

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-19-0620-4_改6
提出年月日	2021年9月13日

補足-620-4 制御建屋の地震応答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-2-2-3 制御建屋の地震応答計算書」の記載内容を補足するための資料を以下に示す。

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

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

別紙 1-2 東北地方太平洋沖地震等に対する制御建屋のシミュレーション解析

別紙 1-2-1 制御建屋の追設地震計による地震観測記録を用いた建屋モデルの検討

別紙 1-3 3次元 FEM 等価線形モデルによるシミュレーション解析（制御建屋）

別紙 1-3-1 3次元 FEM 等価線形モデルによるシミュレーション解析と点検結果の比較（制御建屋）

別紙 2 制御建屋の地震応答解析における既工認と今回工認の解析モデル及び手法の比較

別紙 2-1 制御建屋の床ばねの算定について

別紙 3 制御建屋の地震応答解析における耐震壁のスケルトンカーブの設定

別紙 4 制御建屋の地震応答解析における材料物性の不確かさに関する検討

別紙 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

 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制御建屋の
シミュレーション解析

目 次

1. はじめに	別紙 1-2- 1
2. シミュレーション解析	別紙 1-2- 2
2.1 地震計の配置	別紙 1-2- 2
2.2 耐震壁の評価	別紙 1-2- 4
2.2.1 地震応答解析の概要	別紙 1-2- 4
2.2.2 水平方向の地震応答解析モデル	別紙 1-2- 8
2.2.3 鉛直方向の地震応答解析モデル	別紙 1-2-17
2.2.4 地震応答解析結果	別紙 1-2-18
2.2.5 耐震壁の評価結果	別紙 1-2-33
2.3 接地圧の評価	別紙 1-2-52
3. 評価結果のまとめ	別紙 1-2-55

別紙 1-2-1 制御建屋の追設地震計による地震観測記録を用いた建屋モデルの検討

: 本日の説明範囲

1. はじめに

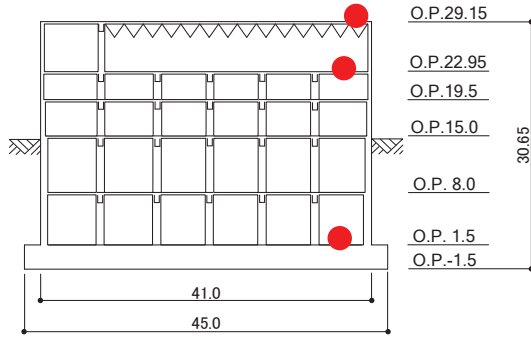
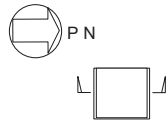
制御建屋について、3.11 地震及び 4.7 地震の 2 つの地震に対して、建屋の振動特性を確認すること及び建屋に構造的な影響が生じていないか確認することを目的としてシミュレーション解析を実施する。

地震による制御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。

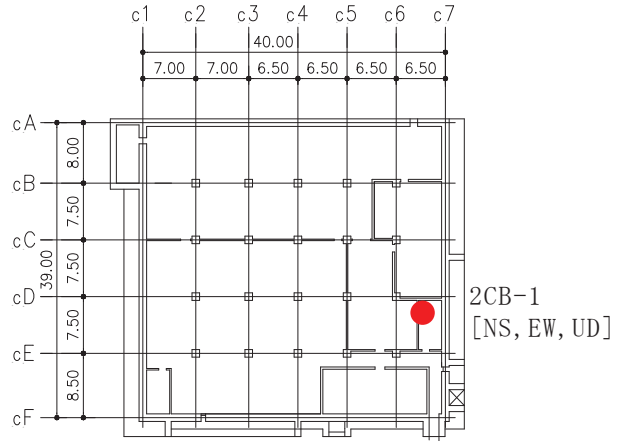
2. シミュレーション解析

2.1 地震計の配置

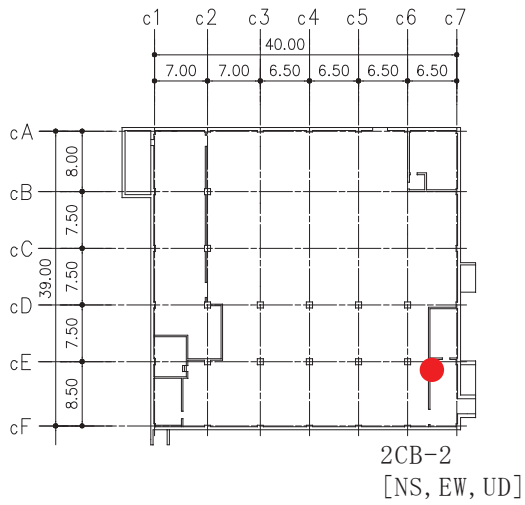
制御建屋における地震計配置図（断面図及び平面図）を図 2-1 に示す。



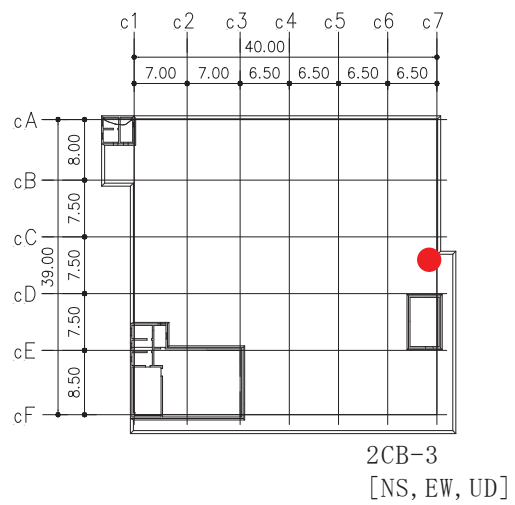
断面図



基礎版上 (O. P. 1.5m)



地上 3 階 (O. P. 22.95m)



屋上階 (O. P. 29.15m)

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

当該地震に対する制御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、制御建屋の基礎版上での観測記録を線形解析モデルの基礎版上に入力し、基礎版上から建屋底面ばね外の伝達関数を用いて算定する。

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

入力地震動の算出概念図を図 2-2 に示す。

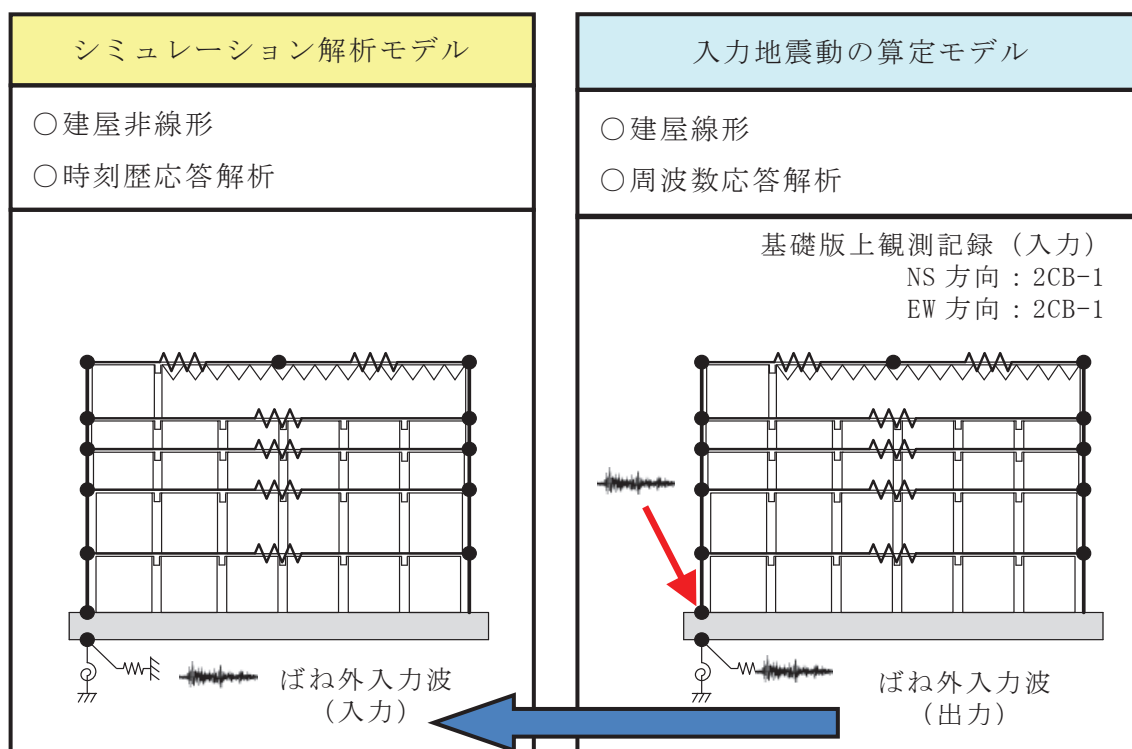


図 2-2 入力地震動の算出概念図

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

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

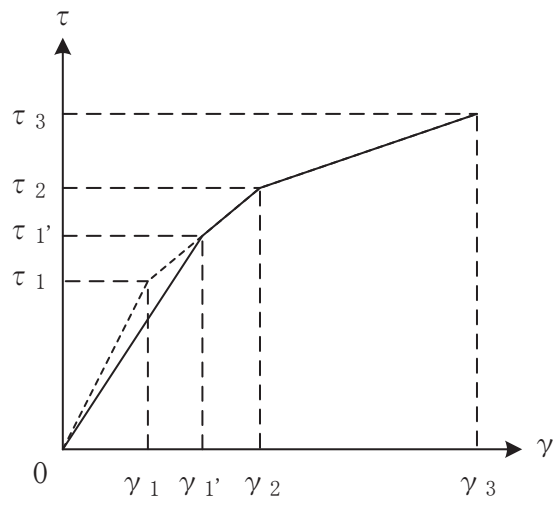
- ① 鉄筋コンクリート部の剛性評価は、耐震壁について観測記録と整合するように等価な剛性として設定し、図2-3に示すように復元力特性の第1勾配は既工認時から見直した。建屋全体に一律の等価な剛性を設定した。
- ② 建屋の減衰定数は、観測記録と整合するように解析では全て鉄筋コンクリート部の減衰定数に代表させて再設定した。また、水平2方向には同じ減衰定数とした。
- ③ 既工認では1軸多質点系モデルとしていたが、別途実施した地震後の点検結果から、通りによってひび割れ発生の傾向が異なることが確認されたことから、多軸多質点系モデルとし、床の柔性を考慮した。また、屋上の地震観測記録の再現性の観点から、屋上階は中央質点を設定した。

表 2-1 解析モデル諸元の設定（水平方向）

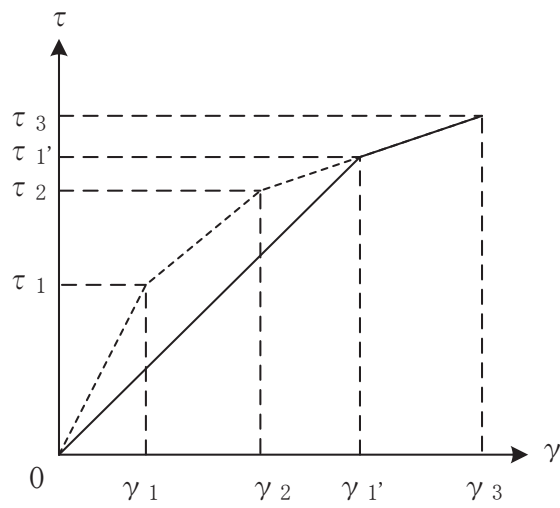
項 目		シミュレーション解析 (当該地震による評価)
応答計算法		時刻歴応答解析(非線形解析)
入力地震動		入力地震動の算定モデルで求めた 基礎底面ばね外における地震動
剛性評価	考慮範囲	耐震壁
	ヤング係数(E) せん断弾性係数(G)	観測記録との整合性を踏まえ再設定
	剛性・復元力特性の 設定の考え方	観測記録と整合する等価な剛性のモデル化は、耐震壁のヤング係数・せん断弾性係数を再設定することにより行い、復元力特性は設計基準強度に基づくスケルトンカーブに接続。 建屋全体に一律の等価剛性を設定。
減衰定数	鉄筋コンクリート	5% (ひずみエネルギー比例型)
	減衰定数設定の 考え方	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

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)	コンクリートの設計基準強度に基づく
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) 補正後の初期剛性が第 2 勾配と交わる場合



(b) 補正後の初期剛性が第 3 勾配と交わる場合

図 2-3 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した。また、各質点間の床は面内にせん断変形するものとした。

観測記録と整合するように設定した鉄筋コンクリート部の等価なヤング係数、せん断弾性係数及び減衰定数を表 2-3 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基準強度に基づく値を用いている。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 2-4 及び表 2-5 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は、振動アドミタンス理論に基づいて近似的に評価した。

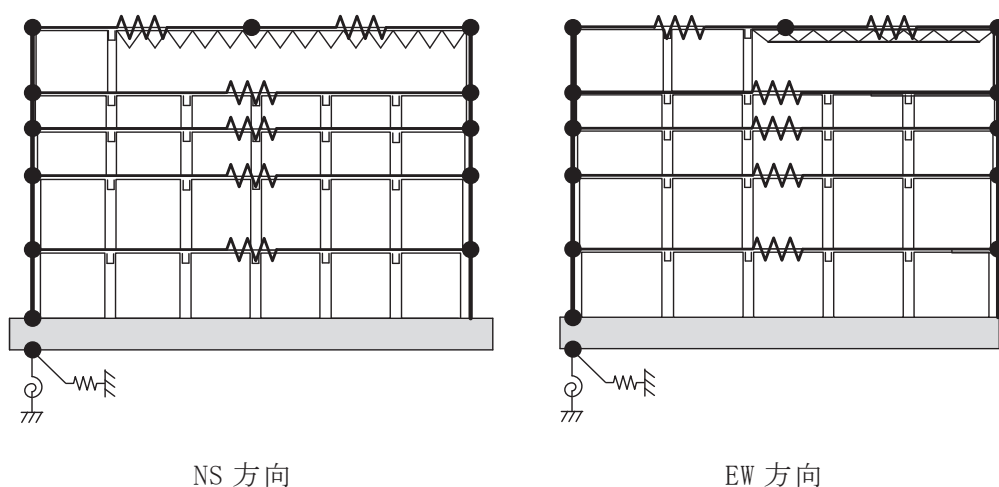


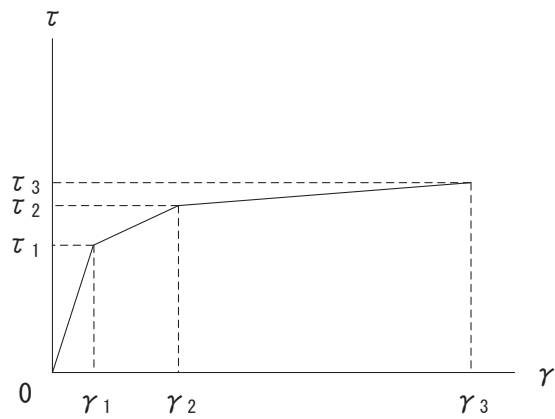
図 2-4 地震応答解析モデル (水平方向)

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	0.40	10.59 × 10 ³	4.55 × 10 ³	5
	EW	0.50	13.24 × 10 ³	5.69 × 10 ³	5

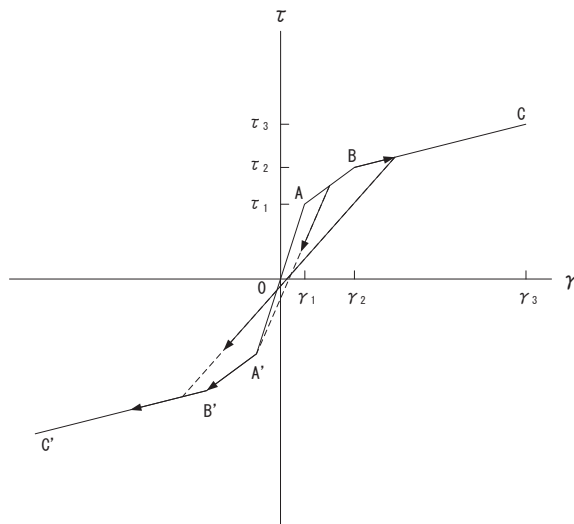
注記*：初期剛性補正係数は、観測記録と整合するように設定した耐震壁の初期剛性の既工認（設計基準強度に基づく初期剛性）に対する係数

既工認	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



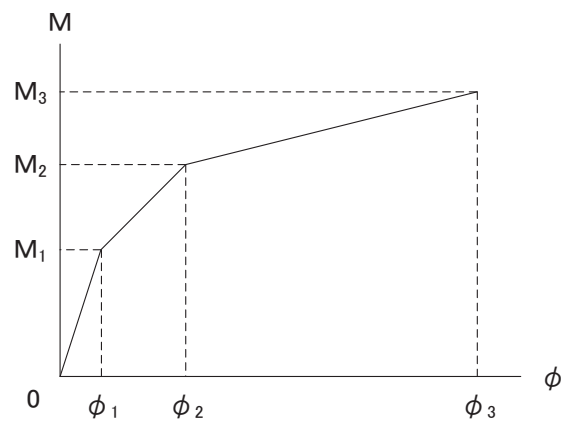
- τ_1 : 第1折点のせん断応力度
- τ_2 : 第2折点のせん断応力度
- τ_3 : 終局点のせん断応力度
- γ_1 : 第1折点のせん断ひずみ
- γ_2 : 第2折点のせん断ひずみ
- γ_3 : 終局点のせん断ひずみ ($=4 \times 10^{-3}$)

図 2-5 せん断応力度－せん断ひずみ関係



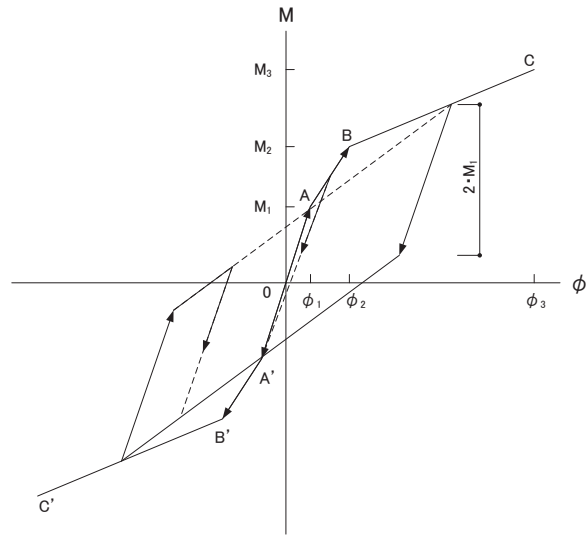
- a. 0-A 間：弾性範囲
- b. A-B 間：負側スケルトンが経験した最大点に向かう。ただし、負側最大点が第1折点を越えていない時は負側第1折点に向かう。
- c. B-C 間：負側最大点指向
- d. 各最大点は、スケルトン上を移動することにより更新される。
- e. 安定ループは面積を持たない。

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(1) せん断力のスケルトンカーブ数値表(NS 方向)
(剛性補正係数 0.40)

CF

O. P. (m)	τ_1' (N/mm ²)	τ_2 (N/mm ²)	τ_3 (N/mm ²)	γ_1' ($\times 10^{-3}$)	γ_2 ($\times 10^{-3}$)	γ_3 ($\times 10^{-3}$)
29.15 ~ 22.95	2.65	—	5.68	0.583	—	4.00
22.95 ~ 19.50	2.84	—	6.56	0.623	—	4.00
19.50 ~ 15.00	2.83	—	6.62	0.621	—	4.00
15.00 ~ 8.00	2.87	—	6.75	0.630	—	4.00
8.00 ~ 1.5	2.90	—	6.56	0.638	—	4.00

CA

O. P. (m)	τ_1' (N/mm ²)	τ_2 (N/mm ²)	τ_3 (N/mm ²)	γ_1' ($\times 10^{-3}$)	γ_2 ($\times 10^{-3}$)	γ_3 ($\times 10^{-3}$)
29.15 ~ 22.95	2.65	—	5.71	0.583	—	4.00
22.95 ~ 19.50	2.84	—	6.56	0.623	—	4.00
19.50 ~ 15.00	2.83	—	6.62	0.621	—	4.00
15.00 ~ 8.00	2.87	—	6.76	0.630	—	4.00
8.00 ~ 1.5	2.90	—	6.57	0.638	—	4.00

表 2-4(2) せん断力のスケルトンカーブ数値表(EW 方向)
(剛性補正係数 0.50)

C1

0. P. (m)	τ_1' (N/mm ²)	τ_2 (N/mm ²)	τ_3 (N/mm ²)	γ_1' ($\times 10^{-3}$)	γ_2 ($\times 10^{-3}$)	γ_3 ($\times 10^{-3}$)
29.15 ~ 22.95	2.41	2.56	5.70	0.423	0.500	4.00
22.95 ~ 19.50	2.55	2.71	6.56	0.448	0.529	4.00
19.50 ~ 15.00	2.54	2.70	6.60	0.446	0.527	4.00
15.00 ~ 8.00	2.57	2.73	6.73	0.452	0.534	4.00
8.00 ~ 1.5	2.61	2.78	6.55	0.460	0.543	4.00

C7

0. P. (m)	τ_1' (N/mm ²)	τ_2 (N/mm ²)	τ_3 (N/mm ²)	γ_1' ($\times 10^{-3}$)	γ_2 ($\times 10^{-3}$)	γ_3 ($\times 10^{-3}$)
29.15 ~ 22.95	2.41	2.56	5.68	0.423	0.500	4.00
22.95 ~ 19.50	2.55	2.71	6.56	0.448	0.529	4.00
19.50 ~ 15.00	2.54	2.70	6.61	0.446	0.527	4.00
15.00 ~ 8.00	2.57	2.73	6.74	0.452	0.534	4.00
8.00 ~ 1.5	2.62	2.78	6.54	0.460	0.543	4.00

表 2-5(1) 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 0.40)

CF

O. P. (m)	M_1' ($\times 10^5 \text{kN}\cdot\text{m}$)	M_2 ($\times 10^5 \text{kN}\cdot\text{m}$)	M_3 ($\times 10^5 \text{kN}\cdot\text{m}$)	ϕ_1' ($\times 10^{-5}/\text{m}$)	ϕ_2 ($\times 10^{-5}/\text{m}$)	ϕ_3 ($\times 10^{-5}/\text{m}$)
29.15 ~ 22.95	6.77	8.75	11.4	1.25	4.63	92.8
22.95 ~ 19.50	10.6	17.6	24.0	1.83	5.02	100
19.50 ~ 15.00	16.4	27.5	38.0	2.17	5.11	102
15.00 ~ 8.00	25.8	41.6	58.6	2.52	5.23	105
8.00 ~ 1.5	32.8	53.2	73.9	2.48	5.27	105

CA

O. P. (m)	M_1' ($\times 10^5 \text{kN}\cdot\text{m}$)	M_2 ($\times 10^5 \text{kN}\cdot\text{m}$)	M_3 ($\times 10^5 \text{kN}\cdot\text{m}$)	ϕ_1' ($\times 10^{-5}/\text{m}$)	ϕ_2 ($\times 10^{-5}/\text{m}$)	ϕ_3 ($\times 10^{-5}/\text{m}$)
29.15 ~ 22.95	6.89	8.91	11.6	1.25	4.64	92.8
22.95 ~ 19.50	10.6	17.6	24.0	1.83	5.02	100
19.50 ~ 15.00	17.6	29.7	41.0	2.17	5.11	102
15.00 ~ 8.00	28.1	45.4	64.0	2.52	5.23	105
8.00 ~ 1.5	34.0	55.1	76.6	2.48	5.28	105

表 2-5(2) 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 0.50)

C1

O. P. (m)	M_1' ($\times 10^5 \text{kN}\cdot\text{m}$)	M_2 ($\times 10^5 \text{kN}\cdot\text{m}$)	M_3 ($\times 10^5 \text{kN}\cdot\text{m}$)	ϕ_1' ($\times 10^{-5}/\text{m}$)	ϕ_2 ($\times 10^{-5}/\text{m}$)	ϕ_3 ($\times 10^{-5}/\text{m}$)
29.15 ~ 22.95	6.90	9.78	12.9	0.998	4.81	96.2
22.95 ~ 19.50	9.01	17.0	22.9	1.30	5.12	102
19.50 ~ 15.00	13.8	28.2	38.8	1.45	5.24	105
15.00 ~ 8.00	20.9	43.1	58.7	1.58	5.32	106
8.00 ~ 1.5	26.1	53.0	72.8	1.60	5.37	107

C7

O. P. (m)	M_1' ($\times 10^5 \text{kN}\cdot\text{m}$)	M_2 ($\times 10^5 \text{kN}\cdot\text{m}$)	M_3 ($\times 10^5 \text{kN}\cdot\text{m}$)	ϕ_1' ($\times 10^{-5}/\text{m}$)	ϕ_2 ($\times 10^{-5}/\text{m}$)	ϕ_3 ($\times 10^{-5}/\text{m}$)
29.15 ~ 22.95	6.29	8.92	11.8	0.998	4.81	96.2
22.95 ~ 19.50	9.01	17.0	22.9	1.30	5.12	102
19.50 ~ 15.00	12.7	25.9	35.6	1.45	5.24	105
15.00 ~ 8.00	19.6	40.5	55.1	1.58	5.32	106
8.00 ~ 1.5	25.1	50.8	69.8	1.60	5.37	107

2.2.3 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した。

観測記録と整合するように設定した鉄筋コンクリート部のヤング係数、せん断弾性係数及び減衰定数を表 2-6 に示す。なお、これらの剛性及び減衰定数は既工認に基づく値とした。

基礎底面地盤ばねの鉛直ばね定数は、振動アドミタンス理論に基づいて近似的に評価した。

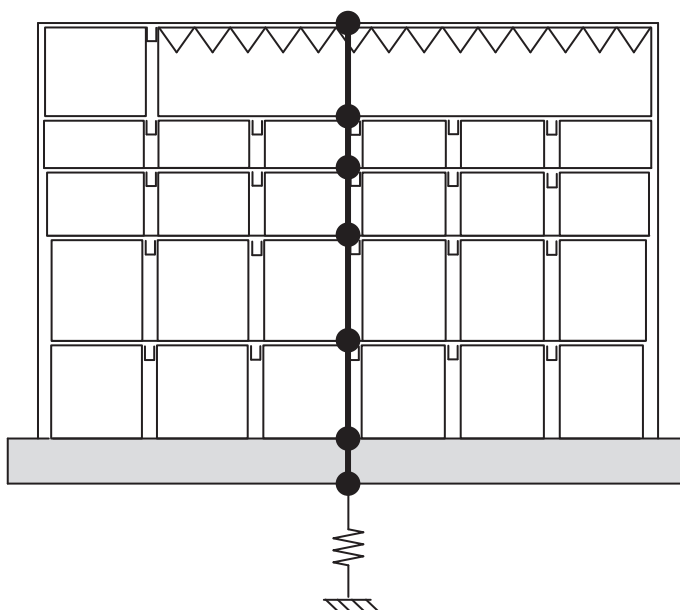


図 2-9 地震応答解析モデル（鉛直方向）

表 2-6 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

2.2.4 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，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 2-7 及び図 2-20 に示す。

これより，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は概ね整合していることを確認した。

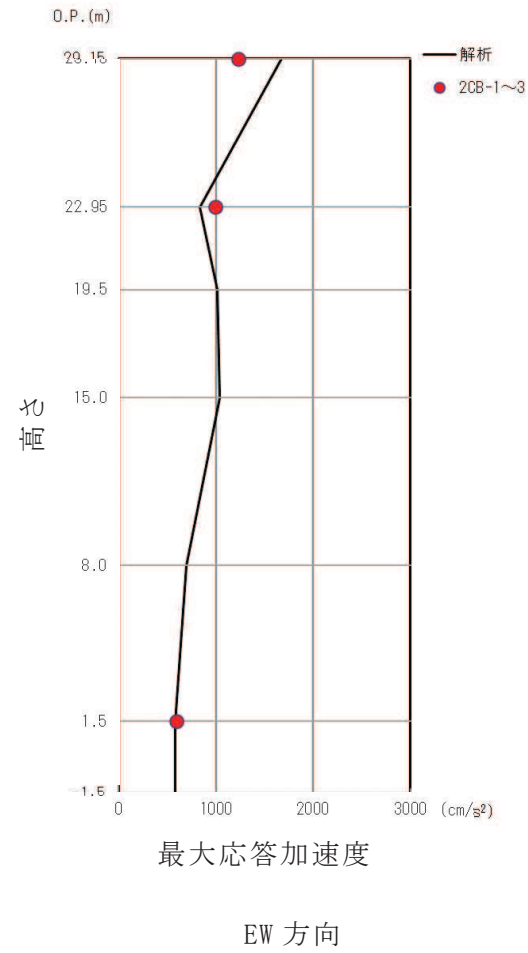
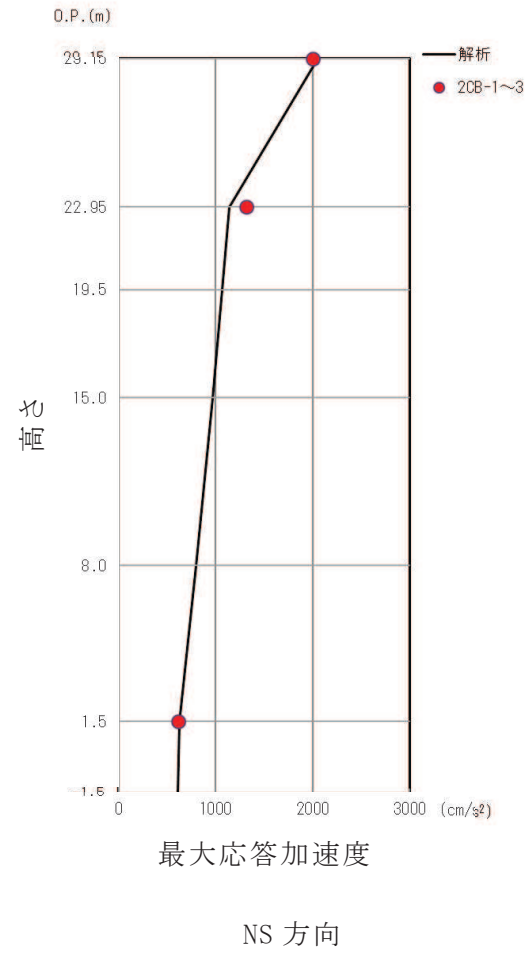


図 2-10 最大応答加速度の比較 (3.11 地震, 水平方向)

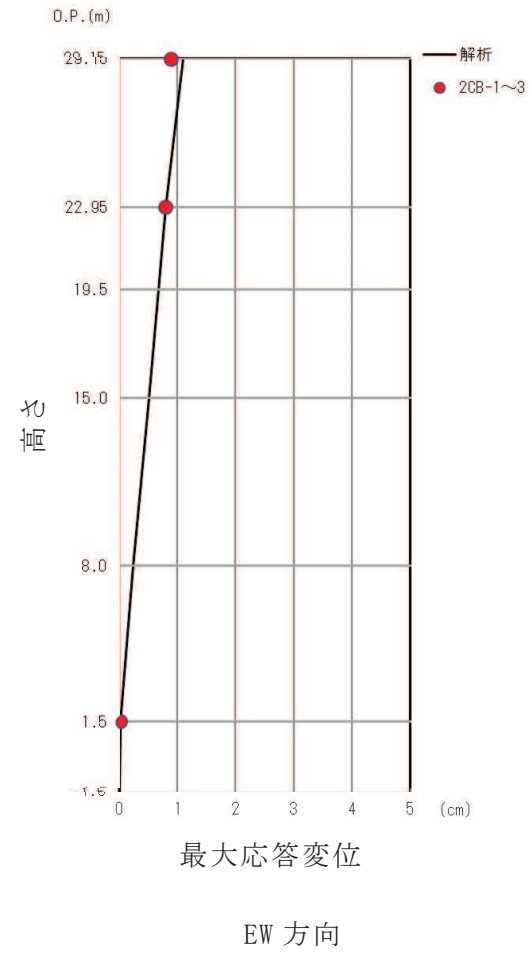
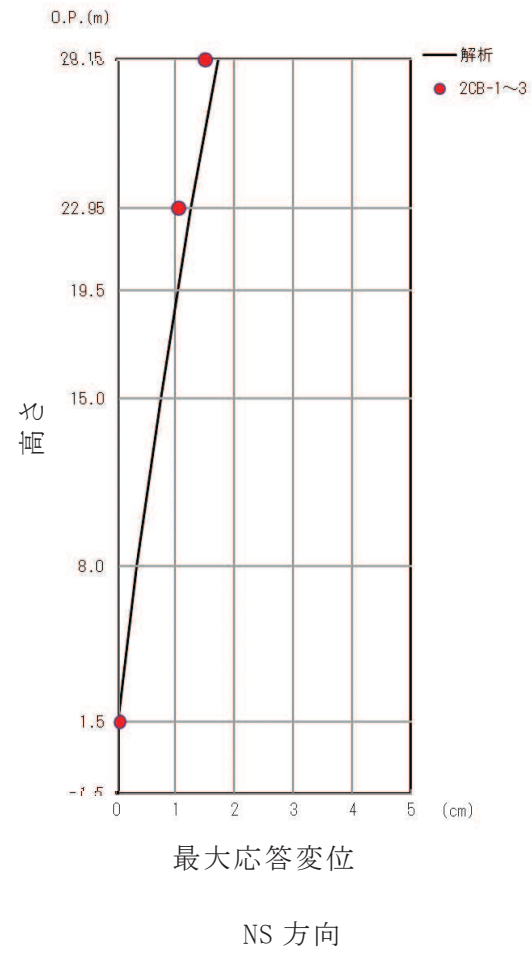
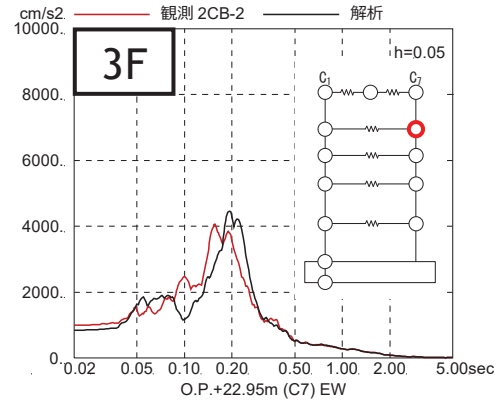
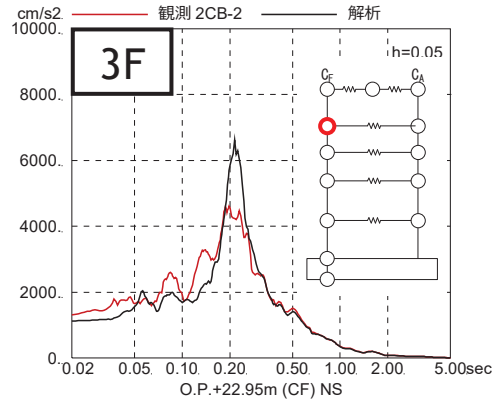
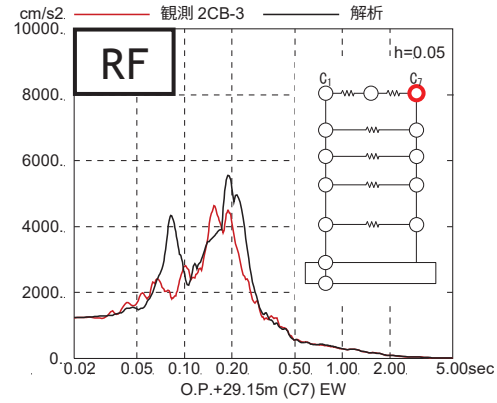
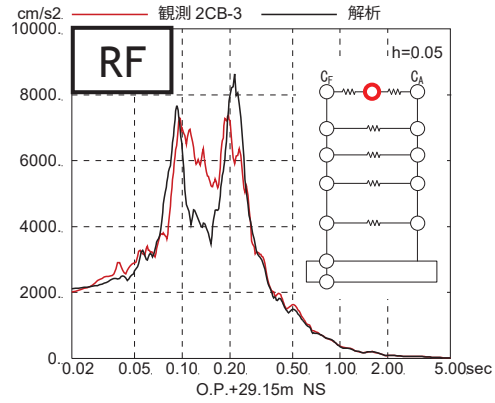


図 2-11 最大応答変位の比較 (3.11 地震, 水平方向)

※RF (138ch) の記録は

最大値が振り切れているため参考扱い



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)

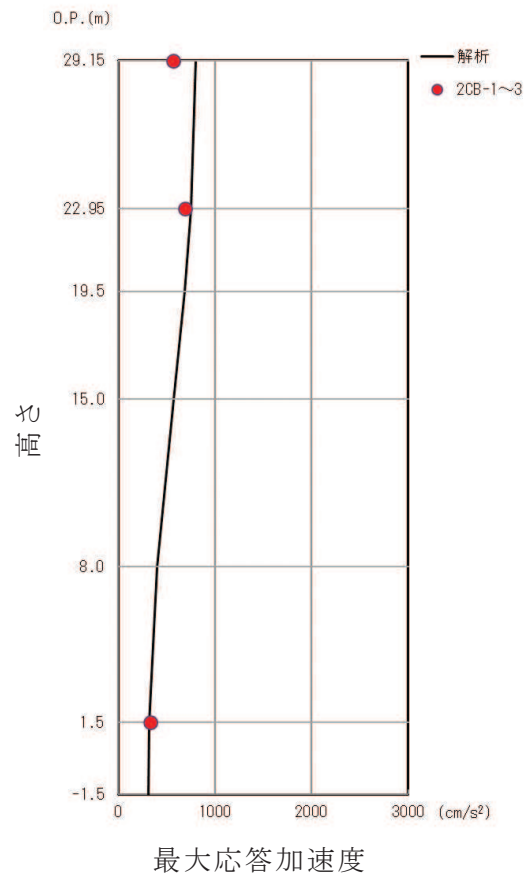


図 2-13 最大応答加速度の比較 (3.11 地震, 鉛直方向)

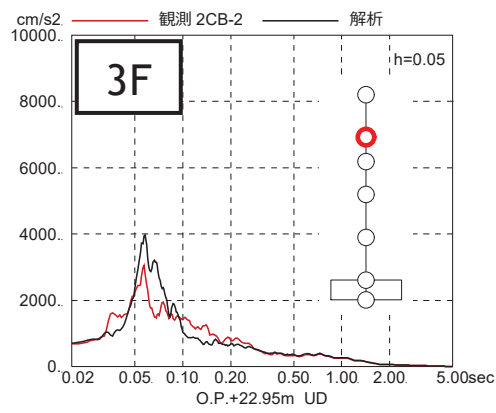
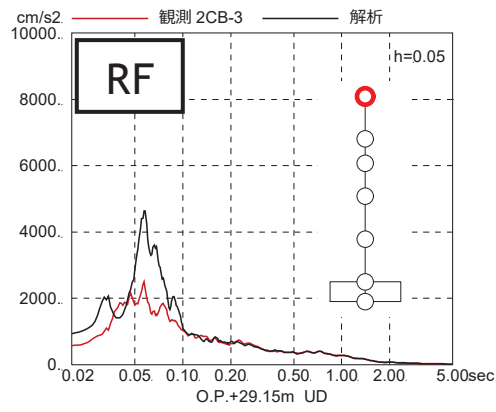


図 2-14 加速度応答スペクトルの比較 (3.11 地震, 鉛直方向)

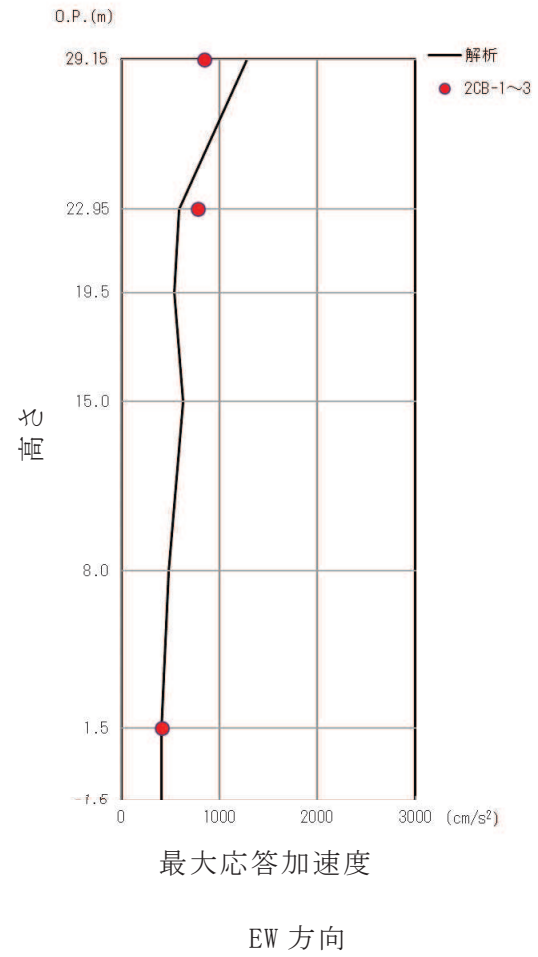
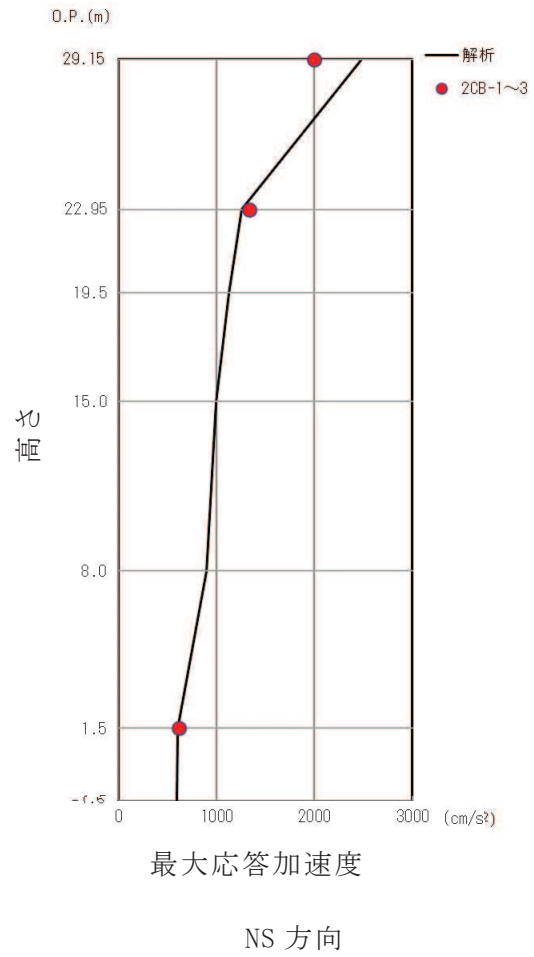


図 2-15 最大応答加速度の比較 (4.7 地震, 水平方向)

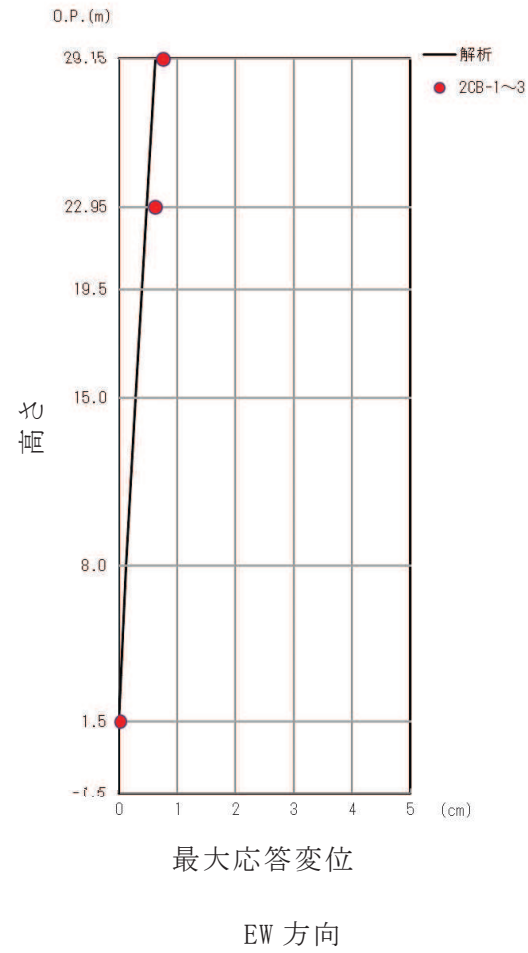
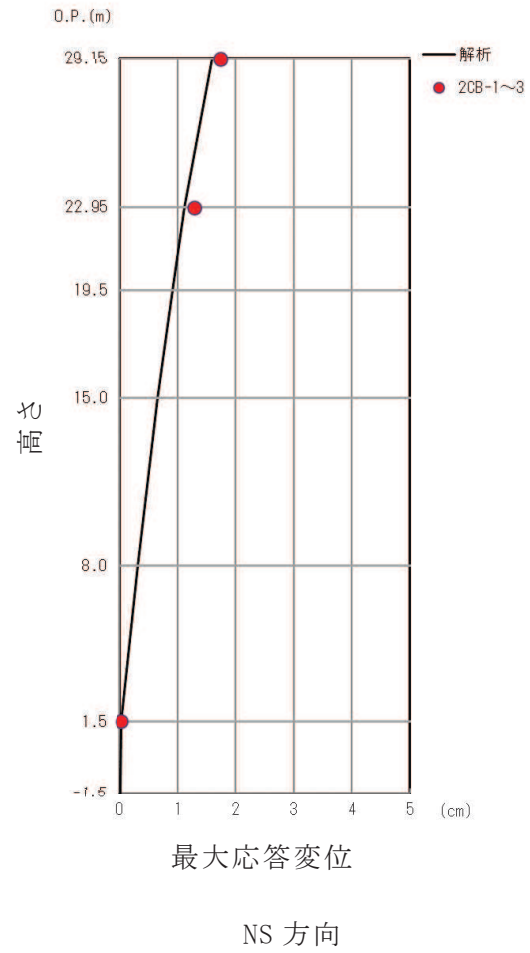


図 2-16 最大応答変位の比較 (4.7 地震, 水平方向)

※RF (138ch) の記録は
最大値が振り切れているため参考扱い

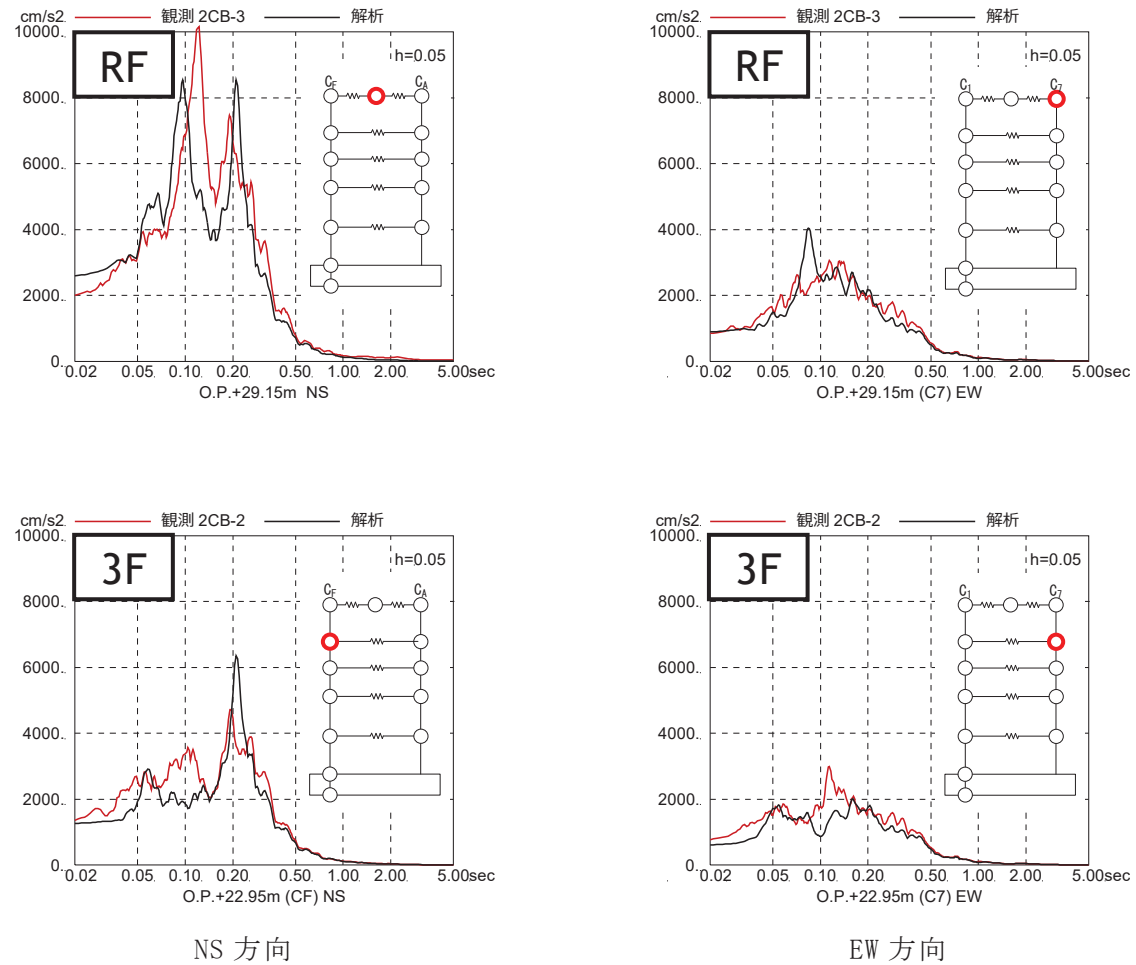


図 2-17 加速度応答スペクトルの比較 (4.7 地震)

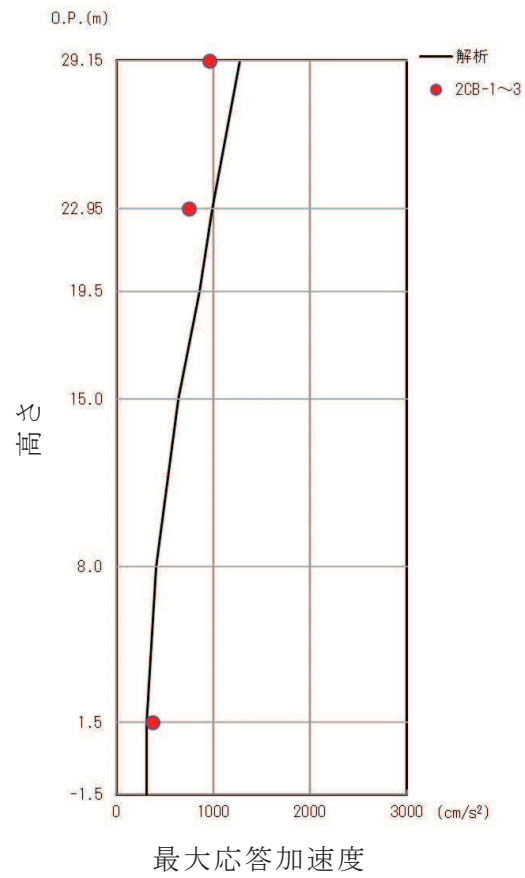


図 2-18 最大応答加速度の比較 (4.7 地震, 鉛直方向)

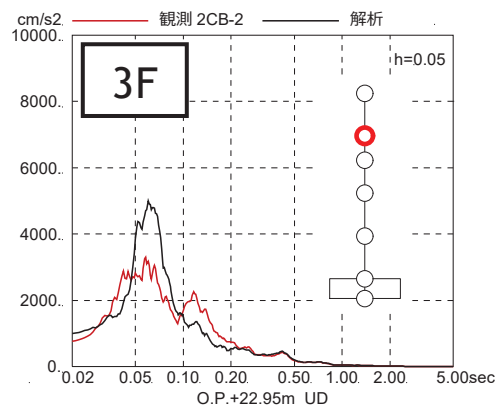
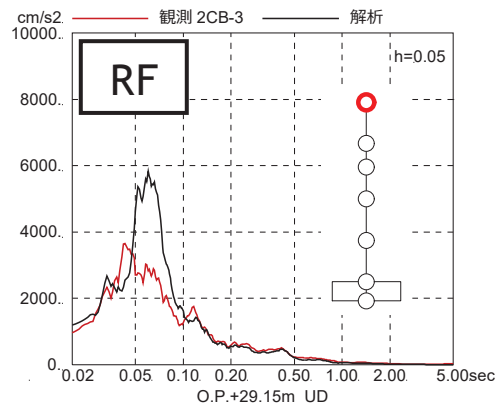


図 2-19 加速度応答スペクトルの比較 (4.7 地震, 鉛直方向)

表 2-7(1) 固有値解析結果 (NS 方向)

次 数	固有周期 (s)	固有振動数 (Hz)	刺激係数*
1	0.217	4.60	1.482
2	0.091	10.95	0.620
3	0.087	11.52	0.149
4	0.078	12.83	0.080

注記* : 最大値を 1 で規準化した各次固有モードに対する刺激係数として求め絶対値を示す。

表 2-7(2) 固有値解析結果 (EW 方向)

次 数	固有周期 (s)	固有振動数 (Hz)	刺激係数*
1	0.201	4.97	1.487
2	0.087	11.53	0.112
3	0.082	12.14	0.767
4	0.071	14.13	0.012

注記* : 最大値を 1 で規準化した各次固有モードに対する刺激係数として求め絶対値を示す。

表 2-7(3) 固有値解析結果 (UD 方向)

次 数	固有周期 (s)	固有振動数 (Hz)	刺激係数*
1	0.063	15.97	1.487
2	0.026	38.42	0.908
3	0.019	52.89	0.550
4	0.014	70.47	0.157

注記* : 最大値を 1 で規準化した各次固有モードに対する刺激係数として求め絶対値を示す。

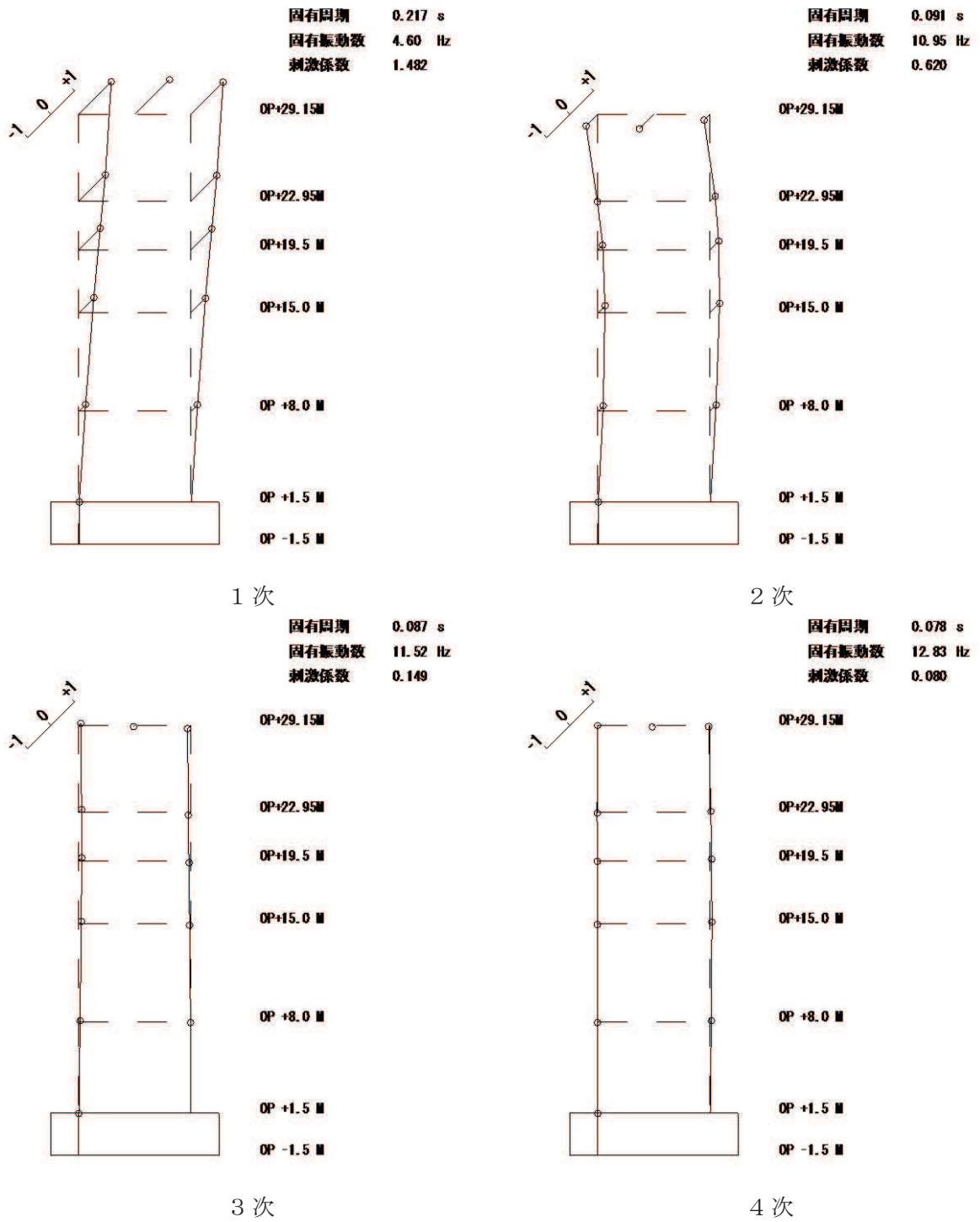


図 2-20(1) 固有振動モード (NS 方向)
(剛性補正係数 0.40)

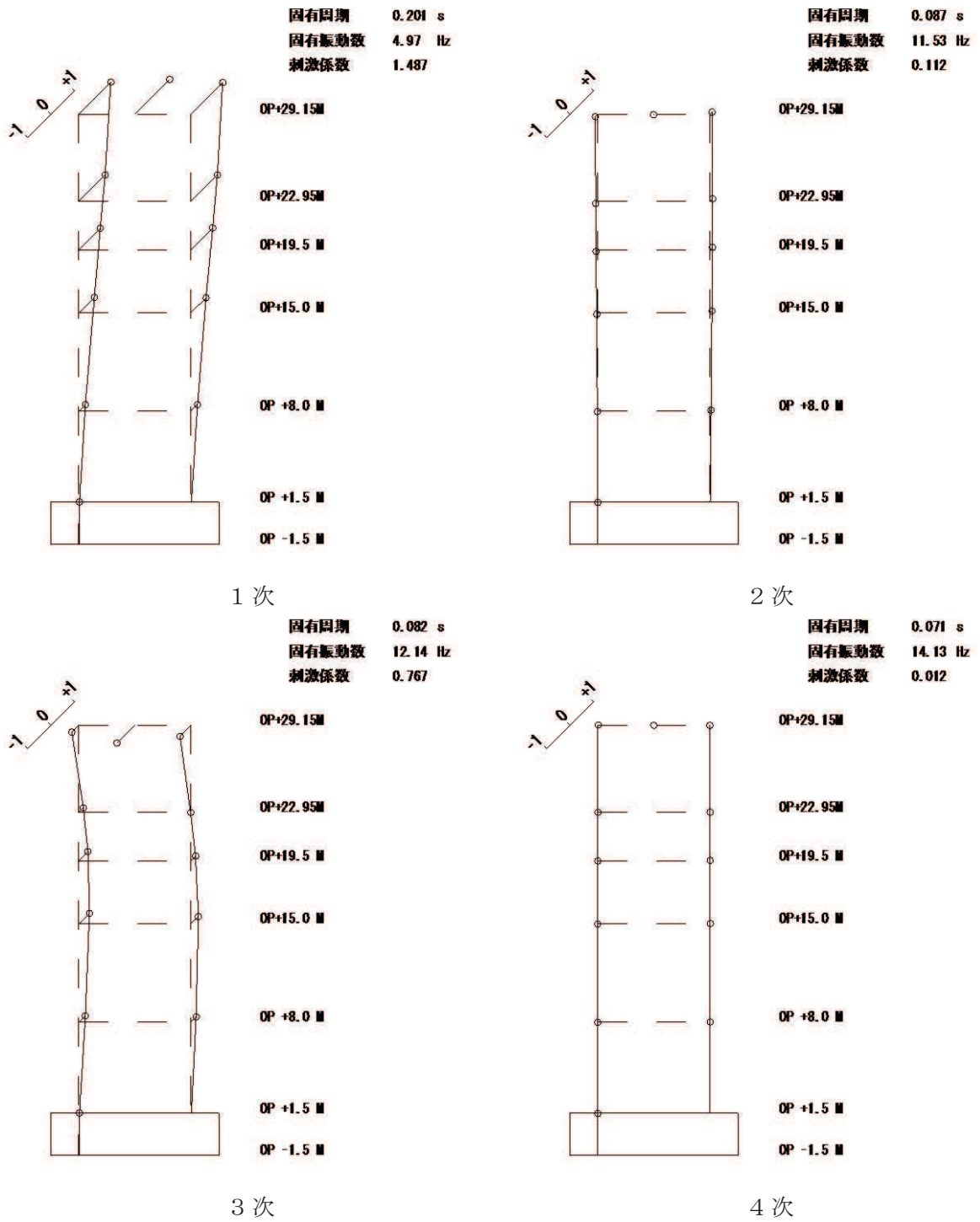
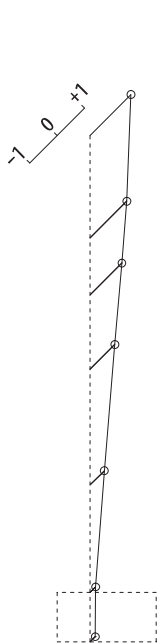
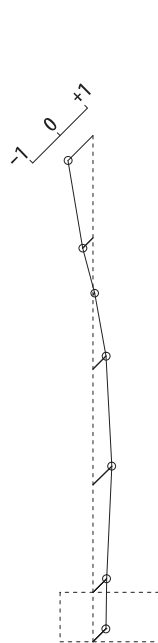


図 2-20(2) 固有振動モード (EW 方向)
(剛性補正係数 0.50 倍)



固有周期 0.063 s
固有振動数 15.97 Hz
刺激係数 1.487

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

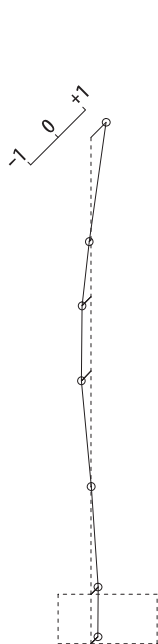


固有周期 0.026 s
固有振動数 38.42 Hz
刺激係数 0.908

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

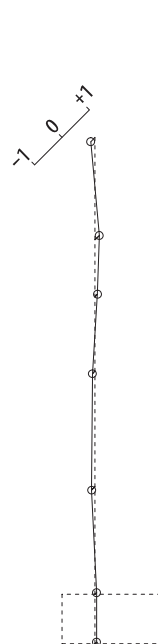
1 次

2 次



固有周期 0.019 s
固有振動数 52.89 Hz
刺激係数 0.550

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



固有周期 0.014 s
固有振動数 70.47 Hz
刺激係数 0.157

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

3 次

4 次

図 2-20(3) 固有振動モード (UD 方向)

2.2.5 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解析モデルの軸ごとに、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 2-21 及び図 2-22 に、耐震壁及びシェルの設計鉄筋比 p_w を表 2-8 に示す。表中の記号は図 2-23 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

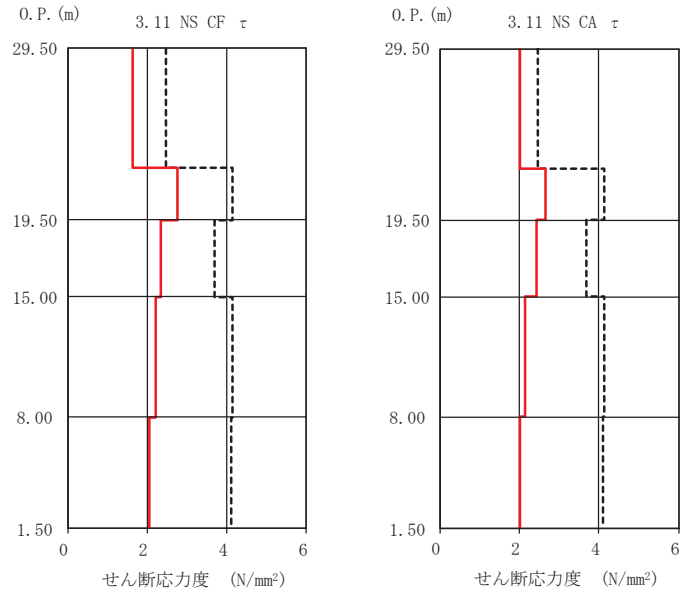
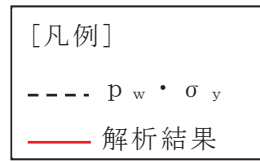
(タテ・ヨコ筋のうち鉄筋量の少ない方による値で、上限を 1.2% とする。)

σ_y : 鉄筋の短期許容応力度 (SD345 : 345N/mm²)

図 2-21 及び図 2-22 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。ただし、3.11 地震及び 4.7 地震の EW 方向の結果において地上 3 階 (O.P. 22.95m) CA 通り耐震壁の検定比が 0.81 及び 0.92 と 20% 以上の余裕がないため、せん断応力に加え曲げ応力も含めた断面算定を行い鉄筋は弾性範囲であることを確認した。断面算定表を表 2-9 に示す。

地震応答解析により得られた各階のせん断ひずみを解析モデルの軸ごとに、設計基準強度に基づくせん断応力度-せん断ひずみ関係の第 1 折点の値と併せて図 2-24 及び図 2-25 に示す。一部耐震壁のせん断ひずみは設計基準強度に基づくせん断応力度-せん断ひずみ度関係の第 1 折点の値を上回っており、点検結果においてひび割れが認められたことと対応している。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 2-26 ~ 図 2-29 に示す。

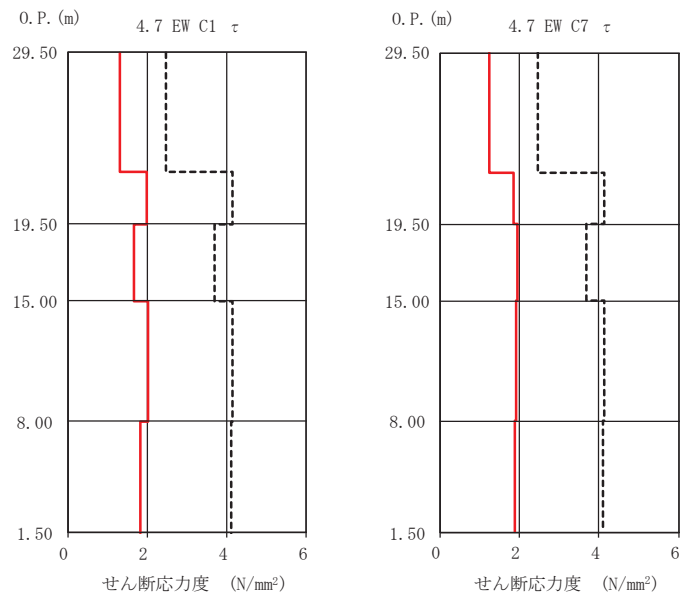
以上のことから、耐震壁の鉄筋コンクリート部はひび割れが発生するものの、鉄筋は弾性範囲にあることを確認した。



CF

CA

NS 方向

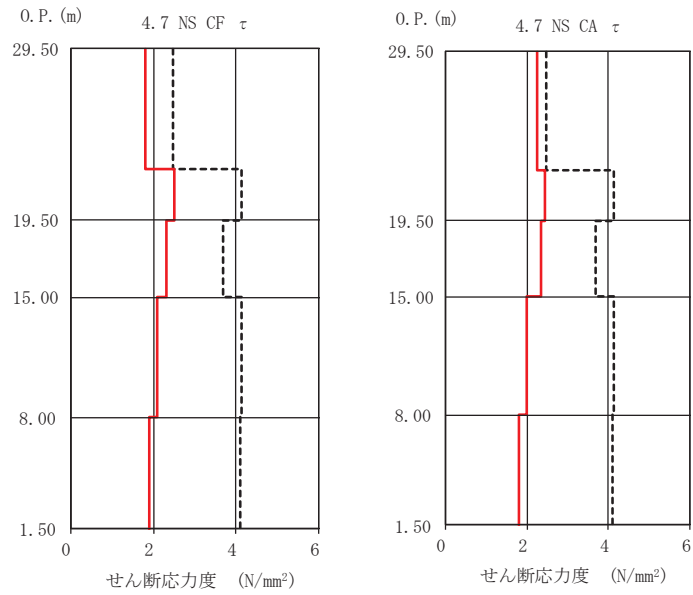
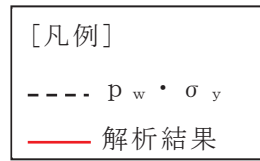


C1

C7

EW 方向

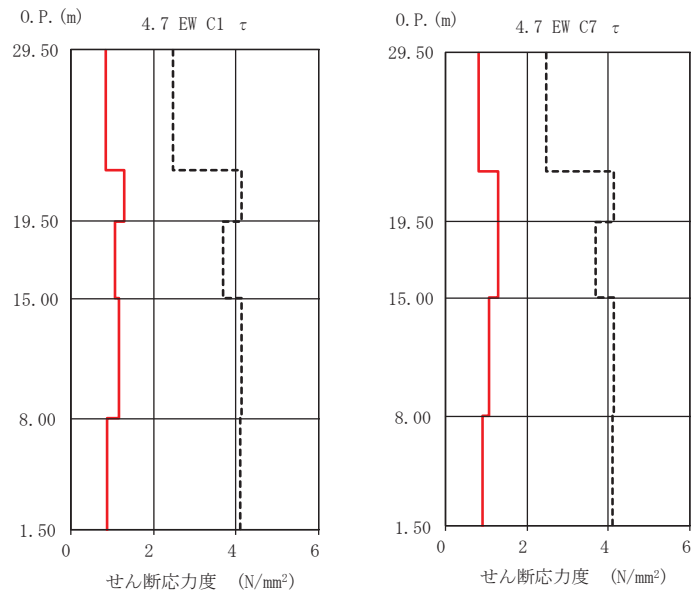
図 2-21 制御建屋 耐震壁のせん断応力度 (3.11 地震)



CF

CA

NS 方向



C1

C7

EW 方向

図 2-22 制御建屋 耐震壁のせん断応力度 (4.7 地震)

表 2-8 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 (%)
100	TW100	タテ筋	2-D38@200 + 2-D38@400	1.710	1.191
		ヨコ筋	2-D32@200 + 2-D32@400	1.191	
80	TW80	タテ筋	2-D35@200 + 2-D35@400	1.794	1.200
		ヨコ筋	2-D29@200 + 2-D29@400	1.203	
60	TW60	タテ筋	2-D35@200	1.595	1.070
		ヨコ筋	2-D29@200	1.070	
40	TW40A	タテ筋	2-D19@200	0.717	0.717
		ヨコ筋	2-D19@200	0.717	
40	TW40B	タテ筋	2-D25@200	1.267	1.200
		ヨコ筋	2-D25@200	1.267	

注記：鉄筋比 p_g が 1.2% を超えた場合は鉄筋比 p_w を 1.2% とする。

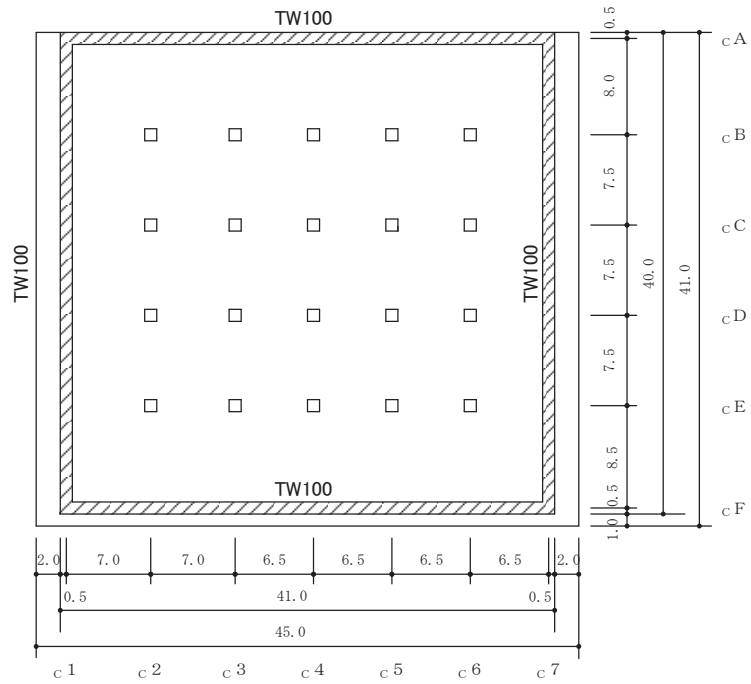


図 2-23(1) 耐震壁配置図 (0. P. 8.0m~0. P. 1.5m)

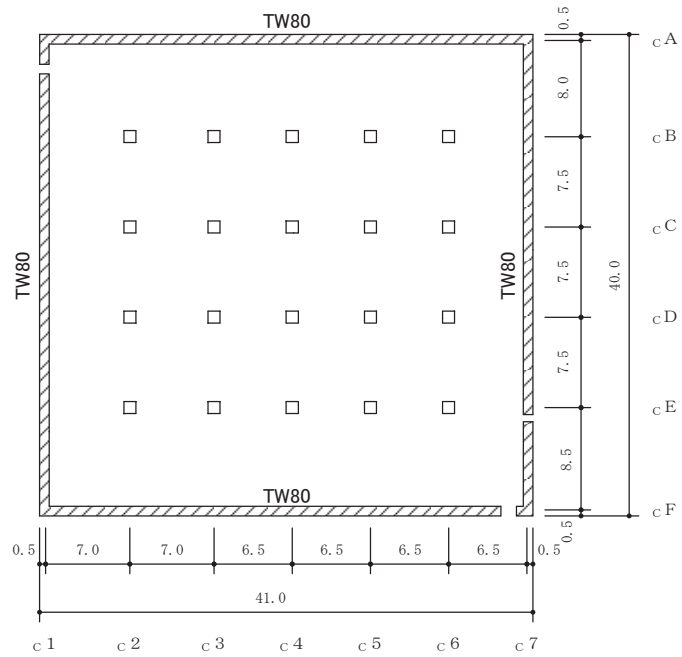


図 2-23(2) 耐震壁配置図 (0. P. 15.0m~0. P. 8.0m)

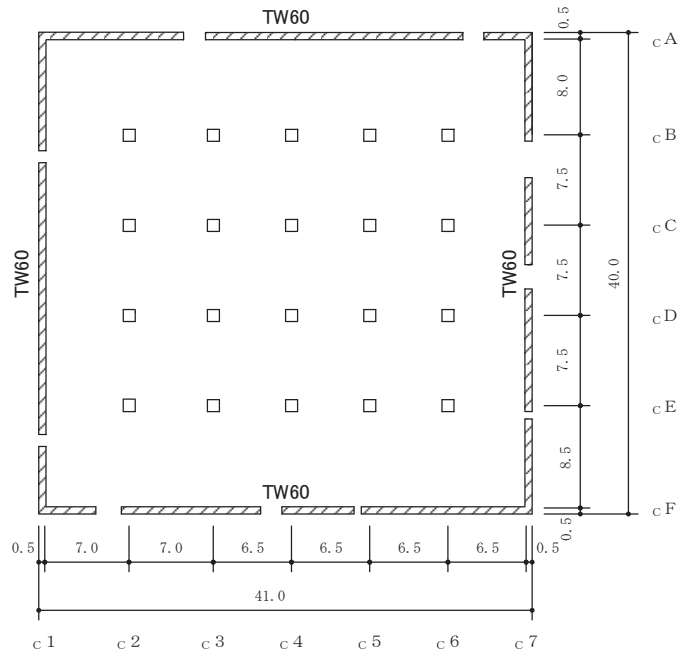


図 2-23(3) 耐震壁配置図 (0.P. 19.5m~0.P. 15.0m)

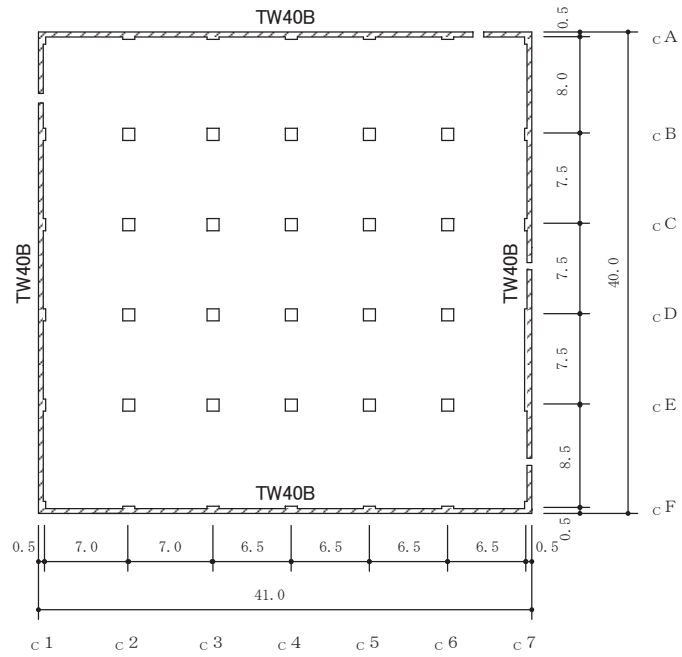


図 2-23(4) 耐震壁配置図 (0.P. 22.95m~19.5m)

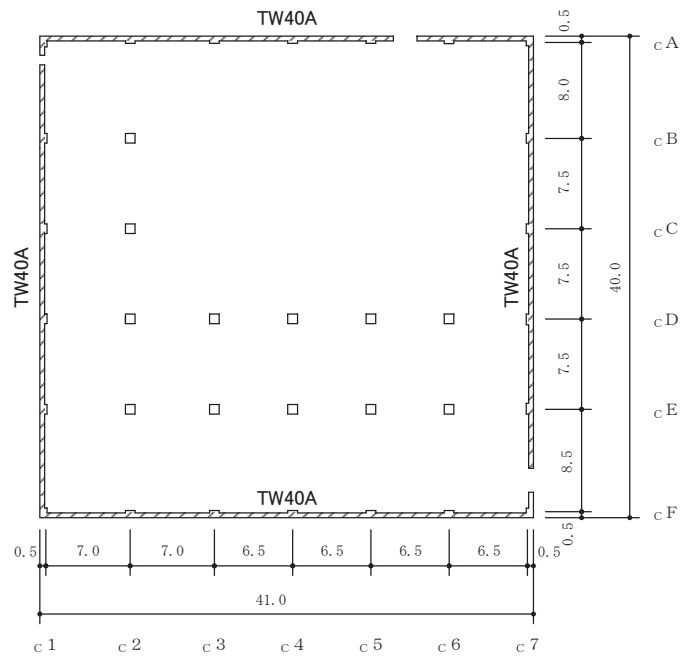


図 2-23(5) 耐震壁配置図 (0. P. 29. 15m~0. P. 22. 95m)

表 2-9(1) 断面算定表 (3.11 地震, NS 方向, 地上 3 階 CA 通り)

階	壁位置	断面積 ($\times 10^4 \text{ cm}^2$)	壁厚 (cm)	配筋 上段 タテ筋 下段 ヨコ筋 ()内は p_g []内は p_g' *1	せん断力に対する検討			曲げモーメントに対する検討				$\frac{p_Q}{p_g}$	$\frac{p_Q+p_M}{p_g'}$
					せん断力 Q (kN)	せん断 応力度 τ (N/mm ²)	必要 鉄筋比 p_Q (%)	曲げ モーメント M ($\times 10^4 \text{ kN}\cdot\text{m}$)	軸力 N *2 (kN)	必要 鉄筋比 p_M (%)	コンクリートの 最大圧縮応力度 σ_c (N/mm ²)		
地上 3 階	CA	12.64	40	2-D19 @200 (0.717) [0.982]	25213	1.99	0.578	23.05	3896 7111	0.221	1.31	0.807	0.814
				2-D19 @200 (0.717)						—	—	0.807	—

注記*1: 耐震壁内の柱主筋を考慮した鉄筋比

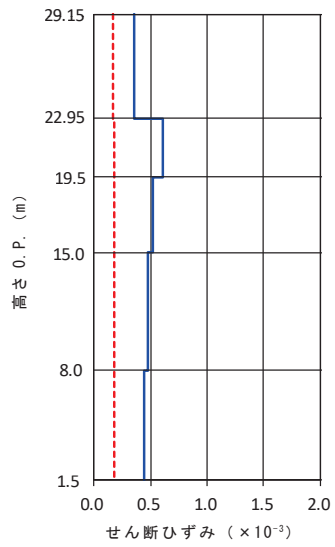
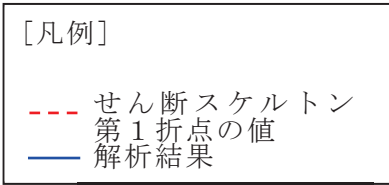
*2: 上段は鉛直震度上向きの場合の軸力, 下段は鉛直震度下向きの場合の軸力

表 2-9(2) 断面算定表 (4.7 地震, NS 方向, 地上 3 階 CA 通り)

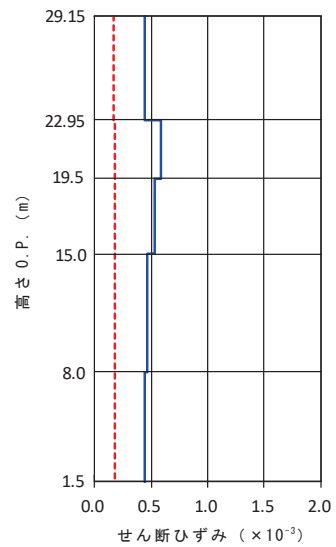
階	壁位置	断面積 ($\times 10^4 \text{ cm}^2$)	壁厚 (cm)	配筋 上段 タテ筋 下段 ヨコ筋 ()内は p_g []内は p_g' *1	せん断力に対する検討			曲げモーメントに対する検討				$\frac{p_Q}{p_g}$	$\frac{p_Q+p_M}{p_g'}$
					せん断力 Q (kN)	せん断 応力度 τ (N/mm ²)	必要 鉄筋比 p_Q (%)	曲げ モーメント M ($\times 10^4 \text{ kN}\cdot\text{m}$)	軸力 N *2 (kN)	必要 鉄筋比 p_M (%)	コンクリートの 最大圧縮応力度 σ_c (N/mm ²)		
地上 3 階	CA	12.64	40	2-D19 @200 (0.717) [0.982]	28479	2.25	0.653	26.67	3290 7717	0.273	1.49	0.911	0.943
				2-D19 @200 (0.717)						—	—	0.911	—

注記 *1 : 耐震壁内の柱主筋を考慮した鉄筋比

*2 : 上段は鉛直震度上向きの場合の軸力, 下段は鉛直震度下向きの場合の軸力

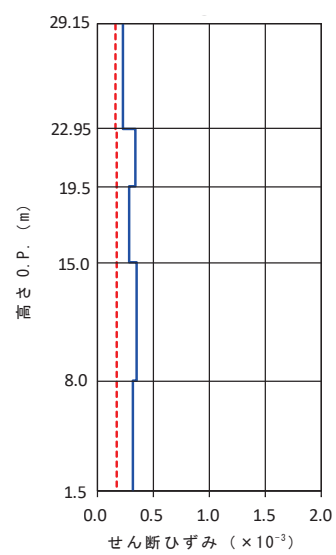


CF

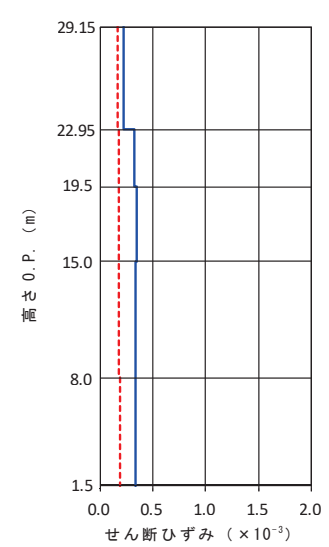


CA

NS 方向



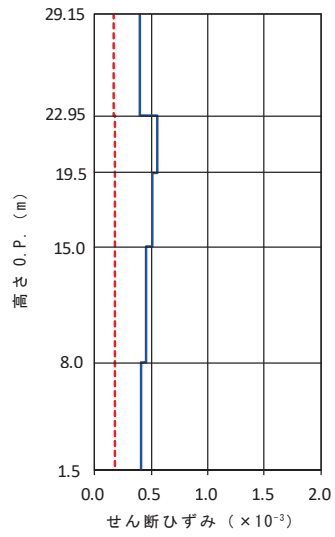
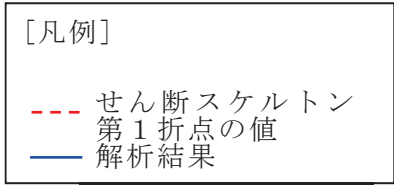
C1



C7

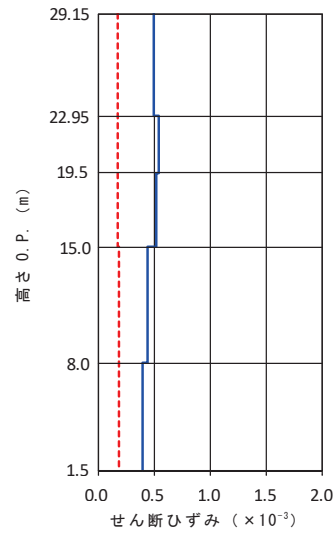
EW 方向

図 2-24 耐震壁のせん断ひずみ (3.11 地震)

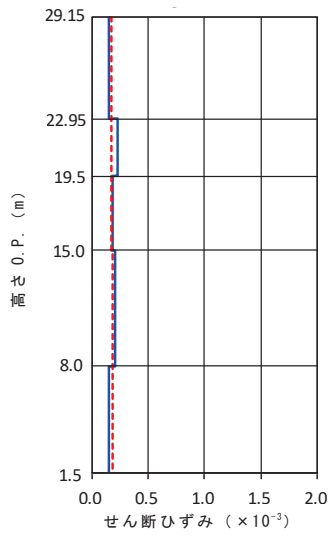


CF

NS 方向

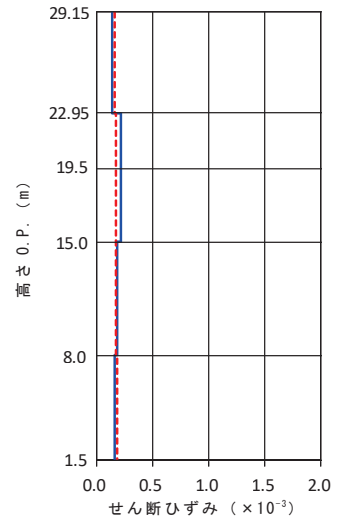


CA



C1

EW 方向



C7

図 2-25 耐震壁のせん断ひずみ (4.7 地震)

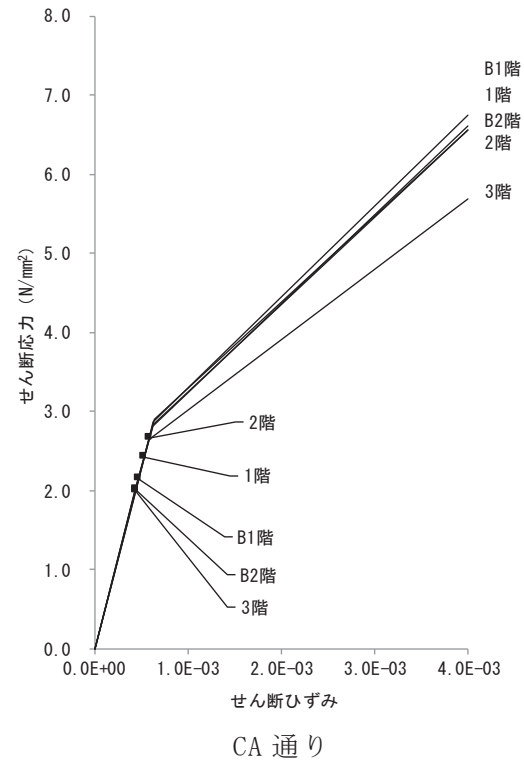
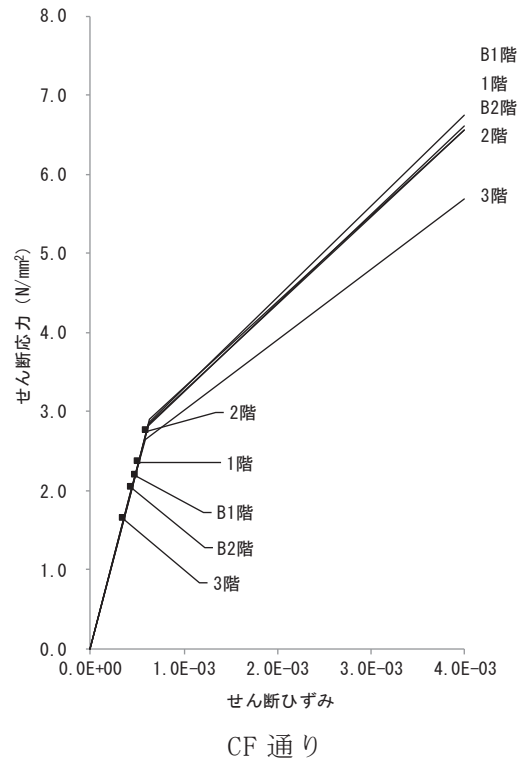
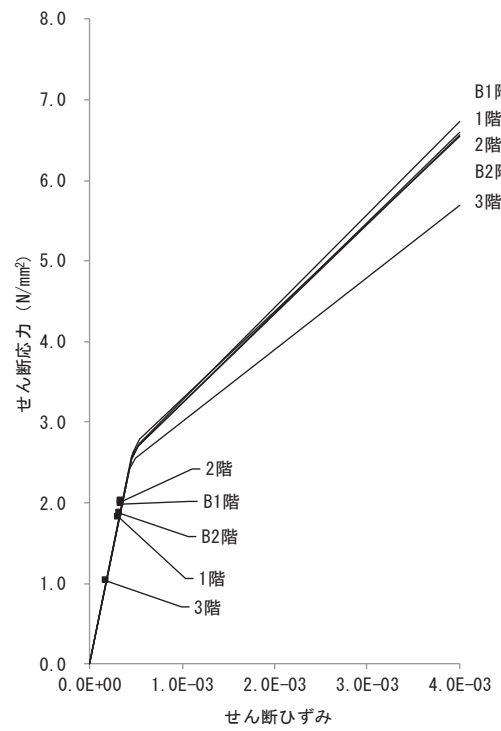
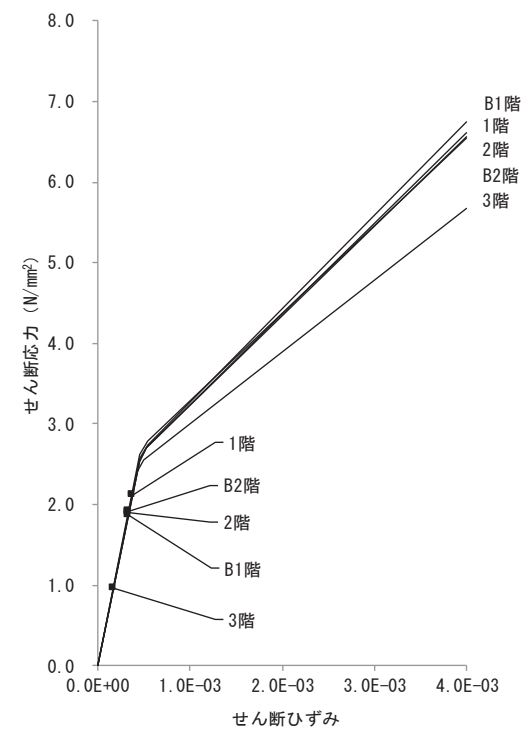


図 2-26(1) せん断スケルトンカーブ上の最大応答値(3.11地震, NS方向)



C1 通り



C7 通り

図 2-26(2) せん断スケルトンカーブ上の最大応答値(3.11地震, EW方向)

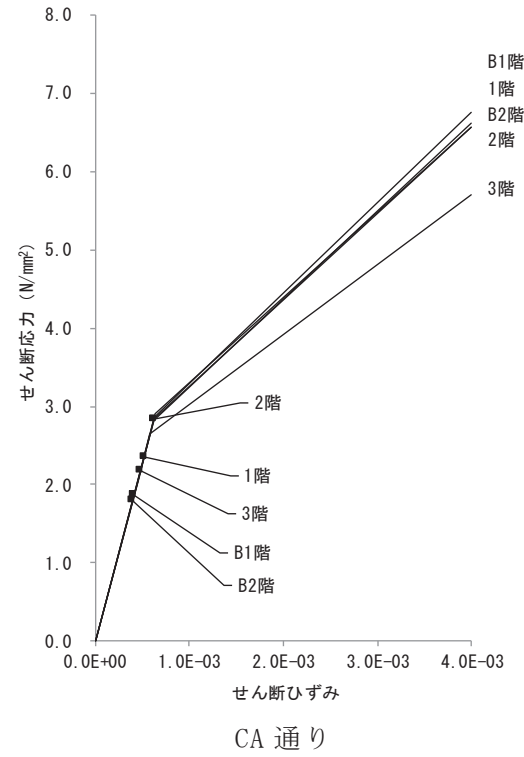
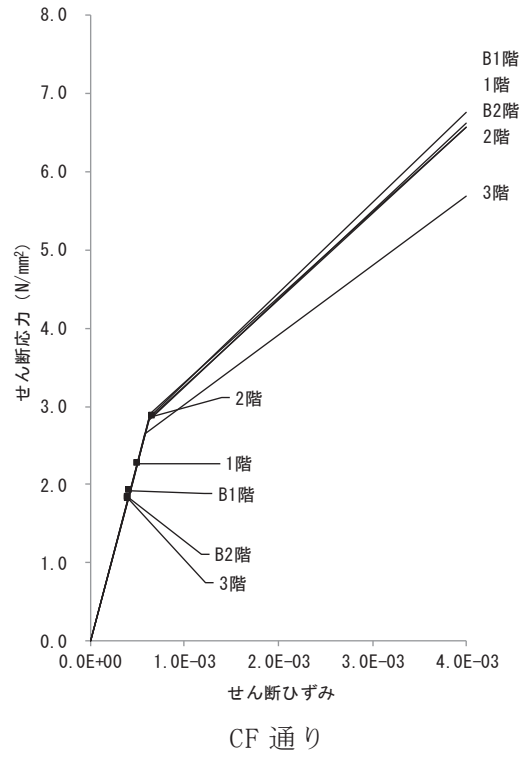


図 2-27(1) せん断スケルトンカーブ上の最大応答値(4.7 地震, NS 方向)

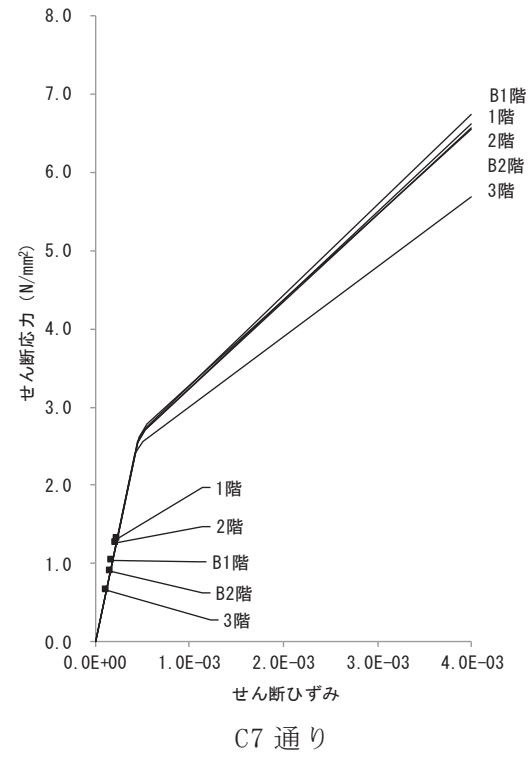
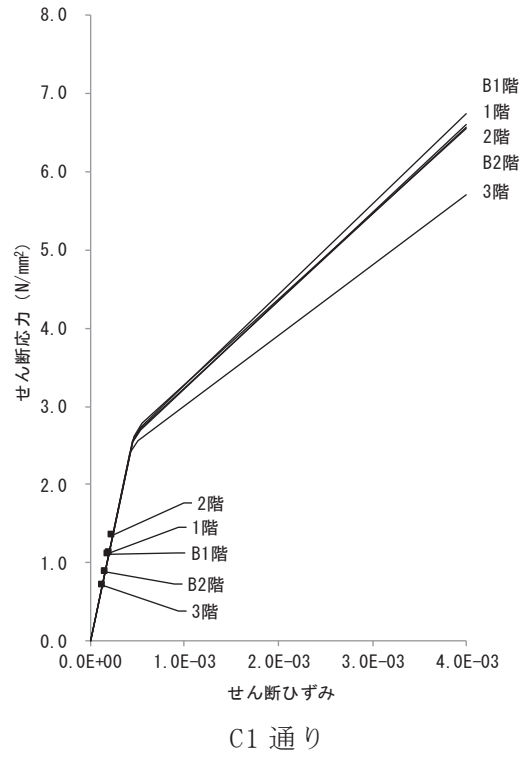


図 2-27(2) せん断スケルトンカーブ上の最大応答値(4.7地震, EW方向)

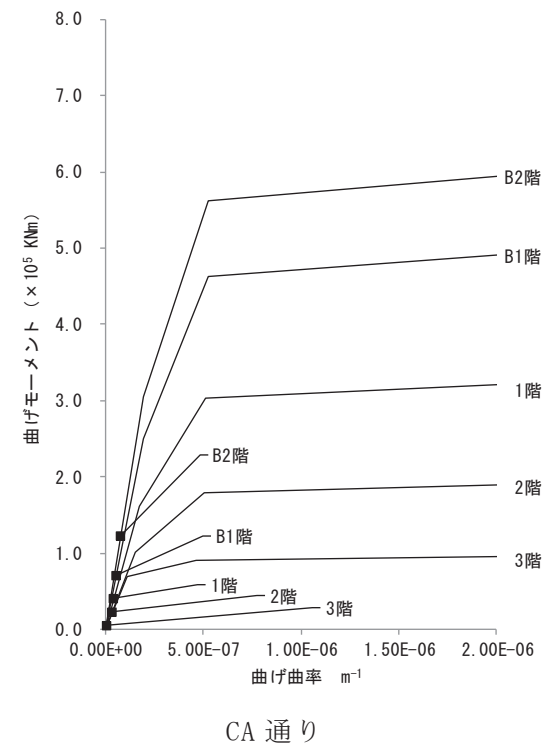
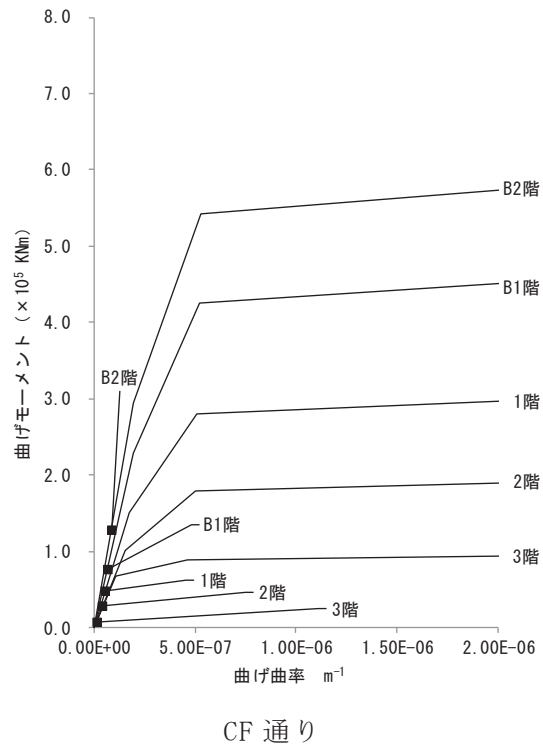


図 2-28(1) 曲げスkeletonカーブ上の最大応答値(3.11地震, NS方向)

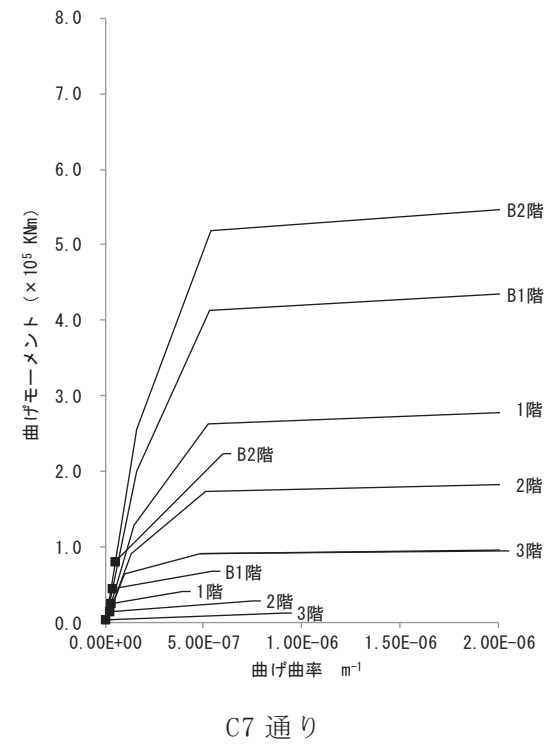
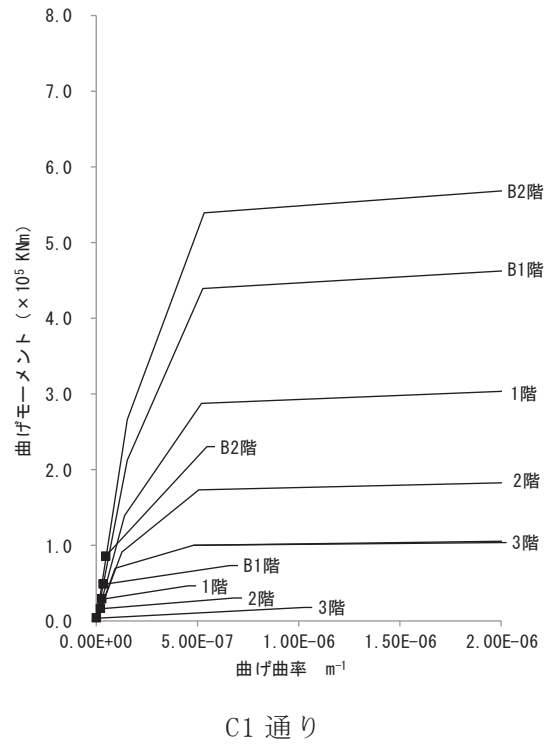
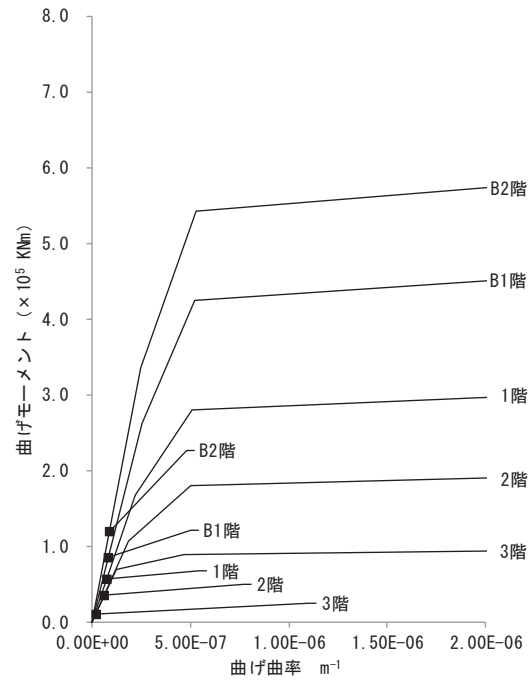
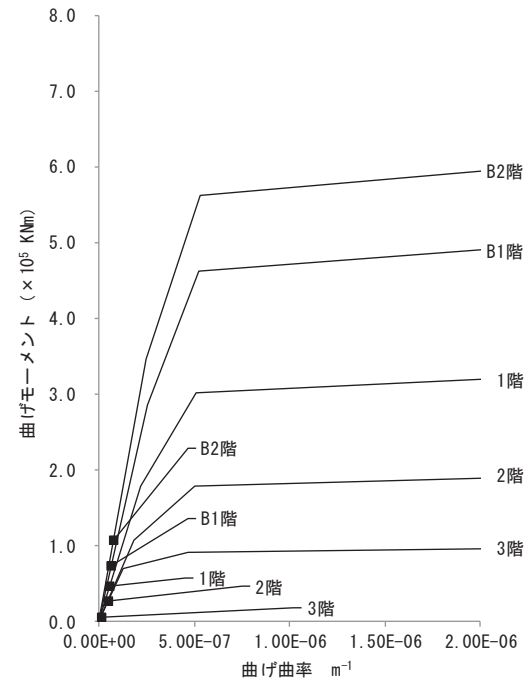


図 2-28(2) 曲げスkeletonカーブ上の最大応答値(3.11地震, EW方向)



CF 通り



CA 通り

図 2-29(1) 曲げスkeletonカーブ上の最大応答値(4.7地震, NS方向)

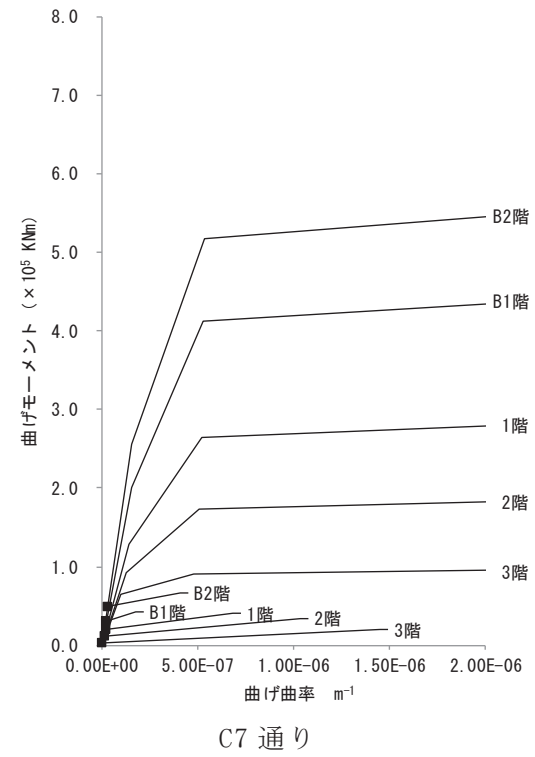
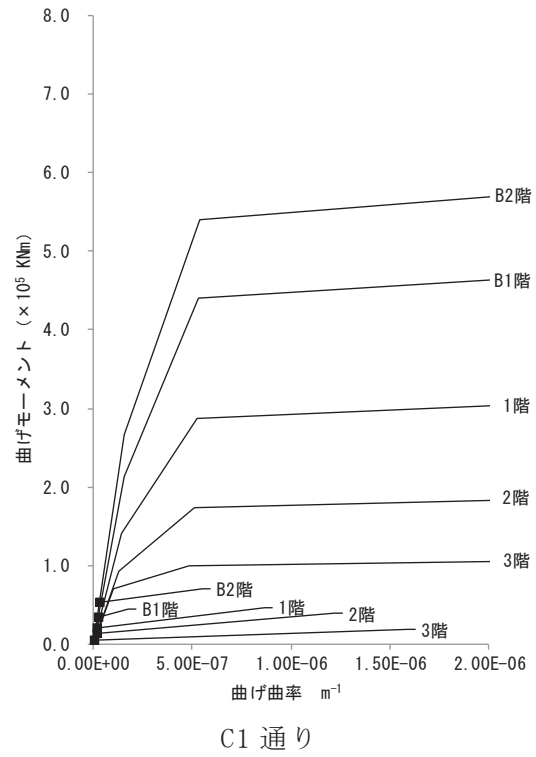
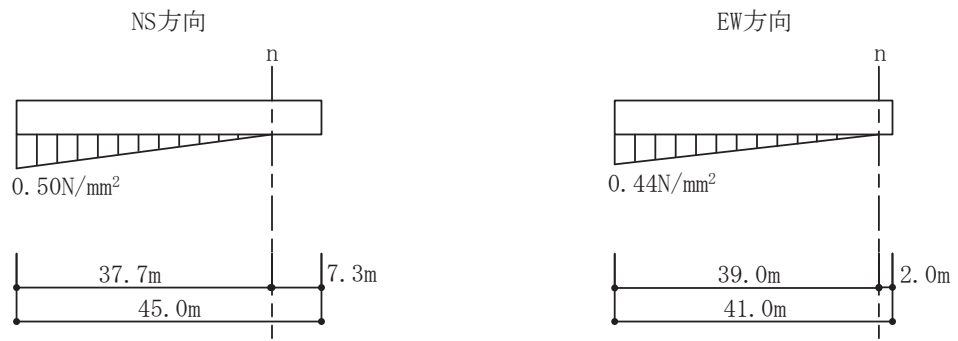


図 2-29(2) 曲げスケルトンカーブ上の最大応答値(4.7地震, EW方向)

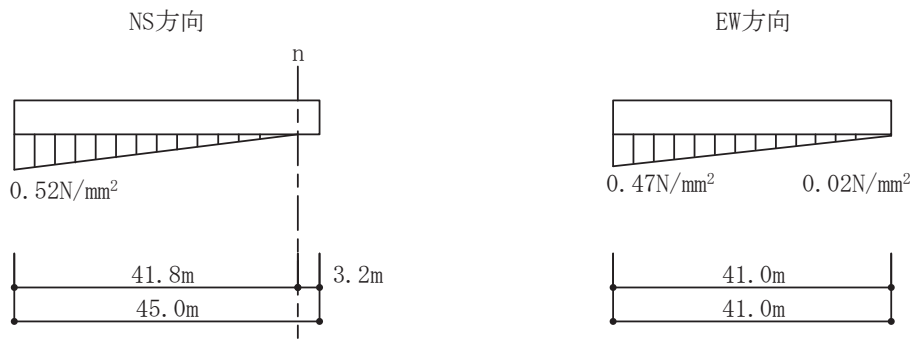
2.3 接地圧の評価

地震応答解析により得られた接地圧を図 2-30 及び図 2-31 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 0.52N/mm^2 が最大であり、地盤の短期許容支持力度 9.1N/mm^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 NS 方向入力は 88.6%，EW 方向入力は 99.1%，4.7 地震 NS 方向入力は 96.4%，EW 方向入力は接地率 100% となった。



鉛直震度上向き



鉛直震度下向き

図 2-30 最大接地圧 (3.11 地震)

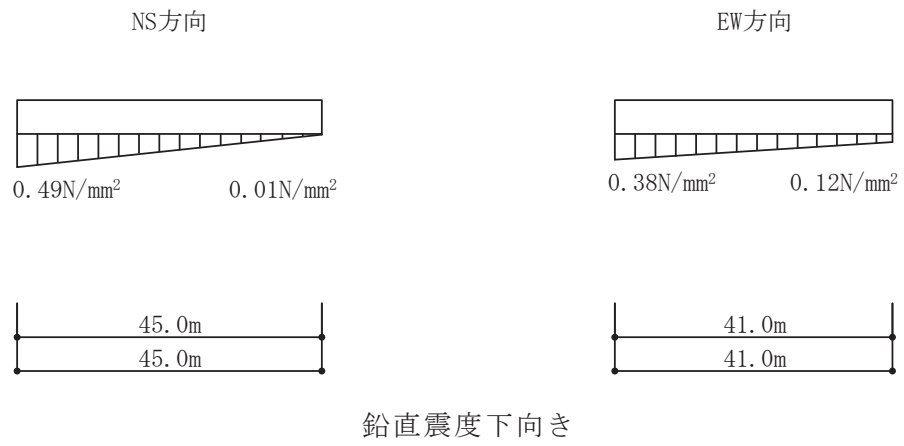
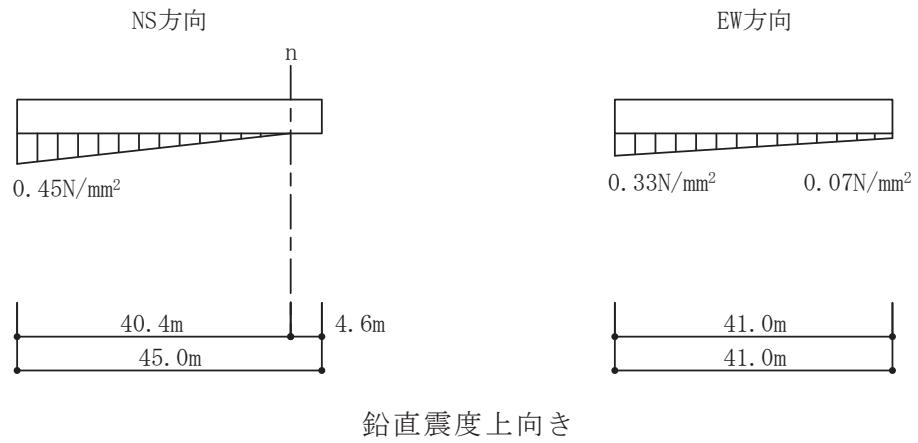


図 2-31 最大接地圧 (4.7 地震)

3. 評価結果のまとめ

制御建屋のシミュレーション解析の結果，以下の傾向が確認された。

- ① 水平動について，建屋全体に一律の初期剛性低下を考慮したモデルを設定すると，コンクリートの設計基準強度に基づく剛性よりもNS方向は0.40倍，EW方向は0.50倍に低下させた解析結果が，記録との整合性が良い。また，耐震壁の最大せん断ひずみは， 0.61×10^{-3} となり 2.0×10^{-3} 以下であった。
- ② 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。
- ③ RC減衰については既工認で考慮している5%で観測記録との整合性が良い結果が得られた。なお，原子炉建屋のシミュレーション解析では，RC減衰は7%で観測記録との整合性が良かったが，この差異の理由としては，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ていることを踏まえると，原子炉建屋の構造が制御建屋に比べて複雑であること，また，埋め込み深さが異なるため地盤への逸散減衰効果に違いがあることが考えられる。
- ④ 鉛直動については，既工認で考慮している剛性，減衰を用いた解析結果が，記録との整合性が良い。これは原子炉建屋と同様の傾向である。
- ⑤ シミュレーション解析の結果，耐震壁の鉄筋はおおむね弾性範囲であることを確認した。