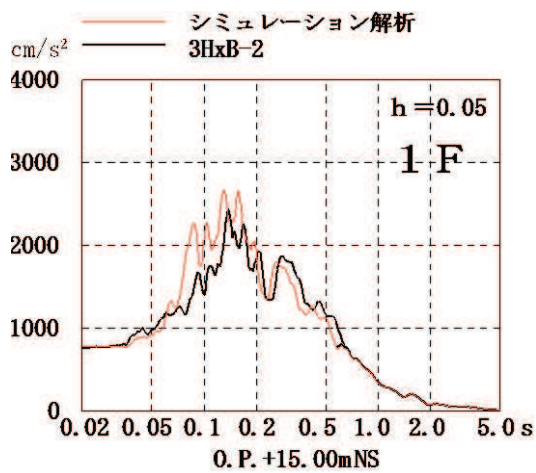


(a) NS 方向



(b) EW 方向

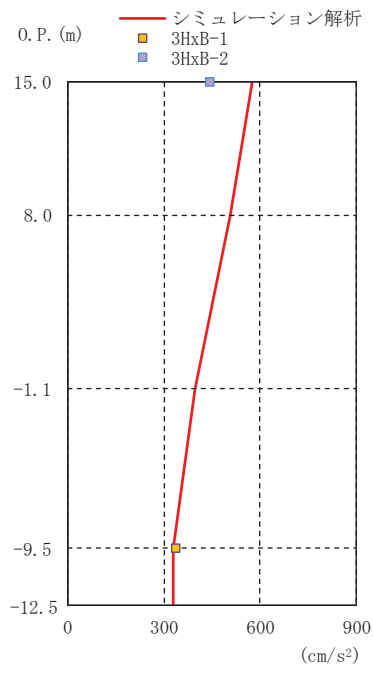
図 2-11 最大応答変位の比較 (3.11 地震)



NS 方向

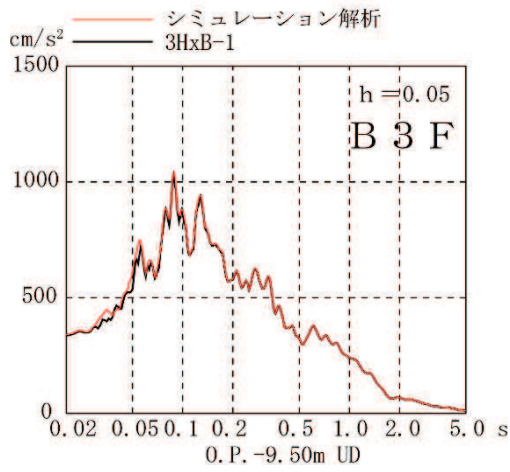
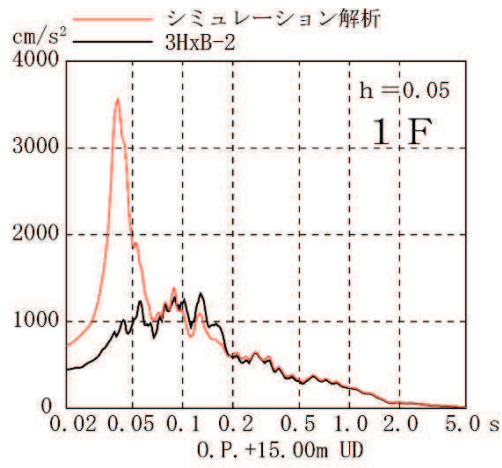
EW 方向

図 2-12 加速度応答スペクトルの比較 (3.11 地震)



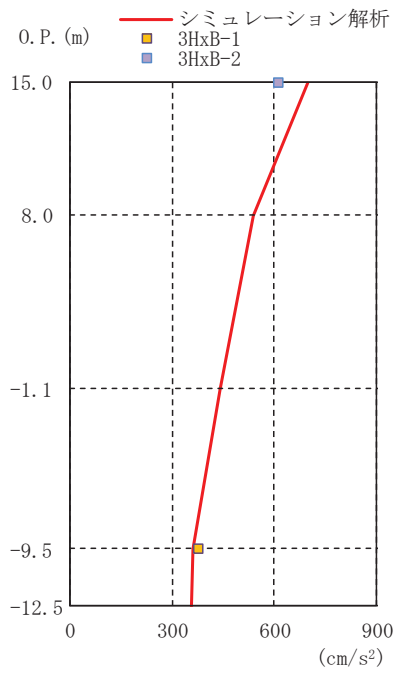
(UD 方向)

図 2-13 最大応答加速度の比較 (3.11 地震)

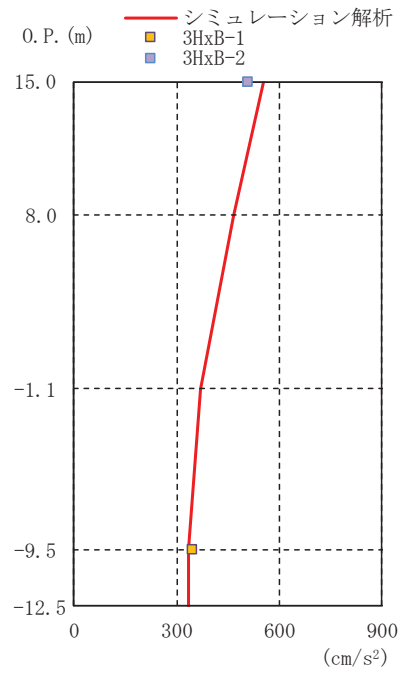


(UD 方向)

図 2-14 加速度応答スペクトルの比較 (3.11 地震)

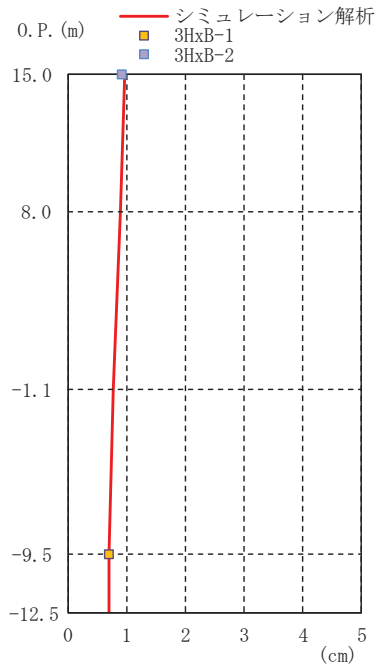


(a) NS 方向

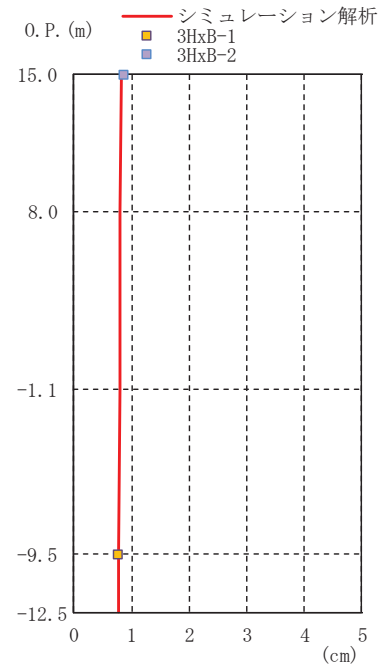


(b) EW 方向

図 2-15 最大応答加速度の比較 (4.7 地震)

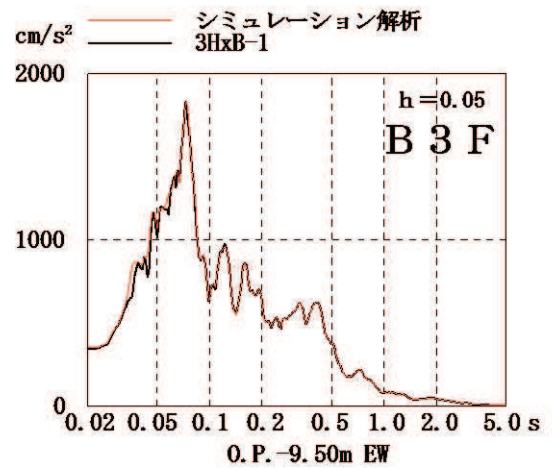
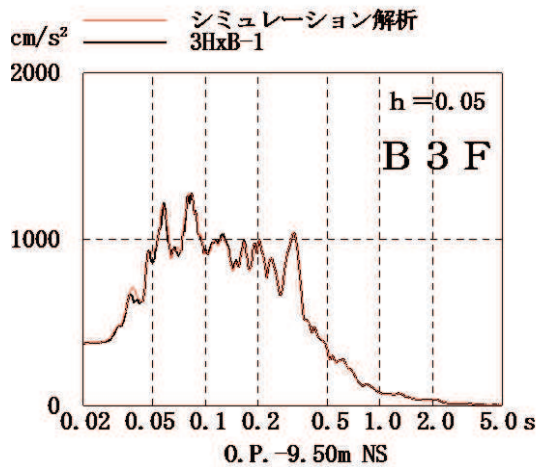
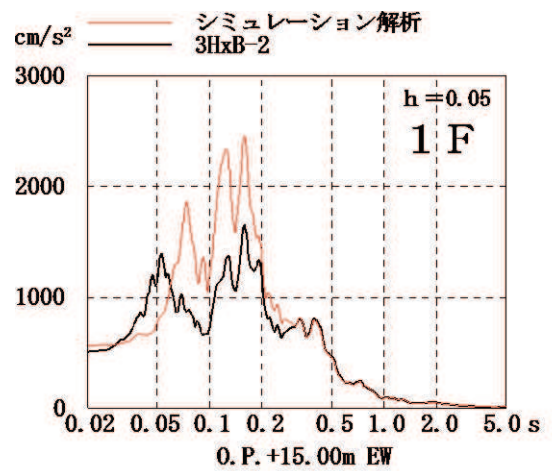
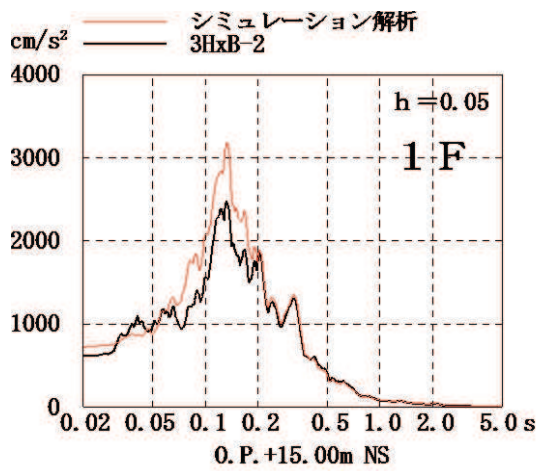


(a) NS 方向



(b) EW 方向

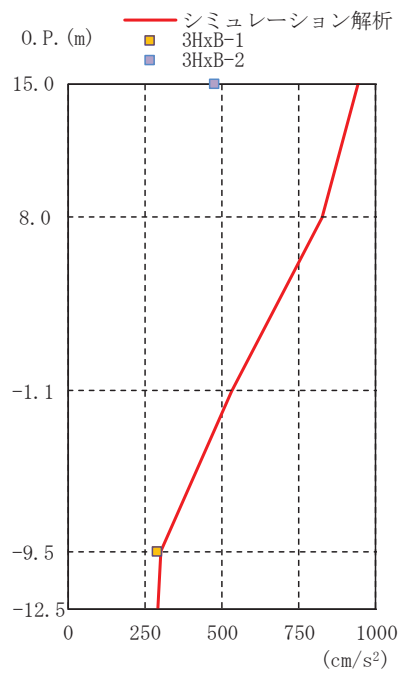
図 2-16 最大応答変位の比較 (4.7 地震)



NS 方向

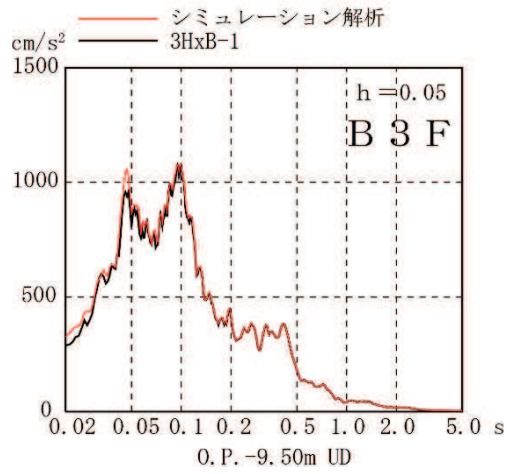
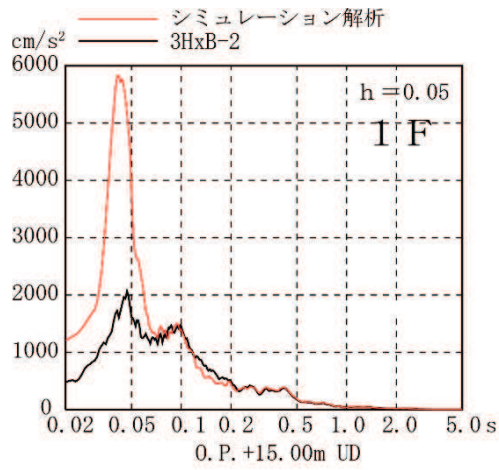
EW 方向

図 2-17 加速度応答スペクトルの比較 (4.7 地震)



(UD 方向)

図 2-18 最大応答加速度の比較 (4.7 地震)



(UD 方向)

図 2-19 加速度応答スペクトルの比較 (4.7 地震)

表 2-9 固有値解析結果(NS 方向)
(剛性補正係数 0.8)

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

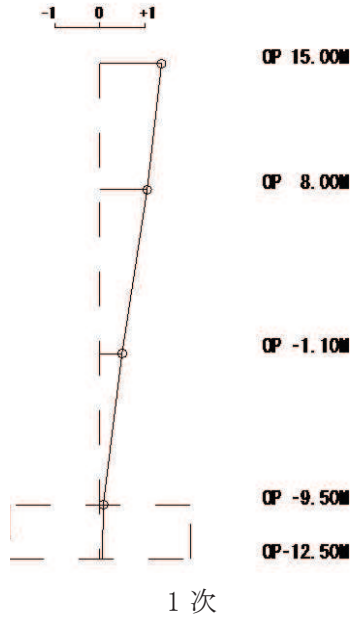
表 2-10 固有値解析結果(EW 方向)
(剛性補正係数 0.8)

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

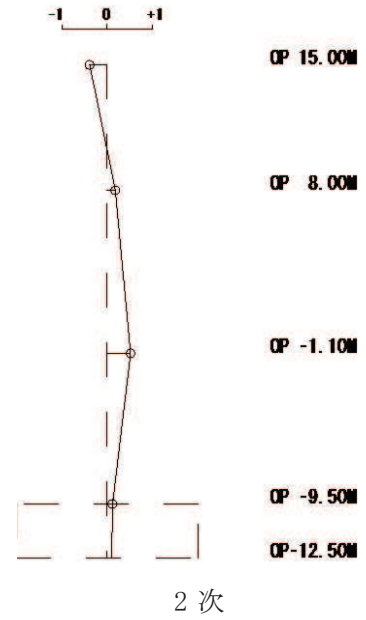
表 2-11 固有値解析結果(UD 方向)

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

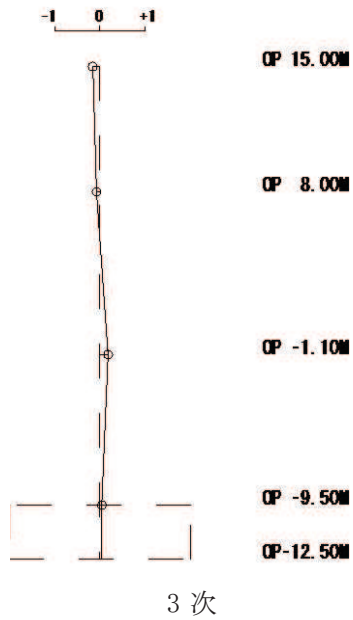
固有周期 0.137 s
固有振動数 7.30 Hz
刺激係数 1.362



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



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



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

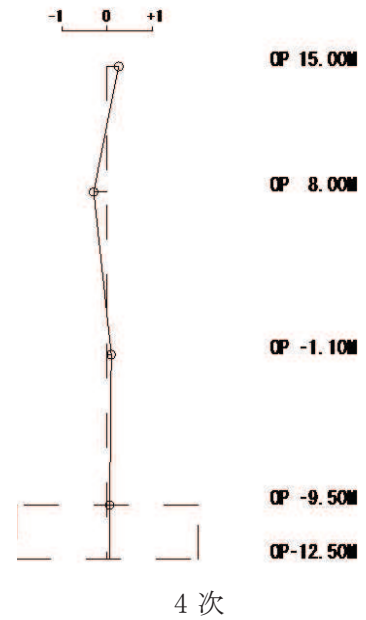
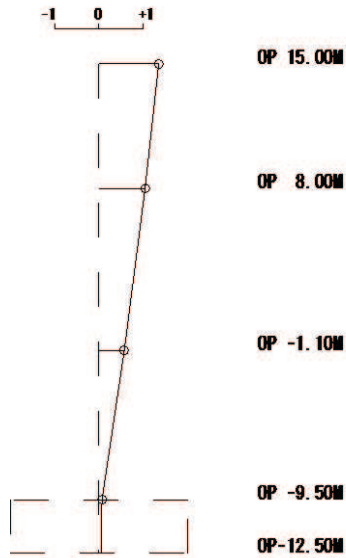


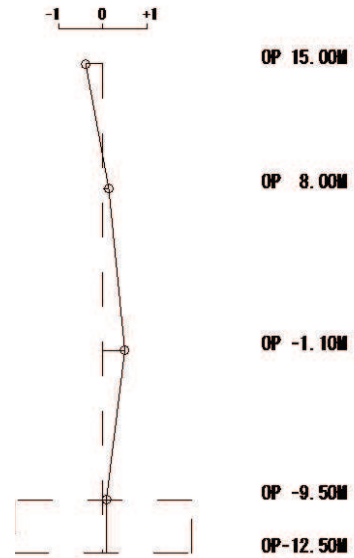
図 2-20 固有振動モード (NS 方向)

固有周期 0.149 s
固有振動数 6.72 Hz
刺激係数 1.348



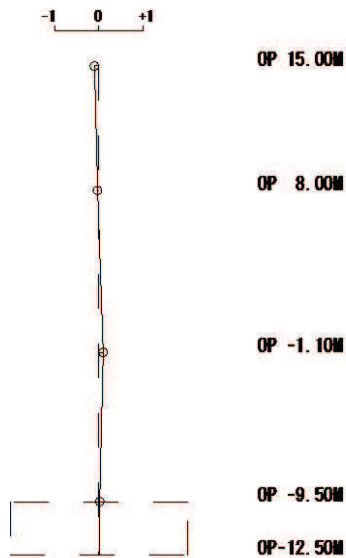
1次

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



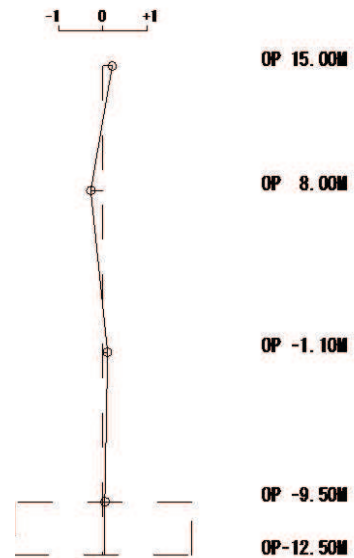
2次

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



3次

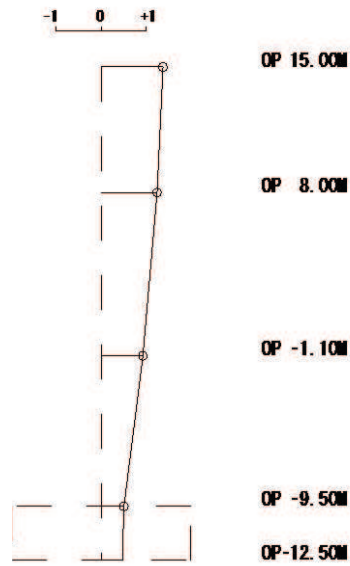
固有周期 0.035 s
固有振動数 28.53 Hz
刺激係数 0.272



4次

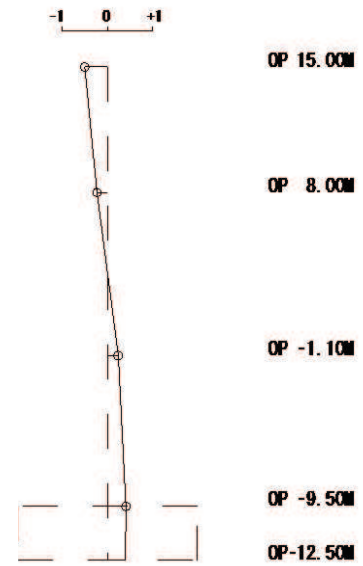
図 2-21 固有振動モード (EW 方向)

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



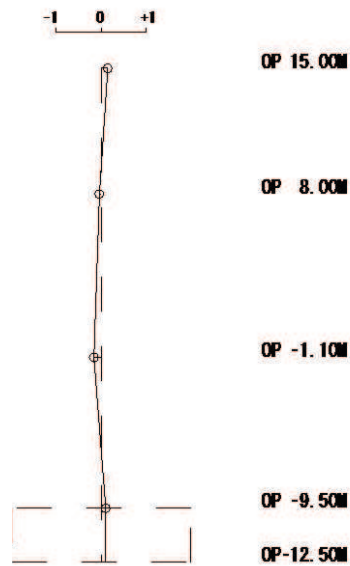
1次

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



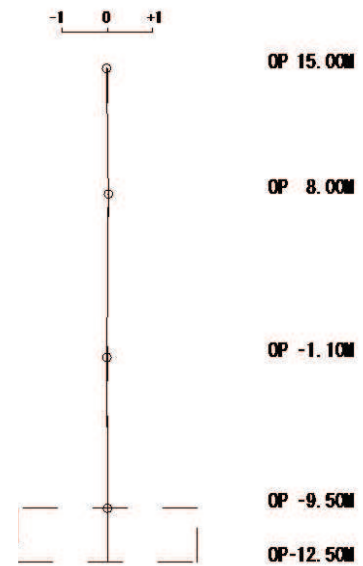
2次

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



3次

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



4次

図 2-22 固有振動モード (UD 方向)

2.2.6 耐震壁の評価結果

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

注記* p_w : 耐震壁の設計鉄筋比

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

σ_y : 鉄筋の短期許容応力度 (SD345 : 345N/mm²)

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

地震応答解析により得られた各階のせん断ひずみを、設計時のせん断応力度－せん断ひずみ関係の第一折点 γ'_1 の値と併せて図 2-28 及び図 2-29 に示す。また最大応答値を再設定したせん断力のスケルトンカーブおよび曲げモーメントのスケルトンカーブ上にプロットして図 2-30 に示す。

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

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

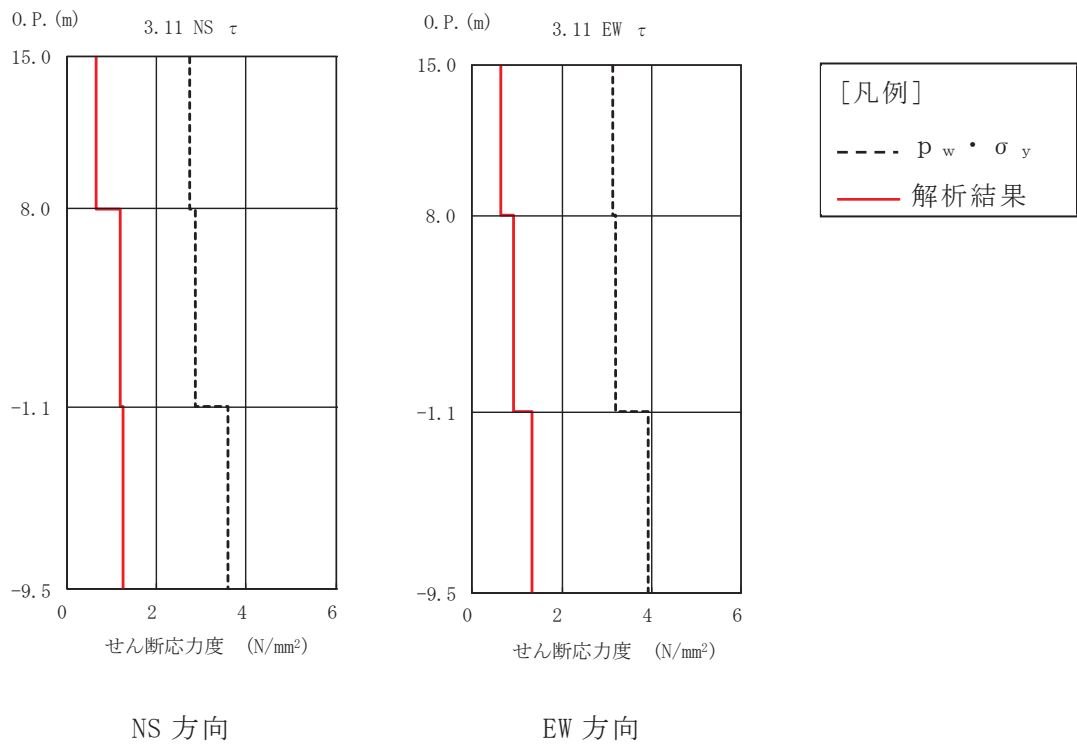


図 2-23 耐震壁のせん断応力度 (3.11 地震)

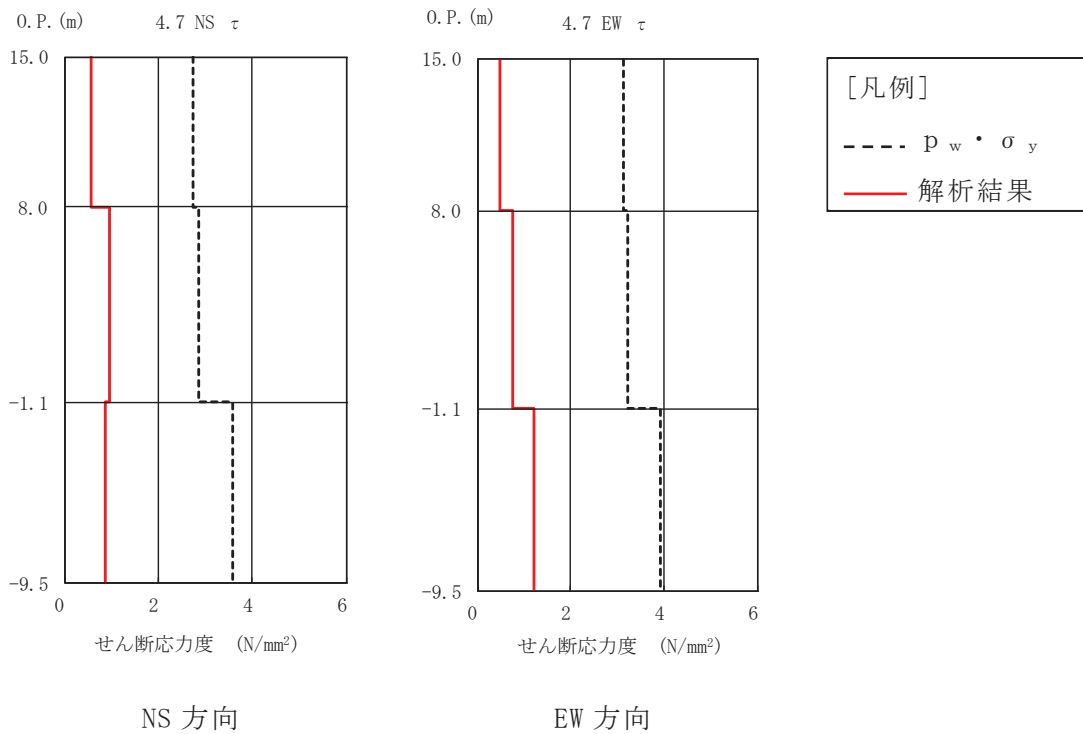


図 2-24 耐震壁のせん断応力度 (4.7 地震)

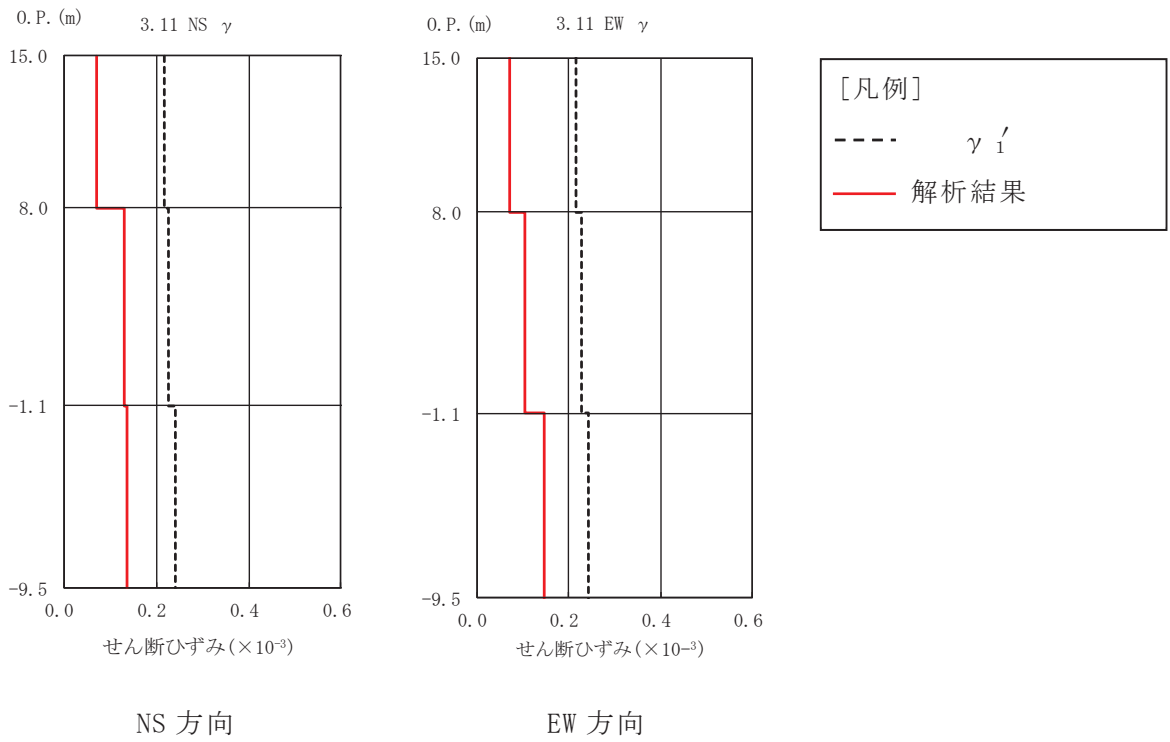


図 2-25 耐震壁のせん断ひずみ (3.11 地震)

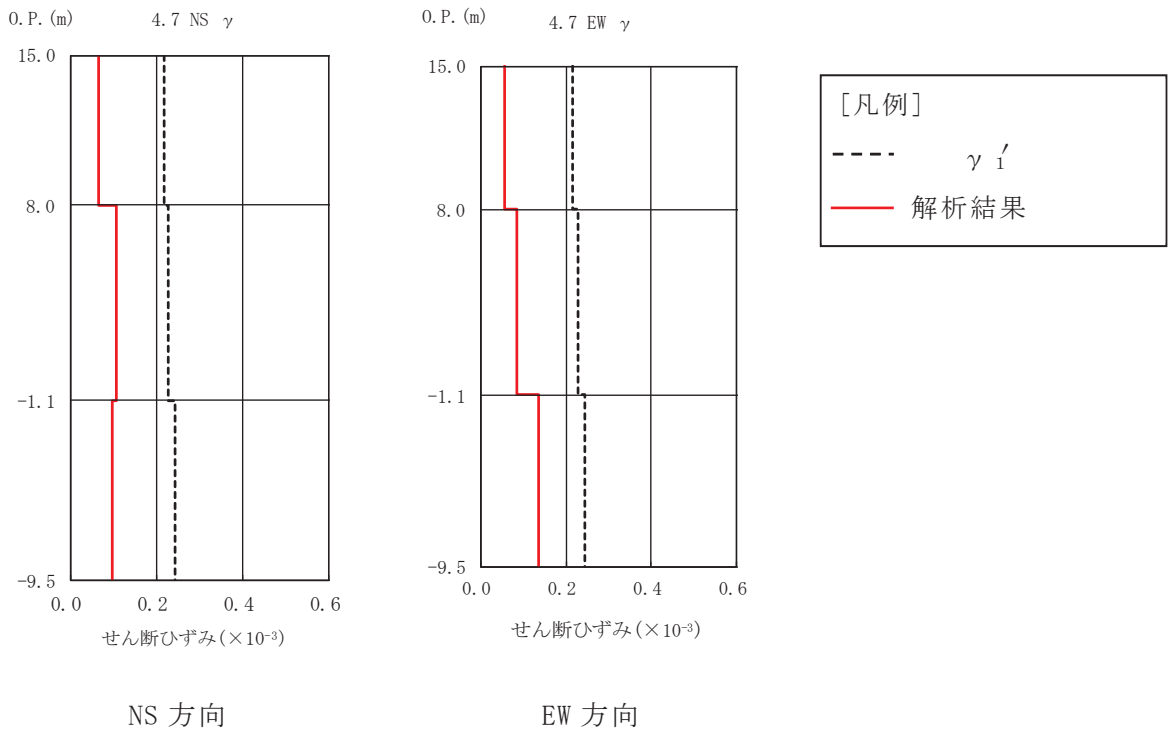


図 2-26 耐震壁のせん断ひずみ (4.7 地震)

表 2-12 耐震壁の設計鉄筋比 p_w

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

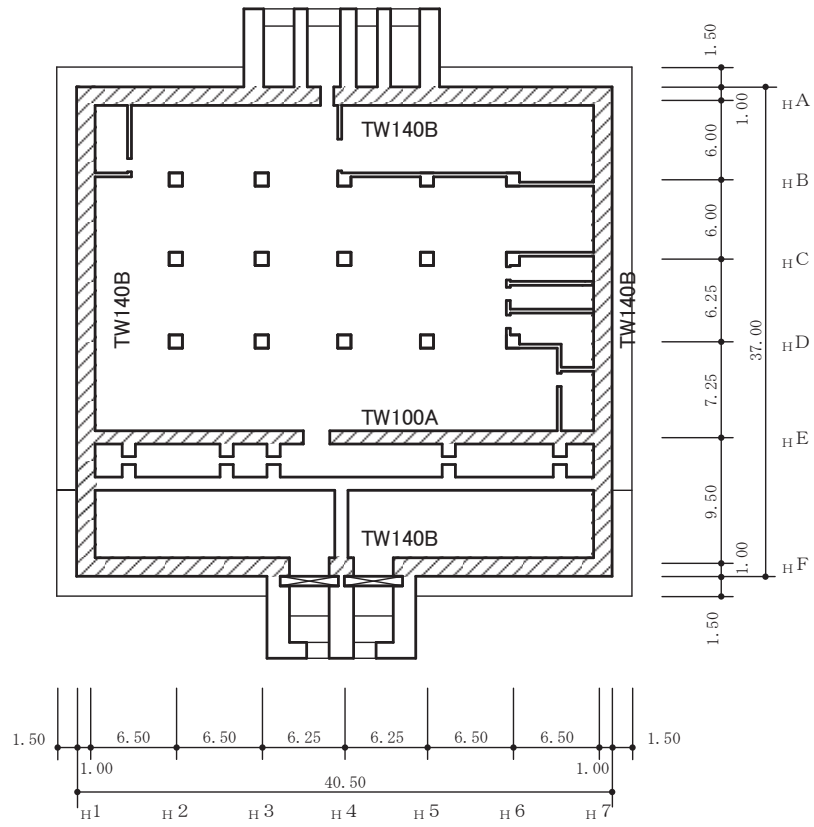


図 2-27 耐震壁配置図 (0.P.-9.5m~0.P.-1.1m)

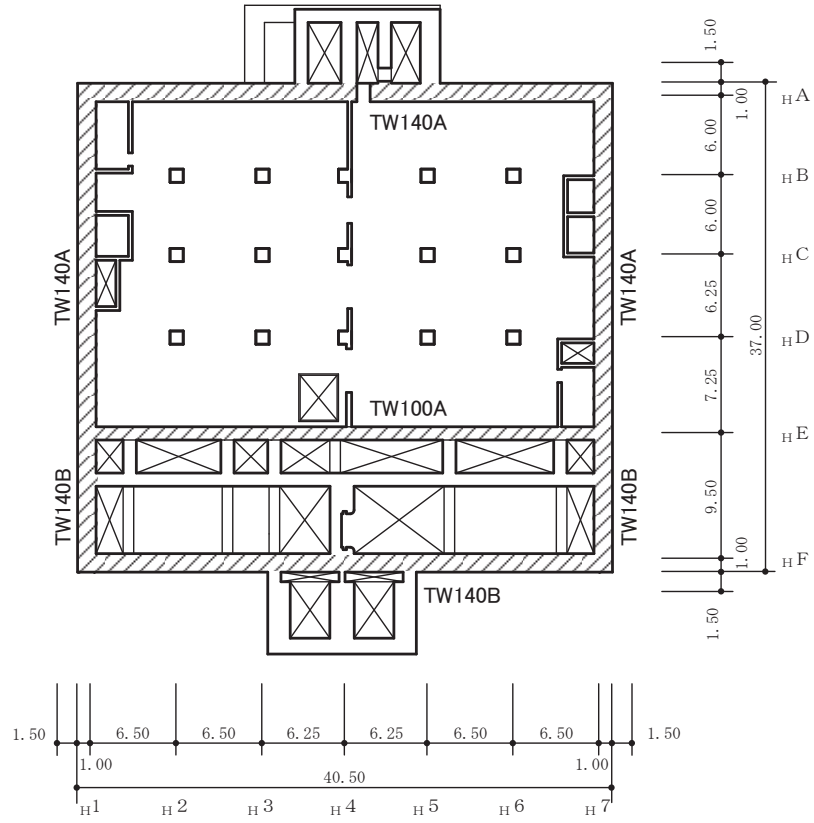


図 2-28 耐震壁配置図 (O.P. -1.1m~O.P. 8.0m)

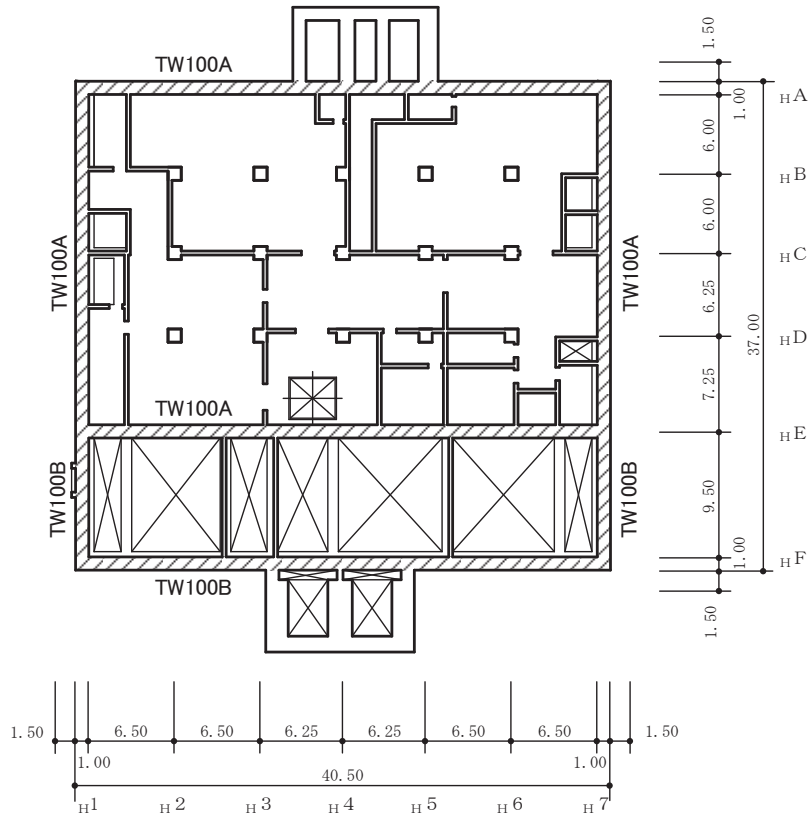
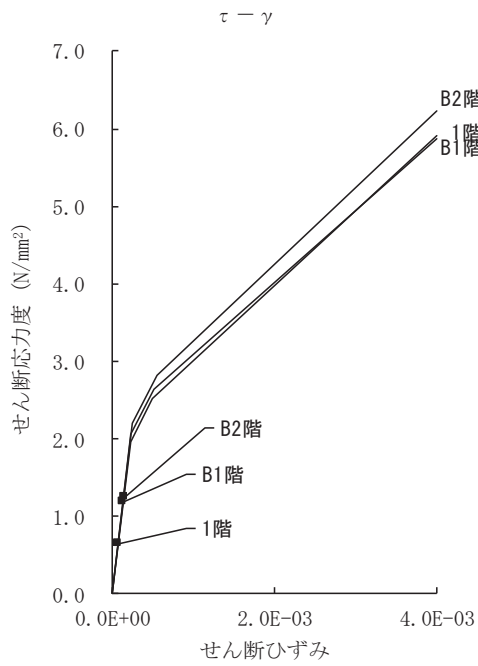
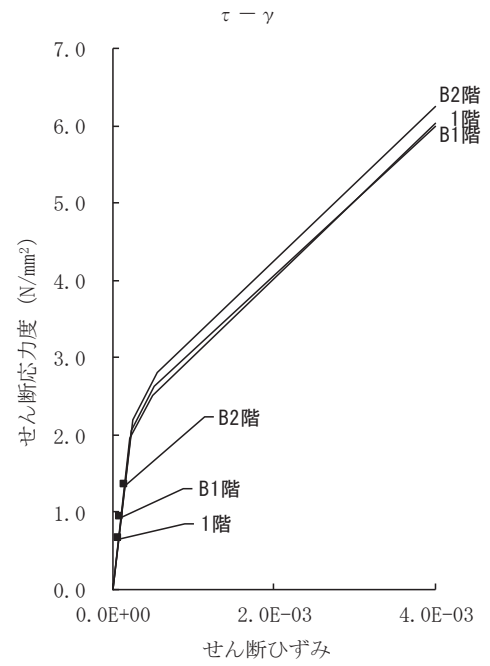


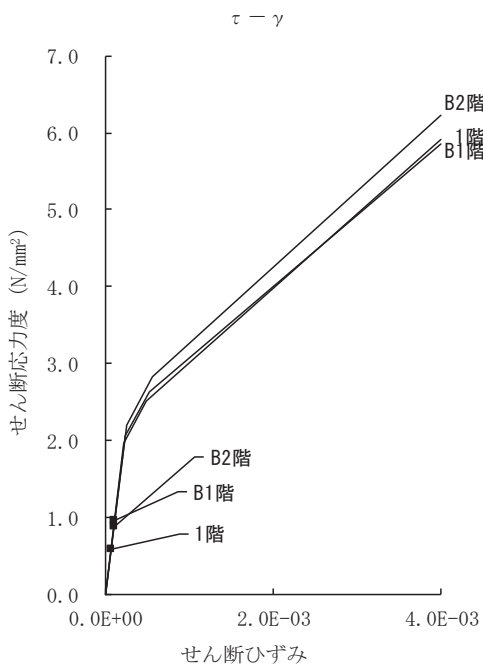
図 2-29 耐震壁配置図 (0. P. 8. 0m~0. P. 15. 0m)



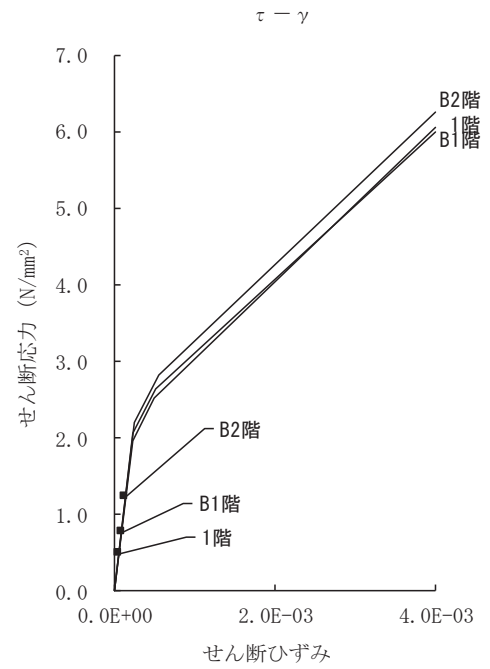
(a) NS 方向, 3.11 地震



(b) EW 方向, 3.11 地震

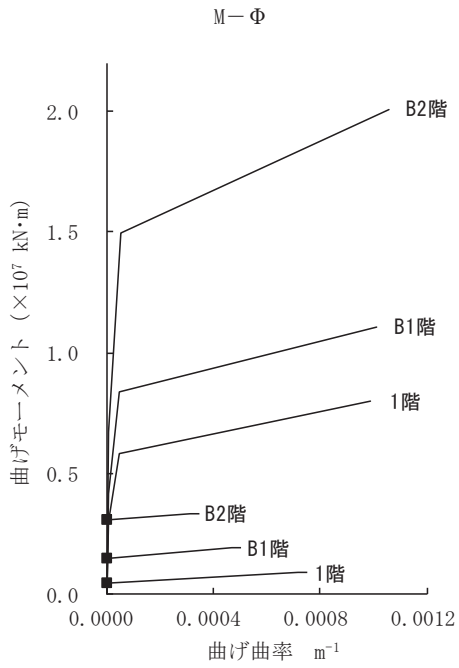


(c) NS 方向, 4.7 地震

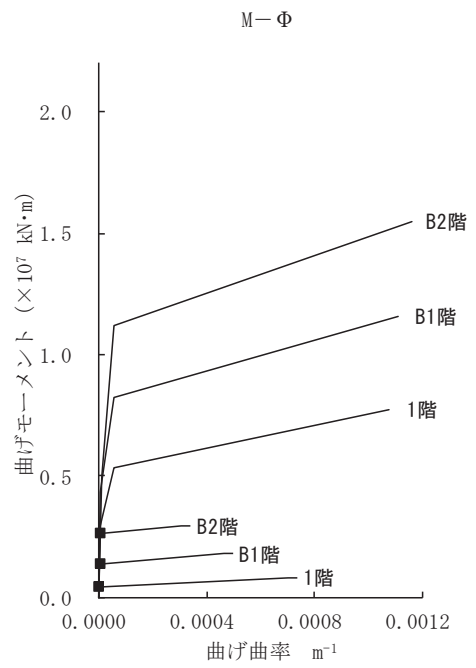


(d) EW 方向, 4.7 地震

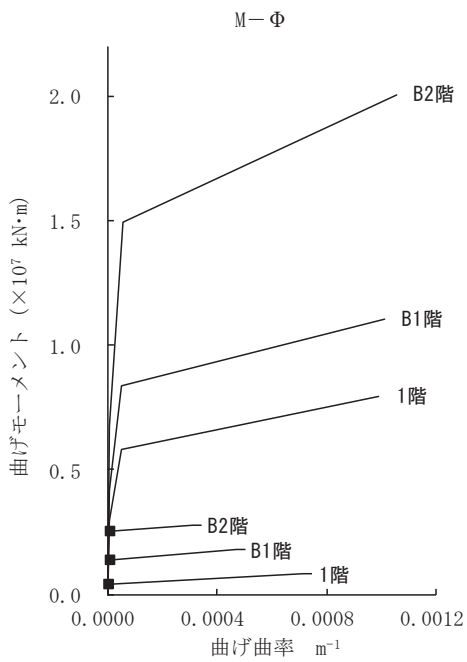
図 2-30 せん断スケルトンカーブ上の最大応答値



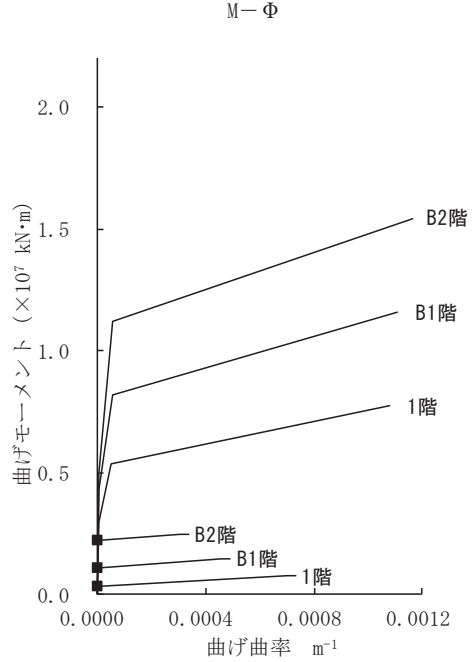
(a) NS 方向, 3.11 地震



(b) EW 方向, 3.11 地震



(c) NS 方向, 4.7 地震



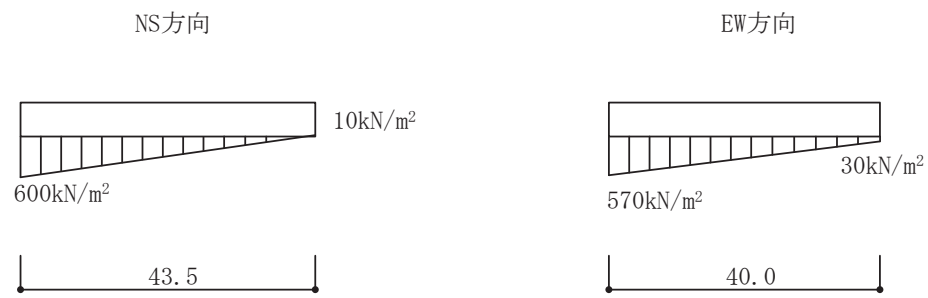
(d) EW 方向, 4.7 地震

図 2-31 曲げスケルトンカーブ上の最大応答値

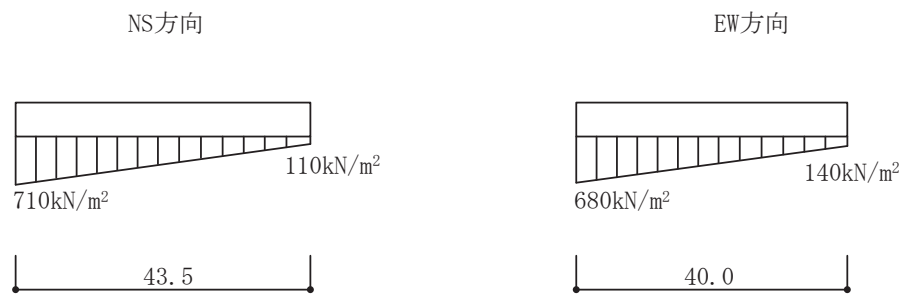
2.3 接地圧の評価

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

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

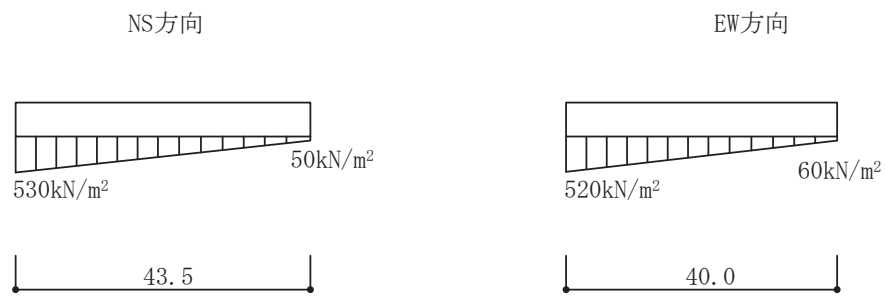


(a) 鉛直震度上向き

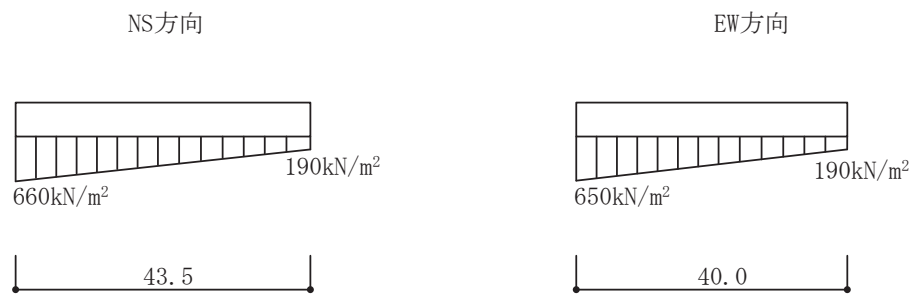


(b) 鉛直震度下向き

図 2-32 3.11 地震 最大接地圧



(a) 鉛直震度上向き



(b) 鉛直震度下向き

図 2-33 4.7 地震 最大接地圧

3. 評価結果のまとめ

第3号機海水熱交換器建屋のシミュレーション解析の結果、以下の傾向が確認された。

- ① 水平動について、建屋全体に一律の初期剛性低下を考慮したモデルを設定すると、設計で考慮している剛性をNS方向、EW方向ともに0.80倍に低下させた解析結果が、記録との整合性が良い。また、合わせて算定された応力及びひずみとの関係から、耐震壁は概ね弾性範囲であったと判断される。
- ② RC減衰については20%で観測記録との整合性が良い結果が得られた。これは、原子炉建屋の7%より大きい。原子炉建屋に比べ第3号機海水熱交換器建屋は建屋の埋め込まれている部分の割合が大きいことから、埋め込みによる地盤への逸散減衰が原子炉建屋に比べて大きいためであると考えられる。
- ③ 鉛直動については、設計で考慮している剛性、減衰を用いた解析結果が、一部短周期側で解析結果が観測記録を上回り保守的な評価となっているものの、その他の周期帯では観測記録との整合性が良い。

別紙 5 浸水防護施設を支持する部位等の評価について

目 次

1. 概要.....	別紙 5- 1
2. 基本方針.....	別紙 5- 2
2.1 構造概要.....	別紙 5- 2
2.2 評価方針.....	別紙 5- 5
3. 浸水防護施設を支持する部位等の応力解析による評価.....	別紙 5- 6
3.1 評価フロー.....	別紙 5- 6
3.2 評価対象部位.....	別紙 5- 7
3.3 荷重及び荷重の組合せ.....	別紙 5- 8
3.3.1 荷重.....	別紙 5- 8
3.3.2 荷重の組合せ.....	別紙 5-15
3.4 解析モデル及び諸元.....	別紙 5-15
3.4.1 モデル化の基本方針.....	別紙 5-15
3.4.2 材料構成則.....	別紙 5-18
3.5 評価方法.....	別紙 5-21
3.5.1 応力解析方法.....	別紙 5-21
3.5.2 断面の評価方法.....	別紙 5-21
3.6 評価結果.....	別紙 5-23
3.6.1 S s 地震時の評価.....	別紙 5-23
3.6.2 余震時の評価.....	別紙 5-23
4. 補機冷却海水系放水ピット上の浸水防止蓋を支持する壁の評価.....	別紙 5-49
4.1 評価対象部位.....	別紙 5-49
4.2 荷重及び荷重の組み合わせ.....	別紙 5-51
4.2.1 入力荷重.....	別紙 5-51
4.2.2 荷重の組み合わせ.....	別紙 5-52
4.3 解析モデル及び諸元.....	別紙 5-52
4.3.1 解析モデル.....	別紙 5-52
4.3.2 使用材料の物性値.....	別紙 5-53
4.4 評価方法.....	別紙 5-54
4.4.1 応力解析方法.....	別紙 5-54
4.4.2 断面の評価方法.....	別紙 5-54
4.5 評価結果.....	別紙 5-55
5. 引用文献.....	別紙 5-56

1. 概要

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

2. 基本方針

2.1 構造概要

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

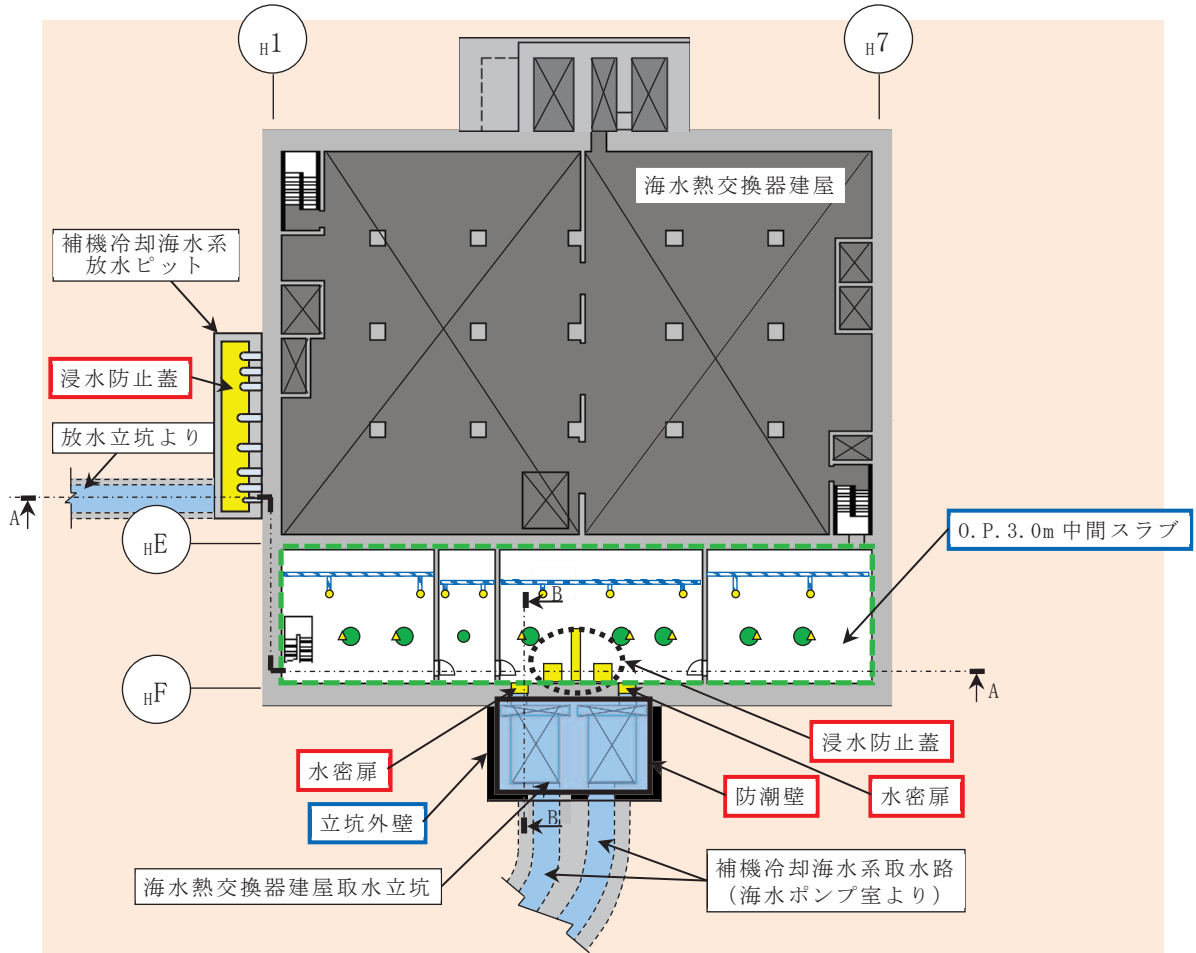
第3号機海水熱交換器建屋内外部には浸水防護施設が設置される計画であり、東側の取水立坑1階に防潮壁が、_HE-_HF間のO.P.3.0mに浸水防止蓋及び水密扉が設置される。

第3号機海水熱交換器建屋の防潮壁、浸水防止蓋及び水密扉の配置図を図2-1及び図2-2に示す。図中のレベルは、平成23年3月11日に発生した東北地方太平洋沖地震による地殻変動に伴い、牡鹿半島全体で約1mの地盤沈下が発生したことを考慮したものであるが、以降断りのない限り地盤沈下発生前(「旧O.P.」という)の値を示す。

注記*：建屋寸法は壁外面押えとする。

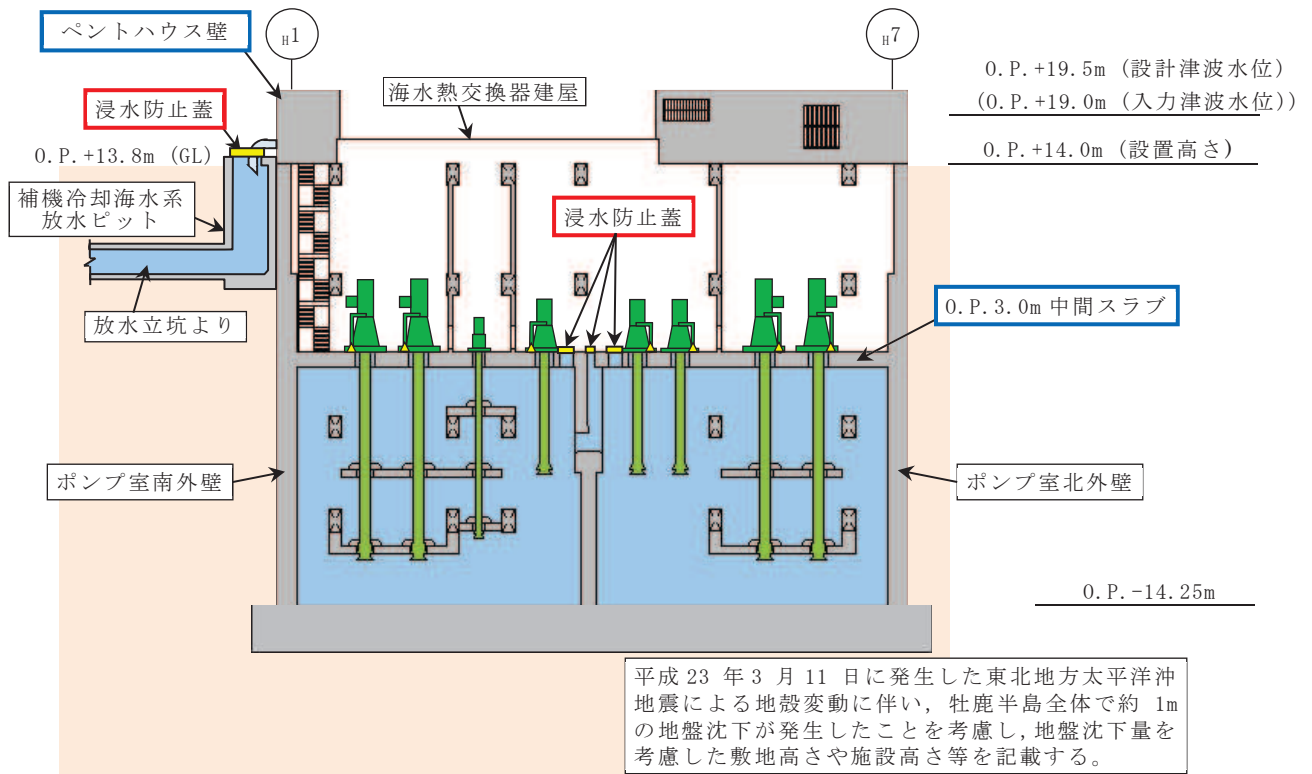


- : 補機ポンプエリア
- : 浸水想定範囲
- : 海水ポンプ室床側溝
- 黄色箇所 : 浸水経路 (浸水対策箇所)
- : 逆止弁付ファンネル
- : 海水ポンプグランドドレン

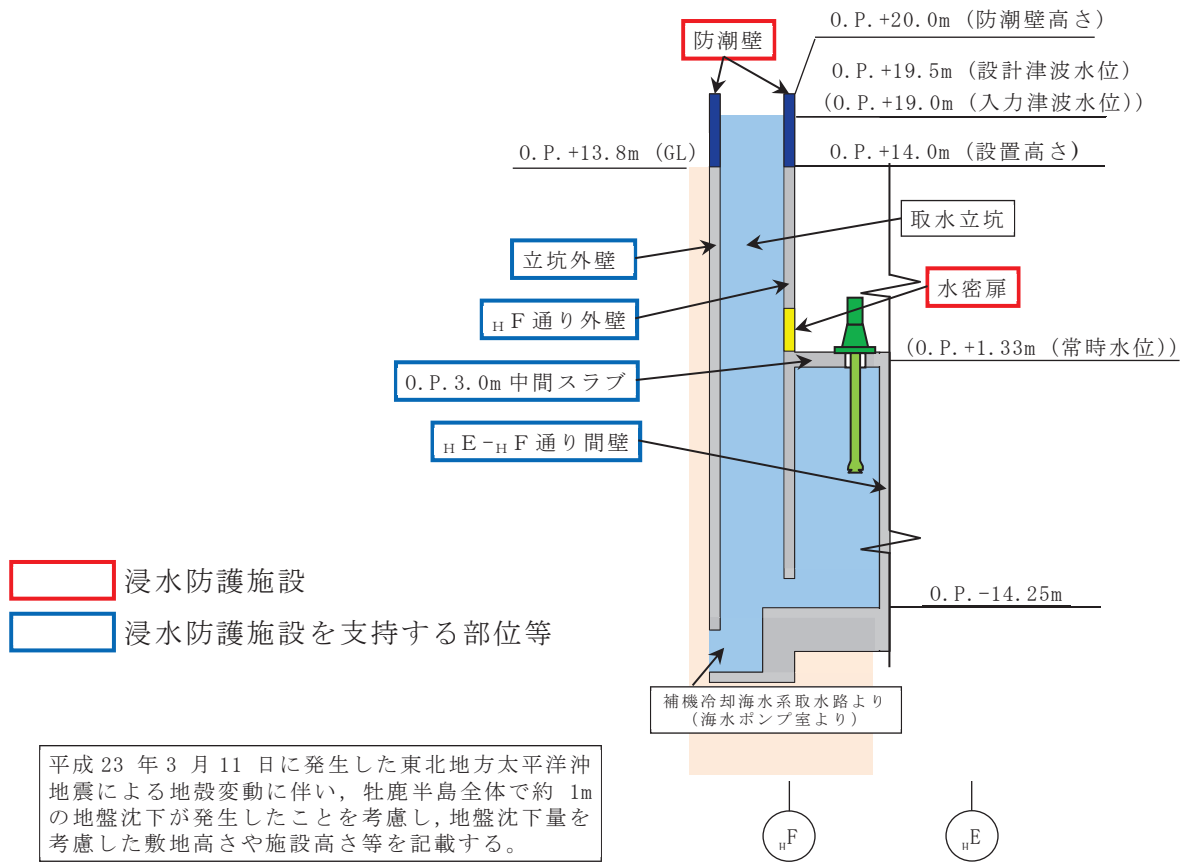


- 浸水防護施設
- 浸水防護施設を支持する部位等

図 2-1 第 3 号機海水熱交換器建屋浸水防護施設の配置図 (平面図)



(A-A 断面図)



(B-B 断面図)

図 2-2 第 3 号機海水熱交換器建屋浸水防止設備の配置図 (断面図)

2.2 評価方針

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

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

3. 浸水防護施設を支持する部位等の応力解析による評価

3.1 評価フロー

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

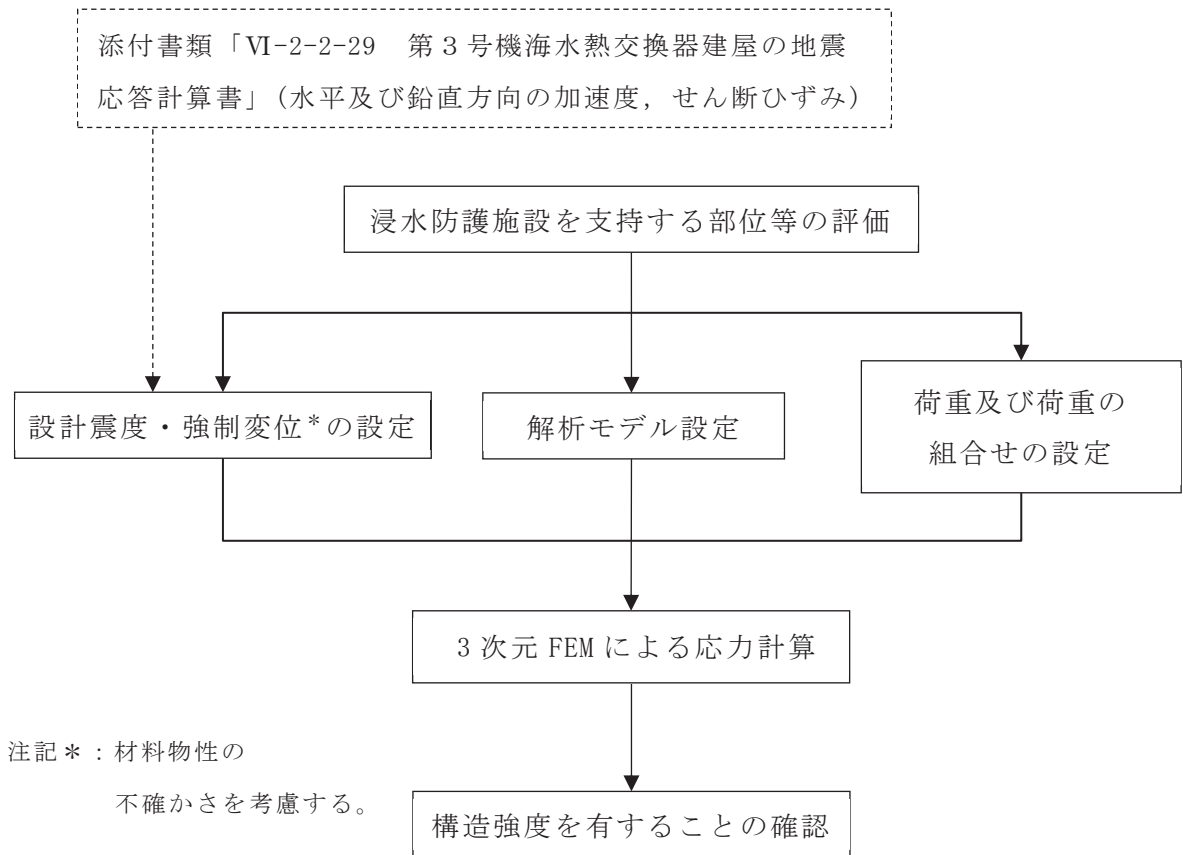


図 3-1 評価フロー

3.2 評価対象部位

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

表 3-1 評価対象部位

評価対象部位	要求される機能
立坑の壁及び _H F 通りの外壁	浸水防止設備（防潮壁）の支持
0. P. 3. 0m 中間スラブ	浸水防止設備（浸水防止蓋）の支持
_H F 通り外壁	浸水防止設備（水密扉）の支持
_H E - _H F 通り間の壁 _H 1 通りの外壁 _H 7 通りの外壁	浸水に対する隔壁

3.3 荷重及び荷重の組合せ

3.3.1 荷重

表 3-2 に示す常時及び地震時の荷重を考慮する。

表 3-2 応力解析における入力荷重

区分	種別	考慮する荷重
常時荷重	固定荷重	躯体自重, 仕上げ荷重, 機器荷重, 配管荷重, 積載荷重
	常時土圧荷重* ¹	外壁面に作用する常時土圧荷重
	静水圧荷重* ¹	躯体に作用する静水圧荷重
地震時荷重	慣性力	躯体に作用する慣性力* ²
	付帯構造物の荷重	防潮壁反力* ³
	地震時増分土圧* ¹	外壁面に作用する地震時増分土圧
	地震時動水圧荷重* ¹	躯体に作用する地震時動水圧荷重

注記*1: 詳細を以下に示す。

*2: 添付書類「VI-2-2-29 第3号機海水熱交換器建屋の地震応答計算書の地震応答解析結果から算定

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

(1) 常時土圧荷重

常時土圧荷重は, 以下の式により算出する。

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

ここで,

p_s : 常時土圧荷重 (kN/m²)

γ_s : 埋戻土の単位体積重量 (kN/m³)

h : 地表面から常時土圧荷重を求める点までの深さ (m)

(2) 静水圧荷重

静水圧荷重は, 以下の式により算出する。なお, 静水圧荷重算定時に考慮する水面は, 図 3-2 に示すとおり, S_s 地震時には常時水位である O.P. 2.33m とし, 余震時には設計津波水位である O.P. 20.5m とする。

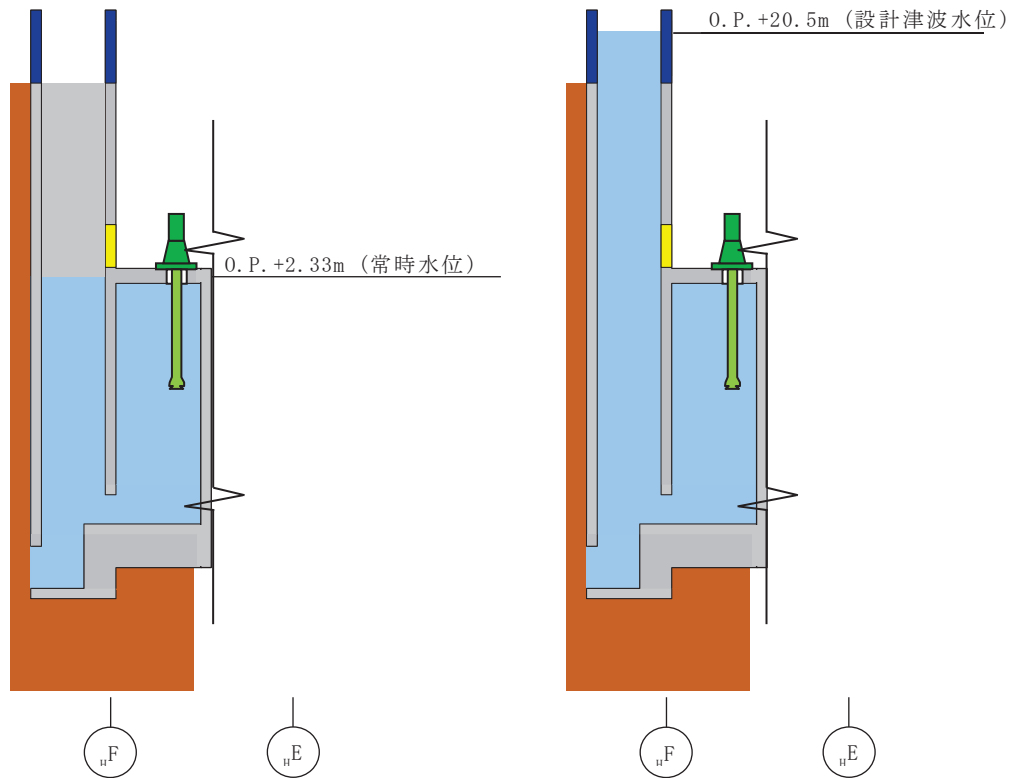
$$p_w = \gamma_w \cdot h$$

ここで、

p_w : 静水圧荷重 (kN/m²)

γ_w : 海水の単位体積重量 (kN/m³)

h : 水面から静水圧荷重を求める点までの深さ (m)



(a) S s 地震時の水面

(b) 余震時の水面

図 3-2 水面高さ

(3) 地震時増分土圧荷重

地震時増分土圧荷重は、図 3-3 に示す地盤 2 次元 FEM モデルを用いて算出する。本モデルでは、第 3 号機海水熱交換器建屋 (03Hx/B) 及び近接する第 3 号機原子炉機建屋 (03R/B) を質点系で、地盤を平面ひずみ要素でモデル化しており、補足説明資料「補足-620-1 別紙 26-1 第 3 号機海水熱交換器建屋の土圧の影響について」で用いたモデルと同じモデルである。検討に用いる解析コードは、解析コード「SuperFLUSH/2D」とする。解析コードの検証及び妥当性確認等の概要については、添付書類「VI-5 計算機プログラム (解析コード) の概要」に示す。土圧算定時は、材料物性の不確かさを考慮する。入力する地震時増分土圧荷重を図 3-4 に示す。

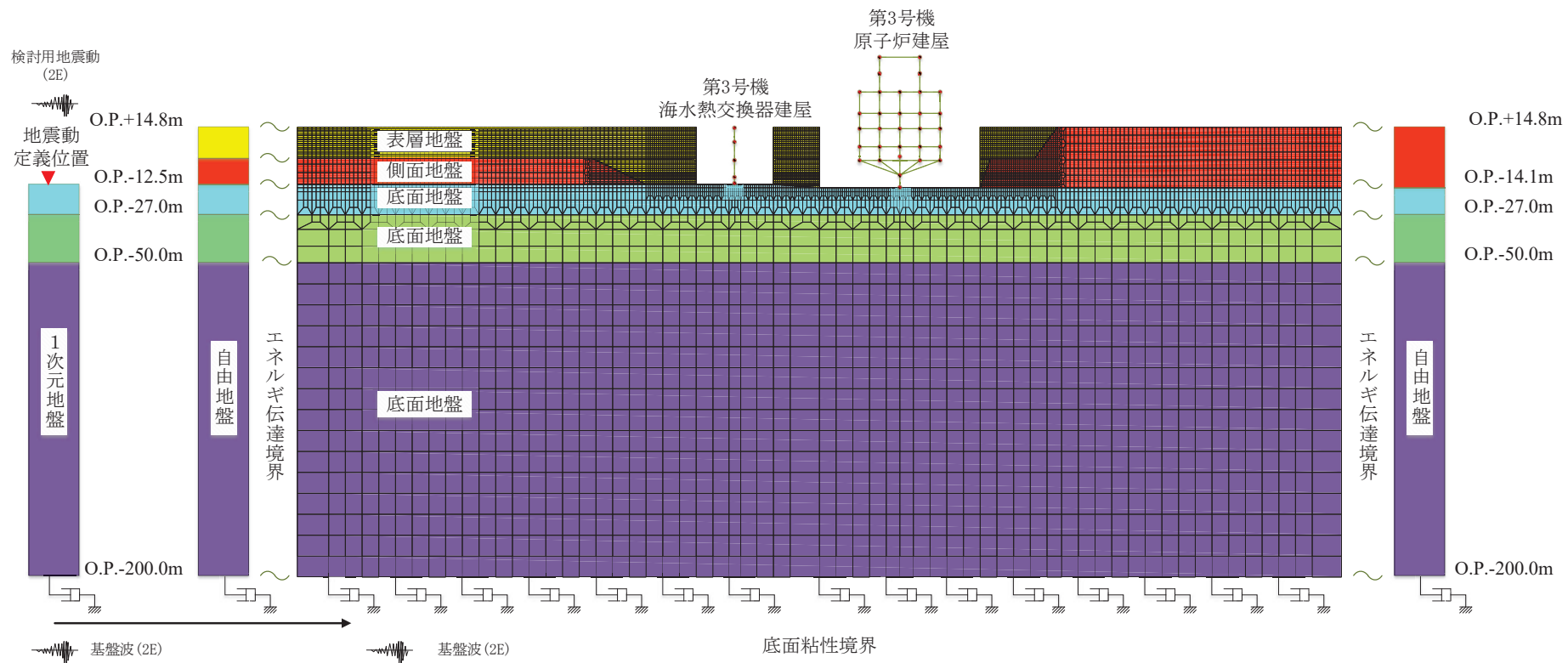


図 3-3 地盤 2次元 FEM モデル

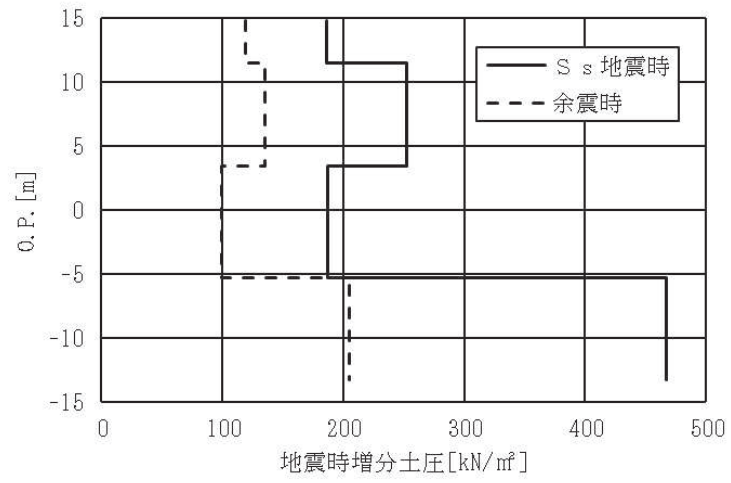


図 3-4 地震時増分土圧荷重

(4) 地震時動水圧荷重

図 3-5 に地震時動水圧荷重を設定するポンプ室及び立坑の位置を示す。

a. ポンプ室内の水平地震荷重による地震時動水圧荷重

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

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

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

ここで、

p_h : ポンプ室の壁面に作用する地震時動水圧荷重 (kN/m²)

p_v : ポンプ室の上下面に作用する地震時動水圧荷重 (kN/m²)

K_h : 水平震度

γ_w : 海水の単位体積重量 (kN/m³)

x : ポンプ室の壁面から地震時動水圧荷重を求める点までの水平距離 (m)

L : ポンプ室の幅 (m)

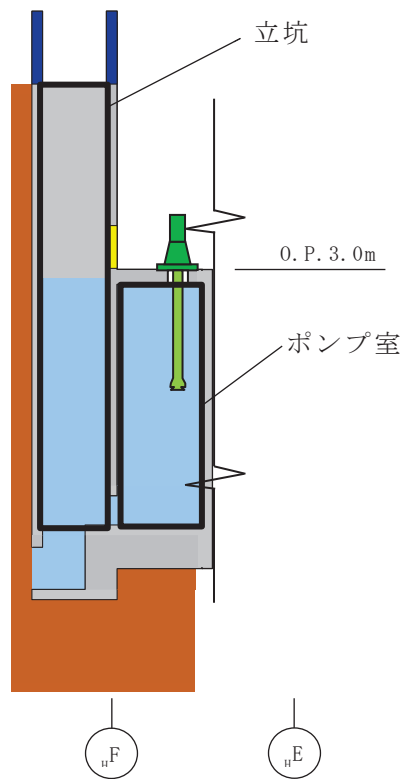


図 3-5 ポンプ室及び立坑配置図 (断面図)

b. ポンプ室内の鉛直地震荷重による地震時動水圧荷重

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

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

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

ここで、

p_h : ポンプ室の壁面に作用する地震時動水圧荷重 (kN/m²)

p_v : ポンプ室の上下面に作用する地震時動水圧荷重 (kN/m²)

K_v : 鉛直震度

γ_w : 海水の単位体積重量 (kN/m³)

h : ポンプ室の水面 (S_s地震時, 余震時とも 0.P.2.0m) から地震時動水圧荷重を求める点までの深さ (m)

H : ポンプ室の高さ (m)

c. 取水立坑内の水平地震荷重による地震時動水圧荷重

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

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

ここで、

p_h : 取水立坑の壁面に作用する地震時動水圧荷重 (kN/m²)

K_h : 水平震度

γ_w : 海水の単位体積重量 (kN/m³)

c : 補正係数

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

$L/H \geq 1.5$ のとき $c = 1.0$

L : 取水立坑の幅 (m)

H : 水深 (m)

h : 取水立坑の水面 (S s 地震時 : 0. P. 2. 33m, 余震時 0. P. 20. 5m) から地震時動水圧荷重を求める点までの深さ (m)

d. 取水立坑内の鉛直地震荷重による地震時動水圧荷重

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

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

ここで、

p_h : 取水立坑の壁面に作用する地震時動水圧荷重 (kN/m²)

K_v : 鉛直震度

γ_w : 海水の単位体積重量 (kN/m³)

h : 取水立坑の水面 (S s 地震時 : 0. P. 2. 33m, 余震時 0. P. 20. 5m) から地震時動水圧荷重を求める点までの深さ (m)

3.3.2 荷重の組合せ

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

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

3.4 解析モデル及び諸元

3.4.1 モデル化の基本方針

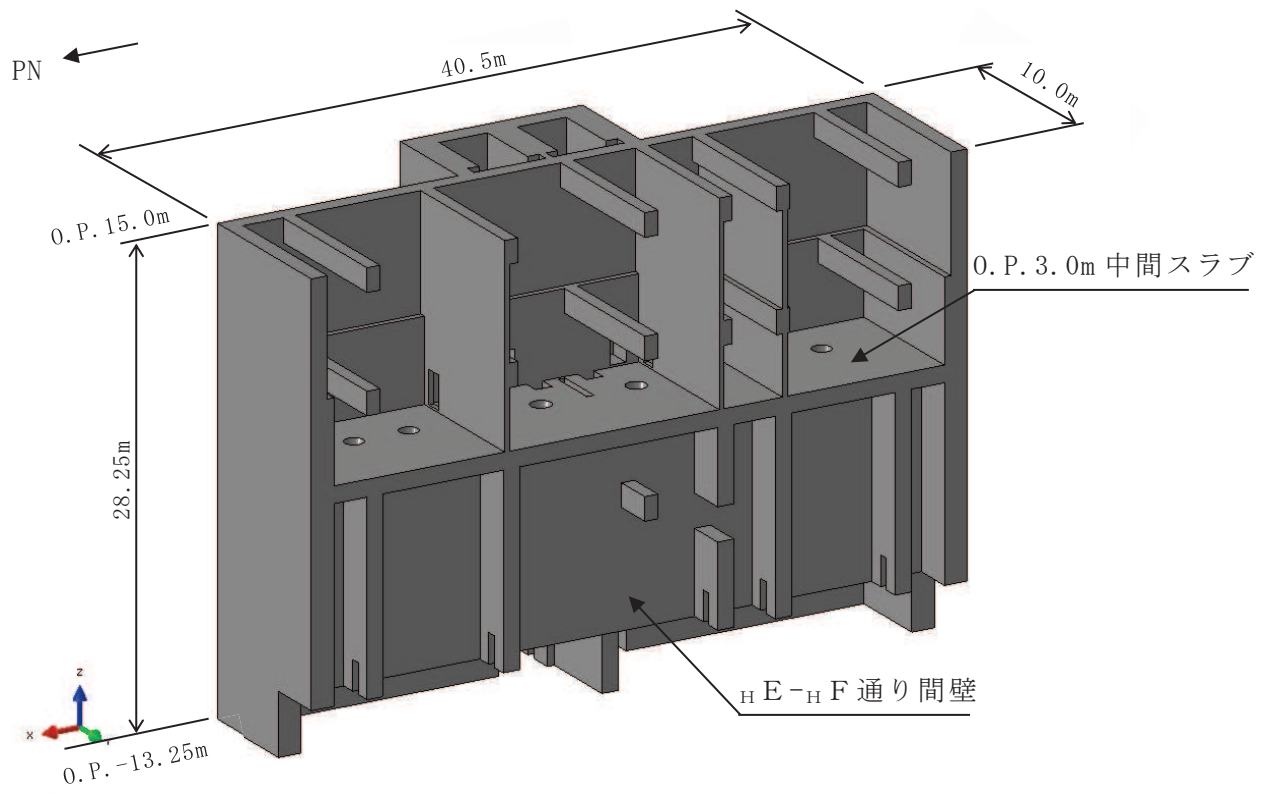
(1) 基本方針

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

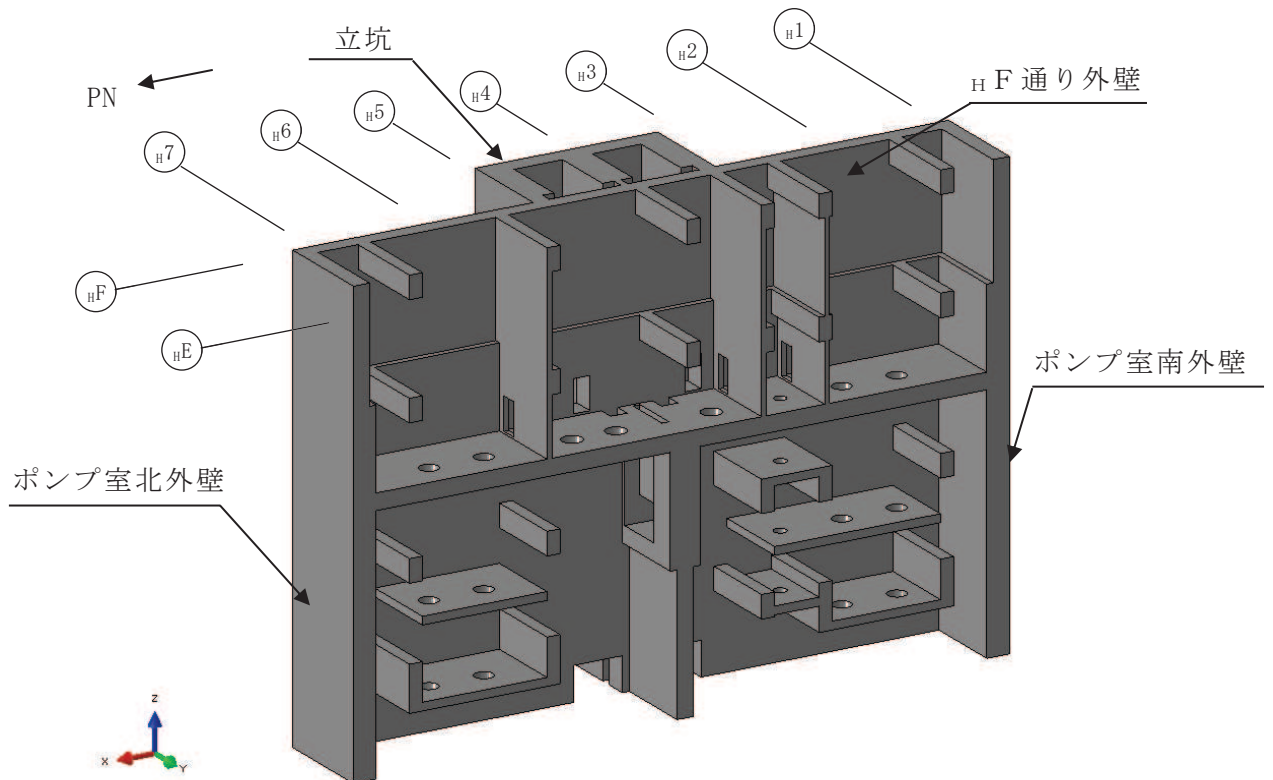
解析モデル概要図を図3-6に示す。応力解析モデルは、第3号機海水熱交換器建屋のうち評価対象部位を含むように、_HE通りより東側の基礎上面から上をモデル化したものである。応力解析においては、最初に常時応力に対する解析を実施し、その応力を保ったまま_Ss地震時又は余震時の荷重に対する解析を行う。

(2) 使用要素

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



(a) 全体図



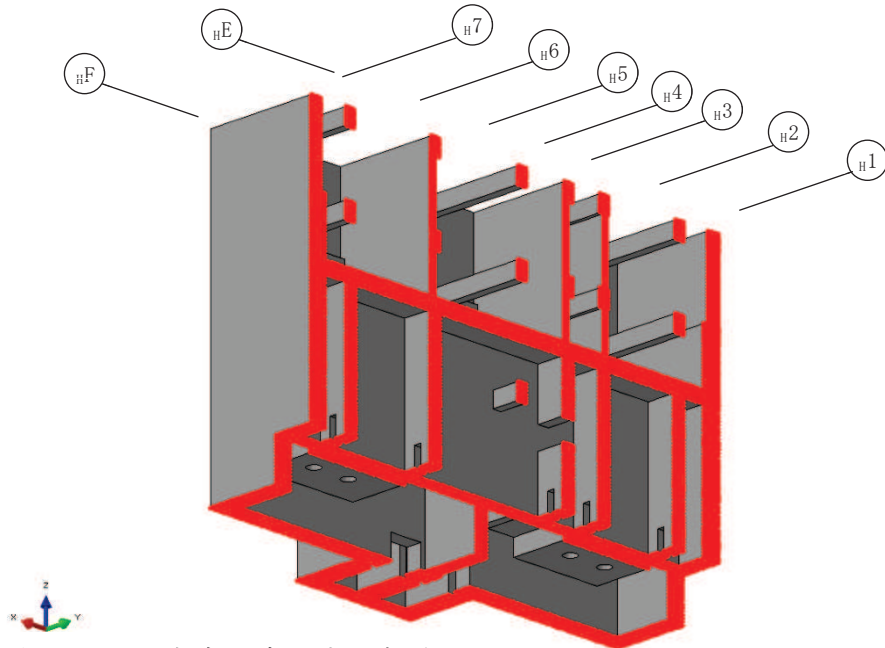
(b) ポンプ室内表示

図 3-6 モデル概要

(3) 境界条件

a. 常時荷重作用時

常時荷重に対しては，モデル底面及びモデル側面端部のH/E通り側を完全固定とする。図3-7に常時荷重作用時の固定条件部を示す。

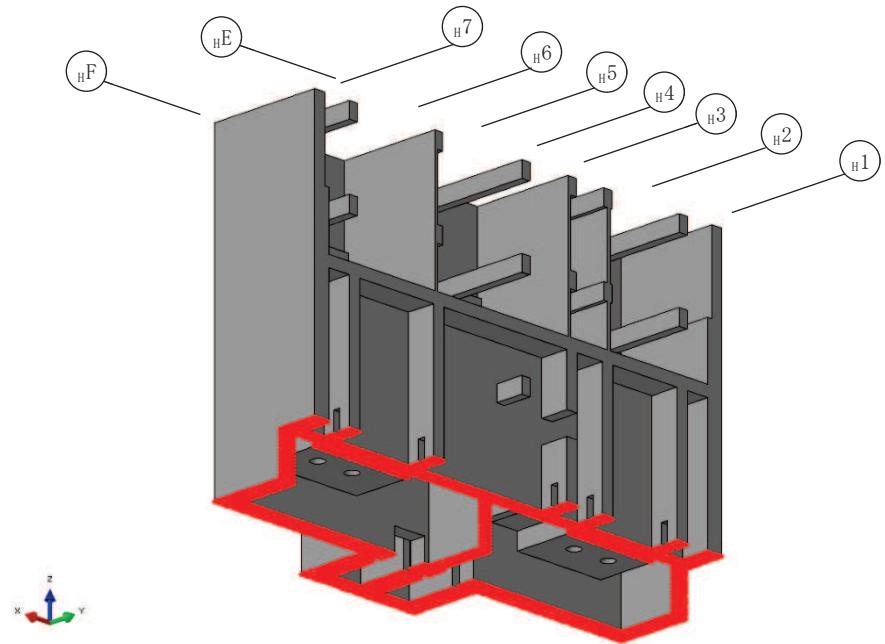


注： ■ は完全固定とする部分

図3-7 常時荷重作用時の固定条件部

b. 地震時荷重作用時

地震時荷重に対しては，モデル底面を完全固定とし，建屋の床スラブ位置で生じるEW方向の各層の最大せん断ひずみにより計算した強制変位を床レベルに与える。図3-8に地震時荷重作用時の固定条件部を示す。



注： ■ は完全固定とする部分

図3-8 地震時荷重作用時の固定条件部

3.4.2 材料構成則

材料物性を表 3-3 に示し、材料構成則を図 3-9 に示す。

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

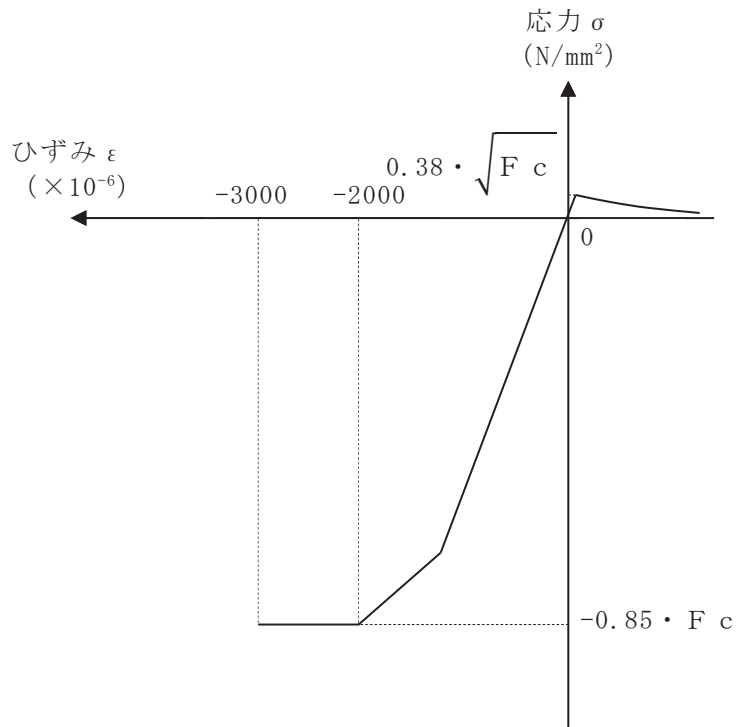
表 3-3 使用材料の物性値

(a) コンクリート

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

(b) 鉄筋

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



F_c : コンクリートの設計基準強度

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

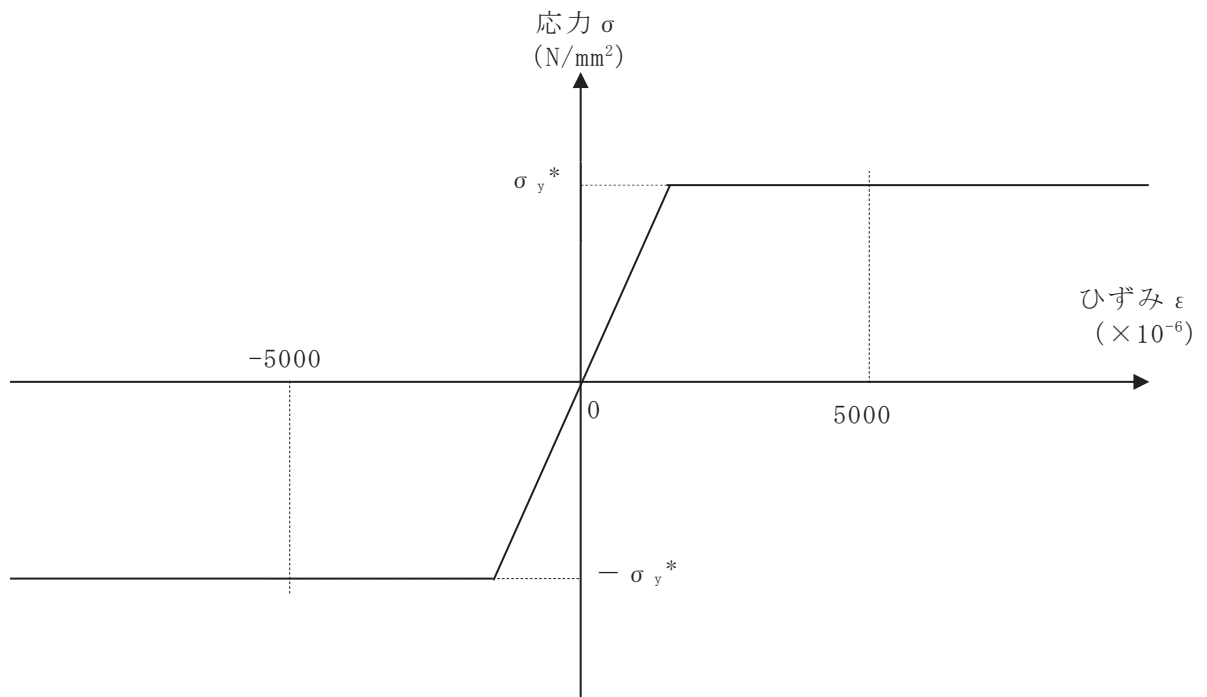
注記*¹ : 引張方向の符号を正とする。

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

*³ : 「日本建築学会 1999年 鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説 -許容応力度設計法- (以下「RC規準」という。)」に基づく。

(a) コンクリートの応力-ひずみ関係

図 3-9(1) 材料構成則



注：引張方向の符号を正とする。

注記*：鉄筋の降伏強度の1.0倍とする。

(b) 鉄筋の応力－ひずみ関係

図 3-9(2) 材料構成則

3.5 評価方法

3.5.1 応力解析方法

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

3.5.2 断面の評価方法

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

(1) コンクリート及び鉄筋のひずみに対する断面の評価方法

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

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

注記* : 引張方向の符号を正とする。

(2) 面外せん断力に対する断面の評価方法

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

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

ここで、

Q_A : 許容面外せん断力 (N)

b : 断面の幅 (mm)

j : 断面の応力中心間距離で、断面の有効せいの 7/8 倍の値 (mm)

α : 許容せん断力の割増し係数

(2 を超える場合は 2, 1 未満の場合は 1 とする。)

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

M : 曲げモーメント (N・mm)

Q : せん断力 (N)

d : 断面の有効せい (mm)

f_s : コンクリートの短期許容せん断応力度 (1.21N/mm²)

3.6 評価結果

3.6.1 S s 地震時の評価

S s 地震時のコンクリートの最小主ひずみを図 3-10 に示す。ここでコンクリートの最小主ひずみは、部位ごとに最小となる位置で切断したコンターを示す。

S s 地震時のコンクリートの最小主ひずみは、全ての評価部位において目安値である -3.0×10^{-3} 以内の値となっている。

S s 地震時の鉄筋のひずみを図 3-11 及び図 3-12 に示す。ここで鉄筋のひずみは、部位ごとに引張が最大となる面を示す。

S s 地震時の鉄筋のひずみは、概ね目安値である $\pm 5.0 \times 10^{-3}$ を超えない値となっている。H E - H F 通り間壁の縦筋において目安値を超える値となっているが、当該断面内のコンクリートに圧縮応力を示す部分があり、かつ圧縮応力を示す部分のひずみが目安値を超えないことを確認している。これにより、ひびわれが断面方向に貫通せず、また、断面の終局曲げモーメントを超えないと見ることができる。

S s 地震時の面外せん断力の検定比を図 3-13 及び図 3-14 に示す。ここで面外せん断力は各要素のせん断力を断面方向に積分した値に対する検定比を示す。S s 地震時の面外せん断力の検定比は、概ね 1 以下の値となっている。ただし、直交する部材の有無による境界部における検定比は 1 以下となり、断面の面外せん断力が目安値を超える部分においては、断面内のコンクリート及び鉄筋のひずみが目安値を超えないことを確認している。面外せん断力の検定比が最大となる箇所の断面のコンクリートの最小主ひずみ及び鉄筋のひずみを図 3-15 及び図 3-16 にそれぞれ示す。

なお、参考として S s 地震時の変形性状を確認するため、S s 地震時の変形図を図 3-17 に示す。

3.6.2 余震時の評価

余震時のコンクリートの最小主ひずみを図 3-18 に示す。余震時のコンクリートの最小主ひずみは、全ての評価部位において目安値である -3.0×10^{-3} を超えない値となっている。

余震時の鉄筋のひずみを図 3-19 及び図 3-20 に示す。余震時の鉄筋のひずみは、全ての評価部位において目安値である $\pm 5.0 \times 10^{-3}$ を超えない値となっている。

余震時の面外せん断力の検定比を図 3-21 及び図 3-22 に示す。余震時の面外せん断力の検定比は、概ね 1 以下の値となっている。ただし、S s 地震時と同様に直交する部材の有無による境界部における検定比は 1 以上となり、断面の面外せん断力が目安値を超える部分においては、断面内のコンクリート及び鉄筋のひずみが目安値を超えないことを確認している。面外せん断力の検定比が最大となる箇所の断面のコンクリートの最小主ひずみ及び鉄筋のひずみを図 3-23 及び図

3-24 にそれぞれ示す。

なお、参考として余震時の変形性状を確認するため、余震時の変形図を図 3-25 に示す。

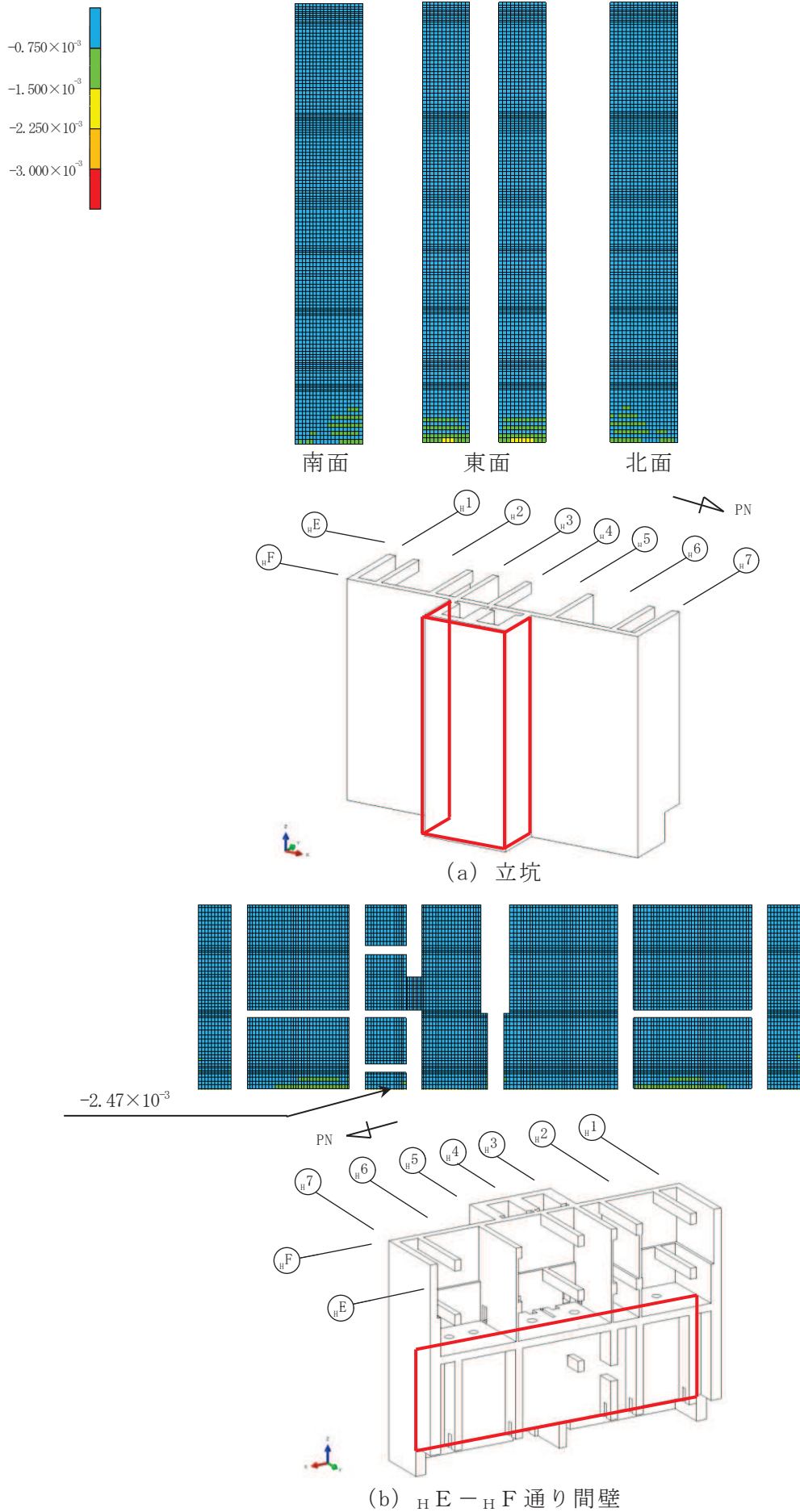
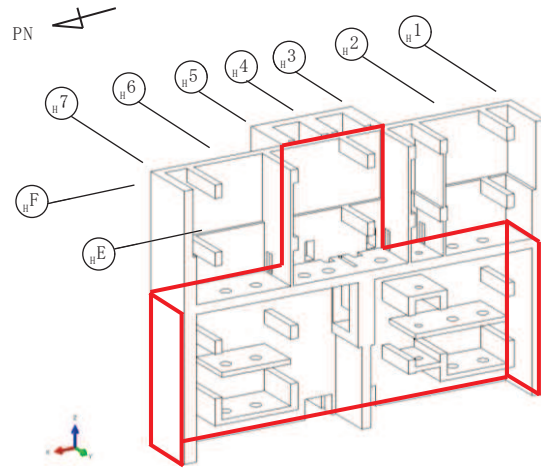
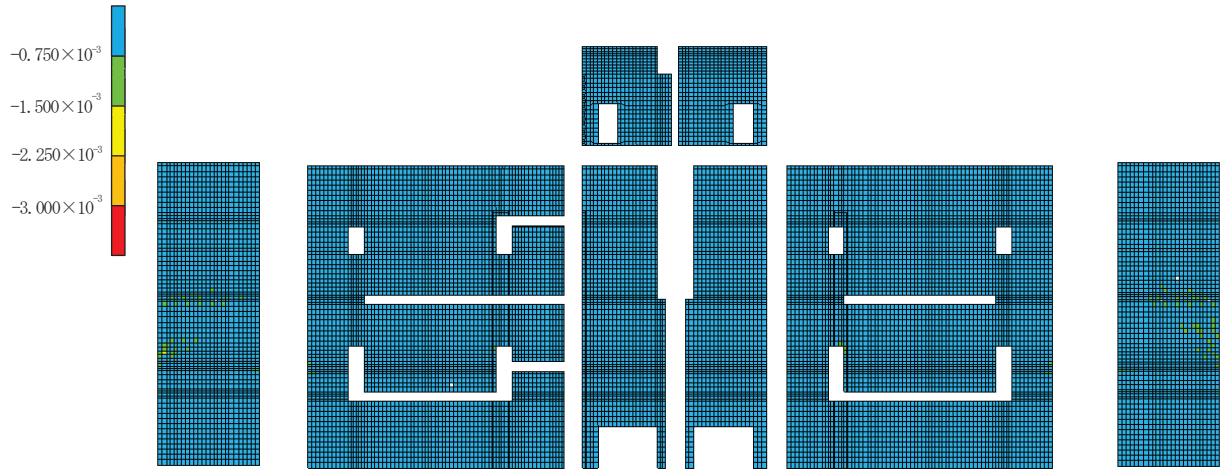
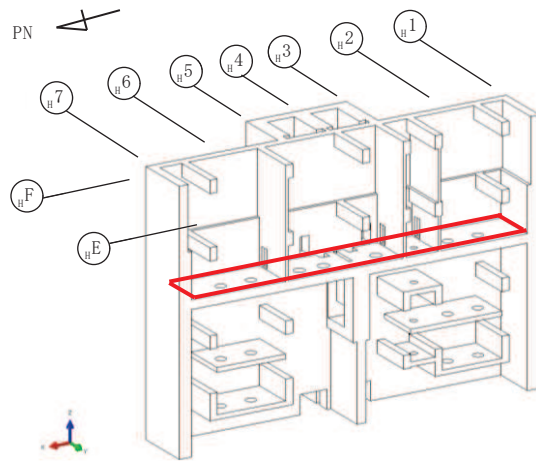
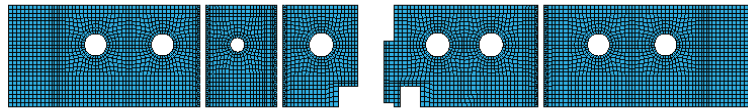


図 3-10(1) S_s地震時コンクリート最小主ひずみ



(c) H F 通り外壁，ポンプ室南北外壁



(d) 0. P. 3.0m 中間スラブ

図 3-10(2) S_s 地震時コンクリート最小主ひずみ

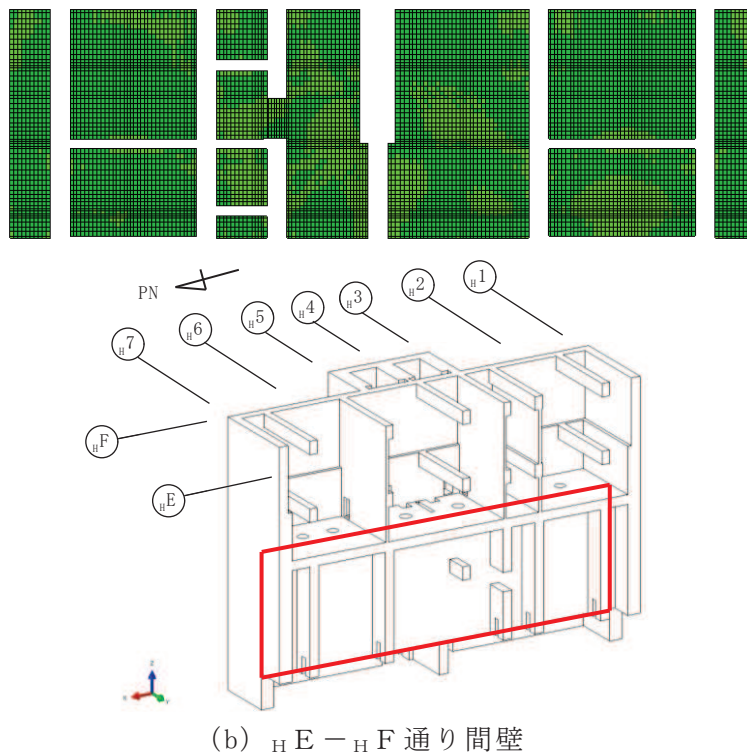
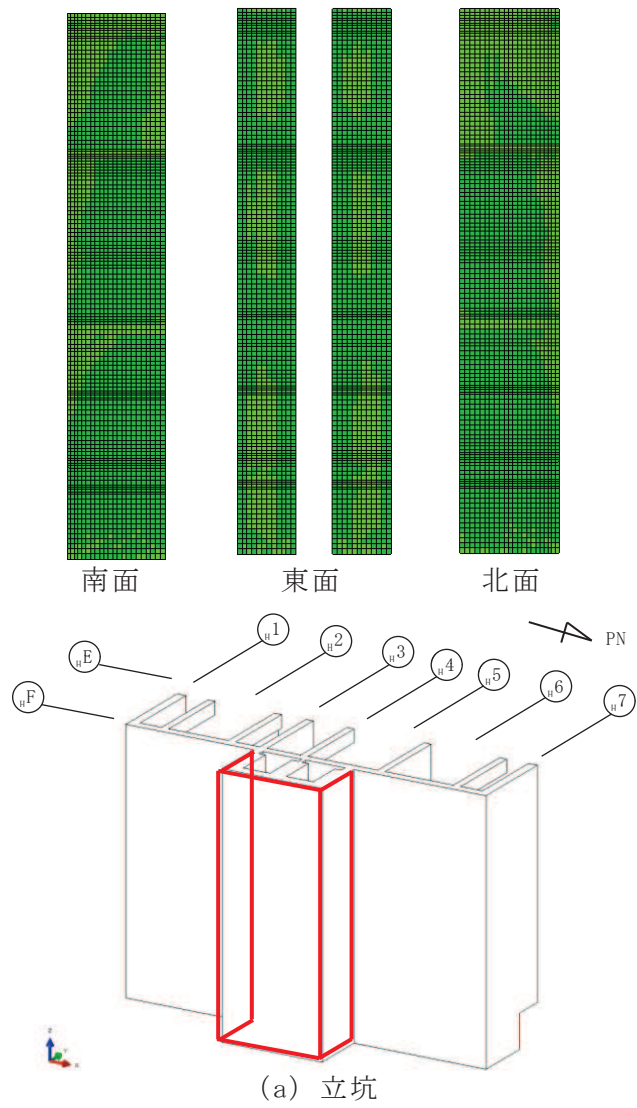
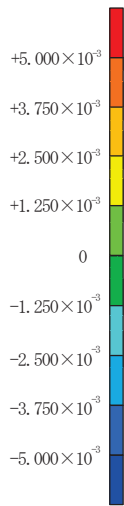
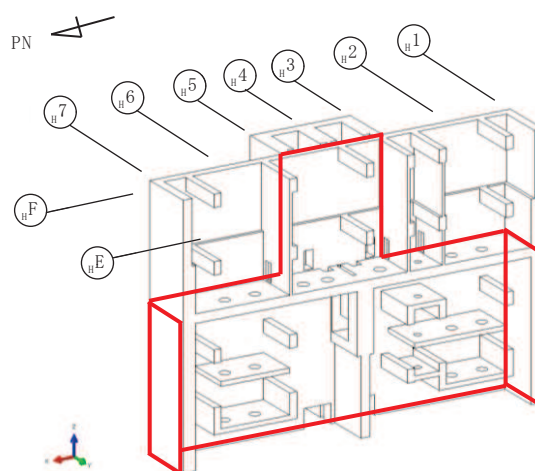
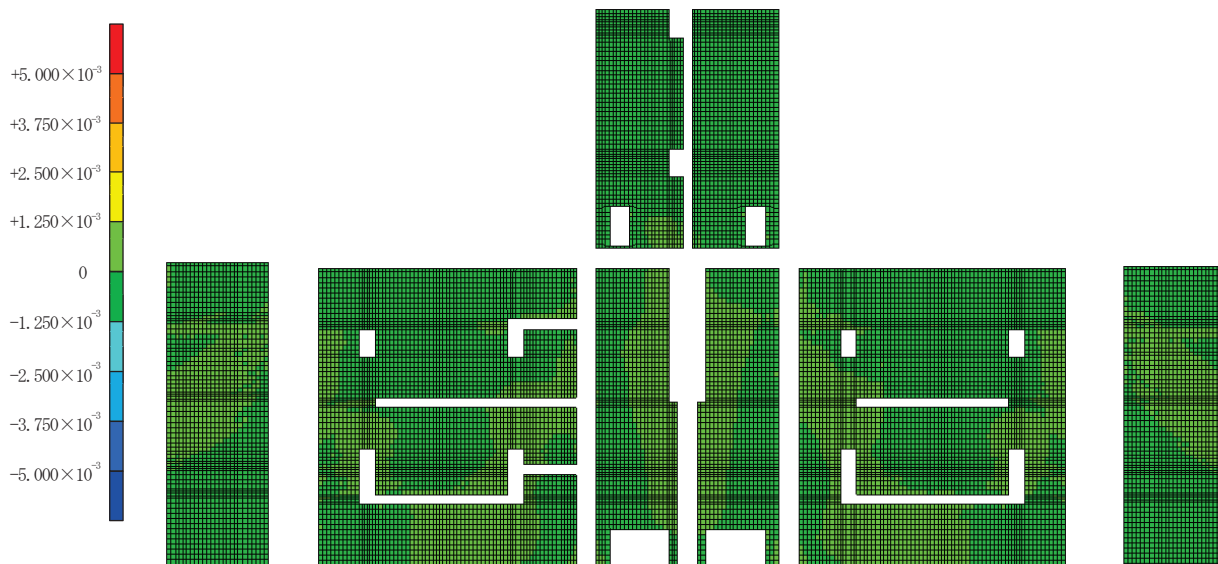
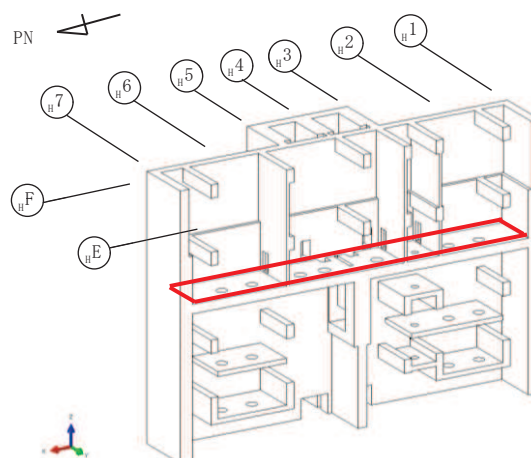
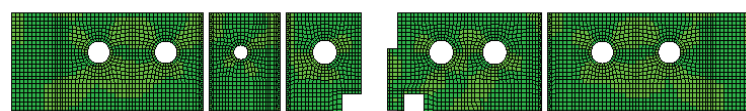
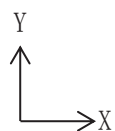


図 3-11(1) S_s 地震時鉄筋ひずみ (X, 横方向)



(c) $H F$ 通り外壁, ポンプ室南北外壁



(d) O.P. 3.0m 中間スラブ

図 3-11(2) S s 地震時鉄筋ひずみ (X, 横方向)

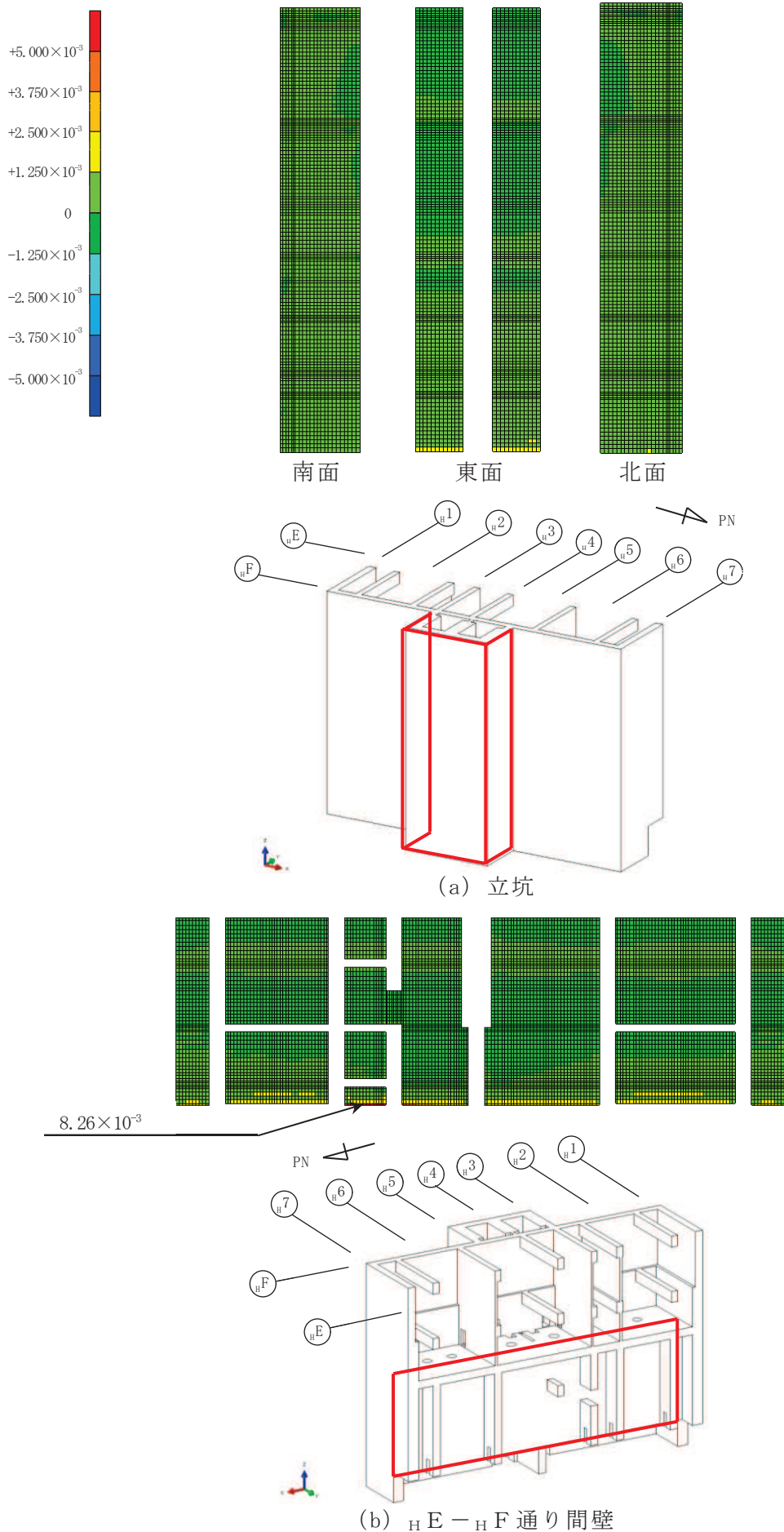
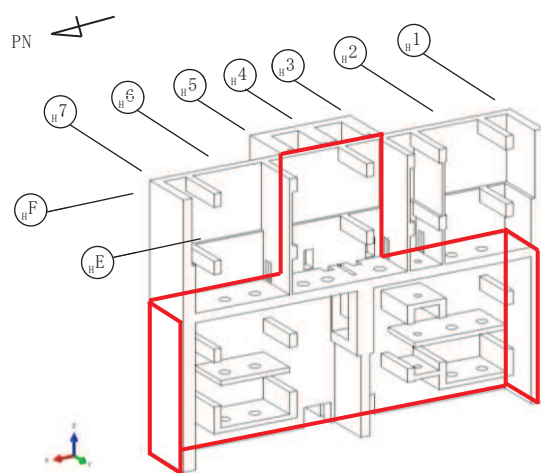
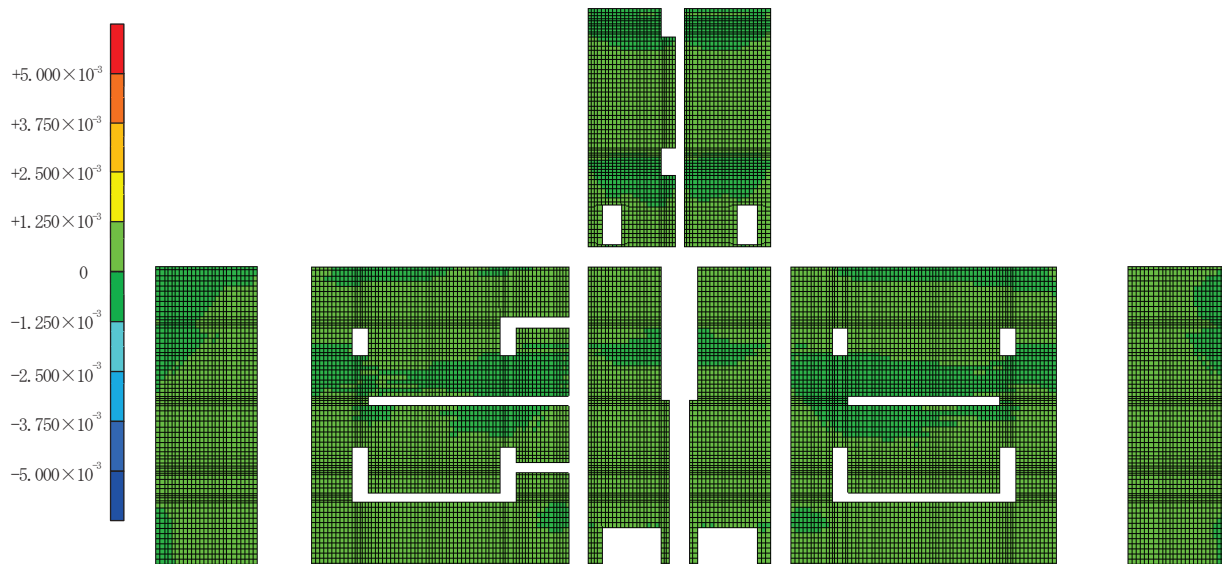
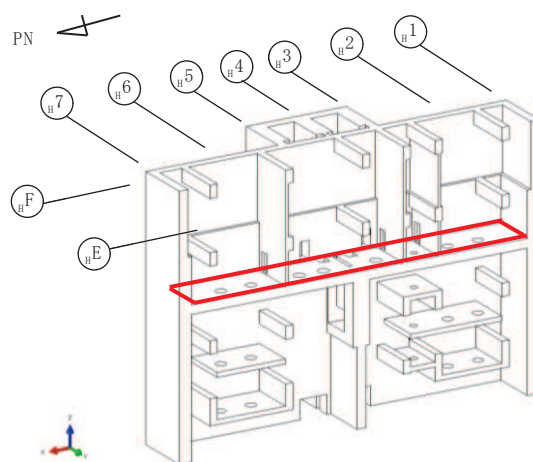
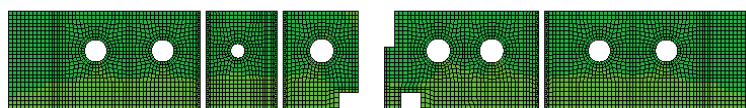
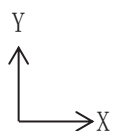


図 3-12(1) S_s地震時鉄筋ひずみ (Y, 縦方向)



(c) HF 通り外壁，ポンプ室南北外壁



(d) 0. P. 3. 0m 中間スラブ

図 3-12(2) S s 地震時鉄筋ひずみ (Y, 縦方向)

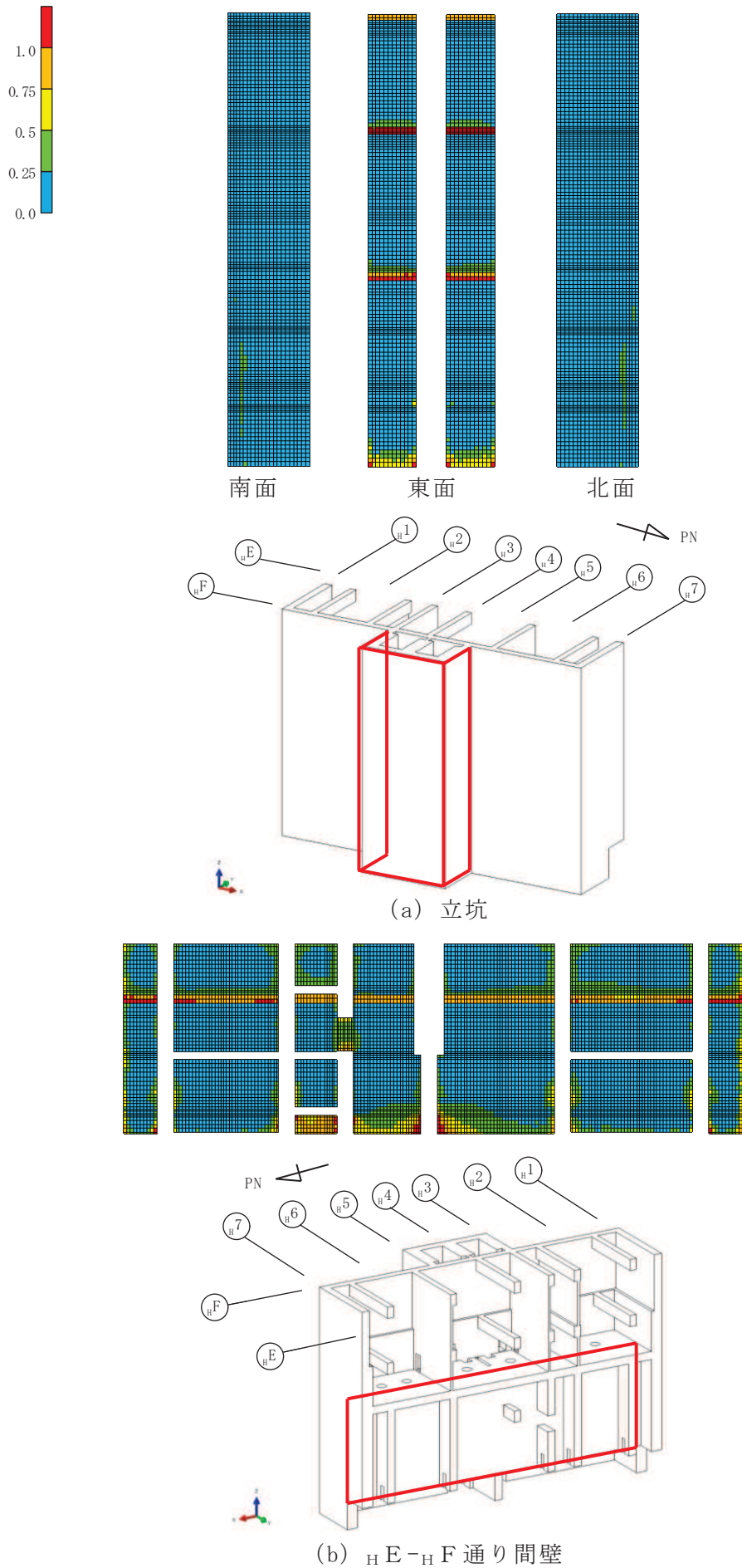
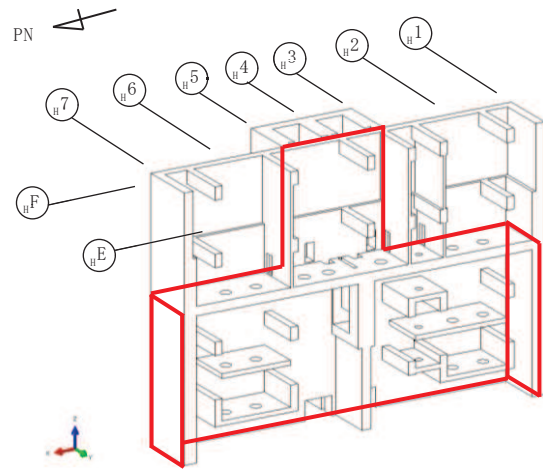
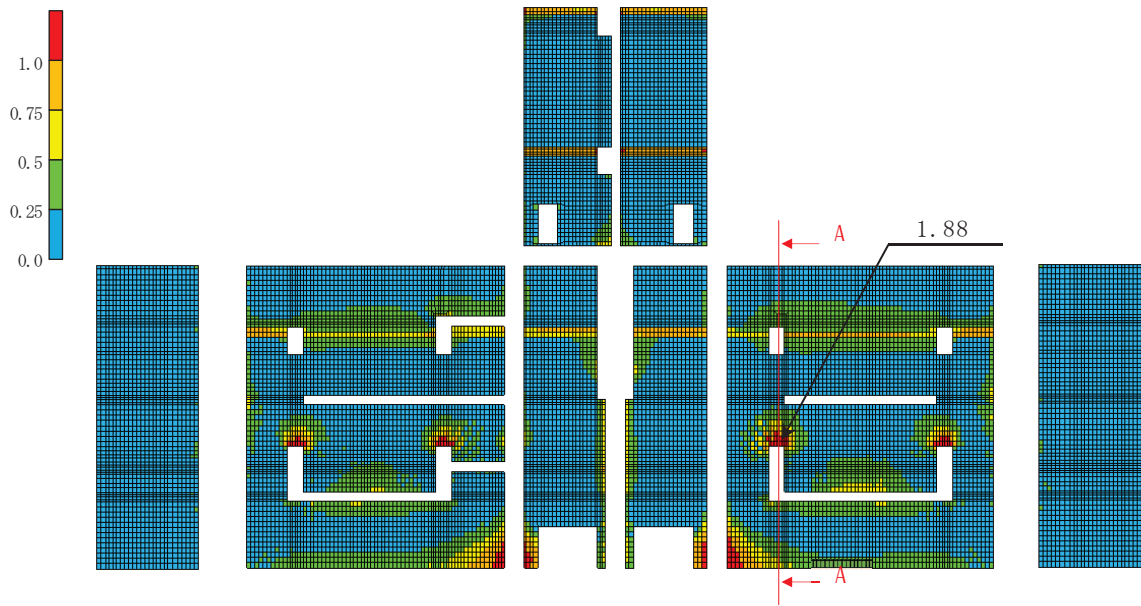
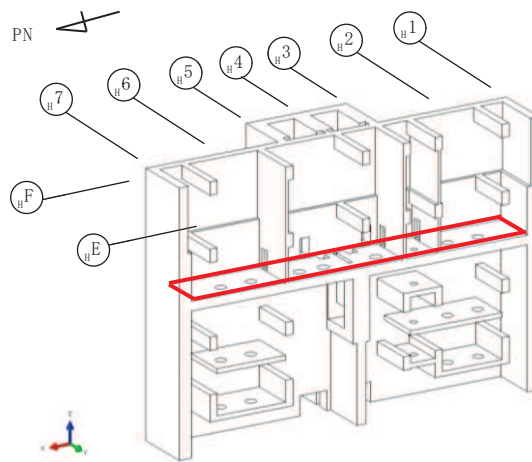
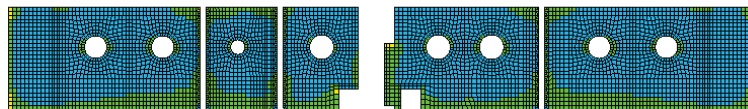


図 3-13(1) S_s地震時面外せん断力検定比 (縦方向)



(c) H F 通り外壁，ポンプ室南北外壁



(d) O. P. 3.0m 中間スラブ

図 3-13(2) S s 地震時面外せん断力検定比 (縦方向)

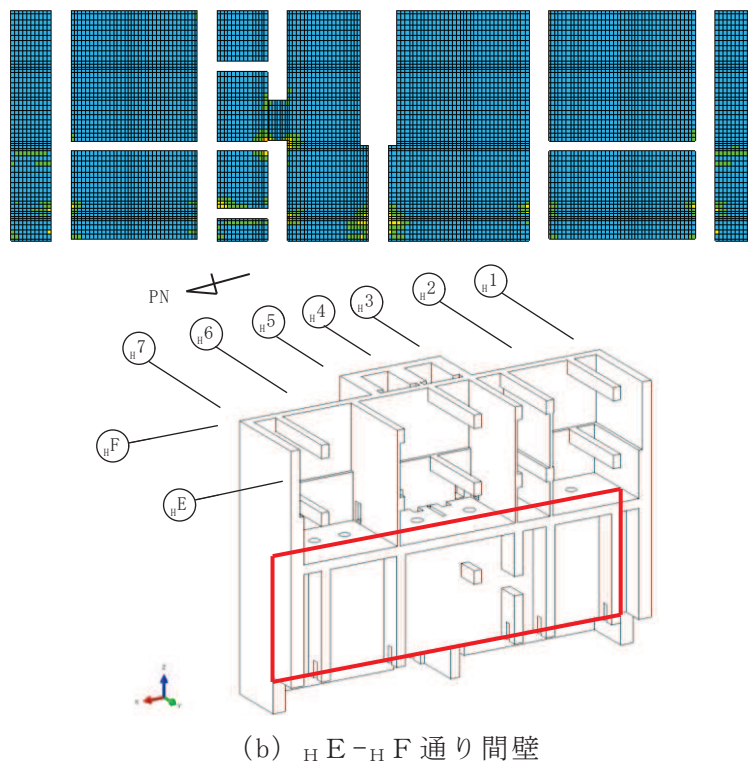
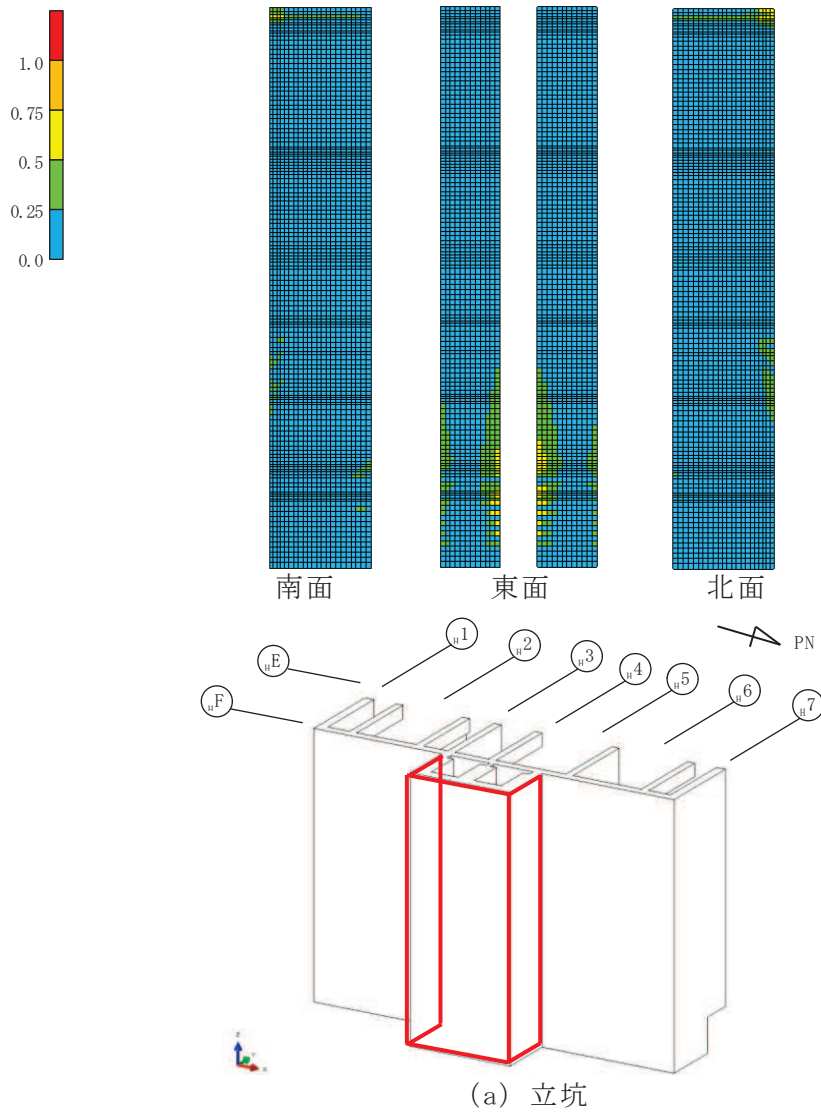
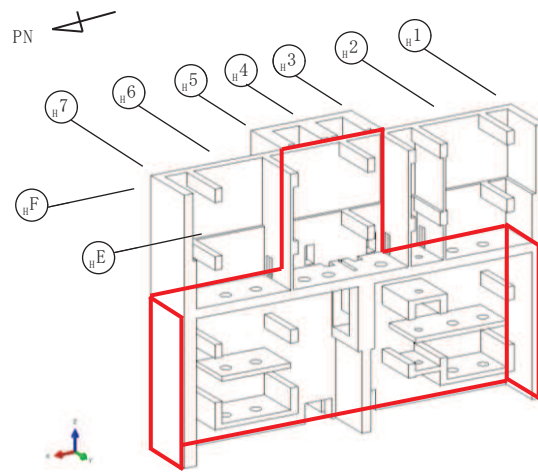
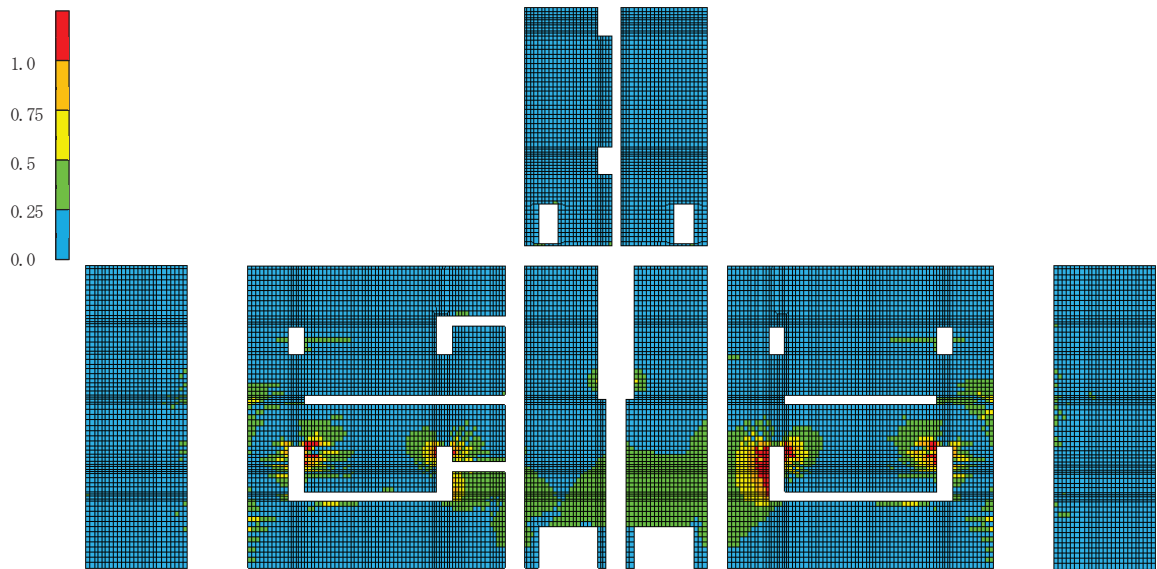
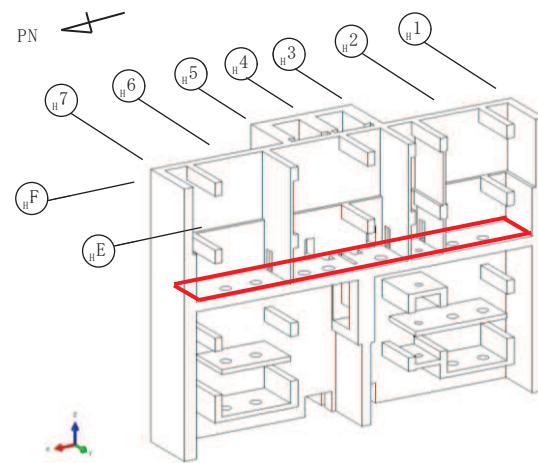
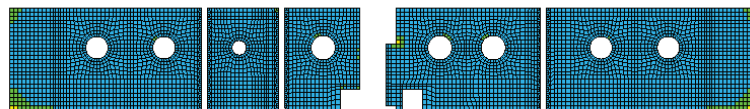


図 3-14(1) S_s 地震時面外せん断力検定比 (横方向)



(c) $H F$ 通り外壁, ポンプ室南北外壁



(d) 0.P. 3.0m 中間スラブ

図 3-14(2) S_s 地震時面外せん断力検定比 (横方向)

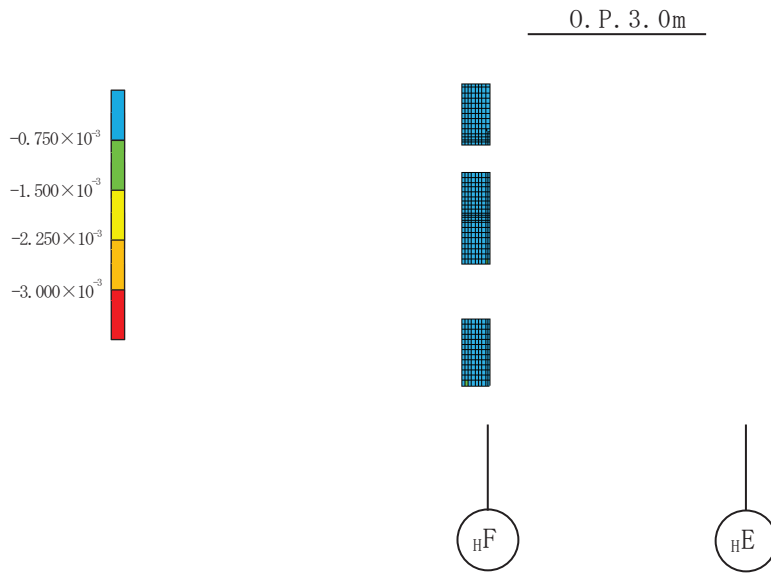


図 3-15 S s 地震時 A-A 断面内コンクリート最小主ひずみ

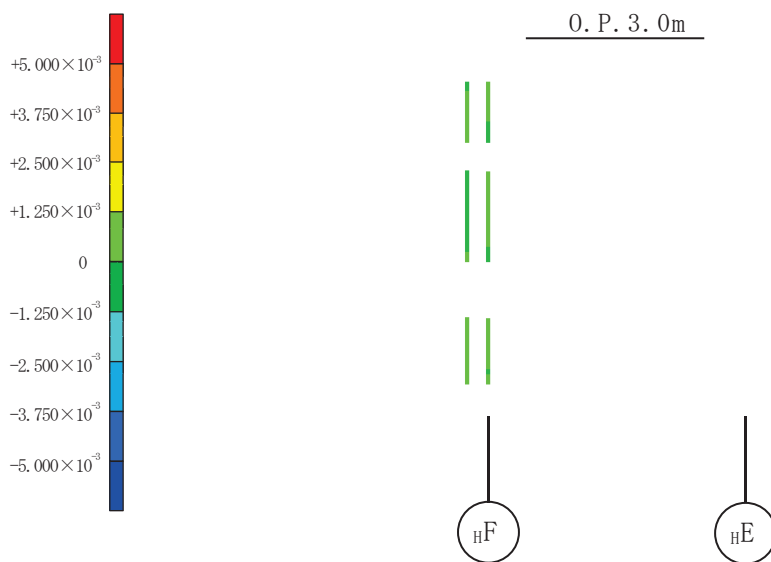


図 3-16 S s 地震時 A-A 断面内鉄筋ひずみ

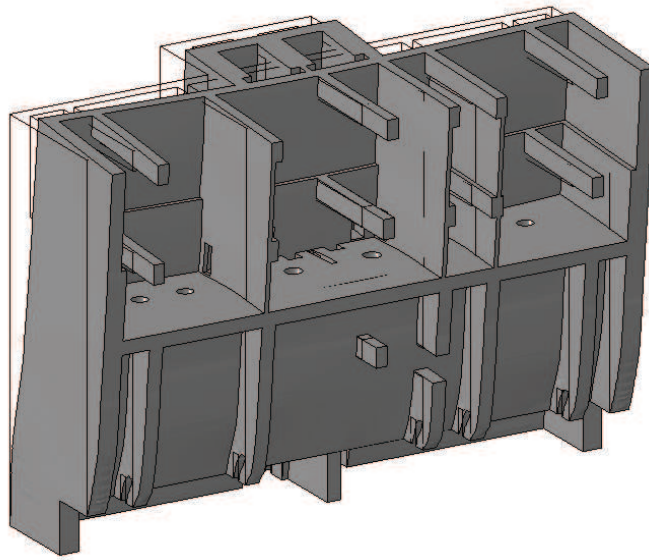


図 3-17 S s 地震時変形図 (変形倍率 200 倍)

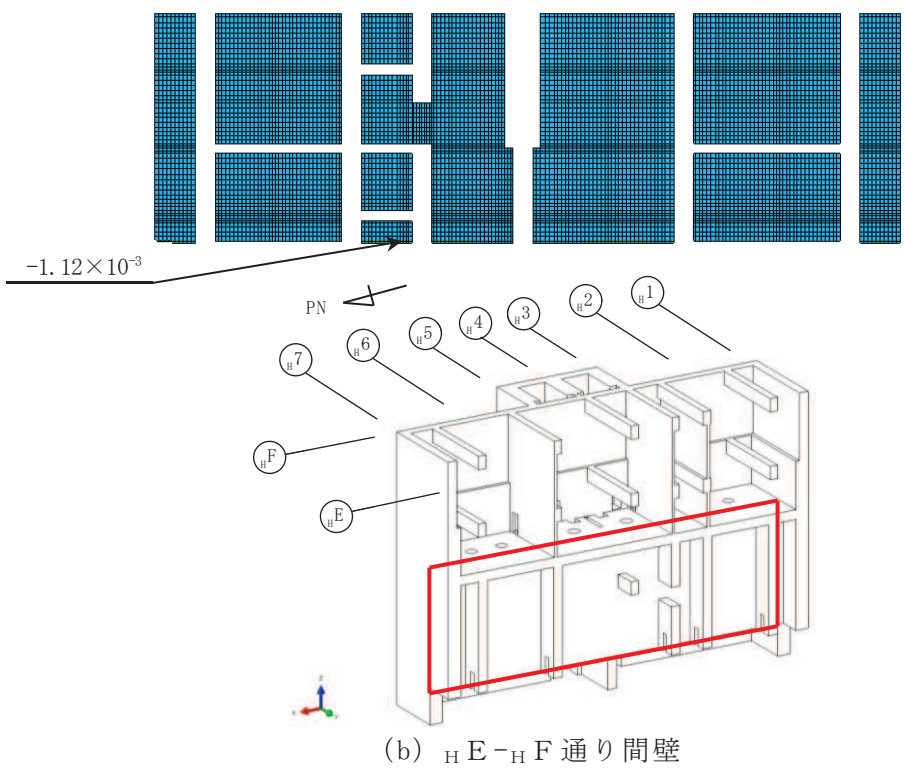
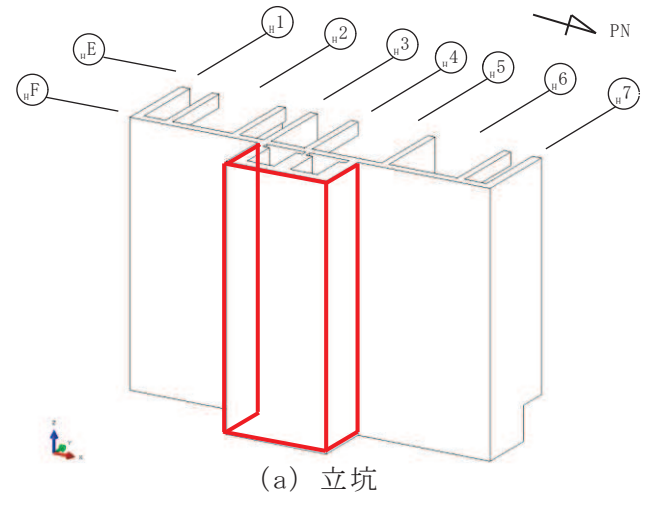
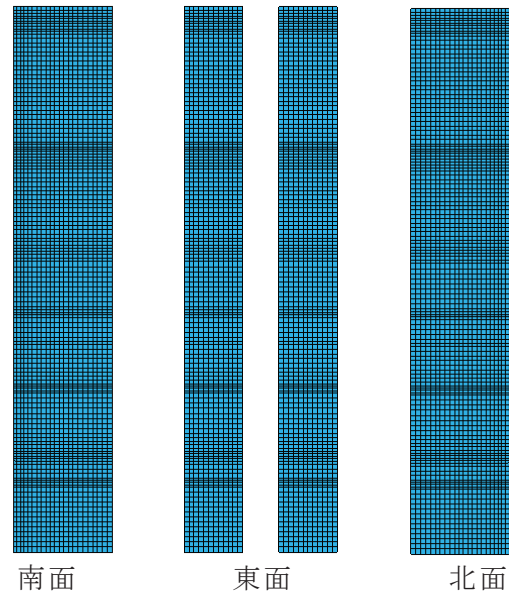
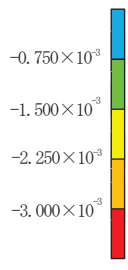
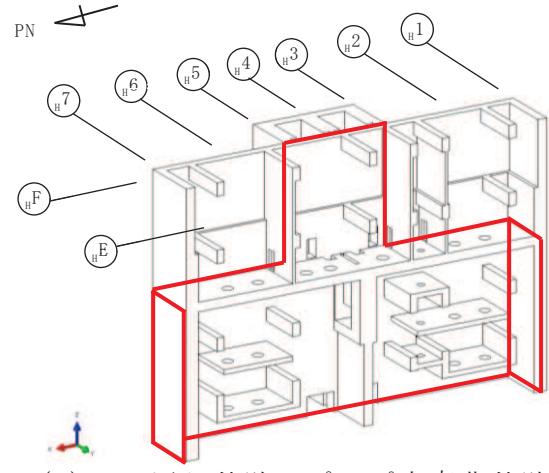
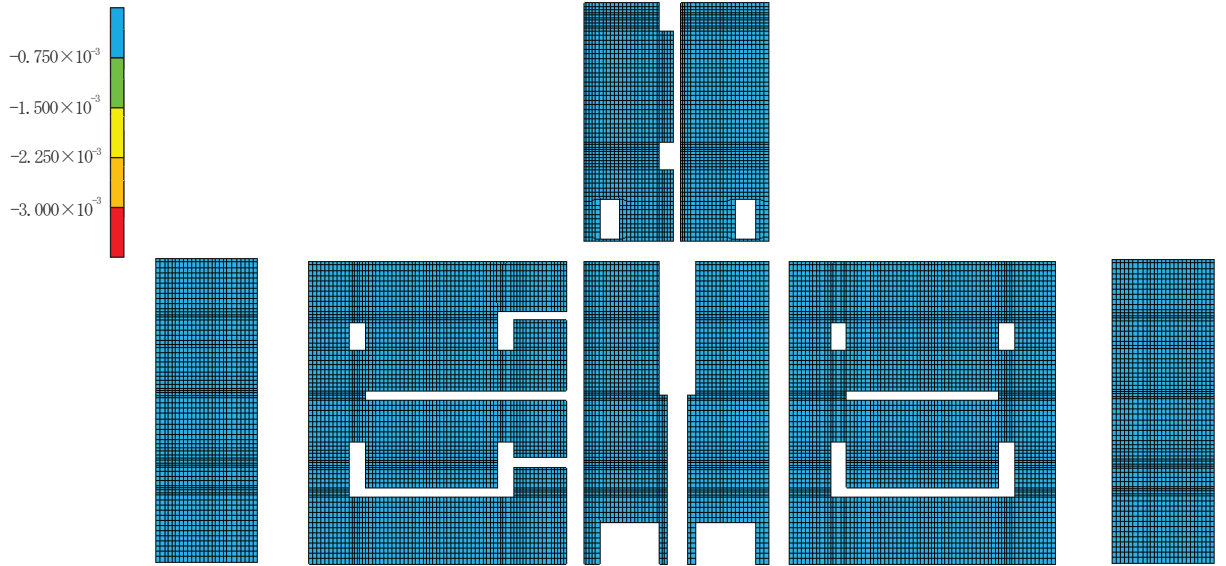
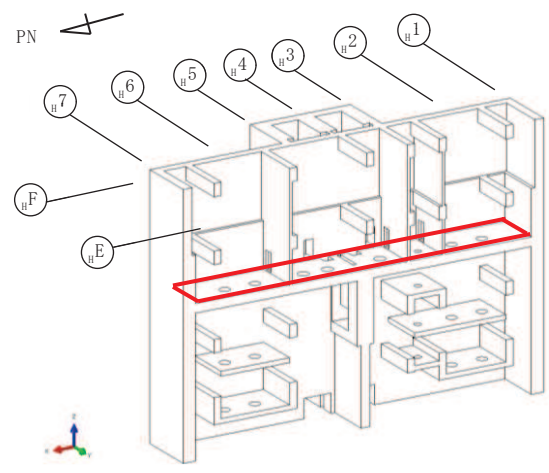
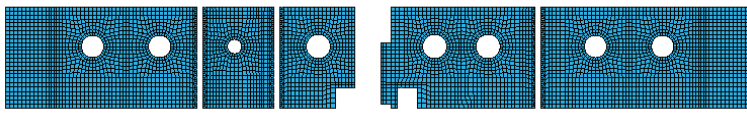


図 3-18(1) 余震時コンクリート最小主ひずみ



(c) H F 通り外壁，ポンプ室南北外壁



(d) 0. P. 3. 0m 中間スラブ

図 3-18(2) 余震時コンクリート最小主ひずみ

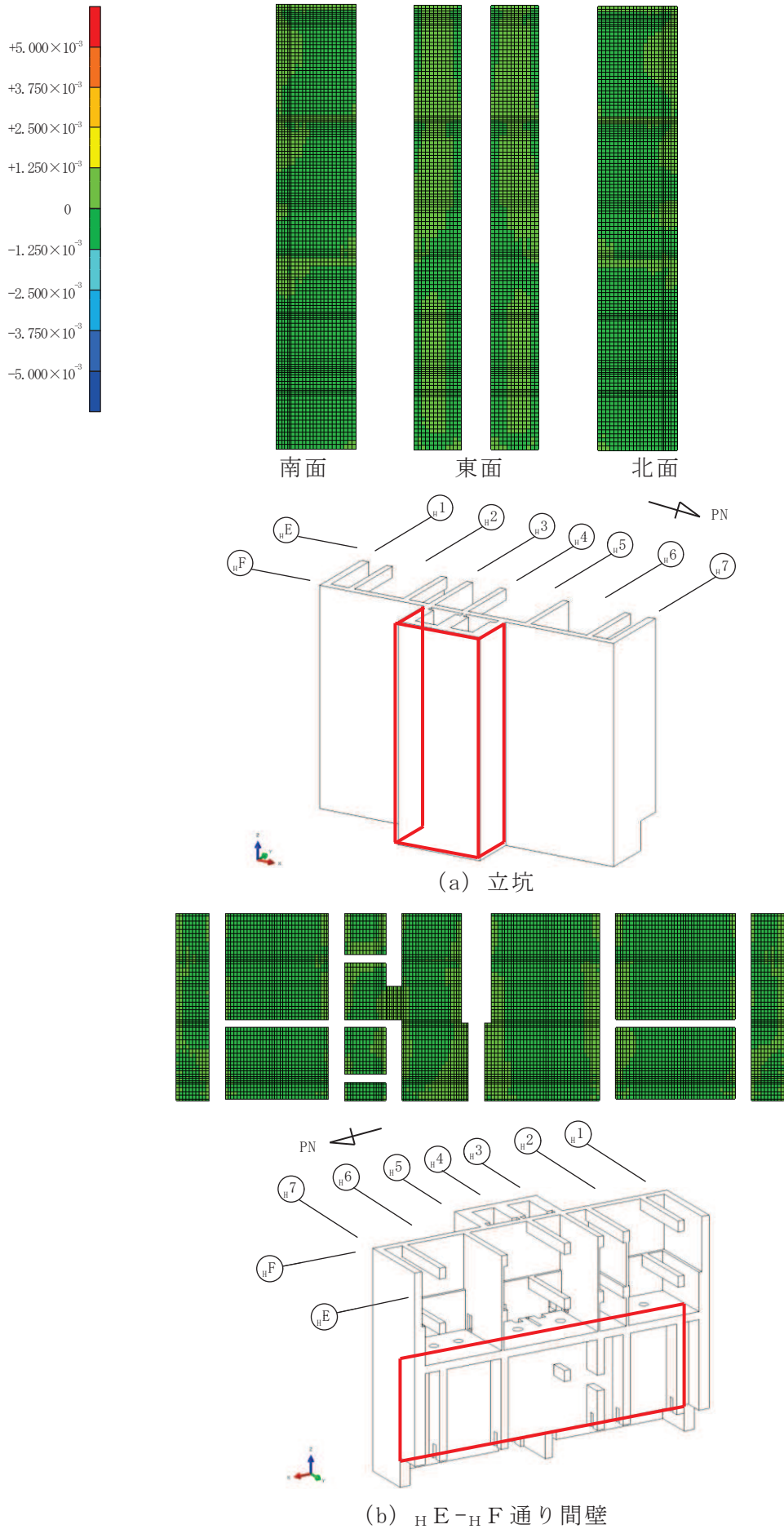
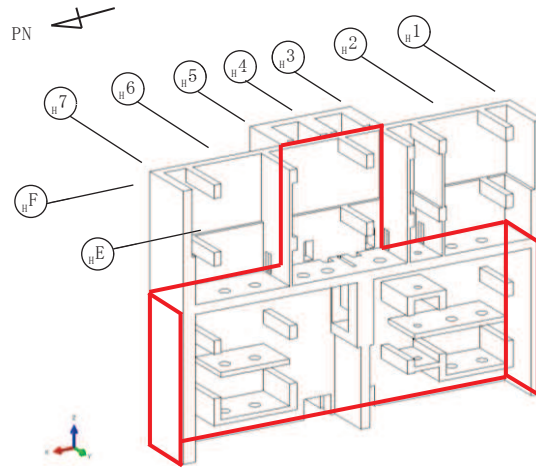
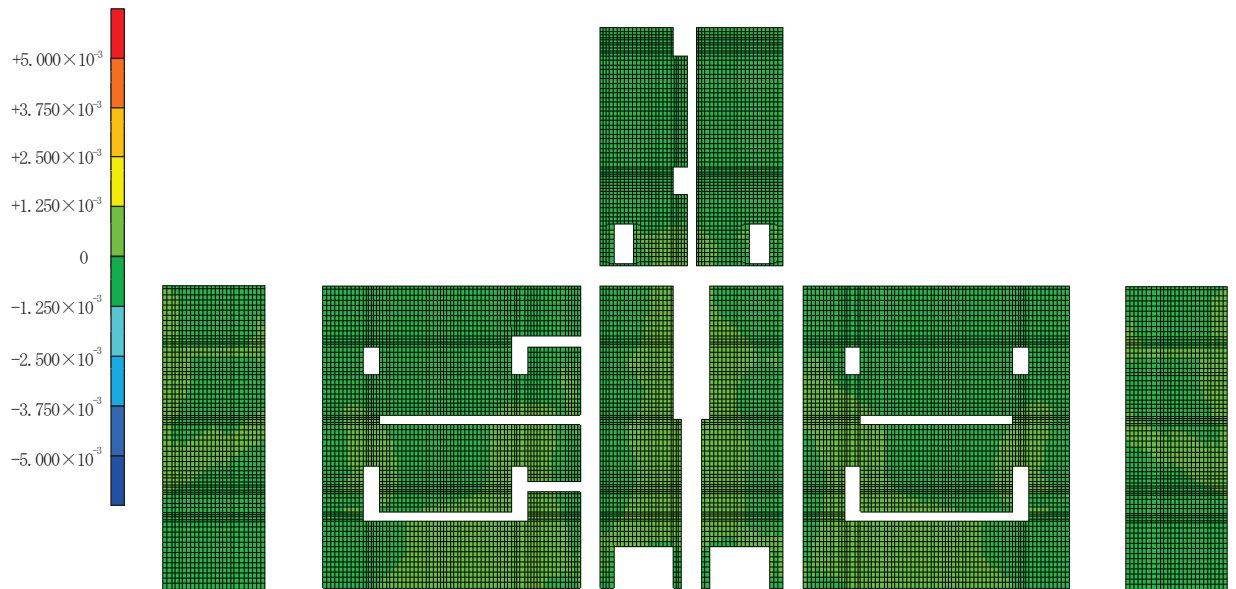
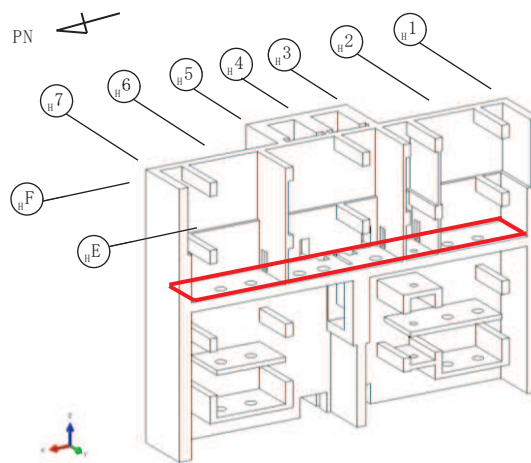
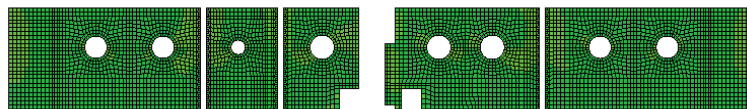
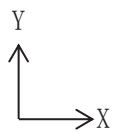


図 3-19(1) 余震時鉄筋ひずみ (X, 横方向)



(c) H F 通り外壁，ポンプ室南北外壁



(d) O. P. 3.0m 中間スラブ

図 3-19(2) 余震時鉄筋ひずみ (X, 横方向)

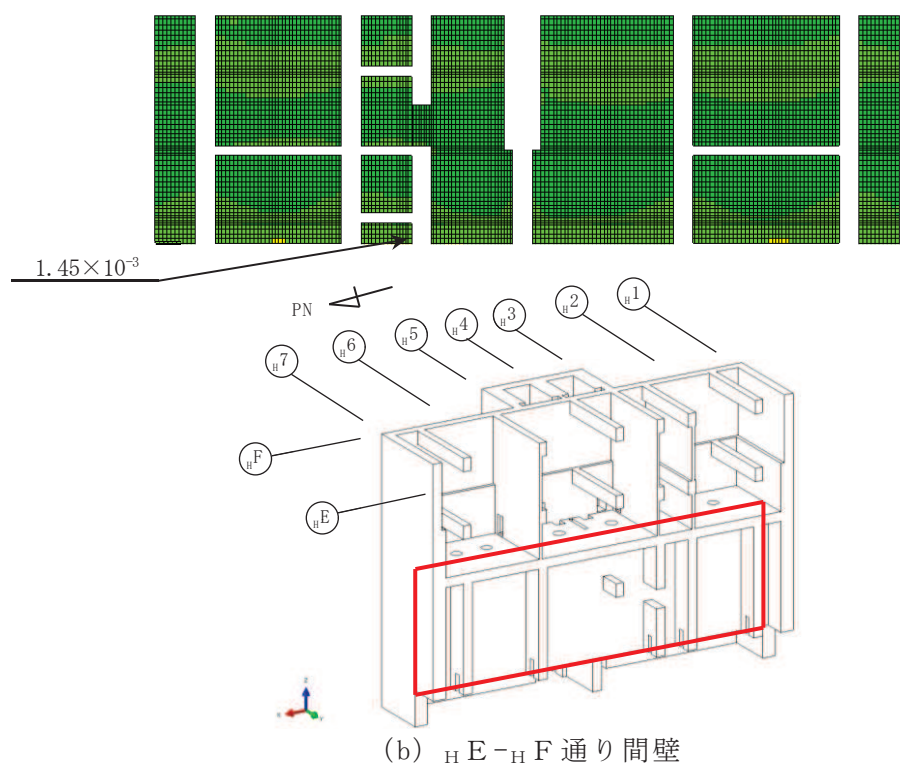
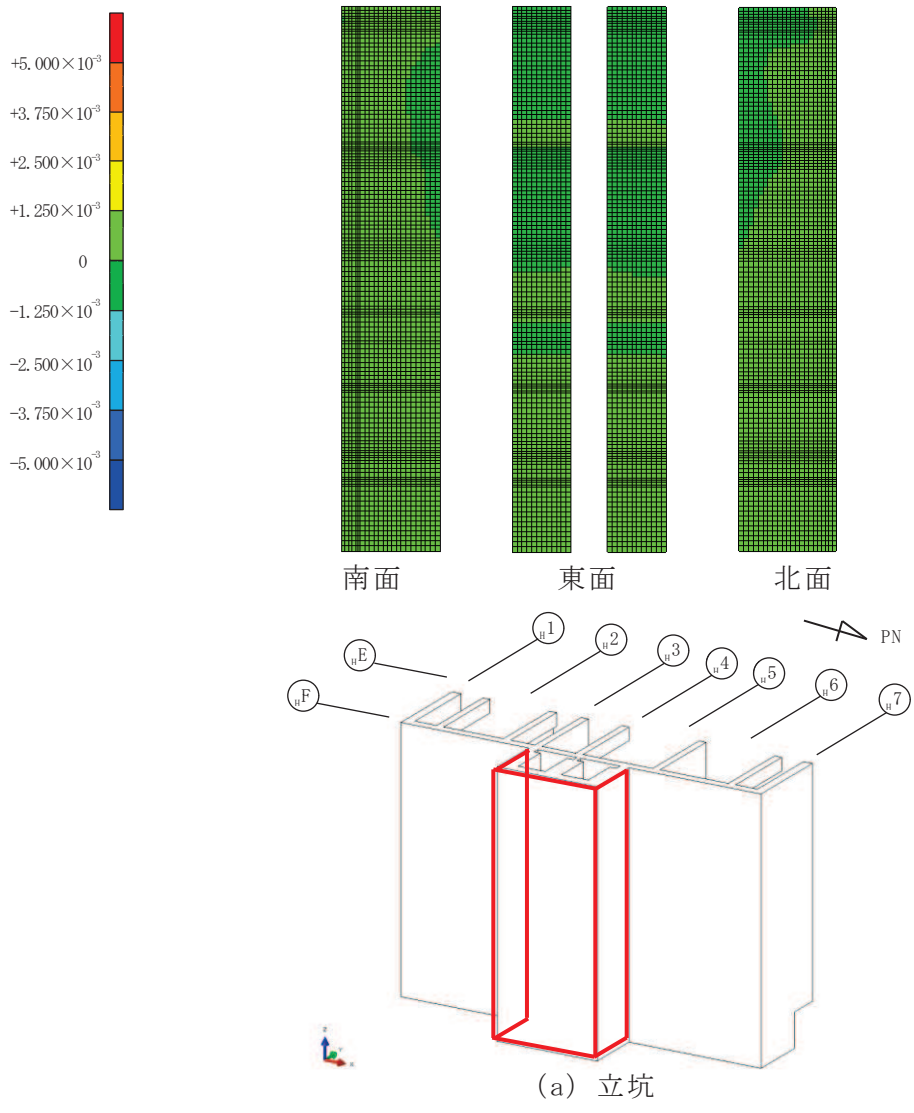
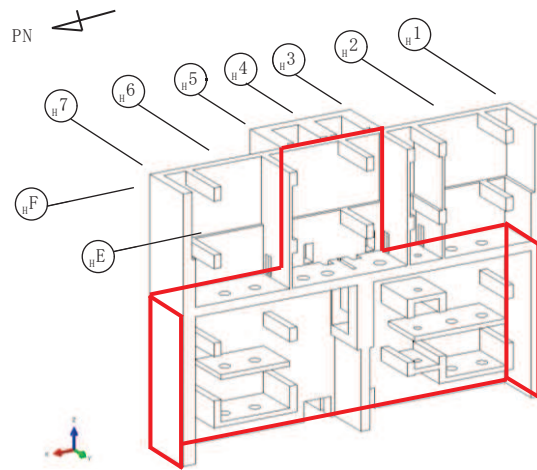
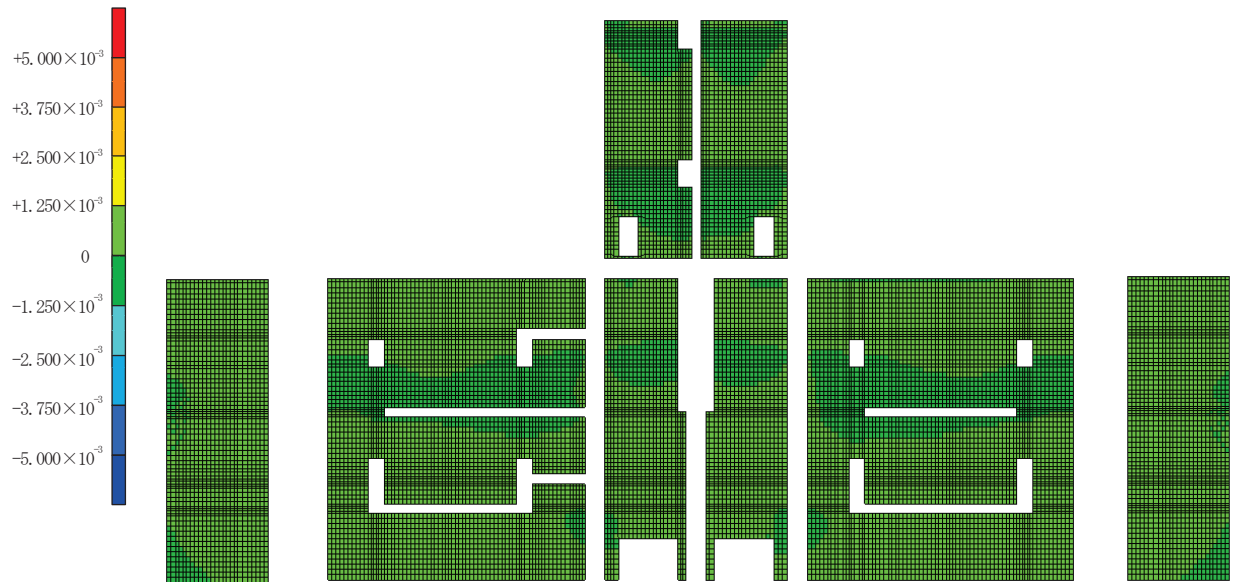
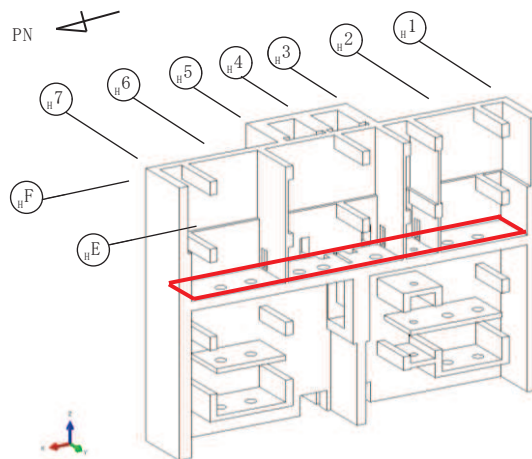
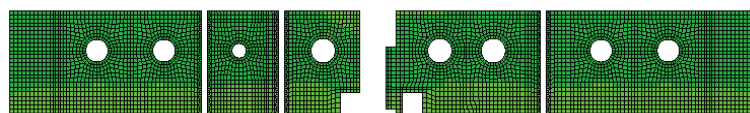
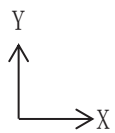


図 3-20(1) 余震時鉄筋ひずみ (Y, 縦方向)

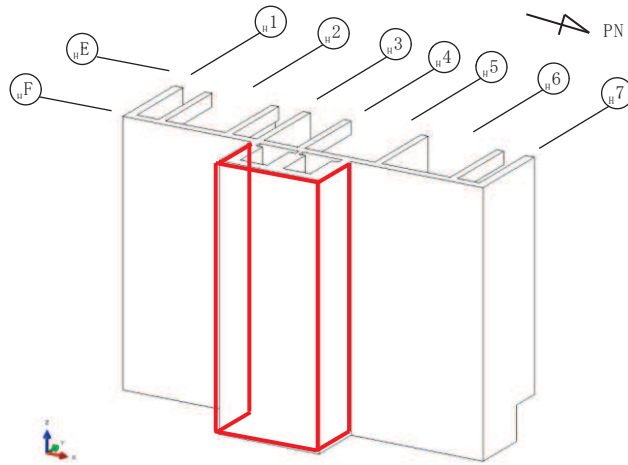
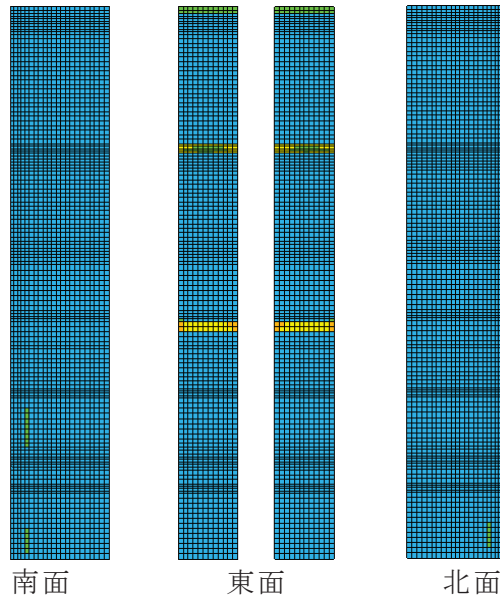
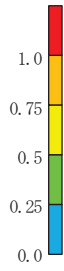


(c) H F 通り外壁，ポンプ室南北外壁

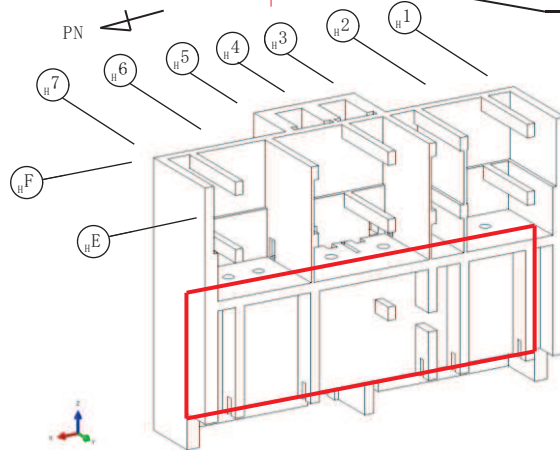
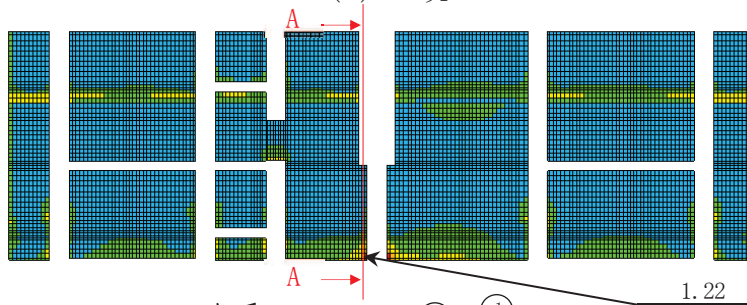


(d) O. P. 3.0m 中間スラブ

図 3-20(2) 余震時鉄筋ひずみ (Y, 縦方向)

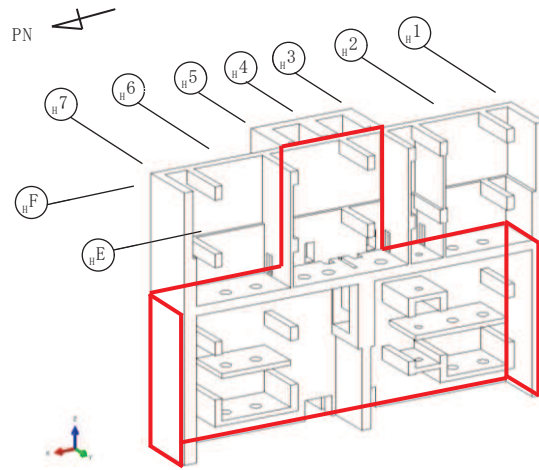
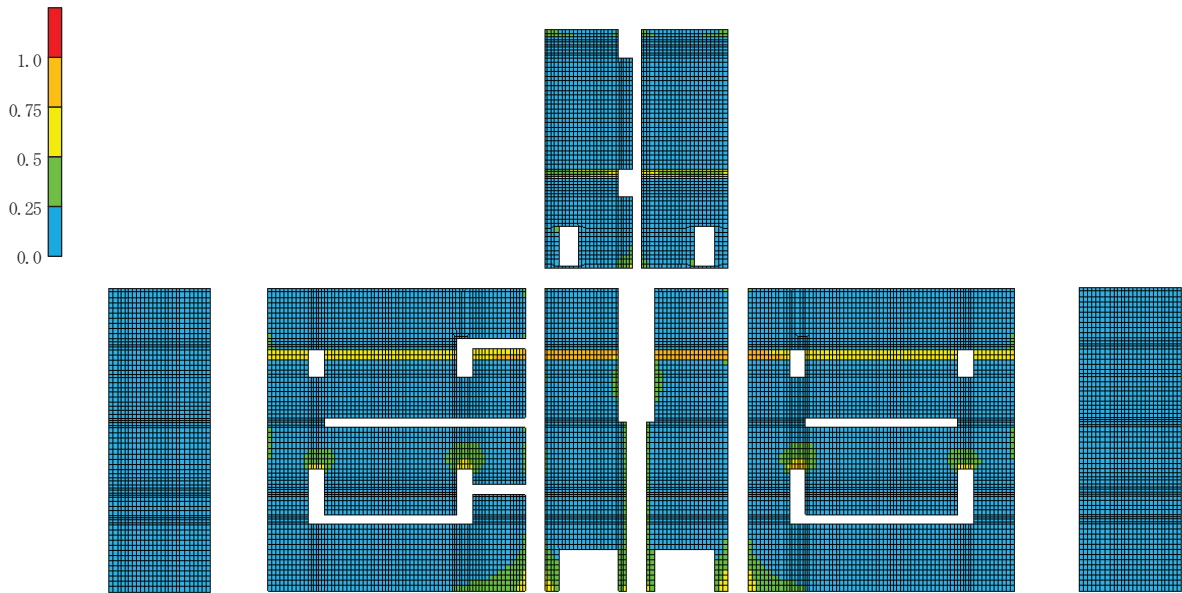


(a) 立坑

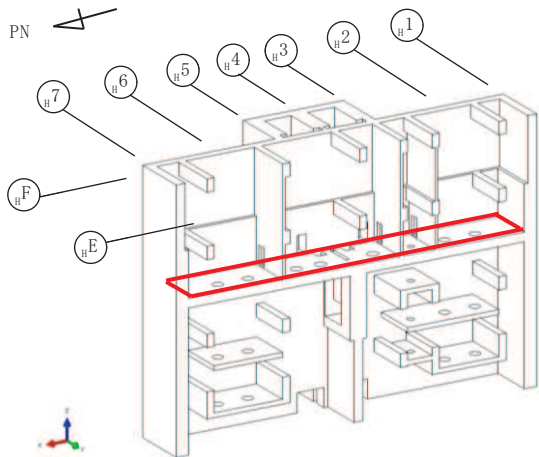
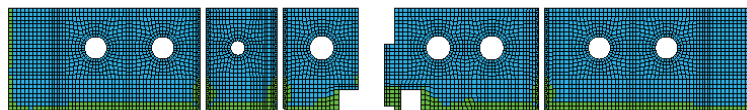


(b) $H E - H F$ 通り間壁

図 3-21(1) 余震時面外せん断力検定比 (縦方向)



(c) H F 通り外壁, ポンプ室南北外壁



(d) O.P. 3.0m 中間スラブ

図 3-21(2) 余震時面外せん断力検定比 (縦方向)

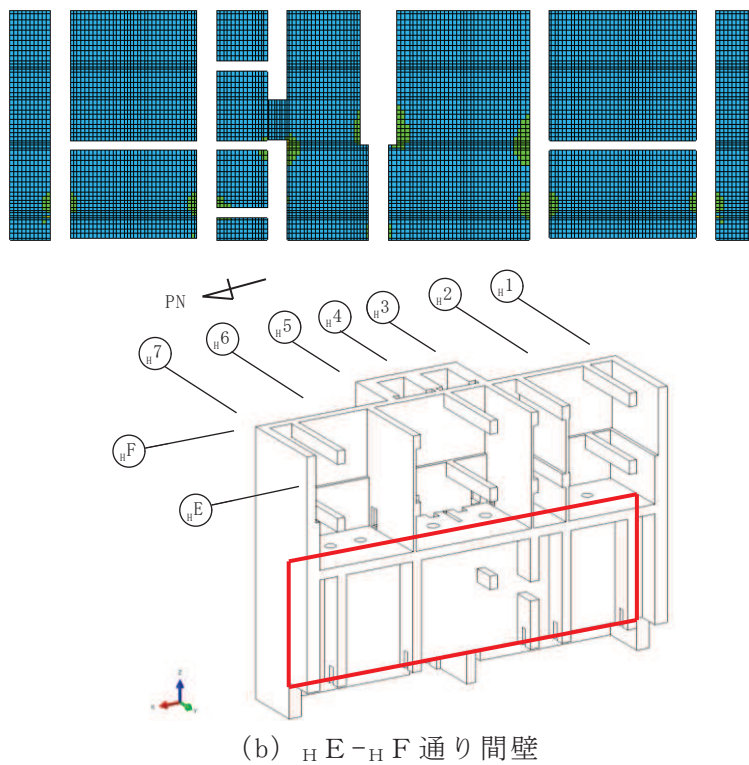
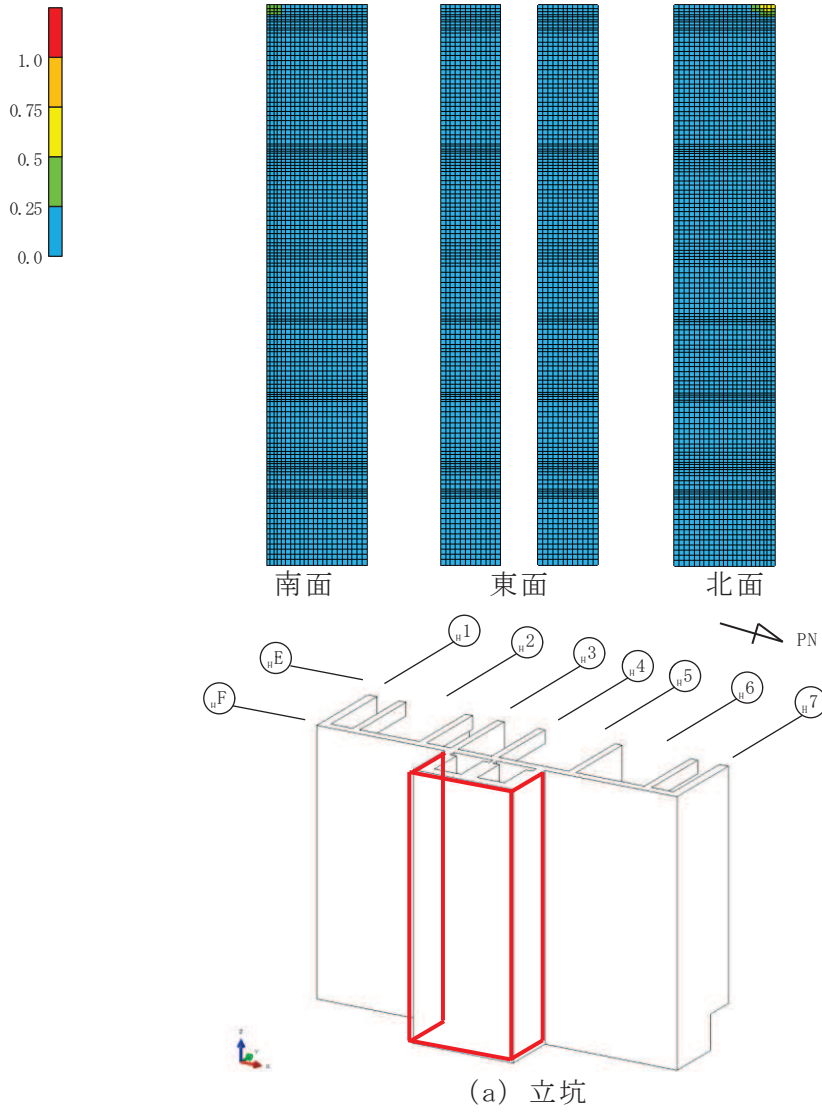
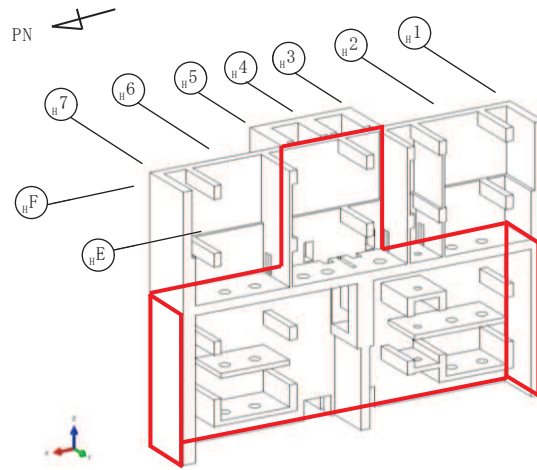
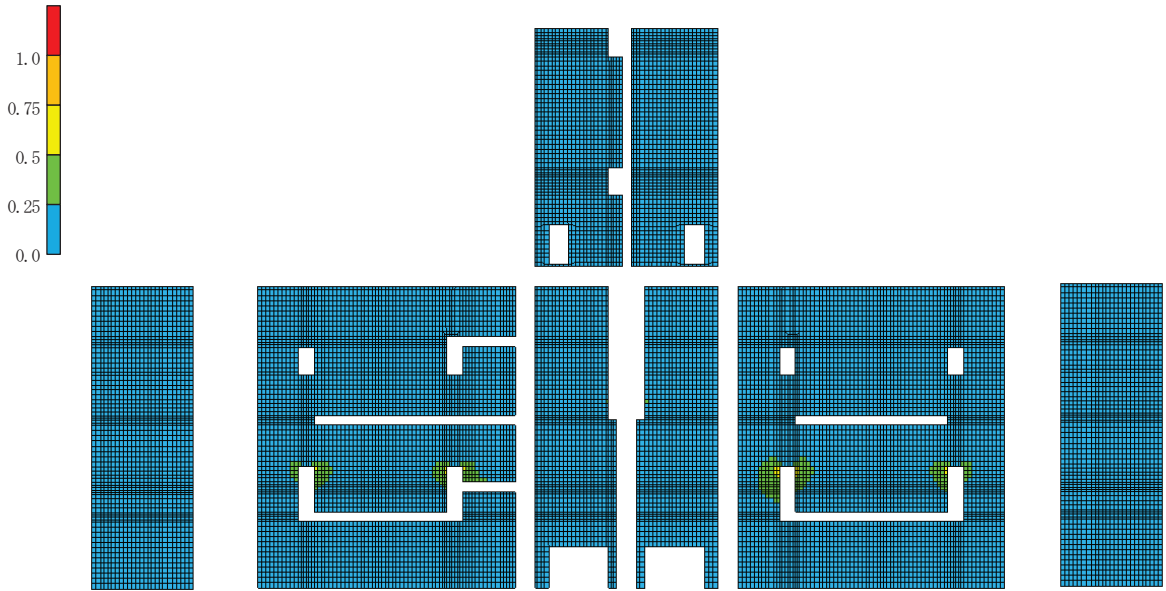
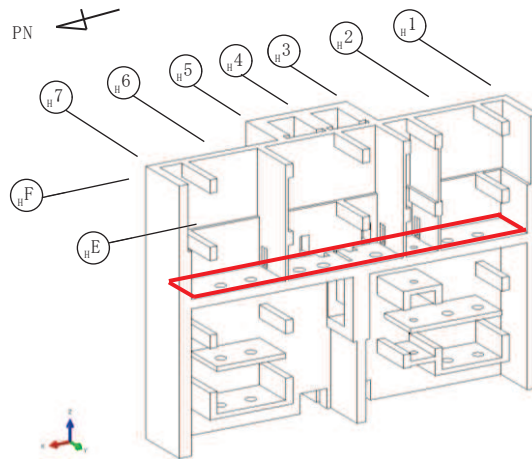
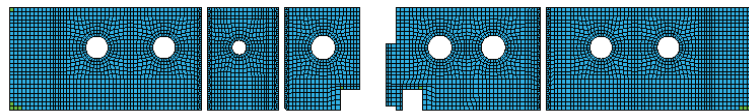


図 3-22(1) 余震時面外せん断力検定比 (横方向)



(c) H F 通り外壁，ポンプ室南北外壁



(d) O. P. 3. 0m 中間スラブ

図 3-22(2) 余震時面外せん断力検定比 (横方向)

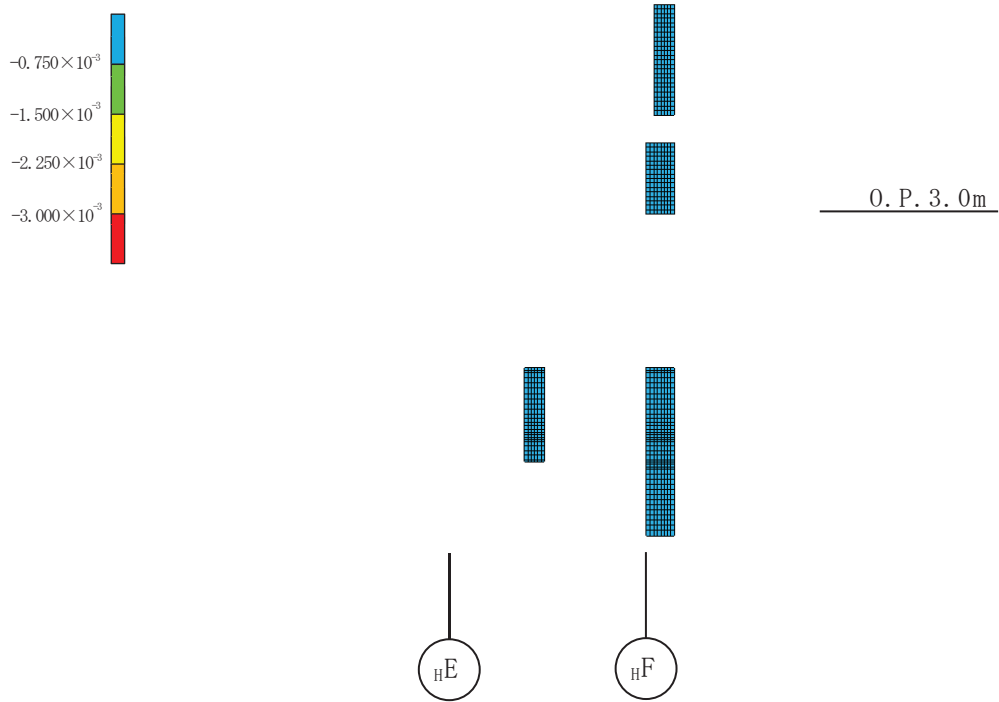


図 3-23 余震時 A-A 断面内コンクリート最小主ひずみ

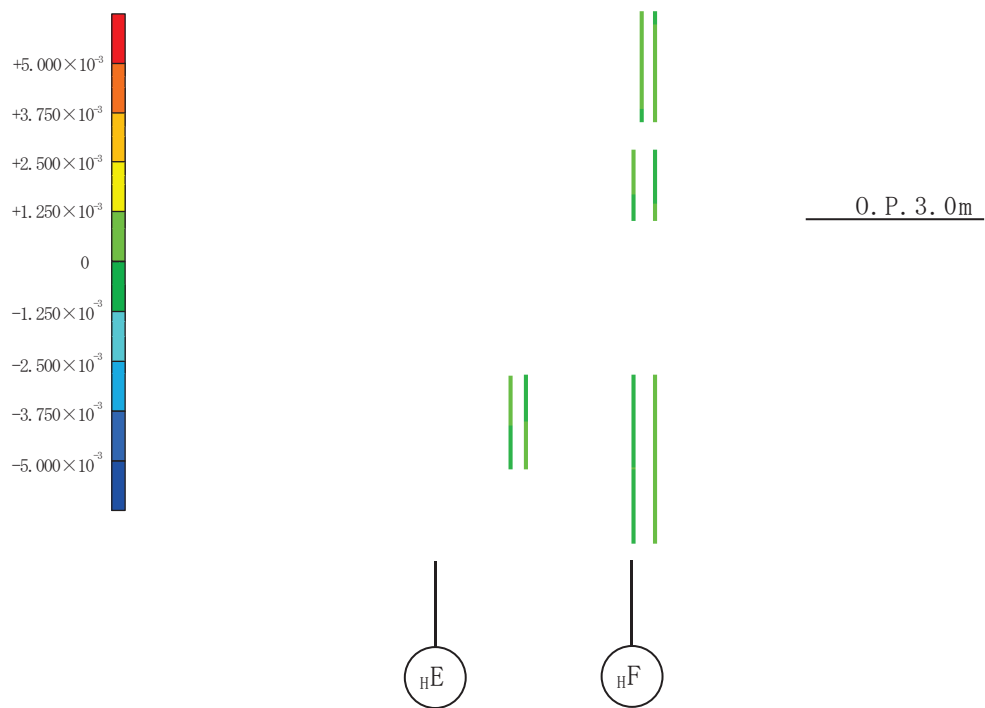


図 3-24 余震時 A-A 断面内鉄筋ひずみ

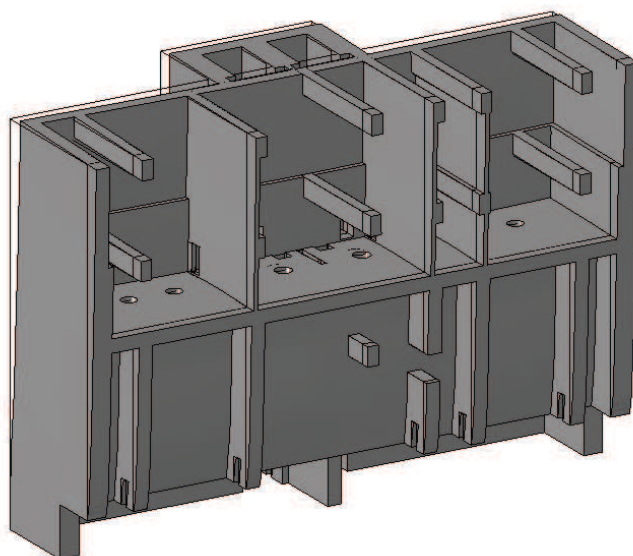
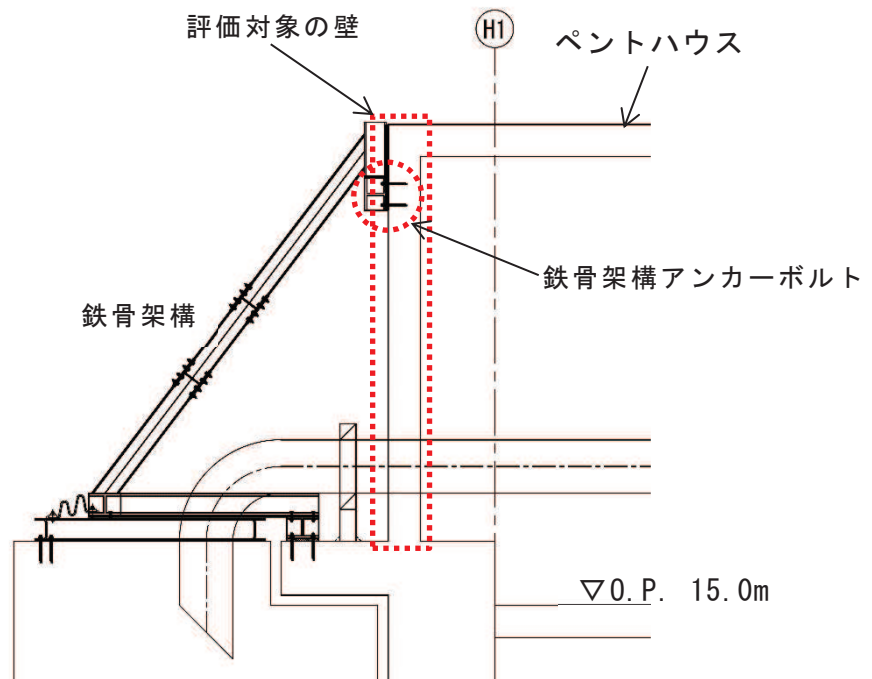
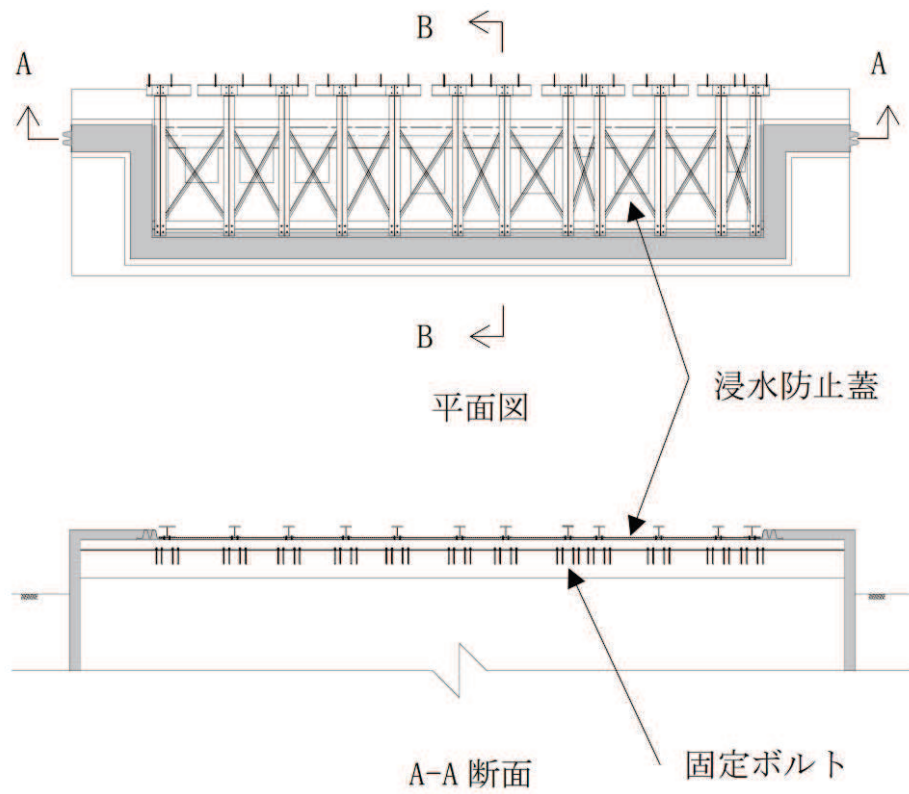


図 3-25 余震時変形図 (変形倍率 200 倍)

4. 補機冷却海水系放水ピット上の浸水防止蓋を支持する壁の評価

4.1 評価対象部位

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



B-B断面図 (ペントハウスとの取合と評価対象部位)

図 4-1 浸水防止蓋概要図

4.2 荷重及び荷重の組み合わせ

4.2.1 入力荷重

表 4-1 に示す地震時の荷重の組み合わせを考慮する。

表 4-1 応力解析における入力荷重

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

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

*2：補足説明資料「補足-140-1 津波への配慮に関する説明書の補足説明資料」に示す、材料物性の不確かさを考慮した各ケースの包絡値とする。

(1) 躯体に作用する慣性力

地震時慣性力の算出に用いる水平震度を表 4-2 に示す。

表 4-2 地震時慣性力の算出に用いる水平震度震度

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

(2) 浸水防止蓋の反力

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

表 4-3 アンカーボルトからペントハウスの_H1 通外壁に作用する荷重

ケース	荷重 (kN)
S s 地震時	13.128
余震時	11.337

4.2.2 荷重の組み合わせ

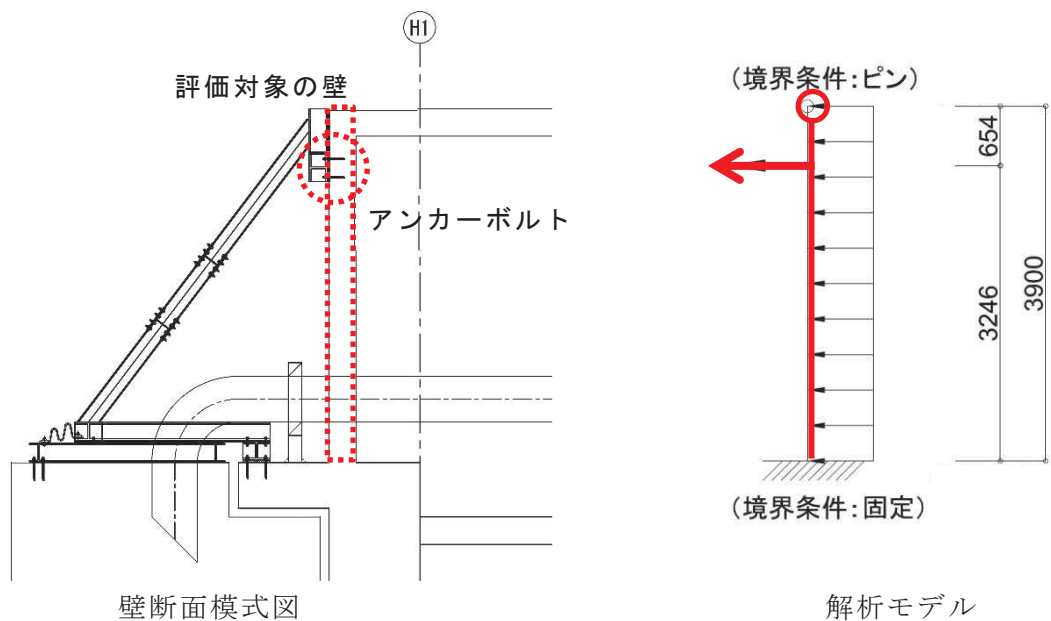
表 4-2 及び法 4-3 に示すとおり、ペントハウスの $H1$ 通外壁に作用する荷重は余震時より S_s 地震時が大きいことから、荷重の組み合わせとしては S_s 地震時における慣性力及び付帯構造物の荷重を考慮する。

4.3 解析モデル及び諸元

4.3.1 解析モデル

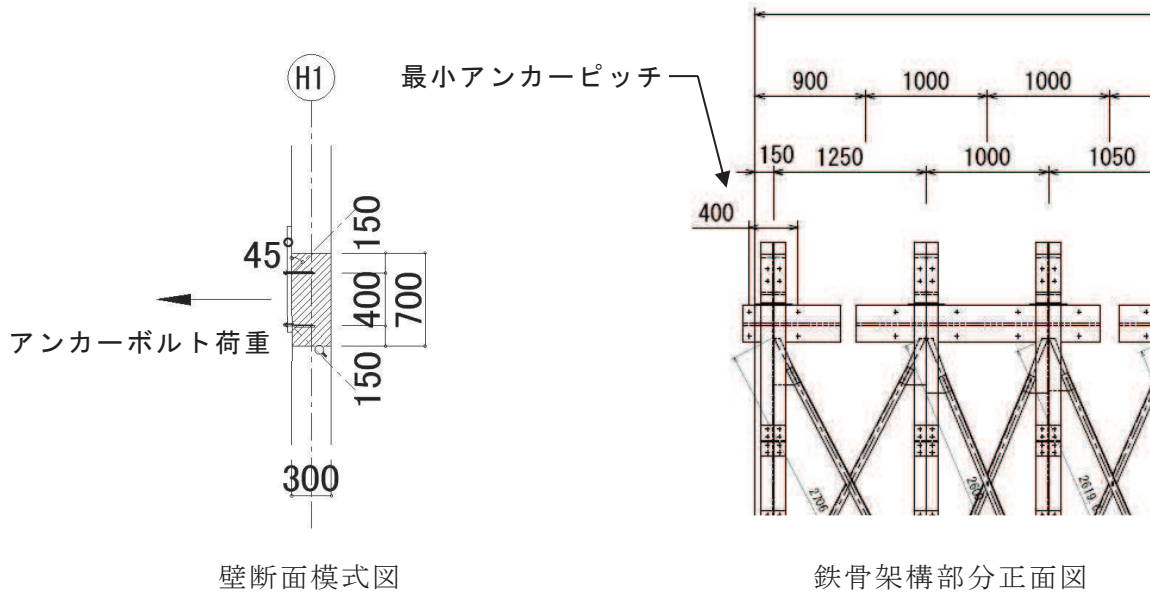
応力解析には、解析コード「KANSAS2 Ver. 6.01」を用いる。解析コードの検証及び妥当性確認等の概要については、添付書類「VI-5 計算機プログラム（解析コード）の概要」に示す。

解析モデル概要図を図 4-2 に示す。ペントハウスの $H1$ 通外壁は面内方向に十分な耐力を有することから、応力解析においては面外方向の評価を実施することとし、1 階から屋根スラブまでの一方向版としてモデル化を行う。境界条件として、1 階側は固定支持とし、屋根スラブ側はピン支持とする。また、図 4-2 (b) に示すとおり、鉄骨架構斜材のアンカーボルトピッチが 400mm であることと、ペントハウス評価対象の壁厚が 300mm であることから、ペントハウス壁部の検討幅を 700mm とする。



(a) 評価対象壁のモデル化

図 4-2(1) 解析モデル (1/2)



(b) 評価幅の考え方

図 4-2(2) 解析モデル (2/2)

4.3.2 使用材料の物性値

使用材料の物性値を表 4-4 に示す。

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

表 4-4 使用材料の物性値

(a) コンクリート

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

(b) 鉄筋

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

4.4 評価方法

4.4.1 応力解析方法

ペントハウスの_{H1}通外壁を一方向版としてモデル化した応力解析を実施する。

4.4.2 断面の評価方法

ペントハウスの_{H1}通外壁が浸水防止蓋の支持に十分な構造強度を有していることを確認するため、応力解析により得られた曲げモーメント、並びに面外せん断力に対して次の通り評価し、ペントハウスの_{H1}通外壁の健全性を確認する。

断面の評価にあたって、曲げモーメントに対する評価については「RC規準」に基づく曲げ終局強度 M_u を、面外せん断力に対する評価については「RC-N規準」に基づく短期許容面外せん断力 Q_A を目安値とし、算出した発生応力が目安値を超えないことを確認する。なお、ペントハウスの_{H1}通外壁については軸力を付加しない。

$$M_u = 0.9 \cdot a_t \cdot \sigma_y \cdot d$$

ここで、

- M_u : 曲げ終局強度 (kN・m)
- a_t : 縦筋設計断面積 (mm²)
- σ_y : 鉄筋の降伏応力度 (N/mm²)
- d : 有効せい (mm)

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

ここで、

- Q_A : 許容面外せん断力 (N)
- b : 断面の幅 (mm)
- j : 断面の応力中心間距離で、断面の有効せいの7/8倍の値 (mm)
- α : 許容せん断力の割増し係数

(2を超える場合は2, 1未満の場合は1とする。)

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

- M : 曲げモーメント (N・mm)
- Q : せん断力 (N)
- d : 断面の有効せい (mm)
- f_s : コンクリートの短期許容せん断応力度 (1.21N/mm²)

4.5 評価結果

断面の評価結果を表 4-5 に示す。

表 4-5 より，ペントハウスの_{H1} 通外壁に対する曲げモーメント並びに面外せん断力は，目安値を下回ることを確認したことから，ペントハウスの_{H1} 通外壁が地震時に必要な構造強度を有することを確認した。

表 4-5 断面評価結果

O. P. (m)		15.6~19.8
壁位置 (通り)		_{H1}
壁厚 D (mm)		300
壁幅 B (mm)		700
有効せい d (mm)		220
配筋 (鉄筋断面積)	縦筋配筋	2-D13@200
	縦筋設計断面積 a_t (mm ²)	381
せん断 に対する 検討	せん断力 Q (kN)	33.5
	せん断スパン比 α	1.00
	コンクリートの短期許容 せん断応力度 f_s (N/mm ²)	1.21
	許容限界 Q_a (kN)	163
	検定比 Q/Q_a	0.21
曲げ モーメント に対する 検討	曲げモーメント M (kN・m)	27.6
	鉄筋の降伏応力度 σ_y (N/mm ²)	345
	許容限界 M_u (kN・m)	28.6
	検定比 M/M_u	0.97
判定		可

5. 引用文献

- (1) Comite Euro-International du Beton : CEB-FIP MODEL CODE 1990 (DESIGN CODE), 1993
- (2) 出雲淳一, 島弘, 岡村甫 : 面内力を受ける鉄筋コンクリート板要素の解析モデル, コンクリート工学, Vol. 25, No. 9, 1987. 9