

平成 31 年度原子力規制庁委託成果報告書

原子力施設等防災対策等委託費
(高経年化を考慮した建屋・機器・構造物の
耐震安全評価手法の高度化) 事業

国立研究開発法人日本原子力研究開発機構

令和 2 年 3 月 19 日

本報告書は、原子力規制委員会原子力規制庁からの委託により実施した業務の成果をとりまとめたものです。

本報告書に関する問い合わせは、原子力規制庁までお願いします。

目 次

1. 概要	1-1
2. 過年度までの成果	2-1
2.1 三次元詳細モデルを用いた原子炉建屋の地震応答解析手法の標準化	2-1
2.1.1 原子炉建屋三次元詳細モデルのモデル化因子の影響評価	2-1
2.1.2 原子炉建屋三次元詳細モデルの構築手法に係る標準案の作成	2-1
2.1.3 原子炉建屋を対象としたフラジリティ評価手法の整備	2-1
2.2 経年配管を対象としたフラジリティ評価手法の整備	2-2
3. 三次元詳細モデルを用いた原子炉建屋の地震応答解析手法の標準化	3-1
3.1 目的及び実施概要	3-1
3.2 原子炉建屋三次元詳細モデルのモデル化因子の影響評価	3-2
3.2.1 目的及び実施概要	3-2
3.2.2 地震観測記録の再現解析に関わる文献調査	3-3
(1)地震観測記録の概要	3-3
(2)地震観測記録の再現解析	3-5
3.2.3 原子炉建屋三次元詳細モデルを用いた地震観測記録の再現解析	3-20
(1)観測記録の概要	3-21
(2)地震応答解析の共通解析条件	3-24
(3)弾性解析（時刻歴応答）	3-30
(4)弾性解析（周波数応答解析）	3-46
(5)側面剥離・滑りのモデル化の違いによる影響評価	3-65
(6)剥離・滑り・浮上りのモデル化の違いによる影響評価	3-88
(7)剥離・滑り＋RC非線形のモデル化の違いによる影響評価	3-108
(8)剥離・滑り・浮上り＋RC非線形材料のモデル化の違いによる影響評価	3-130
3.2.4 原子炉建屋三次元詳細モデル構築手法に係る標準案の見直し	3-151
3.2.5 3.2節のまとめ	3-218
3.3 原子炉建屋を対象としたフラジリティ評価手法の整備	3-220
3.3.1 目的及び実施概要	3-220
3.3.2 設計を超える地震動を入力とする原子炉建屋の地震応答解析	3-221
(1)解析条件	3-222
(2)弾性解析（入力1倍）	3-231
(3)強非線形解析（入力2倍）	3-245
(4)強非線形解析（入力4倍）	3-259
(5)強非線形解析（入力6倍）	3-270
(6)設計を超える入力地震動による比較検討	3-281
3.3.3 機器のフラジリティ評価のための配管応答解析の実施	3-292

3.3.4	地震に対する建屋のフラジリティ評価手法の高度化	3-300
(1)	フラジリティ評価手法の概要	3-300
(2)	建屋全体のフラジリティ評価	3-302
(3)	建屋注目部位のフラジリティ評価	3-310
3.3.5	3.3 節のまとめ	3-322
3.4	3 章のまとめ	3-323
4.	経年配管を対象としたフラジリティ評価手法の整備	4-1
4.1	目的及び実施概要	4-1
4.2	経年配管の損傷確率の評価に係る知見の調査	4-1
4.2.1	小さい亀裂を有する配管を対象とした破壊評価法に関する調査（PVP2014-29053）	4-1
(1)	背景	4-1
(2)	調査結果	4-1
4.2.2	維持規格における鋳造ステンレス鋼配管の欠陥評価の紹介（PVP2019-93933）	4-2
4.2.3	調査結果を踏まえた配管破壊評価法の検討	4-3
4.3	経年配管のフラジリティ評価	4-8
4.3.1	評価の概要	4-8
4.3.2	解析に用いた評価モデル及び入力データ	4-12
(1)	評価対象配管	4-12
(2)	評価対象亀裂	4-12
(3)	経年事象による亀裂進展評価	4-15
(4)	地震時の亀裂進展評価	4-21
(5)	損傷評価	4-26
(6)	非破壊検査による亀裂検出	4-27
(7)	評価結果の出力	4-28
4.3.3	評価解析結果	4-29
(1)	破壊評価法の違いがフラジリティに及ぼす影響（ケース 1）	4-29
(2)	供用期間中検査及び欠陥評価の実施がフラジリティに及ぼす影響の評価（ケース 2）	4-31
(3)	亀裂形状の違いがフラジリティに及ぼす影響の評価（ケース 3 から 5 の比較）	4-34
(4)	配管系を評価対象としたフラジリティ評価解析（ケース 6 及び 7 の比較）	4-38
(5)	配管系を評価対象としたフラジリティ評価解析（配管応答解析結果の影響）	4-40
4.4	経年配管のフラジリティ評価手法に係る技術資料の作成	4-43

4.5	4章のまとめ	4-45
4.5.1	経年配管の損傷確率の評価に係る知見の調査	4-45
4.5.2	経年配管のフラジリティ評価	4-45
4.5.3	経年配管のフラジリティ評価手法に係る技術資料の作成	4-45
5.	まとめ	5-1
5.1	三次元詳細モデルを用いた原子炉建屋の地震応答解析手法の標準化	5-1
5.2	経年配管を対象としたフラジリティ評価手法の整備	5-1

表 一 覧

表 3.2.2-1	材料定数表	3-11
表 3.2.2-2	パラメータスタディケース	3-11
表 3.2.2-3	KARISMA プロジェクト参加組織一覧表	3-15
表 3.2.2-4	各モデルの固有振動数(Hz)と全質量(ton)	3-16
表 3.2.3-1	解析ケース	3-20
表 3.2.3-2	建屋・地盤接続ジョイント要素材料定数	3-67
表 3.2.3-3	コンクリートの構成則	3-109
表 3.2.3-4	鉄筋の構成則	3-109
表 3.2.3-5	コンクリートの物性値	3-111
表 3.2.3-6	鉄筋の物性値	3-111
表 3.2.4-1	地震応答解析でよく用いられる SI 単位系の組合せ	3-165
表 3.2.4-2	平成 19 年 (2007 年) 新潟県中越沖地震の再現解析で考慮された壁の選 定条件 ^{1 6}	3-168
表 3.2.4-3	梁・シェル要素とソリッド要素によるモデルの固有振動数比較	3-182
表 3.2.4-4	材料の粘性減衰定数 (ASCE/SEI 4-16 ^{1 0} より引用)	3-193
表 3.2.4-5	材料の粘性減衰定数 (JEAG4601-1987)	3-195
表 3.2.4-6	ジョイント要素の構成則	3-201
表 3.3.2-1	解析ケース	3-221
表 3.3.2-2	コンクリートの構成則	3-226
表 3.3.2-3	鉄筋の構成則	3-226
表 3.3.2-4	コンクリートの物性値	3-226
表 3.3.2-5	鉄筋の物性値	3-226
表 3.3.2-6	解析条件	3-228
表 3.3.3-1	配管系モデルの諸元	3-293
表 3.3.3-2	配管系モデルの固有値解析結果	3-293
表 3.3.4-1	最大層間変形角一覧 (FINAS/STAR)	3-303
表 3.3.4-2	最大層間変形角一覧 (FINAL)	3-303
表 4.2.3-1	ステンレス鋼管の曲げ試験の試験条件と結果 (文献 71 より引用) ..	4-6
表 4.2.3-2	炭素鋼管の曲げ試験の試験条件と結果 (文献 71 より引用)	4-7
表 4.3.1-1	フラジリティ評価解析ケース一覧	4-11
表 4.3.2-1	対象配管	4-12
表 4.3.2-2	既存研究に基づく IGSCC による亀裂の発生の確率論的評価モデル ..	4-13
表 4.3.2-3	原子力機構において整備された亀裂発生の確率論的評価モデル	4-13
表 4.3.2-4	ケース 2 における初期亀裂モデル	4-14
表 4.3.2-5	ケース 3 から 5 における初期亀裂モデル	4-14

表 4.3.2-6	亀裂の位置	4-14
表 4.3.2-7	定常運転時の応力	4-15
表 4.3.2-8	300A 配管の疲労亀裂進展解析用応力及び過渡事象の発生回数	4-18
表 4.3.2-9	400A 配管の疲労亀裂進展解析用応力及び過渡事象の発生回数	4-18
表 4.3.2-10	600A 配管の疲労亀裂進展解析用応力及び過渡事象の発生回数	4-18
表 4.3.2-11	IGSCC による亀裂進展速度	4-19
表 4.3.2-12	疲労亀裂進展速度	4-20
表 4.3.2-13	応力拡大係数の計算式	4-20
表 4.3.2-14	ケース 1 から 5 で用いた地震動による応答応力	4-22
表 4.3.2-15	ΔJ を用いる場合の亀裂進展速度のパラメータ	4-26
表 4.3.2-16	亀裂を有する配管に対する破断評価用応力	4-26
表 4.3.2-17	亀裂を有する配管に対する破壊評価法	4-27
表 4.3.2-18	オーステナイト系ステンレス鋼の流動応力	4-27
表 4.3.2-19	オーステナイト系ステンレス鋼の引張強さ	4-27
表 4.3.2-20	非破壊検査による亀裂の非検出確率モデル	4-28

図 一 覧

図 3.2.2-1	平成 19 年（2007 年）新潟県中越沖地震の加速度時刻歴波形（基礎上）	3-4
図 3.2.2-2	最大応答加速度分布	3-5
図 3.2.2-3	加速度時刻歴波形の観測と解析結果の比較（中間階(3F)）	3-6
図 3.2.2-4	加速度応答スペクトルの観測記録と解析結果の比較（中間階(3F)） .	3-7
図 3.2.2-5	原子炉建屋 6 号機三次元有限要素モデル	3-8
図 3.2.2-6	質点系モデルで考慮されている耐震壁と補助壁	3-9
図 3.2.2-7	三次元有限要素モデルで考慮された壁配置	3-10
図 3.2.2-8	コアサンプル採取図	3-10
図 3.2.2-9	観測記録と解析結果の加速度応答スペクトル（h=5%）の比較（3F）	3-12
図 3.2.2-10	質点系モデルと三次元有限要素モデルの最大応答加速度の比較	3-13
図 3.2.2-11	観測記録と解析結果の加速度応答スペクトル（h=5%）の比較（7 号機）	3-13
図 3.2.2-12	解析モデルと中間階（3F）の加速度応答スペクトル（h = 5%）	3-14
図 3.2.2-13	参加者による三次元有限要素モデルの概略	3-15
図 3.2.2-14	基礎上における観測記録と解析結果の床応答スペクトル(h = 5%)の比較	3-17

図 3.2.2-15	3F における観測記録と解析結果の床応答スペクトル($h = 5\%$)の比較	3-18
図 3.2.3-1	地震計配置図	3-21
図 3.2.3-2	基礎上 (B3F) の観測記録	3-22
図 3.2.3-3	3F の観測記録	3-23
図 3.2.3-4	三次元詳細モデルの概要	3-24
図 3.2.3-5	建屋基礎固定の固有値解析結果 (1次モード) (NS,EW,UD)	3-25
図 3.2.3-6	解析モデルへの入力地震動 (上から NS、EW、UD)	3-26
図 3.2.3-7	12.5 Hz 近傍の地盤と建屋の連成モード	3-26
図 3.2.3-8	代表節点の例 (B3F~1F)	3-28
図 3.2.3-9	代表節点の例 (2F~CRF)	3-29
図 3.2.3-10	加速度時刻歴波形の比較 (基礎上、上から NS、EW、UD)	3-31
図 3.2.3-11	加速度時刻歴波形の比較 (3F、上から NS、EW、UD)	3-32
図 3.2.3-12	最大応答加速度の比較	3-33
図 3.2.3-13	最大応答加速度のコンタープロット	3-34
図 3.2.3-14	床応答スペクトルの比較 (上から NS、EW、UD)	3-36
図 3.2.3-15	床応答スペクトルの比較 (3F の外壁部、上から NS、EW、UD) ..	3-37
図 3.2.3-16	基礎上 床応答スペクトル $h = 5\%$ (標高. -8.2 m)	3-38
図 3.2.3-17	3F 床応答スペクトル $h = 5\%$ (標高. +23.5 m)	3-39
図 3.2.3-18	基礎上の観測点に対する 3F の観測点の伝達関数の比較	3-40
図 3.2.3-19	最大応答変位分布	3-41
図 3.2.3-20	解析モデル断面図	3-42
図 3.2.3-21	側面の応力分布 (上から順に北面、南面、東面、西面)	3-43
図 3.2.3-22	応答スペクトルの比較 (上から NS、EW、UD)	3-45
図 3.2.3-23	加速度時刻歴波形の比較 (基礎上、上から NS、EW、UD)	3-47
図 3.2.3-24	加速度時刻歴波形の比較 (3F (外壁部) 、上から NS、EW、UD) ..	3-48
図 3.2.3-25	最大応答加速度分布	3-49
図 3.2.3-26	最大応答加速度のコンタープロット	3-51
図 3.2.3-27	基礎上 床応答スペクトルの比較 (上から NS、EW、UD)	3-53
図 3.2.3-28	3F (外壁部) 床応答スペクトルの比較 (上から NS、EW、UD) ..	3-54
図 3.2.3-29	RA 通り 床応答スペクトル $h = 5\%$: 基礎上 (標高. -8.2 m)	3-56
図 3.2.3-30	建屋中央部 床応答スペクトル $h = 5\%$: 基礎上 (標高. -8.2 m) ...	3-57
図 3.2.3-31	RA 通り 床応答スペクトル $h = 5\%$: 3F (標高. +23.5 m)	3-58
図 3.2.3-32	建屋中央部 床応答スペクトル $h = 5\%$: 3F (標高. +23.5 m)	3-59
図 3.2.3-33	基礎上の観測点に対する 3F の観測点の伝達関数	3-60
図 3.2.3-34	最大応答変位分布	3-61
図 3.2.3-35	側面の軸方向の最大引張応力分布 (上から順に北面、南面、東面、西	

	面)	3-63
図 3.2.3-36	側面の鉛直せん断の最大応力比分布 (上から順に北面、南面、東面、西面)	3-64
図 3.2.3-37	ジョイント要素接合の概念図	3-66
図 3.2.3-38	ジョイント要素のばね特性	3-66
図 3.2.3-39	加速度時刻歴波形の比較 (基礎上、上から NS、EW、UD)	3-69
図 3.2.3-40	加速度時刻歴波形の比較 (3F (外壁部)、上から NS、EW、UD)	3-70
図 3.2.3-41	代表点の加速度時刻歴波形及びフーリエスペクトルの比較	3-71
図 3.2.3-42	最大応答加速度分布 ((3)のみフィルターあり、いずれも全節点表示なし)	3-72
図 3.2.3-43	最大応答加速度のコンタープロット: B1F (標高 +4.8 m)	3-73
図 3.2.3-44	最大応答加速度のコンタープロット: 3F (標高 +23.5 m)	3-74
図 3.2.3-45	基礎上 応答スペクトルの比較 (上から NS、EW、UD)	3-76
図 3.2.3-46	3F (外壁部) 応答スペクトルの比較 (上から NS、EW、UD)	3-77
図 3.2.3-47	RA 通り 床応答スペクトル $h = 5\%$: B1F (標高. +4.8 m)	3-79
図 3.2.3-48	建屋中央部 床応答スペクトル $h = 5\%$: B1F (標高. +4.8 m)	3-80
図 3.2.3-49	RA 通り 床応答スペクトル $h = 5\%$: 3F (標高. +23.5 m)	3-81
図 3.2.3-50	建屋中央部 床応答スペクトル $h = 5\%$: 3F (標高. +23.5 m)	3-82
図 3.2.3-51	基礎上の観測点に対する 3F の観測点の伝達関数	3-83
図 3.2.3-52	最大応答変位分布	3-84
図 3.2.3-53	側面の軸方向の最大引張応力分布 (上から順に北面、南面、東面、西面)	3-86
図 3.2.3-54	側面の鉛直せん断の最大応力比分布 (上から順に北面、南面、東面、西面)	3-87
図 3.2.3-55	加速度時刻歴波形の比較 (基礎上、上から NS、EW、UD)	3-89
図 3.2.3-56	加速度時刻歴波形の比較 (3F (外壁部)、上から NS、EW、UD)	3-90
図 3.2.3-57	最大応答加速度分布	3-91
図 3.2.3-58	最大応答加速度のコンタープロット: B1F (標高 +4.8 m)	3-92
図 3.2.3-59	最大応答加速度のコンタープロット: 3F (標高 +23.5 m)	3-93
図 3.2.3-60	基礎上 床応答スペクトルの比較 (上から NS、EW、UD)	3-95
図 3.2.3-61	3F (外壁部) 床応答スペクトルの比較 (上から NS、EW、UD)	3-96
図 3.2.3-62	RA 通り 床応答スペクトル $h = 5\%$: B1F (標高. +4.8 m)	3-97
図 3.2.3-63	建屋中央部 床応答スペクトル $h = 5\%$: B1F (標高. +4.8 m)	3-98
図 3.2.3-64	RA 通り 床応答スペクトル $h = 5\%$: 3F (標高. +23.5 m)	3-99
図 3.2.3-65	建屋中央部 床応答スペクトル $h = 5\%$: 3F (標高. +23.5 m)	3-100
図 3.2.3-66	基礎上の観測点に対する 3F の観測点の伝達関数	3-101
図 3.2.3-67	最大応答変位分布	3-102

図 3.2.3-68	側面の最大相対変位分布（上から北面、南面、東面、西面）3-103
図 3.2.3-69	側面の最大軸応力分布（上から北面、南面、東面、西面）3-104
図 3.2.3-70	基礎底面の応力分布（6.704 秒）3-106
図 3.2.3-71	接地率波形3-107
図 3.2.3-72	最小接地率コンター図（6.707 秒）3-107
図 3.2.3-73	コンクリートの引張側の応力-ひずみ関係（圧縮側：負、引張側：正）3-109
図 3.2.3-74	前川モデルの応力ひずみ関係3-110
図 3.2.3-75	コンクリートの応力-ひずみ関係（圧縮側：負、引張側：正）3-111
図 3.2.3-76	鉄筋の応力-ひずみ関係（圧縮側：負、引張側：正）3-111
図 3.2.3-77	加速度時刻歴波形の比較（基礎上、上から NS、EW、UD）3-113
図 3.2.3-78	加速度時刻歴波形の比較（3F（外壁部）、上から NS、EW、UD）3-114
図 3.2.3-79	最大応答加速度分布3-115
図 3.2.3-80	最大応答加速度のコンタープロット：B1F（標高 +4.8 m）3-116
図 3.2.3-81	最大応答加速度のコンタープロット：3F（標高 +23.5 m）3-117
図 3.2.3-82	基礎上 床応答スペクトルの比較（上から NS、EW、UD）3-119
図 3.2.3-83	3F（外壁部） 床応答スペクトルの比較（上から NS、EW、UD）3-120
図 3.2.3-84	RA 通り 床応答スペクトル $h = 5\%$ ：B1F（標高. +4.8 m）3-121
図 3.2.3-85	建屋中央部 床応答スペクトル $h = 5\%$ ：B1F（標高. +4.8 m）3-122
図 3.2.3-86	RA 通り 床応答スペクトル $h = 5\%$ ：3F（標高. +23.5 m）3-123
図 3.2.3-87	建屋中央部 床応答スペクトル $h = 5\%$ ：3F（標高. +23.5 m）3-124
図 3.2.3-88	基礎上の観測点に対する 3F の観測点の伝達関数3-125
図 3.2.3-89	最大応答変位分布3-126
図 3.2.3-90	側面の軸方向の最大引張応力分布（上から順に北面、南面、東面、西面）3-128
図 3.2.3-91	側面の鉛直せん断の最大応力比分布（上から順に北面、南面、東面、西面）3-129
図 3.2.3-92	加速度時刻歴波形の比較（基礎上、上から NS、EW、UD）3-131
図 3.2.3-93	加速度時刻歴波形の比較（3F（外壁部）、上から NS、EW、UD）3-132
図 3.2.3-94	最大応答加速度分布3-133
図 3.2.3-95	最大応答加速度のコンタープロット：B1F（標高 +4.8 m）3-134
図 3.2.3-96	最大応答加速度のコンタープロット：3F（標高 +23.5 m）3-135
図 3.2.3-97	基礎上 床応答スペクトルの比較（上から NS、EW、UD）3-137
図 3.2.3-98	3F（外壁部） 床応答スペクトルの比較（上から NS、EW、UD）

.....	3-138
図 3.2.3-99 RA 通り 床応答スペクトル $h = 5\%$: B1F (標高. +4.8 m)	3-139
図 3.2.3-100 建屋中央部 床応答スペクトル $h = 5\%$: B1F (標高. +4.8 m) ...	3-140
図 3.2.3-101 RA 通り 床応答スペクトル $h = 5\%$: 3F (標高. +23.5 m)	3-141
図 3.2.3-102 建屋中央部 床応答スペクトル $h = 5\%$: 3F (標高. +23.5 m) ...	3-142
図 3.2.3-103 基礎上の観測点に対する 3F の観測点の伝達関数.....	3-143
図 3.2.3-104 最大応答変位分布	3-144
図 3.2.3-105 側面の軸方向の最大引張応力分布 (上から順に北面、南面、東面、西面)	3-146
図 3.2.3-106 側面の鉛直せん断の最大応力比分布 (上から順に北面、南面、東面、西面)	3-147
図 3.2.3-107 基礎底面の応力分布 (6.7 秒付近)	3-149
図 3.2.3-108 接地率波形	3-150
図 3.2.3-109 最小接地率コンター図 (6.700 秒)	3-150
図 3.2.4-1 KARISMA ベンチマークプロジェクトにおける 3 次元 FEM 解析例	3-153
図 3.2.4-2 解析フロー.....	3-157
図 3.2.4-3 耐震壁及び補助壁 ^{1 6}	3-169
図 3.2.4-4 建物と周辺地盤の模式図	3-172
図 3.2.4-5 形状モデル及び構造モデルの構築例.....	3-175
図 3.2.4-6 屋根の鉛直変形モードと建物の水平変形モードの連成	3-177
図 3.2.4-7 ソリッド要素による形状モデルの模式図	3-178
図 3.2.4-8 地層を考慮したモデル化のイメージ図.....	3-179
図 3.2.4-9 隅部のモデル化 (空間構造の数値解析ガイドブックより引用)	3-181
図 3.2.4-10 面要素と梁要素の部材接合の例	3-181
図 3.2.4-11 アイソパラメトリック正方 4 角形要素による片持ち梁解析	3-184
図 3.2.4-12 JEAG4601-1987 におけるメッシュ例.....	3-186
図 3.2.4-13 せん断ひずみの大きさと地盤構成則の関係 (K. Ishihara に加筆) 3-192	
図 3.2.4-14 等価線形解析における等価剛性と等価減衰.....	3-193
図 3.2.4-15 ジョイント要素の構成則 (軸方向成分)	3-201
図 3.2.4-16 ジョイント要素の構成則 (せん断方向成分)	3-201
図 3.2.4-17 解析地盤領域のモデル化	3-203
図 3.2.4-18 入力地震動作成の概要.....	3-206
図 3.2.4-19 周波数応答解析における伝達関数補間の模式図	3-210
図 3.3.2-1 三次元詳細モデルの概要	3-222
図 3.3.2-2 基礎固定 固有値解析結果及び 1 次モード図 (NS,EW,UD)	3-223
図 3.3.2-3 コンクリートの応力-ひずみ関係 (圧縮側 : 負、引張側 : 正)	3-225
図 3.3.2-4 コンクリートの応力-ひずみ関係 (引張側)	3-225

図 3.3.2-5	鉄筋の応力-ひずみ関係（圧縮側：負、引張側：正）	3-225
図 3.3.2-6	せん断ひずみ γ_{xz} -せん断応力 τ_{xz} 関係	3-227
図 3.3.2-7	入力地震動（上から NS、EW、UD）	3-229
図 3.3.2-8	最大応答加速度の比較	3-233
図 3.3.2-9	最大応答変位分布	3-235
図 3.3.2-10	基礎上の観測点に対する 3F の観測点の伝達関数の比較	3-237
図 3.3.2-11	層せん断応力の算出手順	3-238
図 3.3.2-12	層間変形角の概略図	3-238
図 3.3.2-13	層せん断応力-層間変形角履歴図（弾性解析、EW 方向）（その 1）	3-240
図 3.3.2-14	層せん断応力-層間変形角履歴図（弾性解析、EW 方向）（その 2）	3-241
図 3.3.2-15	外壁の最大せん断ひずみ分布（弾性解析）（その 1）	3-242
図 3.3.2-16	外壁の最大せん断ひずみ分布（弾性解析）（その 2）	3-243
図 3.3.2-17	床の最大主ひずみ分布（弾性解析）	3-244
図 3.3.2-18	最大応答加速度の比較（フィルター無し）	3-247
図 3.3.2-19	代表点の応答加速度の比較（B3F の R4A 通り、EW 方向）	3-248
図 3.3.2-20	最大応答加速度の比較（100 Hz ローパスフィルター適用）	3-249
図 3.3.2-21	最大応答変位分布	3-250
図 3.3.2-22	基礎上の観測点に対する 3F の観測点の伝達関数の比較	3-251
図 3.3.2-23	層せん断応力-層間変形角履歴図（入力 2 倍、EW 方向）（その 1）	3-253
図 3.3.2-24	層せん断応力-層間変形角履歴図（入力 2 倍、EW 方向）（その 2）	3-254
図 3.3.2-25	外壁の最大せん断ひずみ分布（入力 2 倍）（その 1）	3-255
図 3.3.2-26	外壁の最大せん断ひずみ分布（入力 2 倍）（その 2）	3-256
図 3.3.2-27	床の最大主ひずみ分布（入力 2 倍）（その 1）	3-257
図 3.3.2-28	床の最大主ひずみ分布（入力 2 倍）（その 2）	3-258
図 3.3.2-29	最大応答加速度の比較（100 Hz ローパスフィルター）	3-260
図 3.3.2-30	最大応答変位分布	3-261
図 3.3.2-31	基礎上の観測点に対する 3F の観測点の伝達関数の比較	3-262
図 3.3.2-32	層せん断応力-層間変形角履歴図（入力 4 倍、EW 方向）（その 1）	3-264
図 3.3.2-33	層せん断応力-層間変形角履歴図（入力 4 倍、EW 方向）（その 2）	3-265
図 3.3.2-34	外壁の最大せん断ひずみ分布（入力 4 倍）（その 1）	3-266
図 3.3.2-35	外壁の最大せん断ひずみ分布（入力 4 倍）（その 2）	3-267

図 3.3.2-36	床の最大主ひずみ分布（入力 4 倍）（その 1）	3-268
図 3.3.2-37	床の最大主ひずみ分布（入力 4 倍）（その 2）	3-269
図 3.3.2-38	最大応答加速度の比較（100 Hz ローパスフィルター適用）	3-271
図 3.3.2-39	最大応答変位分布	3-272
図 3.3.2-40	基礎上の観測点に対する 3F の観測点の伝達関数の比較	3-273
図 3.3.2-41	層せん断応力-層間変形角履歴図（入力 6 倍、EW 方向）（その 1）	3-275
図 3.3.2-42	層せん断応力-層間変形角履歴図（入力 6 倍、EW 方向）（その 2）	3-276
図 3.3.2-43	外壁の最大せん断ひずみ分布（入力 6 倍）（その 1）	3-277
図 3.3.2-44	外壁の最大せん断ひずみ分布（入力 6 倍）（その 2）	3-278
図 3.3.2-45	床の最大主ひずみ分布（入力 6 倍）（その 1）	3-279
図 3.3.2-46	床の最大主ひずみ分布（入力 6 倍）（その 2）	3-280
図 3.3.2-47	最大応答加速度分布（代表節点平均）の比較	3-281
図 3.3.2-48	入力倍率と最大応答加速度（代表節点平均）の関係	3-282
図 3.3.2-49	入力倍率と最大応答加速度の弾性解析結果との比の関係	3-283
図 3.3.2-50	最大応答変位分布（代表節点平均）の比較	3-284
図 3.3.2-51	入力倍率と最大応答変位（代表節点平均）の関係	3-285
図 3.3.2-52	入力倍率と最大応答変位の弾性解析結果との比の関係	3-286
図 3.3.2-53	伝達関数の比較	3-287
図 3.3.2-54	層せん断応力-層間変形角履歴図（1F、EW 方向）の比較	3-289
図 3.3.2-55	層せん断応力-層間変形角履歴図（B1F、EW 方向）の比較	3-289
図 3.3.2-56	外壁の最大せん断ひずみ分布（北面）の比較	3-290
図 3.3.2-57	外壁の最大せん断ひずみ分布（南面）の比較	3-291
図 3.3.3-1	解析に用いた配管モデル	3-292
図 3.3.3-2	配管系モデルの 1 次固有振動モード	3-292
図 3.3.3-3	原子炉建屋三次元詳細モデルにおける配管系モデルの配置図	3-294
図 3.3.3-4	建屋応答の入力位置	3-295
図 3.3.3-5	配管応答解析のための入力加速度波形の例（入力 2 倍）	3-296
図 3.3.3-6	配管応答解析のための入力加速度波形の例（入力 4 倍）	3-297
図 3.3.3-7	配管応答解析のための入力加速度波形の例（入力 6 倍）	3-297
図 3.3.3-8	全入力の加速度時刻歴波形の重ね書き図（X 方向）	3-298
図 3.3.3-9	全入力の床応答スペクトル（ $h=2\%$ ）の重ね書き図（X 方向）	3-299
図 3.3.4-1	フラジリティ評価のフローの例	3-300
図 3.3.4-2	建屋各層のフラジリティ曲線の例	3-301
図 3.3.4-3	最大層間変形角と最大入力加速度の関係（1/2）	3-304
図 3.3.4-4	最大層間変形角と最大入力加速度の関係（2/2）	3-305

図 3.3.4-5	建屋全体のフラジリティ曲線 (1/2)	3-306
図 3.3.4-6	建屋全体のフラジリティ曲線 (2/2)	3-307
図 3.3.4-7	建屋全体のフラジリティ曲線	3-308
図 3.3.4-8	質点系モデルと三次元詳細モデルのフラジリティ曲線の比較 (B3F)	3-309
図 3.3.4-9	建屋注目部位 (5ヶ所) の位置	3-310
図 3.3.4-10	入力 6 倍における外壁代表要素のせん断応力-せん断ひずみ履歴図	3-311
図 3.3.4-11	建屋注目部位 (5ヶ所) の層間変形角と最大入力加速度関係	3-312
図 3.3.4-12	建屋注目部位 (5ヶ所) のフラジリティ曲線	3-314
図 3.3.4-13	建屋注目部位 (5ヶ所) のフラジリティ曲線の重ね書き	3-315
図 3.3.4-14	円筒壁のモデル図	3-316
図 3.3.4-15	円筒壁の全要素最大せん断ひずみ分布図	3-317
図 3.3.4-16	円筒壁の最大せん断ひずみコンター (FINAS/STAR、入力 6 倍)	3-318
図 3.3.4-17	建屋注目部位 (円筒壁) の階ごとの最大せん断ひずみと最大入力加速度関係	3-319
図 3.3.4-18	建屋注目部位 (円筒壁) の階ごとのフラジリティ曲線	3-320
図 3.3.4-19	建屋注目部位 (円筒壁) のフラジリティ曲線	3-321
図 4.2.2-1	CASS 配管を含む配管を対象とした破壊評価の流れ	4-3
図 4.2.3-1	提案した破壊評価法と極限荷重評価法の比較	4-5
図 4.2.3-2	試験と破壊評価の破壊時のモーメントの比較	4-7
図 4.3.1-1	再循環系配管等の超音波探傷試験によるひび割れの発生状況 (A 系配管)	4-9
図 4.3.2-1	内表面亀裂の進展の模式図	4-15
図 4.3.2-2	300A 配管の溶接残留応力分布	4-16
図 4.3.2-3	400A 配管の溶接残留応力	4-16
図 4.3.2-4	600A 配管の溶接残留応力	4-17
図 4.3.2-5	IHSI 実施後の溶接残留応力分布	4-17
図 4.3.2-6	ケース 1 から 5 で用いた地震応答波形	4-22
図 4.3.2-7	観測波の 2 倍の大きさの入力地震動に対応した配管の地震応答波形	4-22
図 4.3.2-8	観測波の 4 倍の大きさの入力地震動に対応した配管の地震応答波形	4-23
図 4.3.2-9	観測波の 6 倍の大きさの入力地震動に対応した配管の地震応答波形	4-24
図 4.3.3-1	ケース 1 の地震動強さ比率ごとの供用年数に対する損傷確率	4-30
図 4.3.3-2	ケース 1 の供用年数ごとのフラジリティ曲線	4-30
図 4.3.3-3	ケース 1 の供用年数の増加に伴う HCLPF 値の変化	4-31
図 4.3.3-4	ケース 2 の地震動強さ比率ごとの供用年数に対する損傷確率	4-33
図 4.3.3-5	ケース 2 の供用年数ごとのフラジリティ曲線	4-33

図 4.3.3-6	ケース 2 の供用年数の増加に伴う HCLPF 値の変化.....	4-34
図 4.3.3-7	ケース 3 と 4 の地震動強さ比率ごとの供用年数に対する損傷確率 ...	4-35
図 4.3.3-8	ケース 3 と 4 の供用年数ごとのフラジリティ曲線.....	4-36
図 4.3.3-9	ケース 4 と 5 の地震動強さ比率ごとの供用年数に対する損傷確率 ...	4-36
図 4.3.3-10	ケース 4 と 5 の供用年数ごとのフラジリティ曲線.....	4-37
図 4.3.3-11	ケース 3、4 及び 5 の供用年数の増加に伴う HCLPF 値の変化	4-37
図 4.3.3-12	ケース 6 及び 7 の地震動強さ比率ごとの供用年数に対する損傷確率...	4-39
図 4.3.3-13	ケース 6 及び 7 の供用年数ごとのフラジリティ曲線	4-39
図 4.3.3-14	ケース 6 及び 7 の供用年数の増加に伴う HCLPF 値の変化.....	4-40
図 4.3.3-15	建屋の非線形応答解析で得られた床応答を入力とした影響の評価	4-41
図 4.3.3-16	建屋の非線形応答解析で得られた床応答を入力とした応答応力	4-42
図 4.3.3-1	経年配管を対象としたフラジリティ評価要領の構成	4-44

1.概要

本事業では、基準地震動を上回る大きさの地震動による耐震重要設備の地震応答を精緻に評価するために、建屋の三次元挙動や非線形性の影響を検討した。そして、建屋の三次元地震応答解析手法の標準化に向けた検討をすすめ、標準案を見直した。さらに、基準地震動を上回る大きさの地震動が作用する場合の建屋の地震応答解析を実施し、フラジリティ評価を行った。

亀裂や配管減肉を有する経年配管を対象としたフラジリティ評価の高度化を目的に、配管の損傷確率の評価に係る最新知見を調査し、配管の損傷確率に影響する可能性がある経年事象の評価等について取りまとめた。また、地震応答解析の結果を踏まえ、経年事象により劣化した配管のフラジリティ評価を行った。加えて、経年配管を対象としたフラジリティ評価手法を技術資料として取りまとめた。

2. 過年度までの成果

過年度までの原子力施設等防災対策等委託費（高経年化を考慮した建屋・機器・構造物の耐震安全評価手法の高度化）事業では、地震を対象とした確率論的リスク評価（Probabilistic Risk Assessment、以下、「PRA」という。）における施設・設備のフラジリティ評価手法の精度向上を目的として、原子炉建屋の三次元的な地震応答を考慮した施設のフラジリティ評価手法の精緻化に係る検討を行った。

2.1 三次元詳細モデルを用いた原子炉建屋の地震応答解析手法の標準化

2.1.1 原子炉建屋三次元詳細モデルのモデル化因子の影響評価

原子炉建屋の地震応答解析の信頼性向上のため、建屋の三次元詳細モデルの各種モデル化因子が地震応答解析結果に与える影響を調査し、代表事例について検討を行った。解析結果に与える影響としては、床応答スペクトルに着目して評価した。

具体的には、三次元詳細モデルを用いた原子炉建屋の地震応答解析結果への影響が大きいモデル化因子を選定し、それらが床応答スペクトル等に与える影響について文献及び代表事例の解析による検討を実施し、各モデル化因子が地震応答解析結果に与える影響を評価した。

感度解析では、基準地震動レベルの検討用模擬地震波に対する地震応答解析を実施し、基準となるモデルとの比較により床応答スペクトル等に対する影響評価を行った。過年度の解析条件においては、水平2方向及び鉛直方向入力による違いや、有限要素タイプ、鉄筋コンクリートの非線形材料物性のモデル化、建屋－地盤間の接触・剥離及び基礎浮上り、減衰等のモデル化が床応答スペクトルに対して比較的影響が大きい因子であることを確認した。

2.1.2 原子炉建屋三次元詳細モデルの構築手法に係る標準案の作成

2.1.1「原子炉建屋三次元詳細モデルのモデル化因子の影響評価」におけるモデル化因子の影響評価結果を踏まえ、検証及び妥当性確認に留意し、原子炉建屋三次元詳細モデルの構築手法に係る標準案を作成した。

標準案は、原子炉建屋を対象とした地震応答解析に用いられる三次元詳細モデルを作成するにあたって必要となる一般的・基本的な手法や考え方をまとめた。基本的な要求事項を本文に、対応するモデル構築手法の考え方や技術的根拠等を解説に記載した。

2.1.3 原子炉建屋を対象としたフラジリティ評価手法の整備

地震動を受ける原子炉建屋の動的応答に起因する機器のフラジリティ評価に係る最新知見を国内外の発表論文、国内学会や国際会議等を中心に調査した。

これらの調査結果及び 2.1.1 の原子炉建屋の三次元詳細モデルのモデル化因子の影響評価結果を踏まえ、機器のフラジリティ評価で留意すべき項目について検討した。また、2.1.2 の標準案に従って構築された三次元詳細モデルを用いて、設計を超える地震動を入

力とする建屋の応答及び耐力評価を実施し、建屋損傷性状のフラジリティ評価への導入について検討した。さらに、原子炉建屋の三次元詳細モデルを用いた地震応答解析結果を用いて配管系の地震応答解析を実施し、配管のフラジリティ評価に必要なデータを取得した。

2.2 経年配管を対象としたフラジリティ評価手法の整備

経年配管を対象としたフラジリティ評価の高度化を目的に、配管の損傷確率の評価に係る知見を調査し、調査結果を踏まえて経年配管のフラジリティを評価するためのモデル化手法について検討を行った。具体的には、これまでに確認された粒界型応力腐食割れによる亀裂の発生に係る知見を取りまとめ、亀裂の発生時間、亀裂発生時の亀裂長さ及び溶接線あたりの亀裂発生個数の確率分布モデルを整備した。さらに、整備した亀裂の発生に係る確率分布モデルをフラジリティ評価の実施が可能な確率論的破壊力学（以下、「PFM」という。）解析コード PASCAL-SP に導入した。

調査結果を踏まえた検討結果及び地震応答解析に係る知見を活用して、亀裂を有するオーステナイト系ステンレス鋼配管又は減肉を有する炭素鋼配管を対象に、異なるレベルの入力地震動を与えて配管の損傷確率を評価することにより、フラジリティ評価を実施した。フラジリティ評価においては、整備した応力腐食割れによる亀裂発生に係る確率分布モデルを用いるとともに、検査や保全策等の実施を想定し、これらがフラジリティに及ぼす影響を評価した。

3. 三次元詳細モデルを用いた原子炉建屋の地震応答解析手法の標準化

3.1 目的及び実施概要

新規制基準では地震等の外部事象による損傷の防止が強化された。また、原子力規制委員会の「実用発電用原子炉の安全性向上評価に関する運用ガイド」¹では、新規制基準を適用したプラントの安全性向上評価を実施することを求めており、評価方法の一つにPRAが挙げられている。このため、リスク評価の観点から、施設・設備のフラジリティに係る評価手法の精緻化が重要である。

本事業では、外部事象のひとつである地震を対象としたPRAにおける施設・設備のフラジリティ評価の精度向上を目的とし、基準地震動を上回る大きさの地震動に対する原子炉建屋の三次元挙動を考慮した応答解析手法を精緻化し、設備へ入力される建屋の現実的な応答及び現実的な耐力に及ぼす建屋三次元挙動の影響を検討した。

本章では、以下の2項目について検討を行った。

(1) 原子炉建屋三次元詳細モデルのモデル化因子の影響評価

原子炉建屋の地震応答解析の信頼性向上のため、原子炉建屋の地震応答解析を実施し、建屋の三次元有限要素モデル等の三次元詳細モデルのモデル化因子が地震応答解析結果に与える影響の確認を行った。

過年度までに、仮想の地盤条件とした原子炉建屋を対象に、仮想の入力地震動を用いてモデル化因子の影響評価を実施し、原子炉建屋三次元詳細モデル構築手法の標準案を作成した。本年度は過年度までの成果を踏まえ、原子炉建屋で計測された地震観測記録の再現解析を実施して標準案の適用性を確認した。また、必要に応じて標準案を見直した。

(2) 原子炉建屋を対象としたフラジリティ評価手法の整備

建屋・構築物内に設置された耐震重要設備の地震応答評価の精緻化のため、設計を超える地震動を入力とする原子炉建屋の地震応答解析を実施し、建屋のフラジリティ評価手法を高度化を検討した。

過年度までに、三次元詳細モデルの強非線形域への適用性検討として、原子炉建屋の三次元詳細モデルによる荷重漸増解析を実施し、その課題を抽出するとともに終局耐力評価を行った。本年度は過年度までの成果を踏まえ、建屋・構築物内に設置された耐震重要設備の地震応答評価の精緻化のため、強非線形域を対象とした原子炉建屋の地震応答解析を実施し、建屋のフラジリティ評価手法を高度化について検討した。

¹ 原子力規制委員会，“実用発電用原子炉の安全性向上評価に関する運用ガイド”，(2017)

3.2 原子炉建屋三次元詳細モデルのモデル化因子の影響評価

3.2.1 目的及び実施概要

原子炉建屋の地震応答解析の信頼性向上のため、原子炉建屋の地震応答解析を実施し、建屋の三次元有限要素モデル等の三次元詳細モデルのモデル化因子が地震応答解析結果に与える影響の確認を行った。

過年度までに、仮想の地盤条件とした原子炉建屋を対象に、仮想の入力地震動を用いて下記等のモデル化因子の影響評価を実施し、原子炉建屋三次元詳細モデル構築手法の標準案を作成した。本年度は過年度までの成果を踏まえ、原子炉建屋で計測された地震観測記録の再現解析を実施して標準案の適用性を確認した。また、再現解析で得られた知見等を踏まえて標準案を見直した。

(1) 解析モデルに対するモデル化因子

- ・空間的なもの（非耐震壁や非構造部材のモデル化範囲等）
- ・物理的なもの（建屋と地盤の相互作用、大型機器との相互作用、材料の非線形特性、初期条件等）

(2) 計算モデルに対するモデル化因子

- ・モデル化の誤差（メッシュサイズ、シェル要素の中心軸のずれ等）
- ・有限要素の違い（シェル要素、ソリッド要素等）

過年度までに以下のモデル化因子に対し、影響評価を実施した。

- ①水平2方向及び鉛直方向の地震動入力
- ②有限要素タイプ
- ③メッシュサイズ
- ④大型機器のモデル化
- ⑤鉄筋コンクリート（RC）の非線形材料物性のモデル化
- ⑥建屋-地盤間の接触・剥離及び基礎浮上りのモデル化
- ⑦ジョイント要素の初期応力のモデル化
- ⑧減衰のモデル化

このうち⑤、⑥のモデル化因子については、パルス状の加速度の出現等、数値解析上の課題が確認された。そこで本節では、⑤「RCの非線形材料物性」、⑥「建屋地盤間の接触・剥離及び基礎浮上り」に係るモデル化因子が地震応答解析結果に与える影響を確認した。

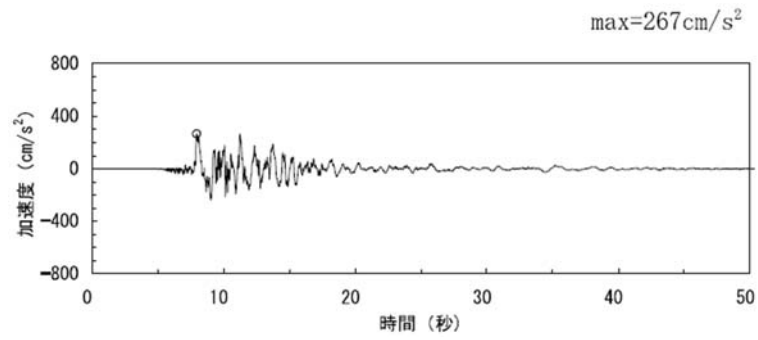
3.2.2 地震観測記録の再現解析に関わる文献調査

原子炉建屋で計測された地震観測記録の再現解析を実施するにあたり、原子炉建屋で観測された地震観測記録及び地震観測記録の再現解析に関わる文献調査を実施した。本事業では、過年度までに IAEA の「Kashiwazaki-Kariwa Research Initiative for Seismic Margin Assessment」（以下、「KARISMA プロジェクト」という。）として国際的なベンチマーク解析の対象となった東京電力ホールディングス株式会社の柏崎刈羽原子力発電所の 7 号機原子炉建屋について、公開情報を基に三次元有限要素モデルを作成している。したがって、ここでは柏崎刈羽原子力発電所の 7 号機原子炉建屋の地震観測記録の再現解析を行うこととした。同原子炉建屋の公開されている地震観測記録として、平成 19 年（2007 年）新潟県中越沖地震の地震観測記録を選定し、その再現解析事例に関する文献調査を行った。

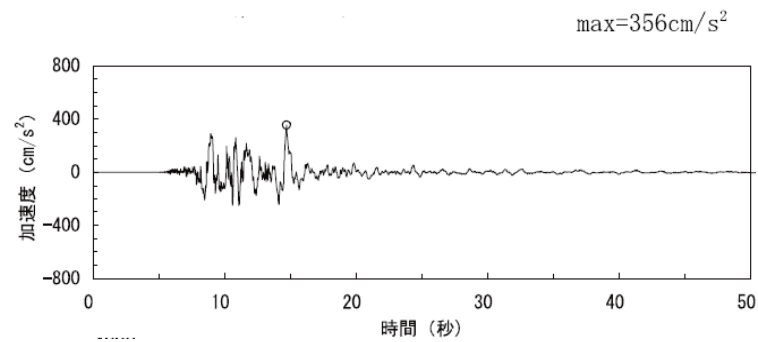
(1) 地震観測記録の概要

平成 19 年（2007 年）新潟県中越沖地震時に、柏崎刈羽原子力発電所の 7 号機原子炉建屋で、基礎と中間階（3F）で地震動が記録された。基礎版上の加速度時刻歴波形を図 3.2.2-1 に示す²。

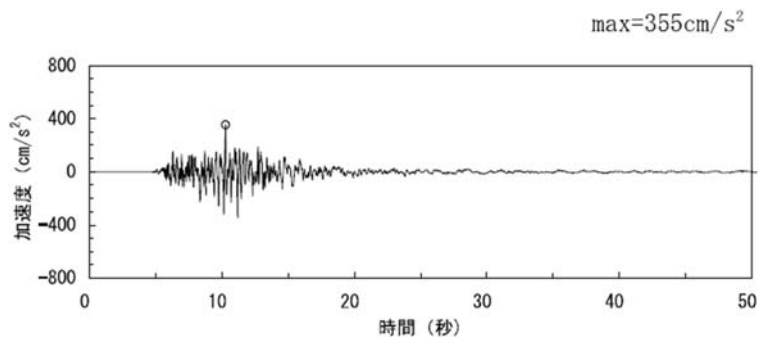
² 東京電力（株），“柏崎刈羽原子力発電所 7 号機 新潟県中越沖地震後の設備健全性に係る点検・評価報告書（建物・構築物編）（改訂 1）”，(2008).



(a) 南北方向



(b) 東西方向



(c) 鉛直方向

図 3.2.2-1 平成 19 年（2007 年）新潟県中越沖地震の加速度時刻歴波形（基礎上）²

(2) 地震観測記録の再現解析

平成 19 年（2007 年）新潟県中越沖地震の地震観測記録の再現解析に関わり、柏崎刈羽原子力発電所の 7 号機原子炉建屋を対象とする解析事例に関する文献調査を行った。本報告では、そのうち以下の文献について示す。

- ・東京電力(株)の報告書（2008）²
- ・東京電力ホールディングス(株)の報告書（2016）³
- ・土方他の論文（2011）⁴
- ・IAEA の KARISMA 報告書（2013）⁵

1) 東京電力(株)の報告書（2008）²

平成 19 年（2007 年）新潟県中越地震直後に東京電力（株）により、地震観測記録の再現解析結果が、保安院に報告された。解析結果と観測記録について、応答加速度の最大値、時刻歴、応答スペクトルで比較を行っている。質点系モデルによる地震応答解析がなされている。基礎上の観測記録が一致するように解析し、3F の解析結果と観測記録の一致度合いを確認している。

- ・最大応答加速度分布

図 3.2.2-2 に最大応答加速度分布を示す。各方向成分共に解析結果が大きくなっているが、水平成分については、おおむね一致している。

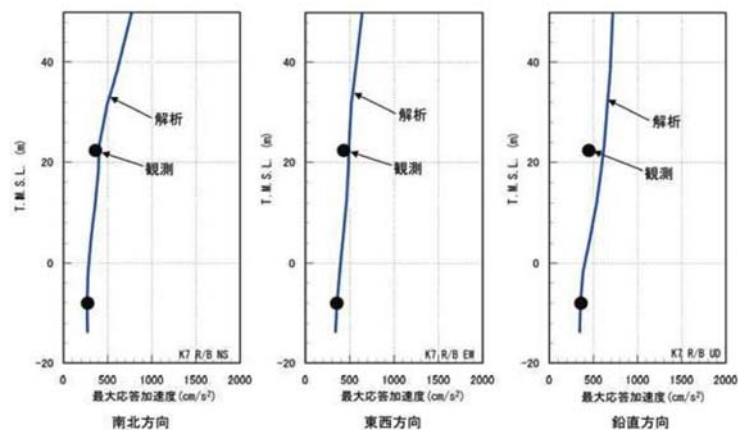


図 3.2.2-2 最大応答加速度分布²

³ 東京電力ホールディングス（株），“柏崎刈羽原子力発電所 6 号及び 7 号炉 地震による損傷の防止について（補足説明資料）”，(2016).

⁴ 土方勝一郎他，“新潟県中越沖地震における地盤非線形性に着目した柏崎刈羽原子力発電所 7 号機原子炉建屋の応答性状”，日本建築学会構造系論文集，第 76 巻，第 660 号，p.319-327，(2011).

⁵ IAEA, “Review of Seismic Evaluation Methodologies for Nuclear Power Plants Based on a Benchmark Exercise”, IAEA TECDOC No. 1722, (2013).

・ 加速度時刻歴波形

図 3.2.2-3 に中間階（3F）における加速度時刻歴波形を示す。観測記録と解析結果は、水平方向成分（南北成分と東西成分）は良く一致している。一方、鉛直方向成分については、かなり違いがあることが報告されている。

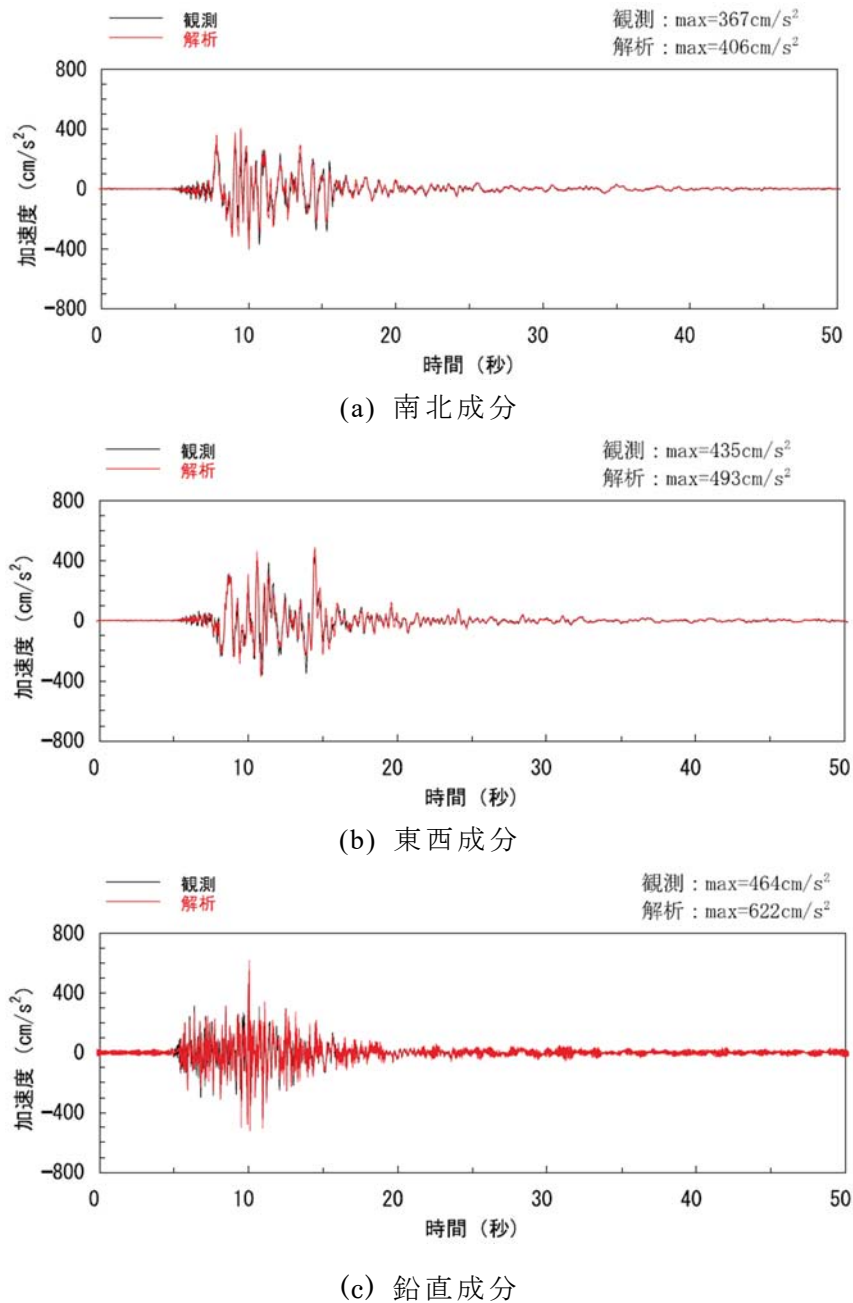
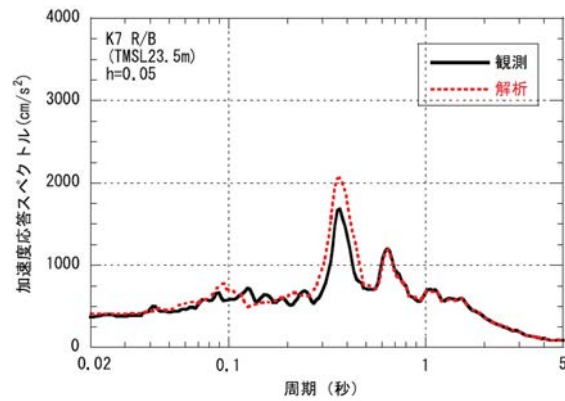


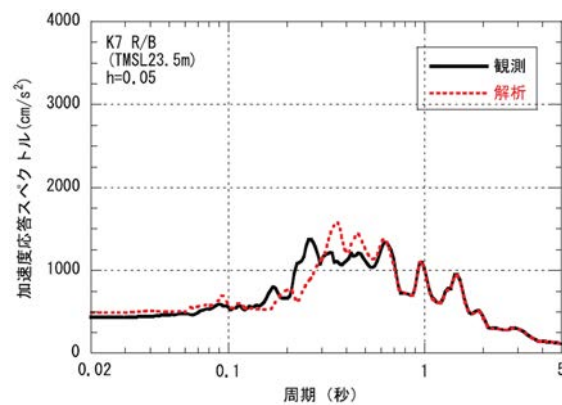
図 3.2.2-3 加速度時刻歴波形の観測と解析結果の比較（中間階(3F)）²

・ 加速度応答スペクトル ($h = 5\%$)

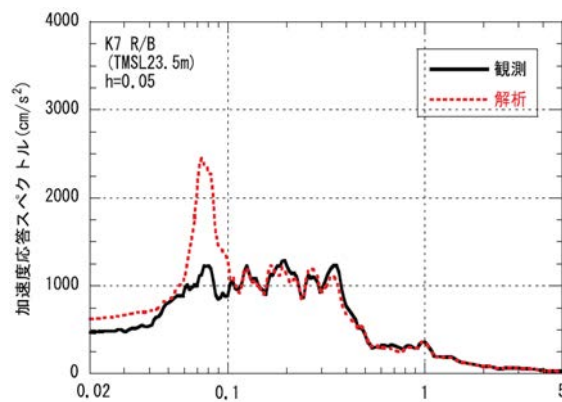
図 3.2.2-4 に中間階 (3F) における観測記録と解析結果の加速度応答スペクトル (FRS) の比較図を示す。水平方向は観測記録と良い対応を示しているが、鉛直方向については、周期 0.08 秒近傍の卓越周期に対して、観測記録よりも大きな振幅となっていることが確認できる。



(a) 南北成分



(b) 東西成分



(c) 鉛直成分

図 3.2.2-4 加速度応答スペクトルの観測記録と解析結果の比較 (中間階(3F))²

2) 東京電力ホールディングス(株)の報告書 (2016) ³

柏崎刈羽原子力発電所 6号機及び7号機原子炉建屋の平成19年(2007年)新潟県中越地震の再現解析の結果が報告されている。三次元有限要素モデルについては6号機と7号機の原子炉建屋の構造が類似していることを踏まえ、6号機の解析結果のみが示されている。

(a) 原子炉建屋の三次元有限要素モデル (6号機)

原子炉建屋の三次元有限要素モデルのモデル化範囲は、原子炉建屋、鉄筋コンクリート製原子炉格納容器(RCCV)及び基礎としている。原子炉建屋の三次元有限要素モデルの概要を図3.2.2-5に示す。

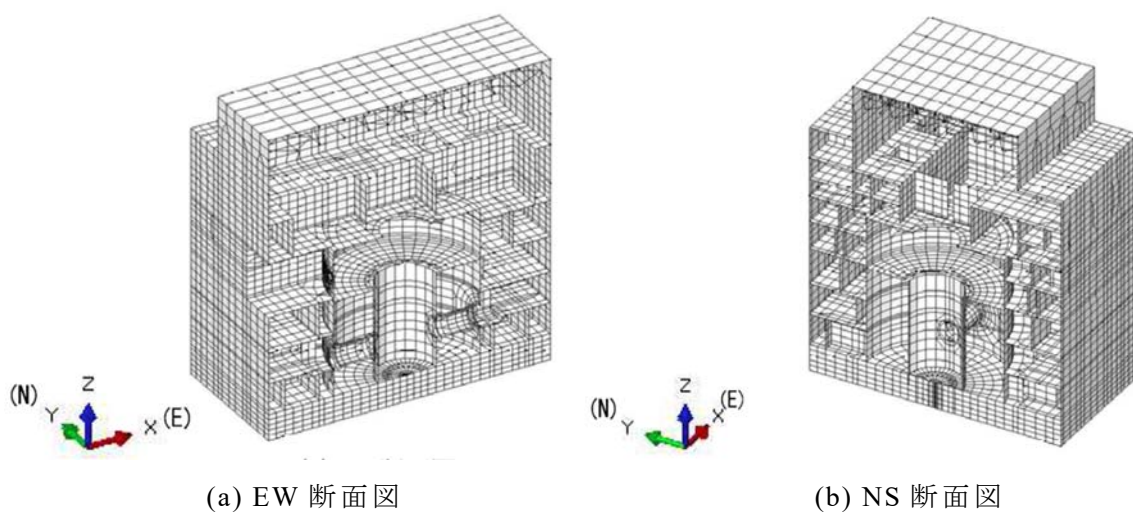


図 3.2.2-5 原子炉建屋 6号機三次元有限要素モデル³

・壁のモデル化

質点系モデルにおいて考慮されている耐震壁と補助壁は図 3.2.2-6 であるが、三次元で考慮されている壁(図 3.2.2-7)は、これとは少し異なり、コアサンプル採取図(図 3.2.2-8)とも異なる。

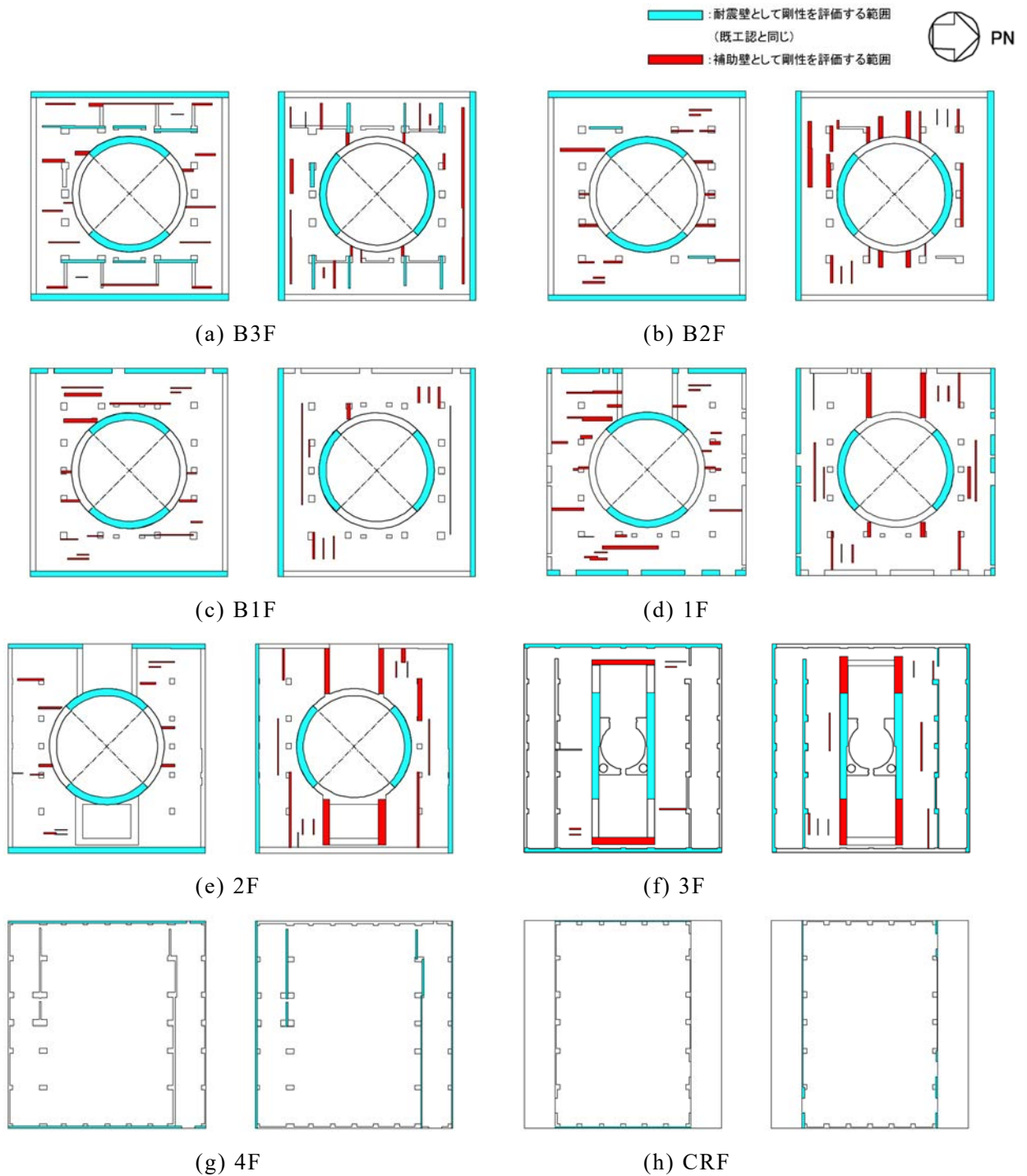


図 3.2.2-6 質点系モデルで考慮されている耐震壁と補助壁³

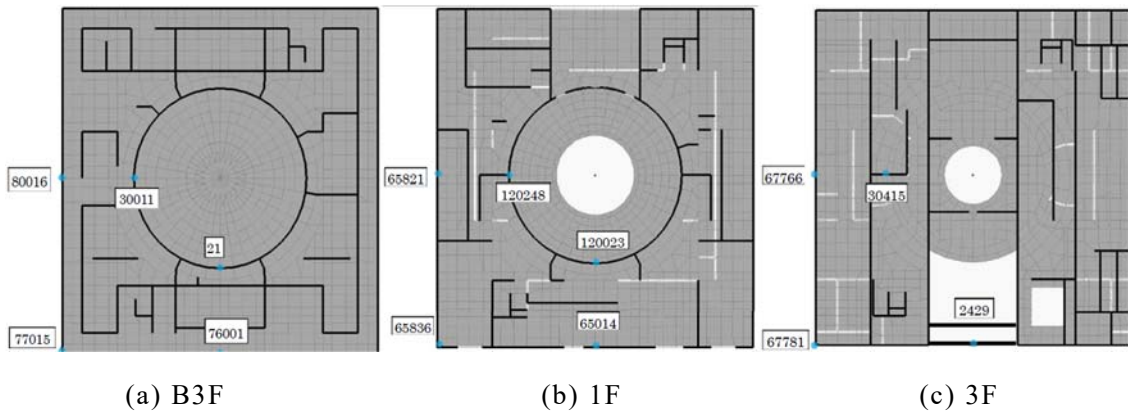


図 3.2.2-7 三次元有限要素モデルで考慮された壁配置³⁾

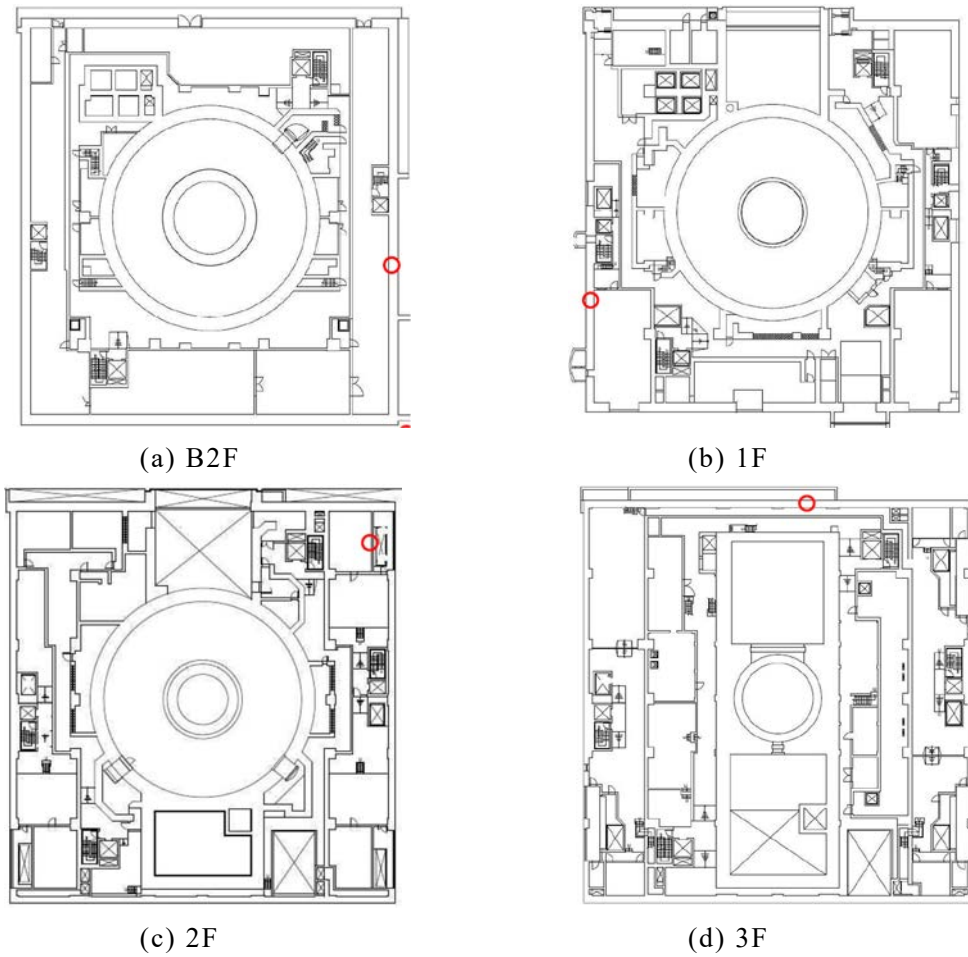


図 3.2.2-8 コアサンプル採取図³⁾

・材料定数

使用材料の物性定数を表 3.2.2-1 に示す。コンクリートの実強度及びヤング係数については、質点系モデルと同一の設定としている。

表 3.2.2-1 材料定数表³

部位他		使用材料	ヤング係数 E (N/mm ²)	せん断弾性 係数 G (N/mm ²)	ポアソン比	減衰定数 h (%)
建屋部	実強度	コンクリート Fc = 440kg/cm ²	2.88×10 ⁴	1.20×10 ⁴	0.2	5
基礎部	実強度	コンクリート Fc = 400kg/cm ²	2.79×10 ⁴	1.16×10 ⁴	0.2	5
屋根トラス, 鉄骨部		鋼材	2.05×10 ⁵	7.90×10 ⁴	0.3	2

質点系モデルによる解析では、材料定数及び地盤モデルについて、以下の表に示すようなパラメータスタディを行っている。

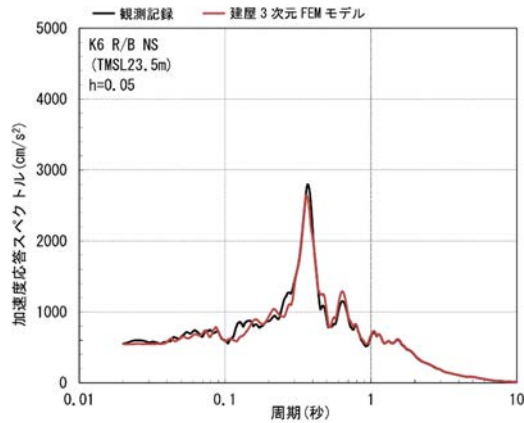
表 3.2.2-2 パラメータスタディケース³

項目	内容
コンクリートのヤング係数	設計基準強度に基づく／実剛性
剛性を考慮する部位	耐震壁／耐震壁＋補助壁
地盤モデル	側面ばね／水平ばね／水平・回転ばね

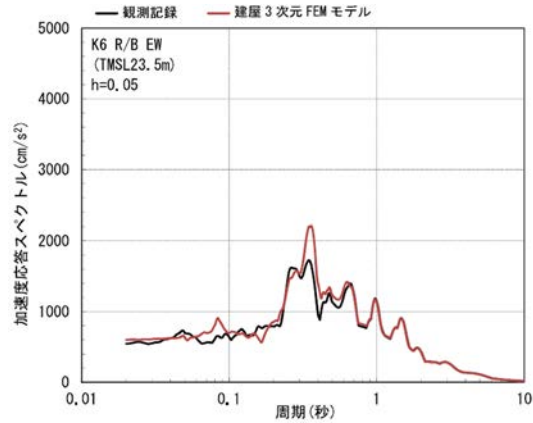
(b) 地震応答解析結果（6号機）

・加速度応答スペクトル

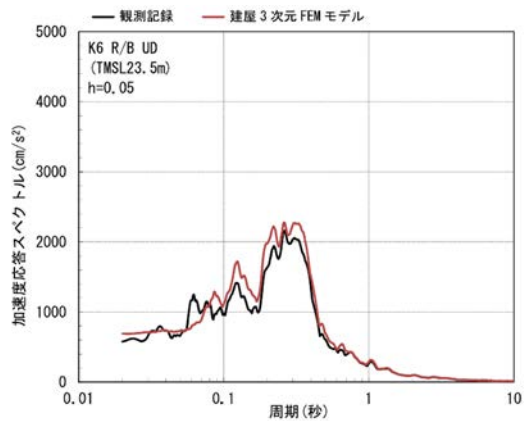
3Fにおける加速度応答スペクトルについて、観測記録と応答解析結果が比較されており、両者は非常によく一致している。質点系でみられた鉛直方向の周期 0.08 秒近傍のピーク²は、ほとんどみられなかった。



(a) NS 方向



(b) EW 方向



(c) UD 方向

図 3.2.2-9 観測記録と解析結果の加速度応答スペクトル (h=5%) の比較 (3F)³

・ 質点系モデルと三次元有限要素モデルの比較

質点系モデルと三次元有限要素モデルの最大応答加速度を比較しており、両モデルの応答性状はよく一致している。

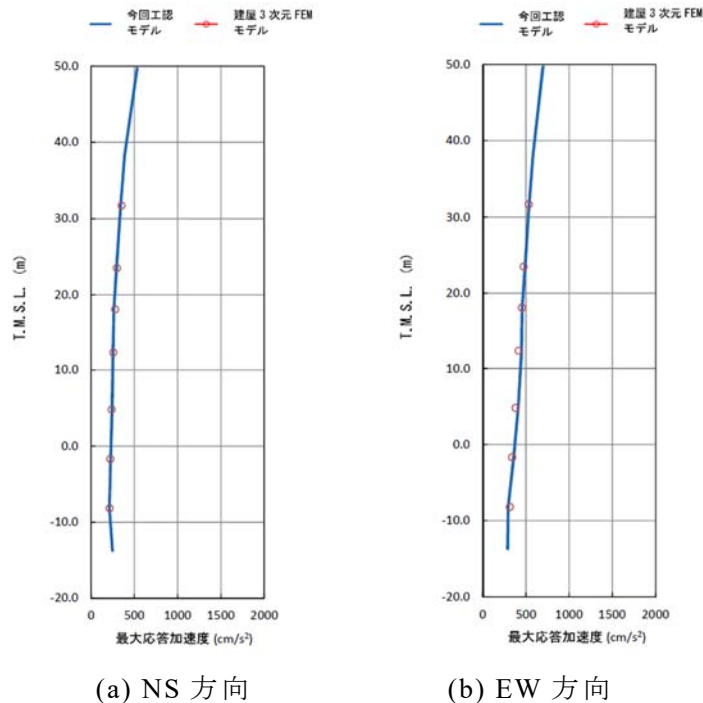


図 3.2.2-10 質点系モデルと三次元有限要素モデルの最大応答加速度の比較³

(c) 質点系モデルの再現解析結果（7号機）

実剛性、補助壁、回転ばねを考慮したモデルによる解析結果が示されている。2008年の報告書²とほぼ同じ結果である。

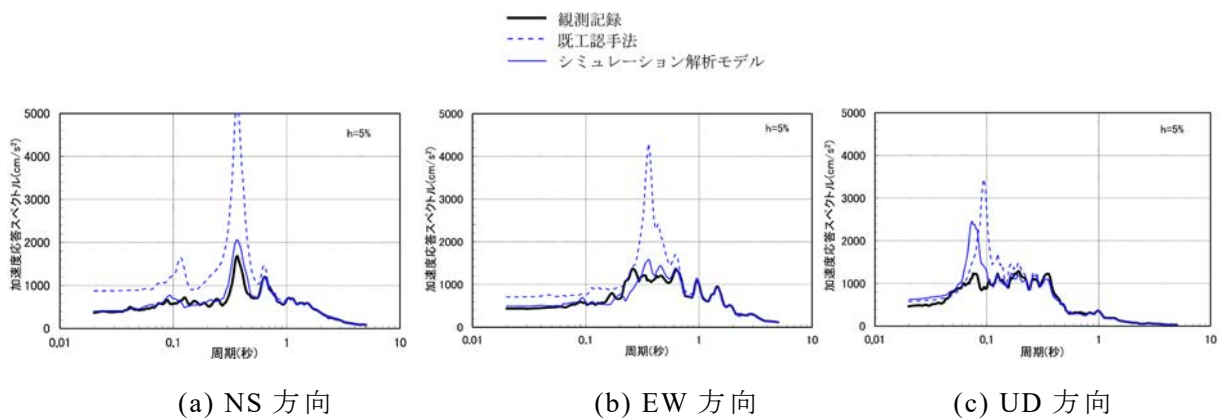


図 3.2.2-11 観測記録と解析結果の加速度応答スペクトル（ $h=5\%$ ）の比較（7号機）³

3) 土方らの論文（2011）⁴

柏崎刈羽原子力発電所の7号機原子炉建屋を対象に、平成19年（2007年）新潟県中越沖地震での原子炉建屋の応答性状を三次元有限要素モデルによって評価している。建屋は一本の質点系モデルとし、地盤は三次元有限要素でモデル化している。地盤と建屋間の接続をジョイント要素でモデル化することで、地盤の材料非線形や地盤と建屋の接続条件が建屋応答に及ぼす影響を評価している。

図3.2.2-12に中間階(3F)における観測記録と解析結果の加速度応答スペクトルを示す。応答解析結果は3方向共に観測記録によく対応をしている。鉛直方向の加速度応答スペクトルに周期0.08秒近傍のピークがみられるが、観測記録と比較して大きく変わらない。

本解析の特徴は地盤の非線形性及び建屋と地盤の剥離・すべりを考慮していることである。その結果として、表層については剥離・すべりが生じたが、洪積層の安田層、支持層の西山層ではその可能性が低かったとしている。また、基礎浮上りの可能性は小さいとしている。

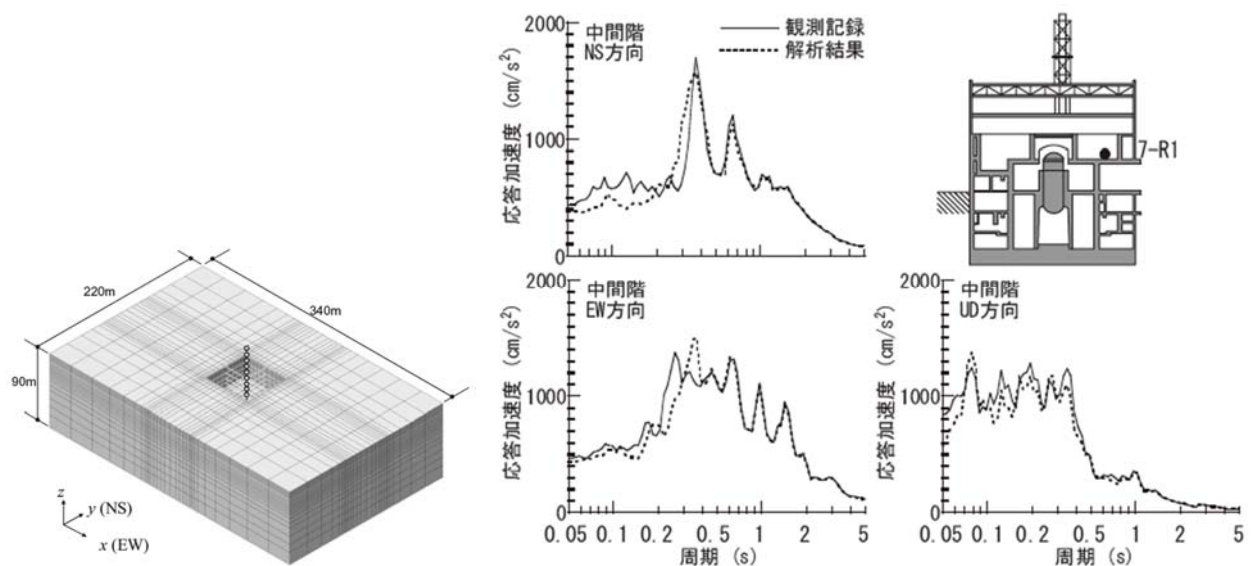


図 3.2.2-12 解析モデルと中間階（3F）の加速度応答スペクトル（ $h = 5\%$ ）⁴

4) IAEA の KARISMA 報告書 (2013) ⁵

IAEA の主催により下記の 18 組織が参加し、柏崎刈羽原子力発電所の 7 号機原子炉建屋のベンチマーク解析が行われ、その報告書が 2013 年に公開された。

参加者は提供された資料を基に、それぞれ各自の判断でモデル化と解析を実施した。

表 3.2.2-3 KARISMA プロジェクト参加組織一覧表 ⁵

PART 1 STRUCTURE: TASK 1.1- Construction and validation of the soil and structure models					
Subtask 1.1.1. Static and modal analysis of the fixed base model - Model Presentation					
No	Participant Organization	Type of model	Model characteristics (Number of nodes, elements)	Concrete Young's Modulus (MPa)	Calculation code
1	CNEA, Argentina	3D FEM	46274 nodes, 52371 elements	31300	ANSYS 12.1
2	CNPDC, China	Stick model	10 nodes, 9 beam elements	31300	Super-sap/ansys11.0
3	NNSA, China	3D FEM	9037 nodes, 5829 elements	31300	ANSYS 11.0
4	SNERDI-SNPTC, China	3D FEM	2603 nodes, 4406 elements	31300	ANSYS 11.0
5	FNS, Finland	3D FEM	5400 nodes, 6200 elements	30000	Abaqus/Standard-6.9
6	CEA&IRSN, France	3D FEM	4546 nodes, 6265 elements	31300	Finite Element code CAST3M (Version 2010)
7	EdF, France	3D FEM	12600 nodes, 14500 elements	31300	Code_Aster (STA9.6)
8	AREVA, Germany	3D FEM	19000 nodes	31300	Sofistik 25
9	VGB, Germany	3D FEM	12560 nodes, 15288 elements	31300	Femap with NX Nastran 10.1
10	SPI, Germany	Stick model	123 nodes, 120 elements	31300	SOFISTIK, Version 23
11	AERB, India Model 1	3D FEM	16297 nodes, 16686 elements	30000	ANSYS
	AERB, India Model 2	Stick model	44 nodes,	31300	ANSYS
12	BARC, India	3D FEM	41901 nodes, 47834 elements	31300	COSMOS/M version 2.0
13	ITER, Italy	3D FEM	74780 nodes, 57316 elements	31300	COSMOS/M 2.5
14	KINS, Korea	3D FEM	7571 nodes, 9440 elements	31300	SAP 2000 Ver 11.0
15	KOPEC, Korea	Stick model		31300	SAP2000 Version 7.42
16	CSN & IDOM, Spain	3D FEM			
17	ENSI, Switzerland	3D FEM	10596 nodes, 10745 elements		SAP2000 v.14.1.0 Advanced
18	NRC, USA	3D FEM	11278 nodes, 15626 elements	38500	SAP2000 Version 14

(a) モデル化

・ 建屋

柱、梁、壁（耐震壁、補助壁）、床に関する資料が提供されている。圧力容器基礎（ペデスタル）についてはモデル化された例はみられなかったが、屋根スラブについてはモデル化された例もあった。

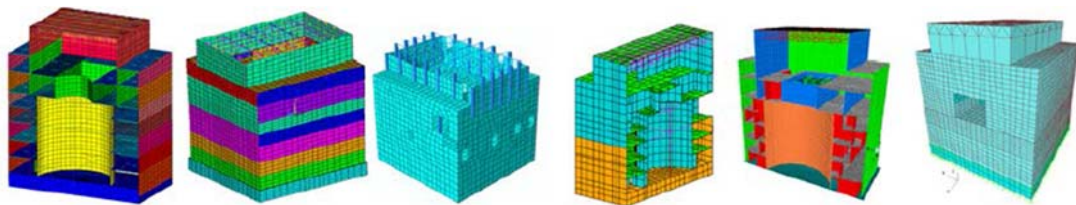


図 3.2.2-13 参加者による三次元有限要素モデルの概略 ⁵

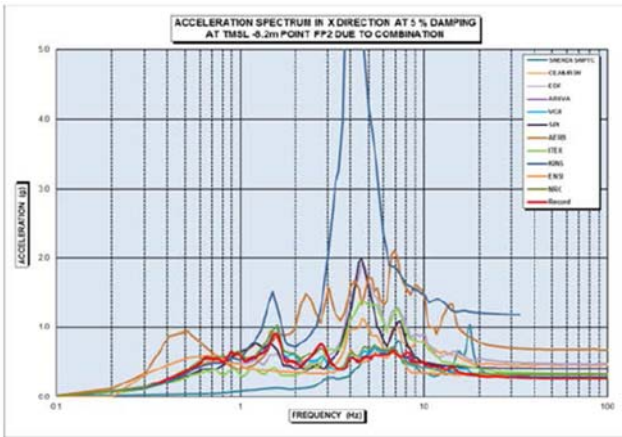
ベンチマーク解析では、基礎固定の建物に自重を作用させて、反力と建屋の変形を比較し、モデル化の違いを確認している。固有振動数及び全質量は、おおよそ1割程度の違いがあった。

表 3.2.2-4 各モデルの固有振動数(Hz)と全質量(ton)

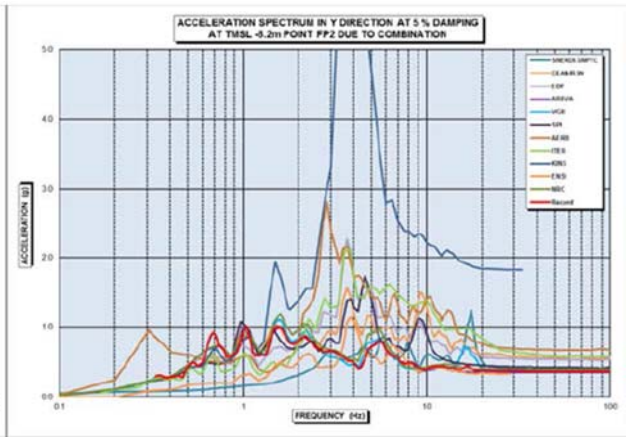
	固有振動数(Hz)			全質量 (ton)
	X	Y	Z	
平均値	4.56	4.96	8.22	190562
標準偏差	0.40	0.43	1.75	20518
変動係数	0.09	0.09	0.21	0.11

(b) 応答解析結果

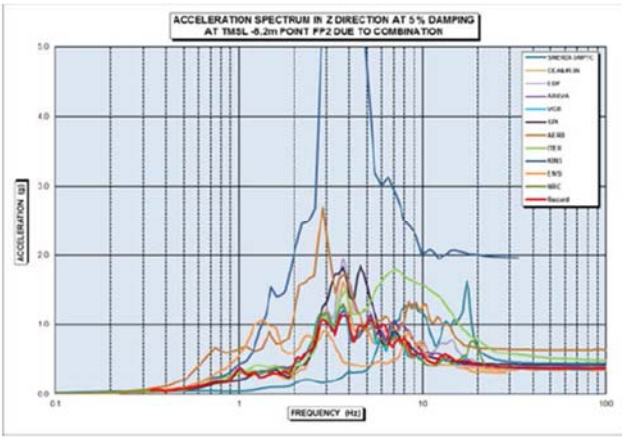
図 3.2.2-14 と図 3.2.2-15 に基礎上と 3F における観測記録と解析結果の床応答スペクトル ($h = 5\%$) の比較図をそれぞれ示す。入力におけるコントロールポイントは参加者に任されており、必ずしも基礎上の観測記録を一致させることはなされていない。このために、観測記録と大きく異なる結果があるが、参加者によっては、良い対応をしているものもあった。



(a) X 方向

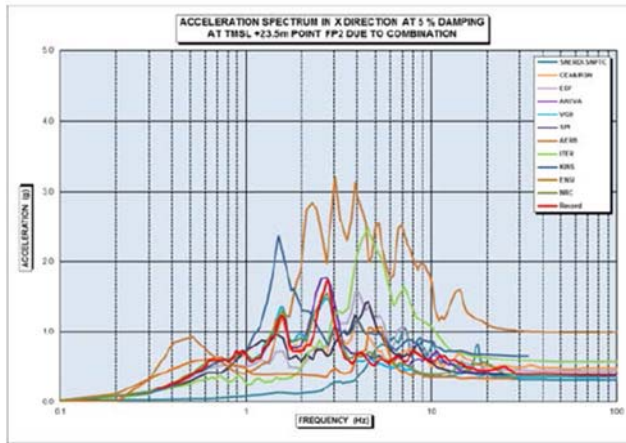


(b) Y 方向

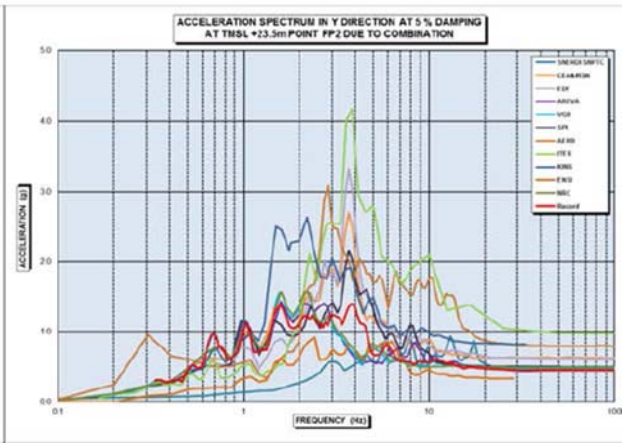


(c) Z 方向

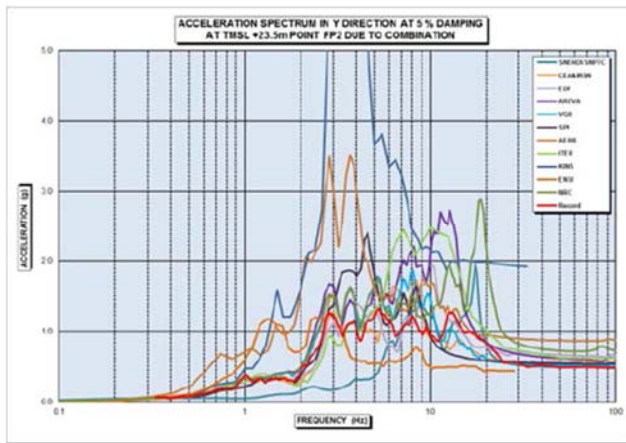
図 3.2.2-14 基礎上における観測記録と解析結果の床応答スペクトル($h = 5\%$)の比較⁵



(a) X 方向



(b) Y 方向



(c) Z 方向

図 3.2.2-15 3F における観測記録と解析結果の床応答スペクトル($h = 5\%$)の比較⁵

5) 考察

平成 19 年（2007 年）新潟県中越沖地震時に、柏崎刈羽原子力発電所の 7 号機原子炉建屋で、基礎と 3F で観測された地震観測記録の再現解析について調査した。

いずれも、地盤と建屋の相互作用を考慮した解析モデルを用いていた。また、KARISMA プロジェクトを除いて、基礎上の観測記録が一致するように解析モデルへの入力を設定し、3F の観測記録と地震応答解析結果を比較していた。その結果、水平方向は観測記録と良い対応をしていたが、鉛直方向については、周期 0.08 秒近傍のピーク振動に対する精度が悪かった。この精度は、解析モデルや解析条件等、いわゆる解析の仕方に依存するものと考えられる。KARISMA プロジェクトでは、解析者によって 1 割程度の違いがみられた。これらの解析結果を利用する場合は、その解析根拠についても十分に把握する必要があると考えられる。

3.2.3 原子炉建屋三次元詳細モデルを用いた地震観測記録の再現解析

過年度までに作成された「原子炉建屋三次元詳細モデルの構築手法の標準案」に沿って、IAEAのKARISMAプロジェクトのモデル情報を参考に原子炉建屋三次元詳細モデルを作成し、原子炉建屋で計測された地震観測記録の再現解析を行った。比較に用いる地震観測記録は、平成19年(2007年)新潟県中越沖地震の東京電力柏崎刈羽原子力発電所の7号機原子炉建屋の本震記録とした。

解析の諸元は、原則として、地盤、建屋ともにIAEAのKARISMAプロジェクト(TECDOC-1722)⁵で用いられたデータを用いた。

本再現解析では、はじめに弾性条件による地震応答解析を行い、観測記録と解析結果を比較検討する。その後、建屋地盤間の剥離・滑り、建屋の浮上り、建屋鉄筋コンクリート床・壁の非線形性の建屋応答に対する影響を検討する。解析条件及び解析方法による違いを検討するために次の6ケースについて解析を行った。

表 3.2.3-1 解析ケース

ケース	建屋の材料物性	建屋基礎底面と 支持地盤の結合	建屋側面と地盤 の結合	解析方法
C1-2	弾性	剛結	剛結	時刻歴応答
C1-3	弾性	剛結	剛結	周波数応答
C1-5	弾性	剛結	JOINT	時刻歴応答
C1-7	弾性	JOINT	JOINT	時刻歴応答
C1-9	RC 非線形	剛結	JOINT	時刻歴応答
C1-11	RC 非線形	JOINT	JOINT	時刻歴応答

以下、各ケースを以下のように呼ぶこととする。

C1-2：弾性解析（時刻歴応答）

C1-3：弾性解析（周波数応答）

C1-5：側面剥離・滑り考慮

C1-7：側面剥離・滑り・浮上り考慮

C1-9：側面剥離・滑り+RC非線形考慮

C1-11：側面剥離・滑り・浮上り+RC非線形考慮

解析条件は、最初に弾性解析の条件を共通解析条件として示し、それに続く解析条件については、弾性解析と異なる部分を示す。

解析コードは有限要素法による構造解析プログラム FINAS/STAR を用いた。

(1) 観測記録の概要

1) 地震計配置図

地震計配置図を図 3.2.3-1 に、基礎上（B3F）及び 3F の観測記録を図 3.2.3-2 及び図 3.2.3-3 に示す。

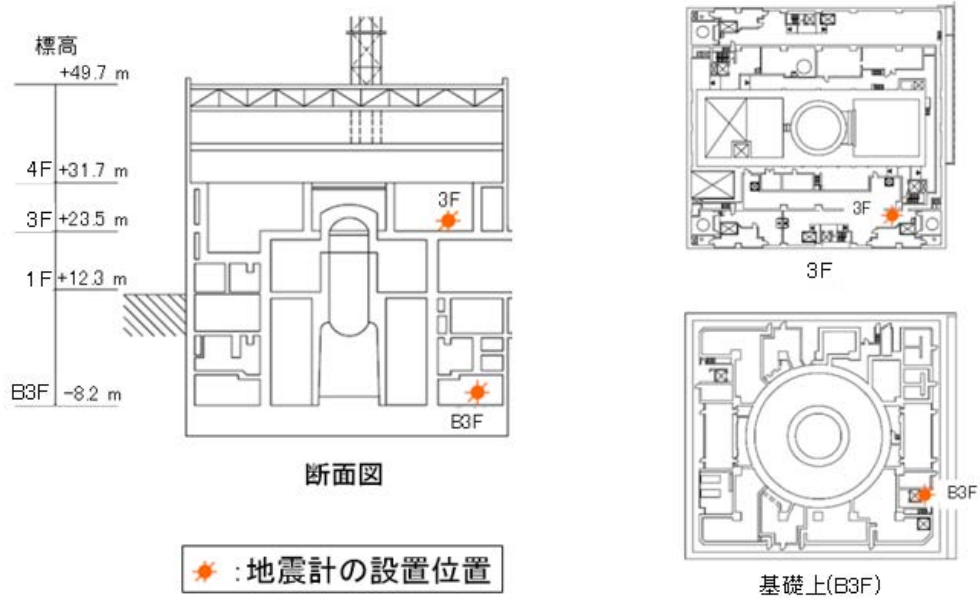


図 3.2.3-1 地震計配置図

2) 観測記録

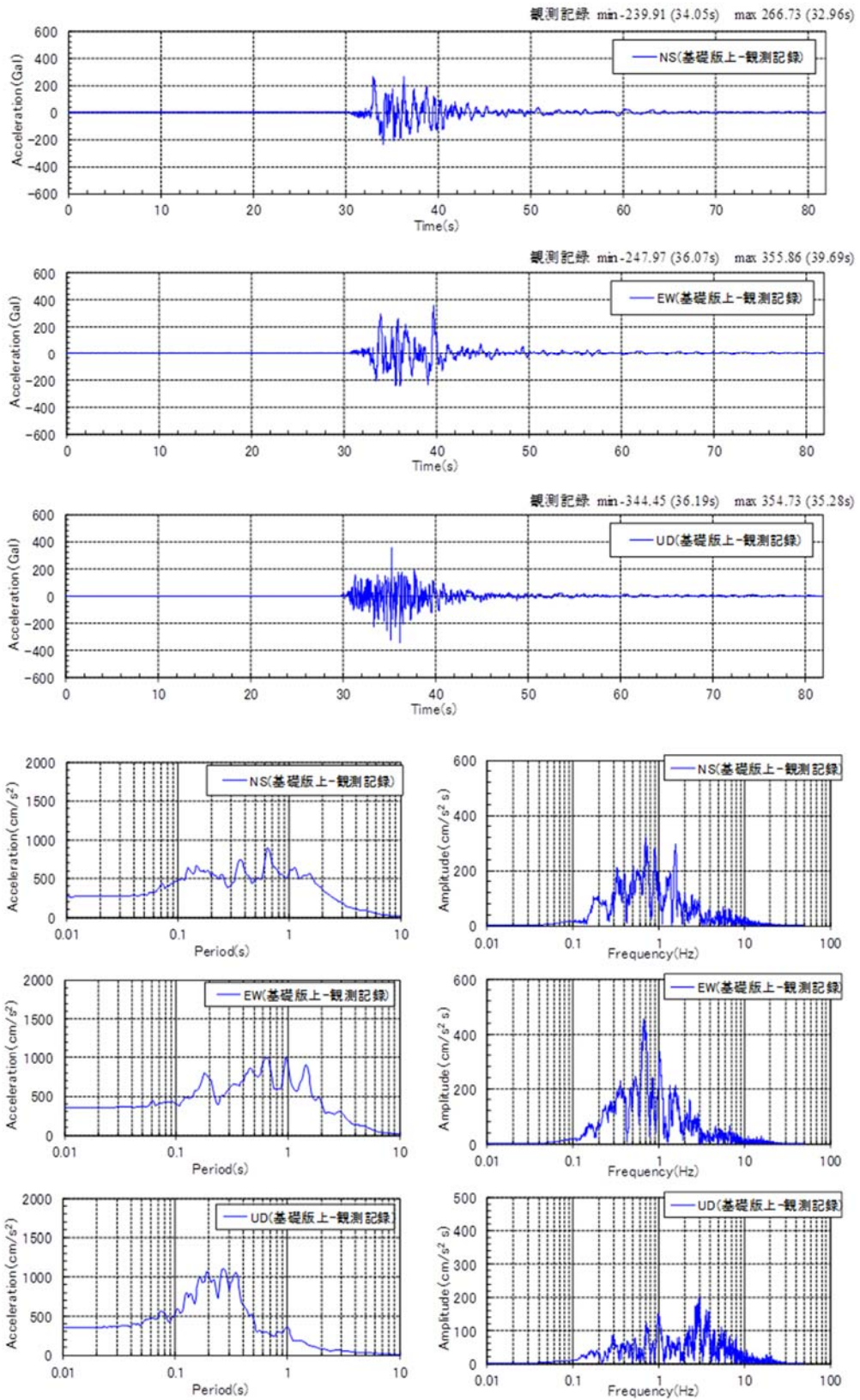


図 3.2.3-2 基礎上 (B3F) の観測記録

(上：加速度時刻歴、下：FRF (左) 及び加速度フーリエスペクトル (右))

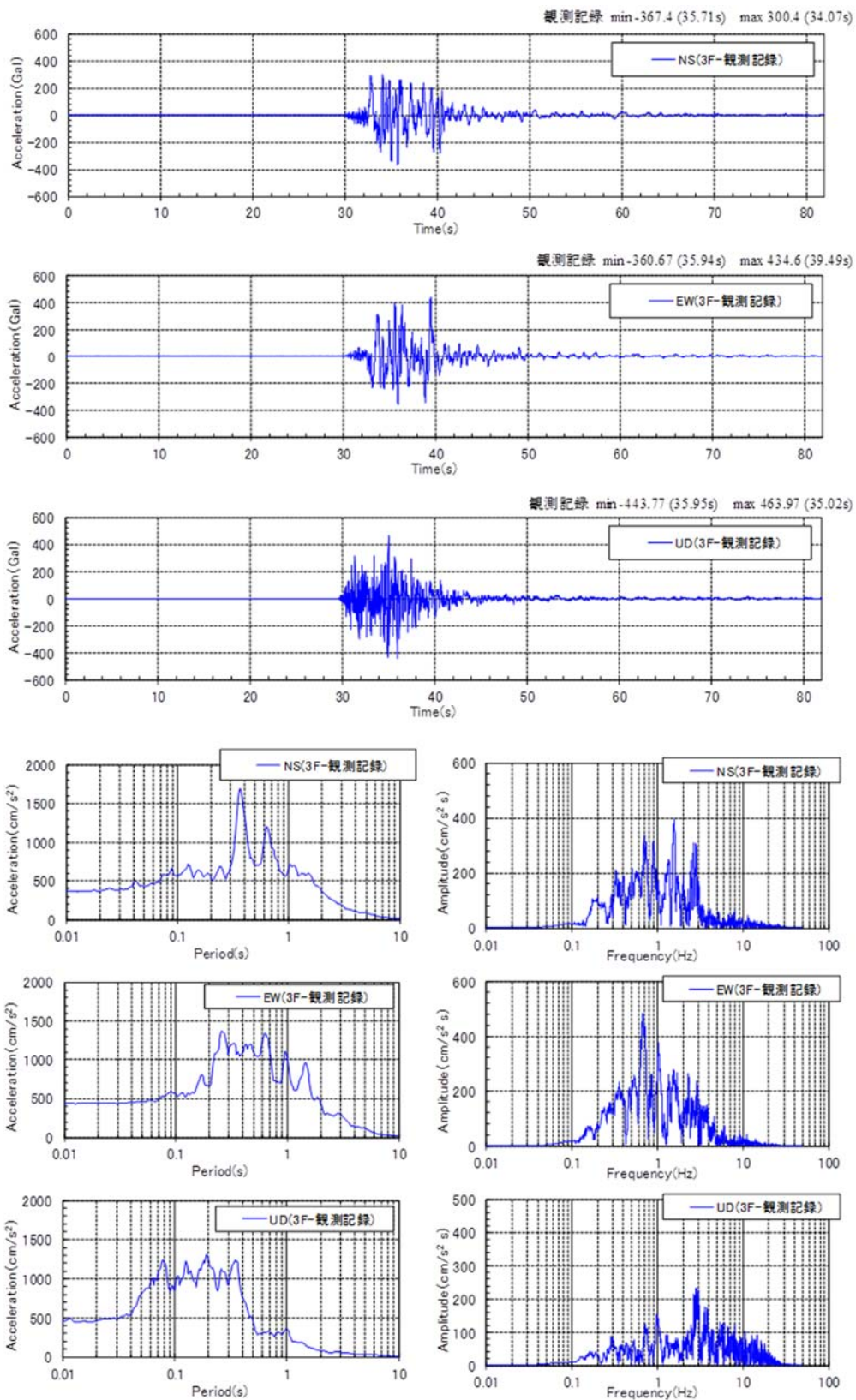


図 3.2.3-3 3F の観測記録

(上：加速度時刻歴、下：FRS (左) 及び加速度フーリエスペクトル (右))

(2) 地震応答解析の共通解析条件

ここでは再現解析の共通解析条件として、解析モデルと入力地震動の概要を示す。詳細は別紙 1（附属書 1-1）共通解析条件に示す。

1) 解析モデル

再現解析で用いる原子炉建屋三次元詳細モデルは、過年度までに作成された「原子炉建屋三次元詳細モデルの構築手法の標準案」に沿って、KARISMA プロジェクトの公開情報を基に作成した三次元有限要素モデル（以下、「KARISMA ベンチマークモデル」という。）とする。周辺地盤は同じく三次元有限要素モデルとして作成した。解析に用いる三次元詳細モデルの概要を図 3.2.3-4 に示す。KARISMA ベンチマークモデルでは屋根スラブに関する情報がなかったため、本年度は屋根スラブ厚さを 150 mm と仮定して過年度までの三次元詳細モデルに屋根スラブを追加した。

図 3.2.3-5 に基礎固定の固有値解析結果と建屋 1 次モード図を示す。

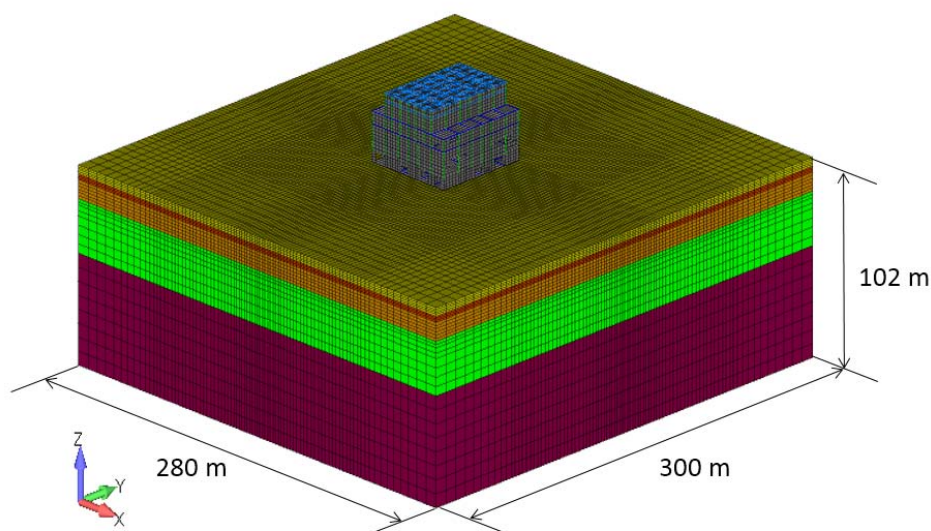


図 3.2.3-4 三次元詳細モデルの概要

振動数 Hz	周期 sec	刺激係数			有効質量比			備考
		NS(X)	EW(Y)	UD(Z)	NS(X)	EW(Y)	UD(Z)	
4.181	0.239	2.483	-0.004	-0.037	0.539	0.000	0.000	NS1次
4.810	0.208	0.015	2.823	-0.010	0.000	0.576	0.000	EW1次
5.307	0.188	0.051	3.303	0.076	0.000	0.011	0.000	EW2次
7.305	0.137	-3.577	0.230	-0.050	0.082	0.000	0.000	NS2次
11.737	0.085	-0.822	-0.077	9.908	0.001	0.000	0.151	UD1次

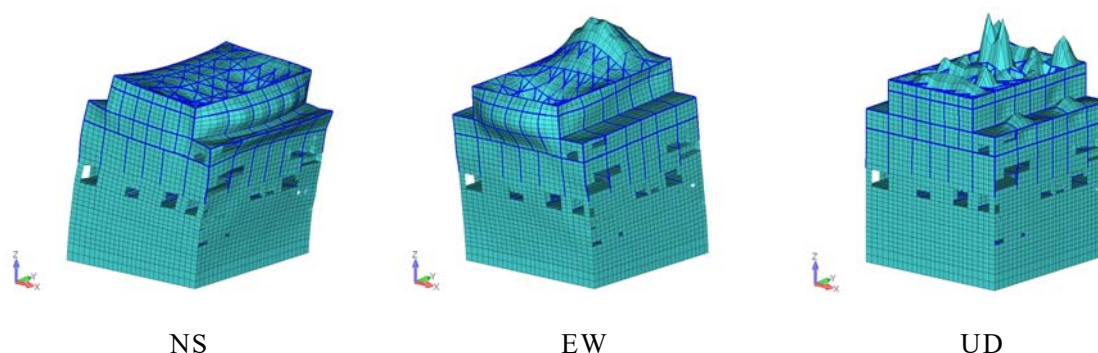


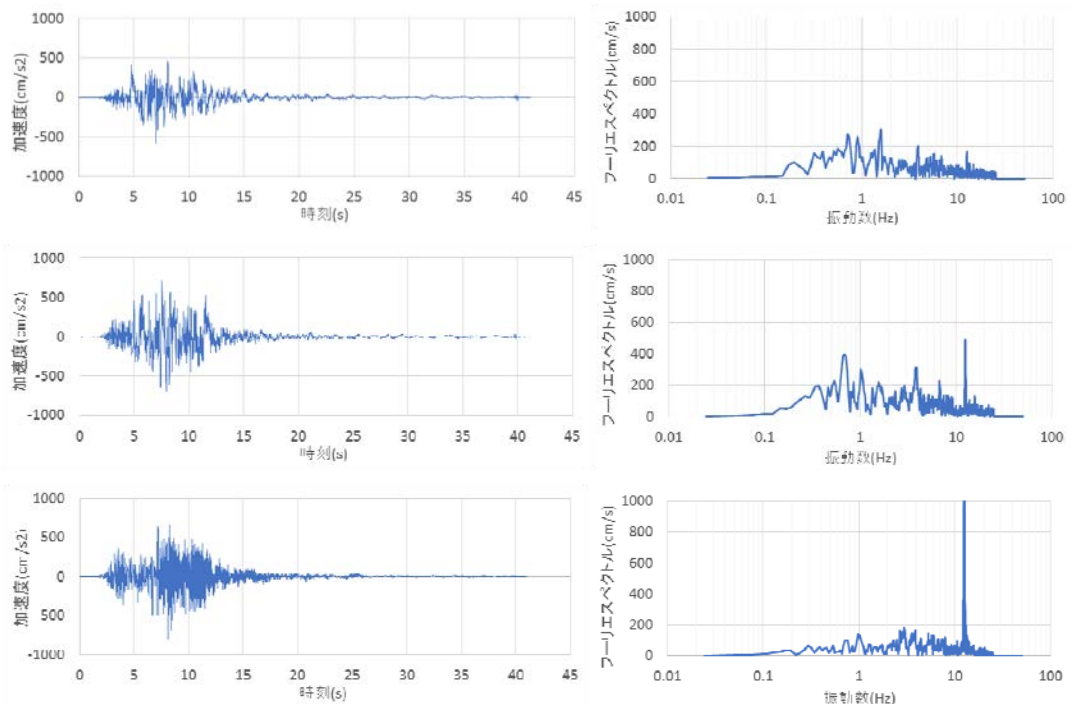
図 3.2.3-5 建屋基礎固定の固有値解析結果（1次モード）（NS,EW,UD）

2) 入力地震動

入力地震動は、図 3.2.3-4 の解析モデル底面から入力する。そのため、図 3.2.3-2 に示す建屋基礎上で観測された地震観測記録を基礎位置から解析モデル底面まで引き下げて作成した。

図 3.2.3-6 に入力地震動の加速度時刻歴波形と加速度フーリエスペクトルを示す。図より 12.5Hz 近傍に大きなピークが発生していることが分かる。原因として、建屋と地盤の上下方向の固有振動数 11-12Hz 近傍の連成モードによる影響が考えられる（図 3.2.2-7）。すなわち、基礎底面から下の地盤の上下方向の 1 次モードが約 11Hz であり、建屋自身も近傍の固有振動数を有するために、解析モデル端部が固有モードの節になったこと等の可能性が考えられる。

入力地震動については、弾性解析モデルを用いて入力地震動を設定し、全ての解析において、同じ入力地震動を用いた。



(1) 加速度時刻歴波形

(2) 加速度フーリエスペクトル

図 3.2.3-6 解析モデルへの入力地震動（上から NS、EW、UD）

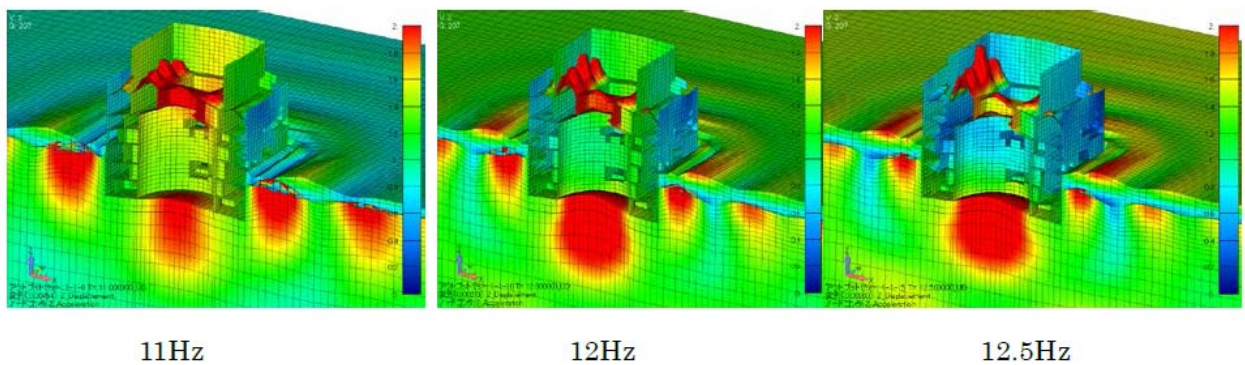


図 3.2.3-7 12.5 Hz 近傍の地盤と建屋の連成モード

3) 評価条件

(a) 評価点

図 3.2.3-8 及び図 3.2.3-9 に再現解析における観測点以外の評価点（以下、「代表節点」という。）の位置の例を示す。再現解析では、三次元詳細モデルによる原子炉建屋の応答を、観測点と比較するとともに、各層の外壁コーナー部 4 点及びその中間位置の 4 点、建屋中央部の 4 点の計 12 点の代表節点と、当該層の全節点の最大加速度のコンタープロット及びその平均値並びに最大・最小値から評価する。この他に、上下動による床の水平方

向のはらみ出しの影響等を確認する目的で、2F～4Fの使用済燃料プール（Spent Fuel Pool, SFP）近傍の節点及びB3Fのペデスタルと基礎の接合部の節点についても別途評価点として応答を抽出する。なお、屋根階（RF）については、KARISMAプロジェクトにおける剛性評価範囲に当該層の床スラブが含まれていないことから、実建屋相当の剛性をRFで期待できないため、評価対象から除外するものとする。

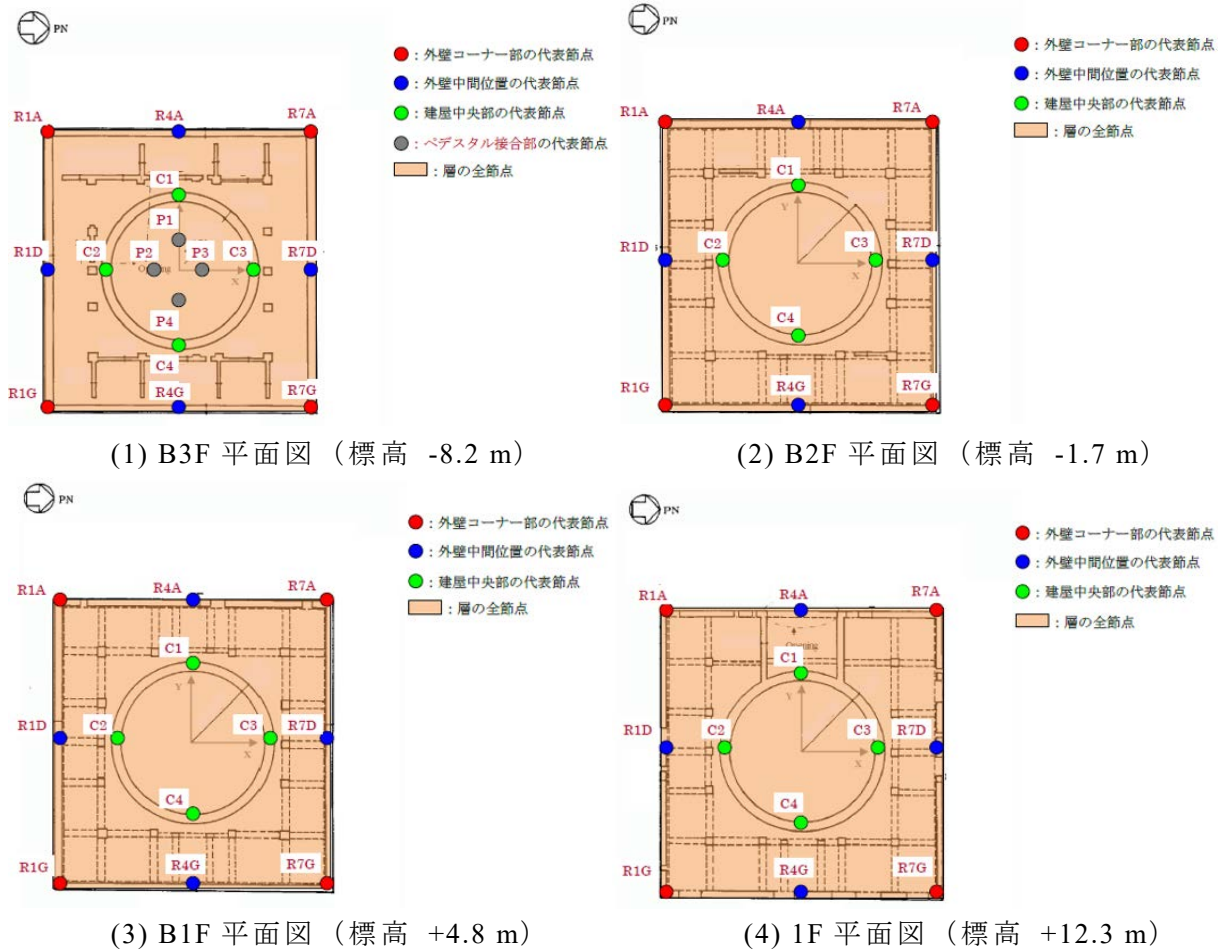
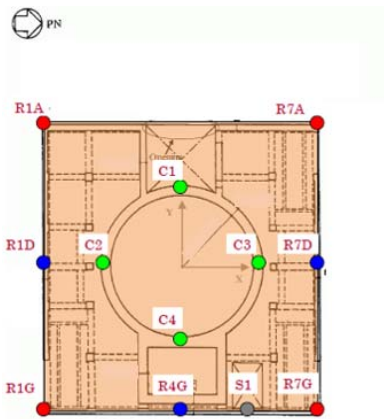


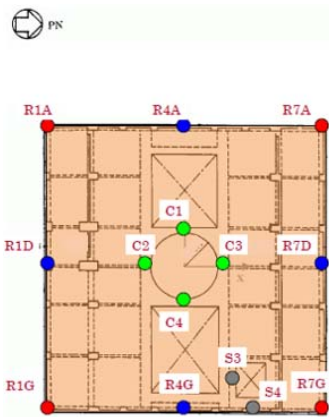
図 3.2.3-8 代表節点の例 (B3F~1F)



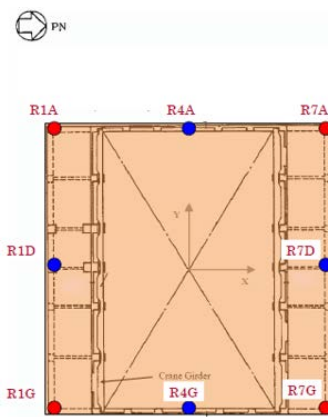
(5) 2F 平面図 (標高 +18.1 m)



(6) 3F 平面図 (標高 +23.5 m)



(7) 4F 平面図 (標高 -31.7 m)



(8) CRF 平面図 (標高 +38.2 m)

図 3.2.3-9 代表節点の例 (2F~CRF)

(b) 評価項目

本再現解析では、三次元詳細モデルの影響を、加速度時刻歴波形、伝達関数、最大応答加速度、最大応答変位、床応答スペクトル (FRS)、側面地盤反力の 6 種類の応答値を使い評価することを基本とした。このうち、伝達関数については、建屋基礎上の観測点に対する 3F の観測点の応答のフーリエ振幅の比を、最大応答加速度については、高さ方向分布図、コンタープロット等の図表を、最大応答変位については、高さ方向分布図等の図表を用いて応答値を評価した。このとき、コンタープロットは、各層の床ごとに最大応答加速度を評価し、最大応答変位は、基礎底面中心位置からの相対変位を出力した。床応答スペクトル (FRS) については、代表節点の加速度時刻歴波形から 1 質点減衰系 ($h = 5.0\%$) に生じる最大加速度応答を評価した。

(3) 弾性解析（時刻歴応答）

1) 解析方針

本地震応答解析では、平成 19 年(2007 年)新潟県中越沖地震の柏崎刈羽原子力発電所の 7 号機原子炉建屋の本震記録を用いて、剥離・滑り及び浮上りを無視、RC 非線形性も無視した弾性解析条件による時刻歴応答解析を行い、観測記録と加速度時刻歴波形、最大応答加速度、床応答スペクトル、伝達関数等について比較した。

2) 解析条件

別紙 1（附属書 1-1）共通解析条件に示す。

3) 解析結果

基礎上の観測記録が一致するように解析モデルへの入力地震動を設定した弾性地震応答解析を行い、3F の応答加速度を観測記録と比較した。解析結果は、下記の基本評価項目に沿って報告する。

- ・ 加速度時刻歴波形
- ・ 最大応答加速度：最大応答加速度の高さ方向分布及び各階の床スラブに対するコンタープロット
- ・ 床応答スペクトル（FRS）：各階の代表節点における床応答スペクトル（ $h = 5\%$ ）
- ・ 伝達関数：基礎上の観測点に対する 3F の観測点の伝達関数
- ・ 最大応答変位：最大応答変位の高さ方向分布
- ・ 側面地盤反力

(a) 加速度時刻歴波形

基礎上及び 3F における観測記録と弾性解析結果の加速度時刻歴波形の比較図を図 3.2.3-10 及び図 3.2.3-11 に示す。基礎上の加速度時刻歴波形はほぼ一致している。

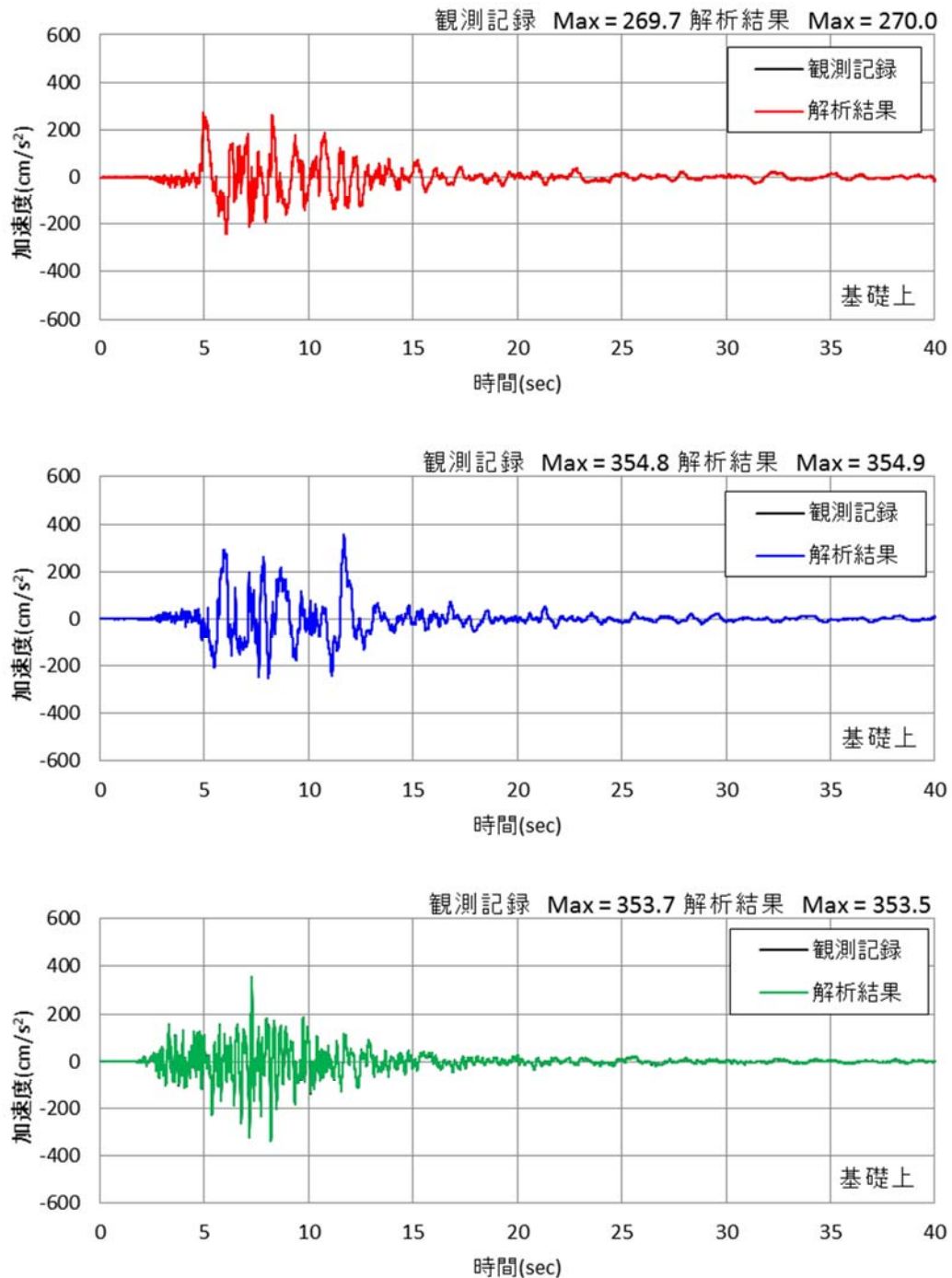


図 3.2.3-10 加速度時刻歴波形の比較（基礎上、上から NS、EW、UD）

3F の加速度時刻歴波形についても同様に比較を行った。水平応答は概ね観測記録と一致しているが、上下方向は入力地震動の卓越振動数 12.5Hz（卓越周期 0.08 秒）による影響と思われる非常に大きな一定振幅の波が発生している。

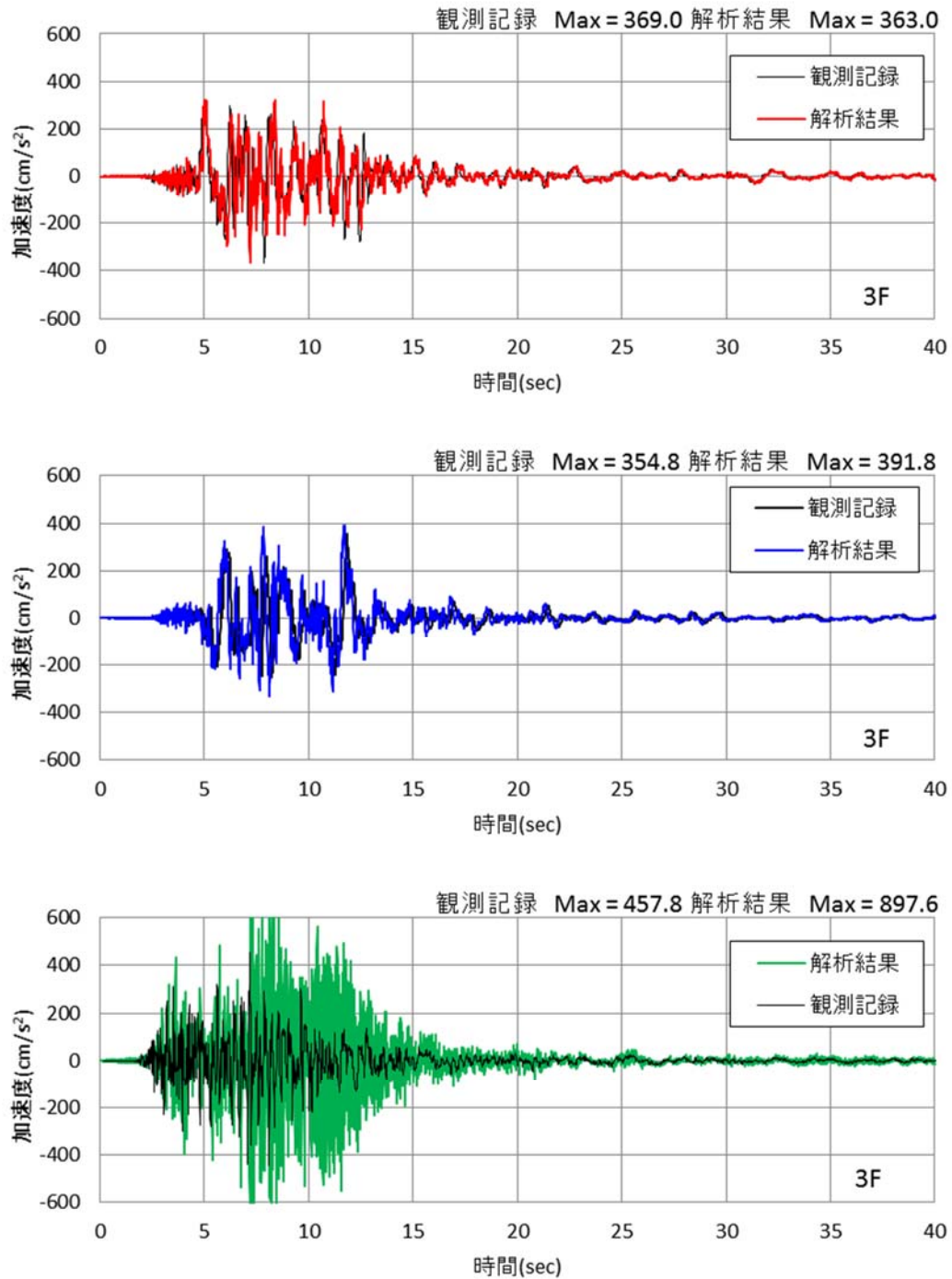


図 3.2.3-11 加速度時刻歴波形の比較（3F、上から NS、EW、UD）

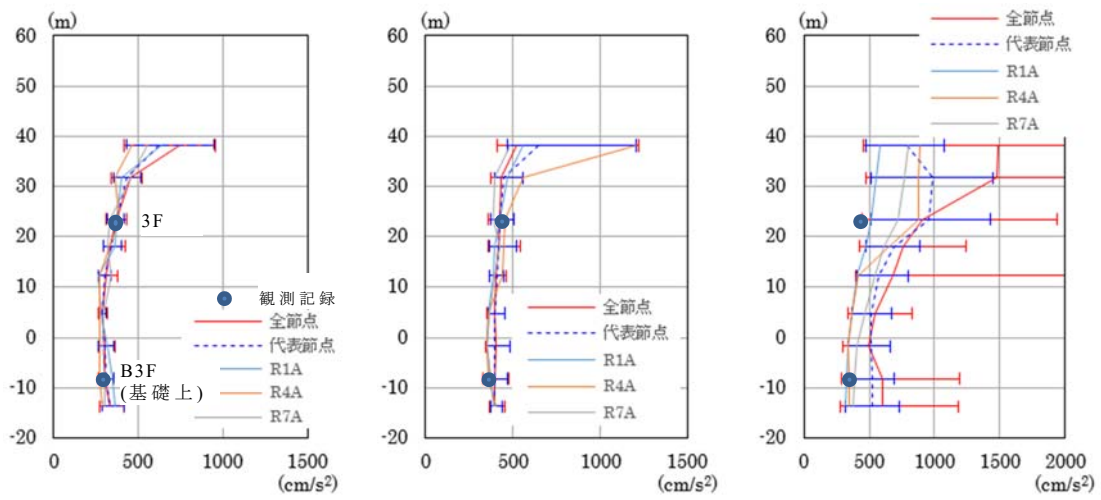
(b) 最大応答加速度

a) 高さ方向分布図

観測位置の最大応答加速度と、RA 通りの最大応答加速度を図 3.2.3-12 に示す。

3F の水平方向については、床の応答の平均値と観測値はよく対応している。

上下方向については、外壁部である R1A の応答値は観測値とよく対応しているが、場所によって観測値よりも大きいところがある。観測記録と応答結果の厳密な比較をする場合には、このことを考慮する必要がある。



(a) NS 方向 (RA 通り) (b) EW 方向 (RA 通り) (c) UD 方向 (RA 通り)

(1) 弾性解析 (時刻歴応答)

図 3.2.3-12 最大応答加速度の比較

b) コンタープロット

最大応答加速度のコンタープロットを図 3.2.3-13 に示す。

水平応答より上下応答が大きくなっていることを確認できる。また、基礎上より 3F の結果、特に中心部の上下応答が大きくなっている。ばらつきは、基礎上の水平応答が 300-400 cm/s^2 、上下応答が 300-1200 cm/s^2 、3F の水平応答が 400-500 cm/s^2 、上下応答が 500-2000 cm/s^2 と床面内ではばらつきがみられ、水平より上下応答の方が大きい。3F における上下応答のばらつきの原因として、耐震壁以外の間仕切り壁等の未考慮や 4F、クレーン階 (CRF) の大スパン部の床面応答の影響等が考えられる。

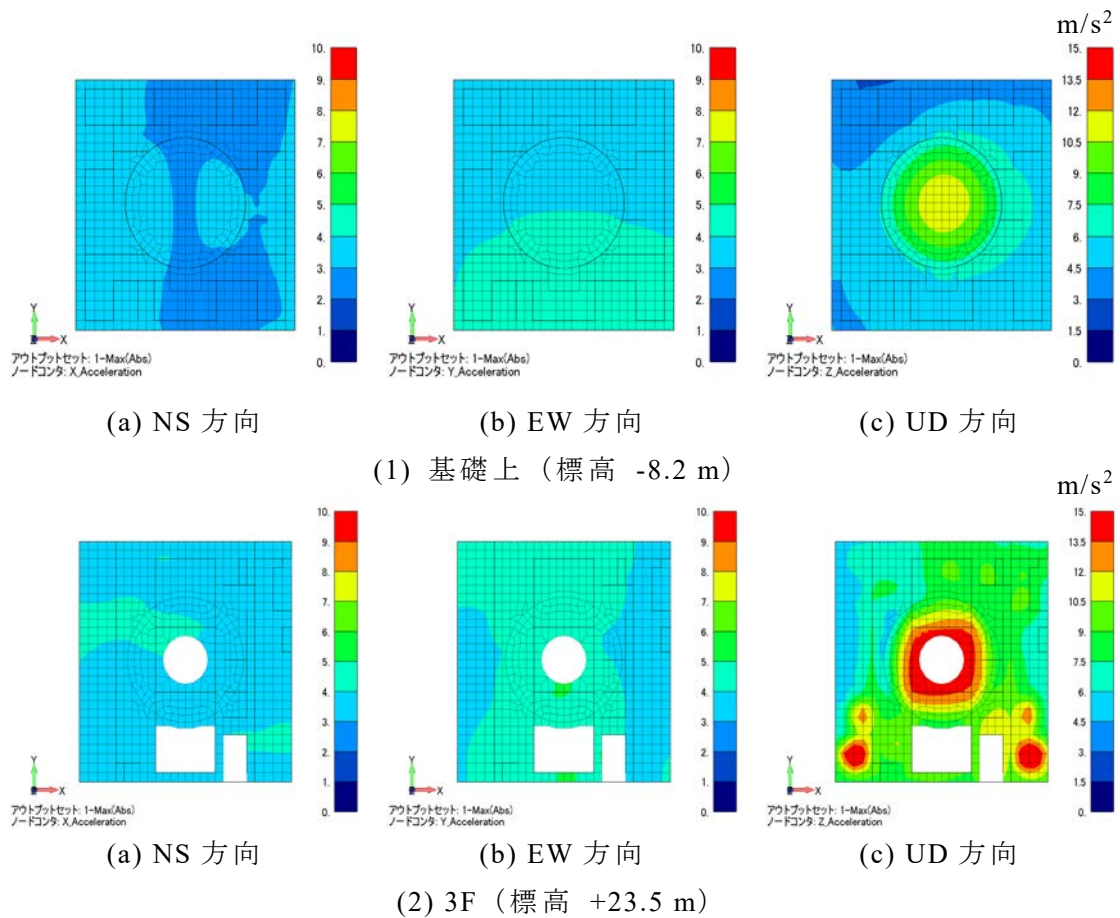


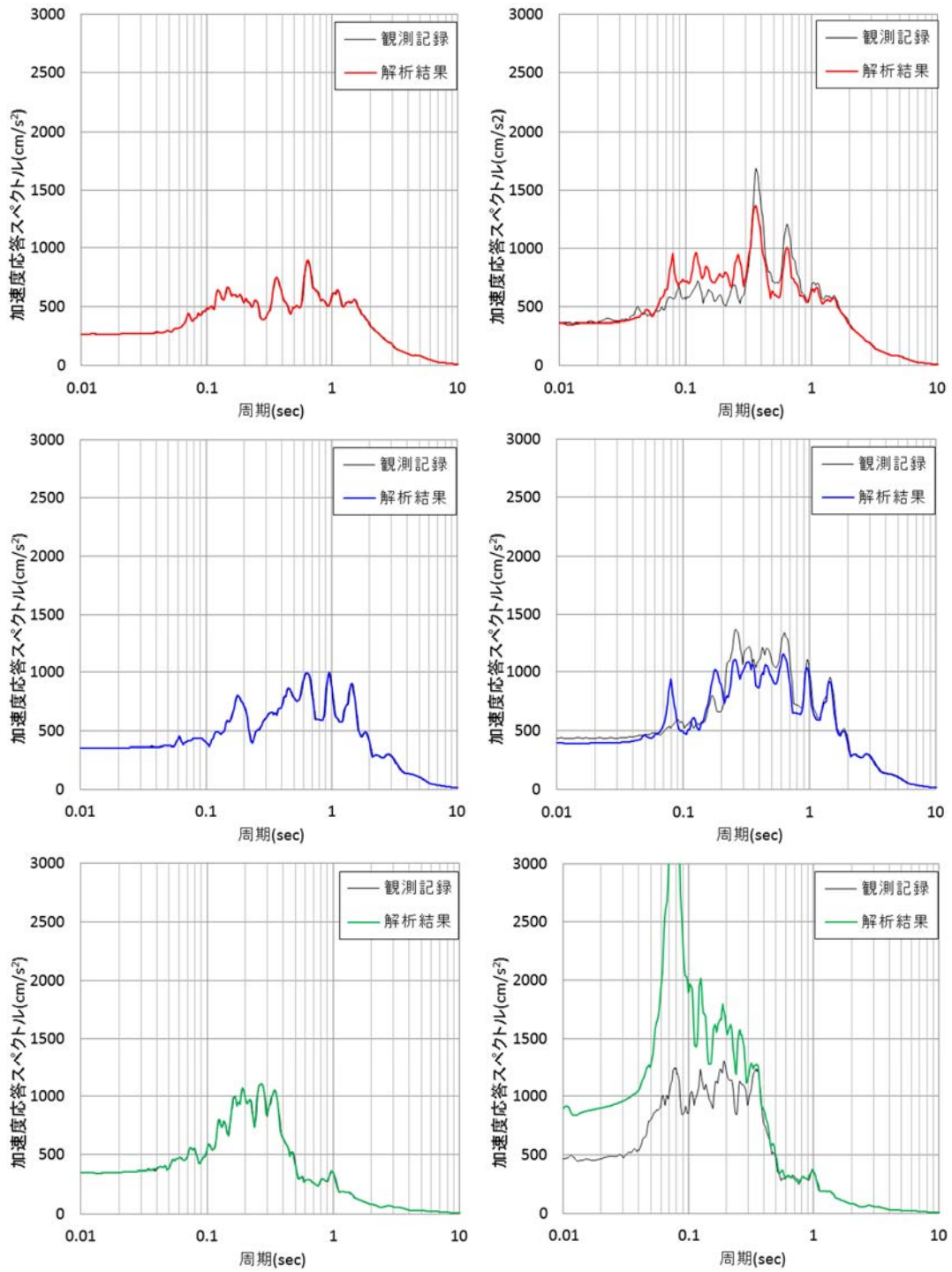
図 3.2.3-13 最大応答加速度のコンタープロット

(b) 床応答スペクトル ($h = 5\%$)

基礎上及び 3F における観測記録と弾性解析結果の床応答スペクトルの比較図を図 3.2.3-14 に示す。基礎上の床応答スペクトルはほぼ一致することを確認した。

一方、3F の床応答スペクトルでは、水平応答は観測記録と概ね一致しているが、上下応答は観測記録よりも全体的に大きくなっている。図 3.2.3-14 より上下応答では周期 0.08 秒付近に大きなピークが発生し、水平応答もその影響を受けていることが分かる。原因として、解析モデルへの入力地震動に 12.5 Hz 付近のピークがみられたように、建屋と地盤の上下振動の 11–12 Hz 近傍の連成モードによる影響（図 3.2.3-7）が考えられる。観測記録ではこのピークは確認されていない。

一方、このピーク以外でも、3F の観測記録と解析結果の違いは大きくなっている。その原因として、耐震壁以外の間仕切り壁等がモデル化されていない影響、小梁等の二次部材がモデル化されていない影響など、解析モデルと実構造物との違いがあるほか、地盤の非線形挙動を考慮していない影響等が考えられる。上下応答の再現性を上げるためには、これらの影響を確認し、より現実に近いモデルとする必要があると考えられる。しかしながら、今回は公開情報に基づきモデルを作成していることから、情報不足等によりこれ以上の詳細化は困難である。そこで、床面の上下方向の剛性が高いと思われる 3F の観測点近傍の外壁部の加速度時刻歴波形についても同様に比較を行った。3F の外壁部における床応答スペクトルを図 3.2.3-15 に示す。水平応答は観測位置の結果と概ね一致し、上下応答についてはまだ観測記録よりやや大きくなっているが、周期 0.08 秒近傍のピークが観測位置の結果よりかなり低減されている。よって、以降の 3F における観測記録との比較においては、外壁部の解析結果を用いることとする。



(1) 基礎

(2) 3F (観測点)

図 3.2.3-14 床応答スペクトルの比較 (上から NS、EW、UD)

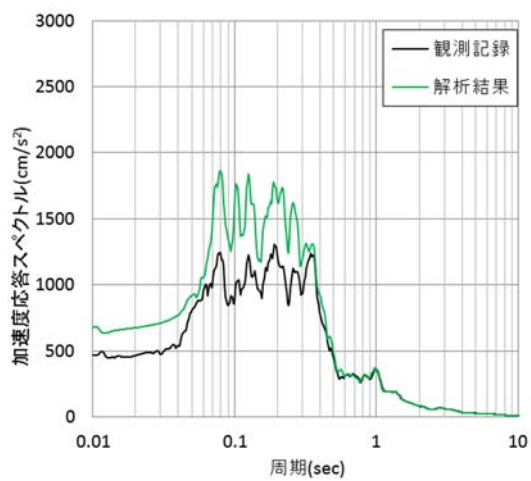
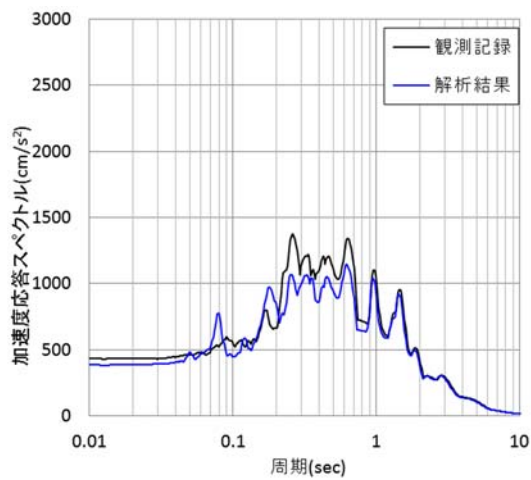
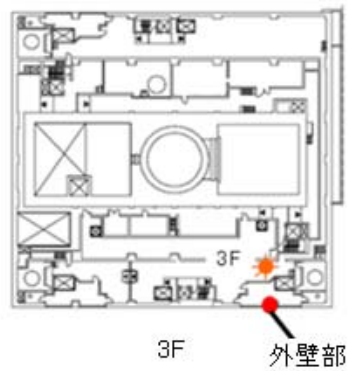
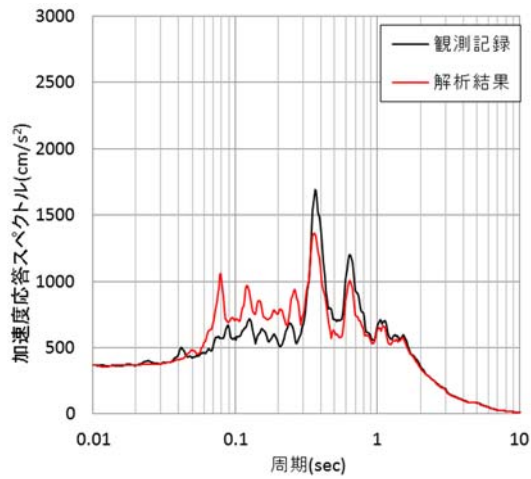
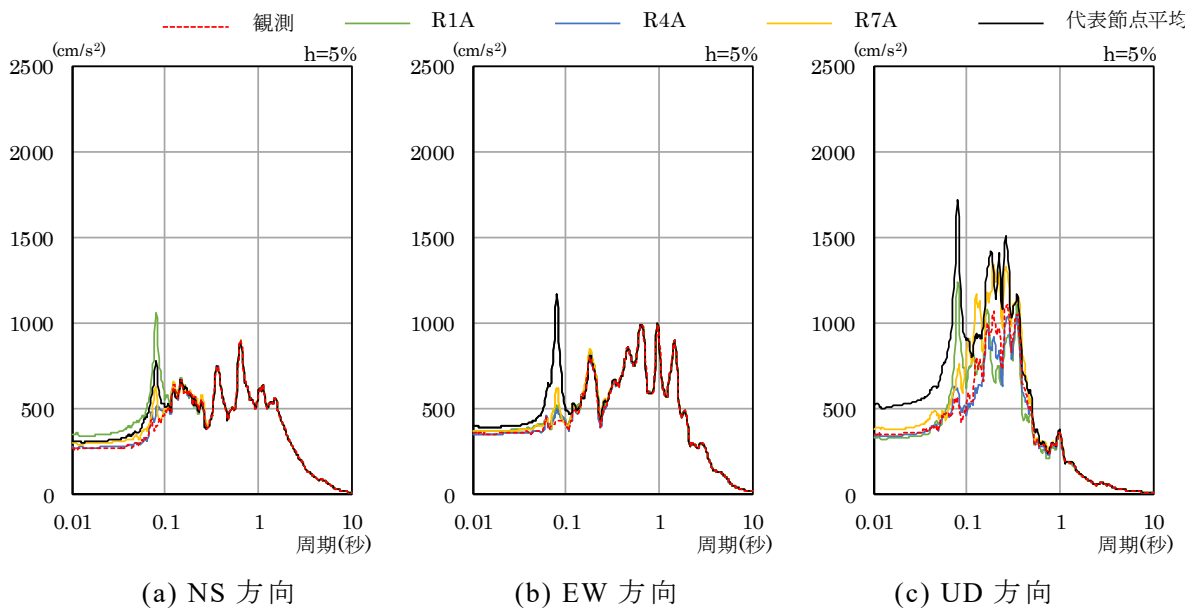


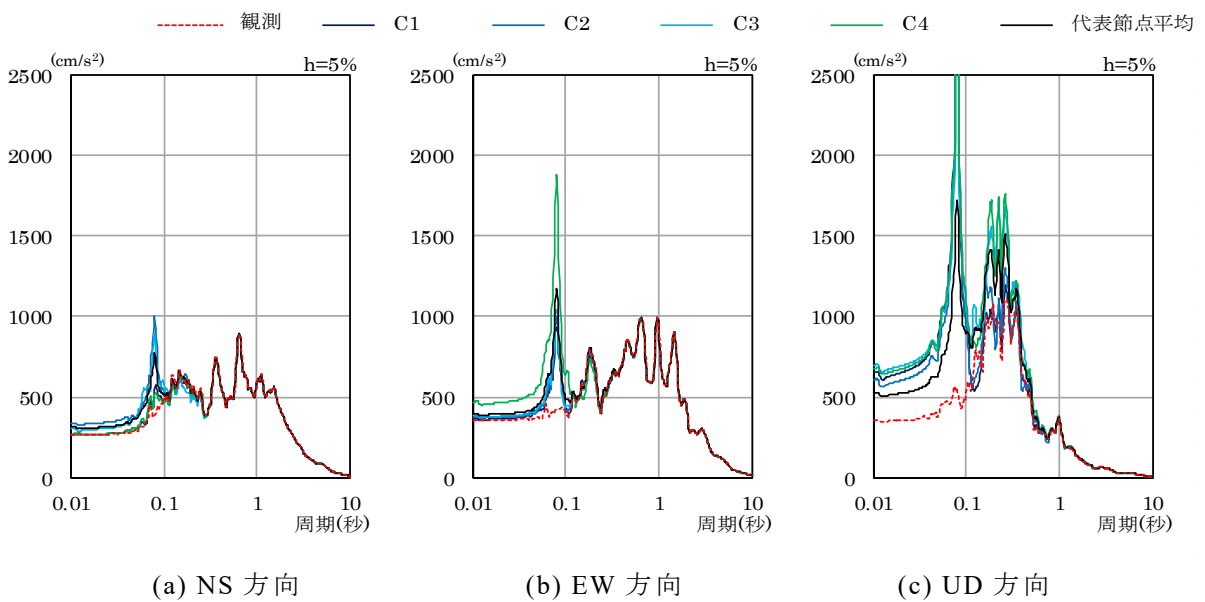
図 3.2.3-15 床応答スペクトルの比較 (3Fの外壁部、上から NS、EW、UD)

基礎上及び 3F の観測記録及び応答結果の床応答スペクトル ($h = 5\%$) について図 3.2.3-16 及び図 3.2.3-17 に示す。なお、各階においては、RA 通り (R1A、R4A、R7A) 及び建屋中央部 (C1、C2、C3、C4) における場所の違いによる床応答スペクトルの違いも検討する。

まず、基礎上においては、観測記録と解析結果による床応答スペクトルは概ね対応している。しかし、水平方向及び上下方向の周期 0.08 秒付近において、解析結果の床応答スペクトルの振幅が観測記録に比べ大きくなっている。建屋中央部も同様の傾向である。



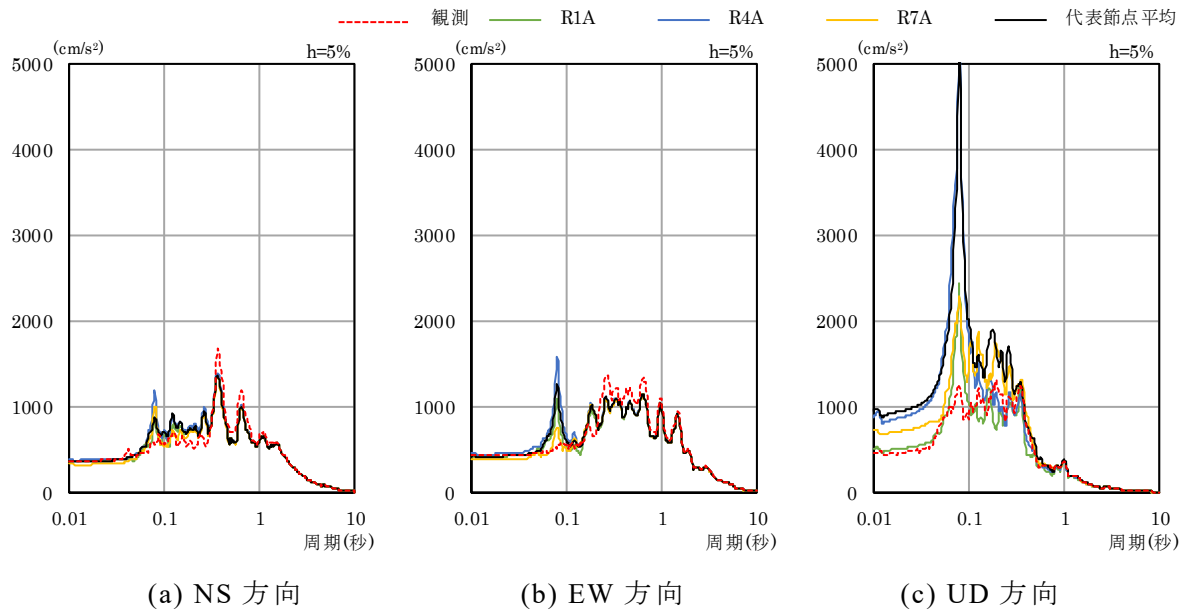
(1) RA 通り：弾性解析（時刻歴応答）



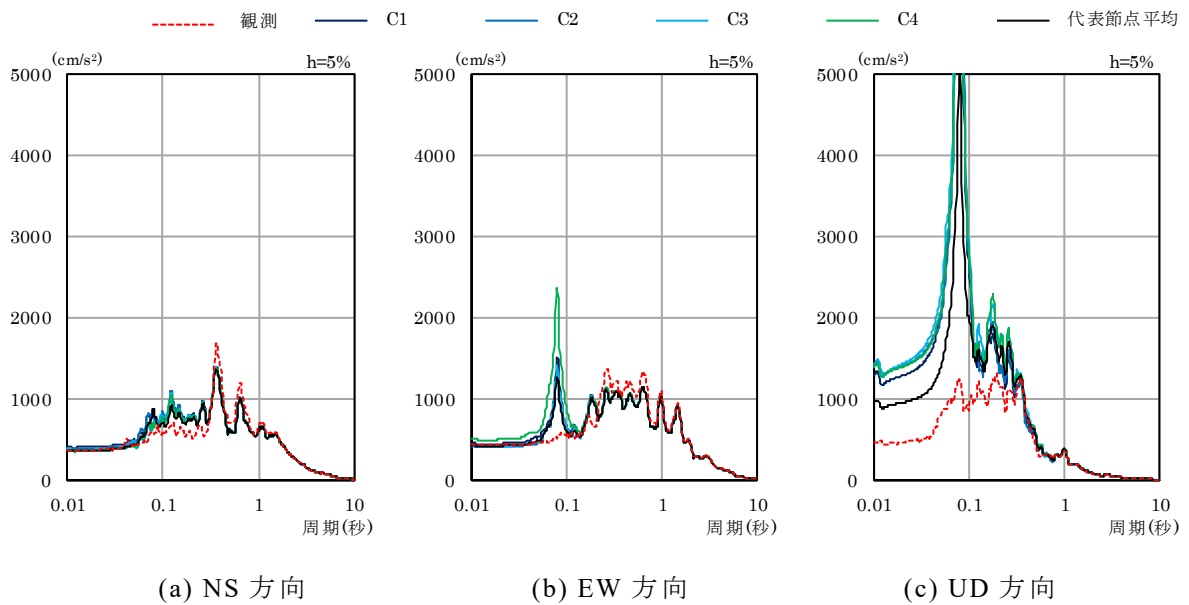
(2) 建屋中央部：弾性解析（時刻歴応答）

図 3.2.3-16 基礎上 床応答スペクトル $h = 5\%$ (標高: -8.2 m)

3F においても、観測記録と解析結果による床応答スペクトルは概ね対応しているが、周期 0.08 秒付近において、解析結果の床応答スペクトルの振幅が観測記録に比べ大きくなっている。この傾向は、水平方向よりも上下方向においてより顕著である。



(1) RA 通り：弾性解析（時刻歴応答）



(2) 建屋中央部：弾性解析（時刻歴応答）

図 3.2.3-17 3F 床応答スペクトル $h = 5\%$ (標高. +23.5 m)

(c) 伝達関数

観測記録及び解析結果に対し、基礎上の観測点に対する中間階（3F）の観測点のフーリエ振幅比として求めた伝達関数の比較図を図 3.2.3-18 に示す。

まず、0-5 Hz の振幅特性を見ると、NS 方向、EW 方向の卓越振動は、観測記録と解析結果においてよく一致している。UD 方向においては卓越振動はなく、傾向はよく一致したが、応答結果がやや大きかった。次に、5-10 Hz を見ると、NS 方向の卓越振動の対応はよかったが、EW 方向は異なる傾向があった。さらに、10 Hz 以上については、各方向成分とも大きく見れば対応しているが、卓越振動について合っていないところもあった。全体的に、観測記録には応答結果より多くの卓越振動がみられた。

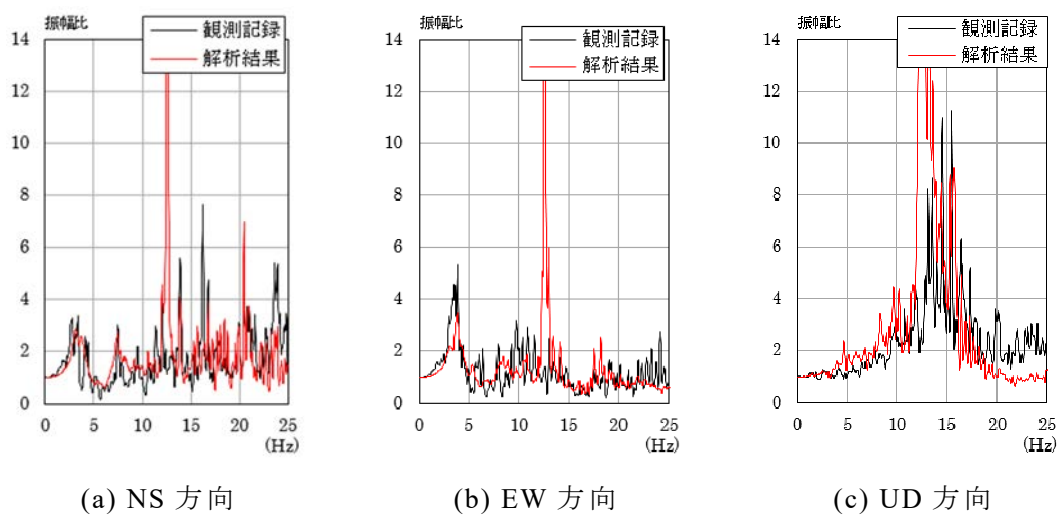


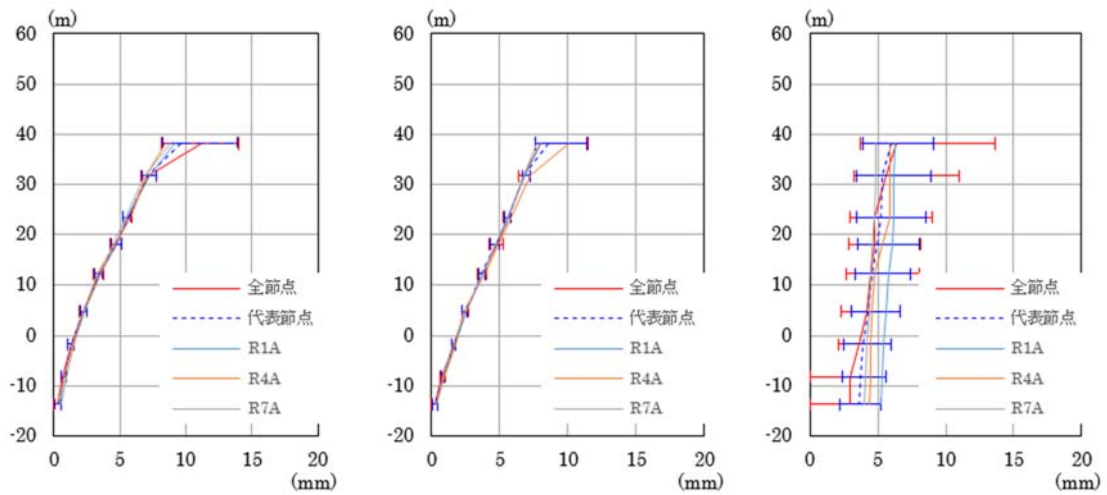
図 3.2.3-18 基礎上の観測点に対する 3F の観測点の伝達関数の比較

(d) 最大応答変位

a) 高さ方向分布図

最大応答変位の高さ方向分布図を図 3.2.3-19 に示す。

最大応答加速度に比べ、ばらつきが小さい傾向にある。また、水平方向より上下方向のばらつきが大きいことを確認できる。



(a) NS 方向 (RA 通り) (b) EW 方向 (RA 通り) (c) UD 方向 (RA 通り)

(1) 弾性解析 (時刻歴応答)

図 3.2.3-19 最大応答変位分布

(e) 建屋地下側面と地盤の応力分布

図 3.2.3-20 に解析モデルの断面図を示す。建屋と地盤間の剥離の可能性を調べるために、建屋と地盤間に非常に大きな剛性の線形ジョイント要素を設けた。ジョイント要素の応力分布を図 3.2.3-21 に示す。図 3.2.3-21 はそれぞれ軸方向応力と上下方向のせん断応力比の最大値を示している。

軸方向については、ゼロ以上が剥離する可能性を示している。解析結果では、東西南北全ての面で、表層部で剥離が生じる可能性を示している。鉛直せん断応力比は、動摩擦係数 0.35 以上であれば滑る可能性がある。解析結果は表層部で鉛直すべり（建屋にとっては回転剛性の低下）が生じる可能性があることを示している。特に東面については、その可能性が大きい。これは東面の軸力が小さくなっていることが関係している。

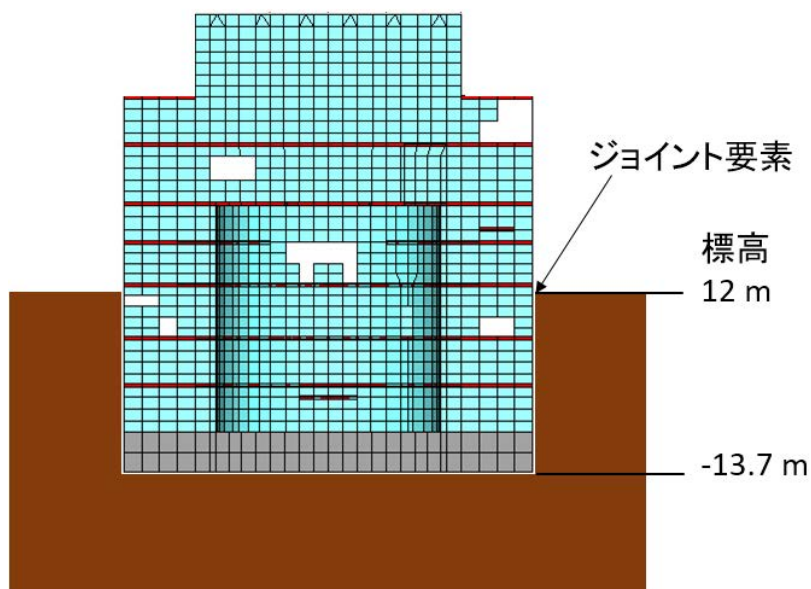
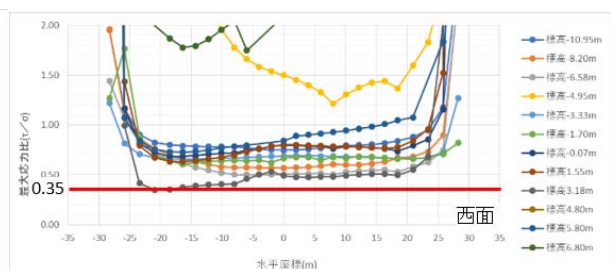
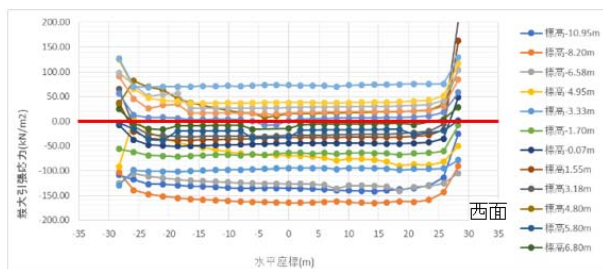
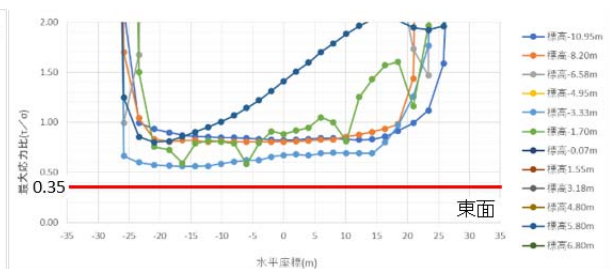
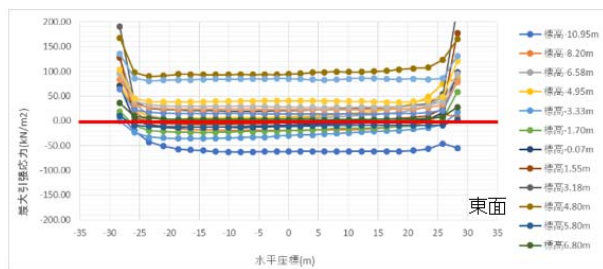
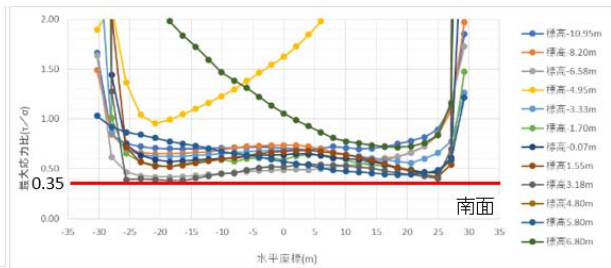
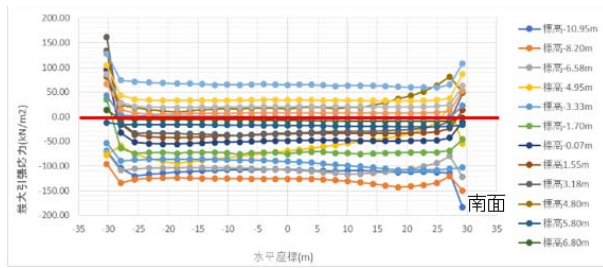
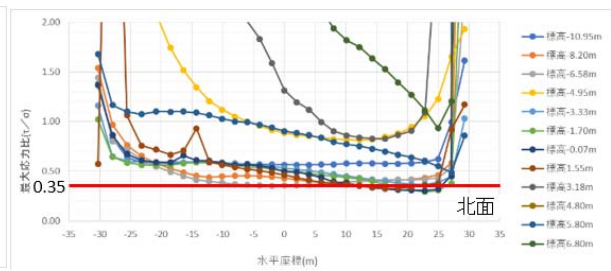
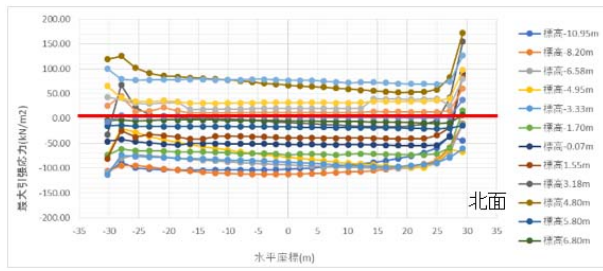


図 3.2.3-20 解析モデル断面図



(1) 軸方向の最大引張応力

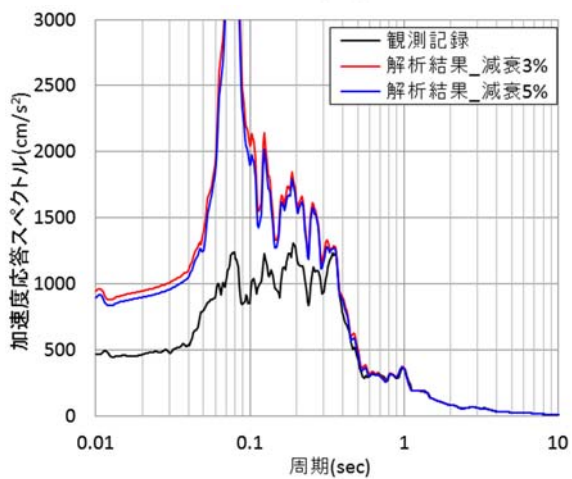
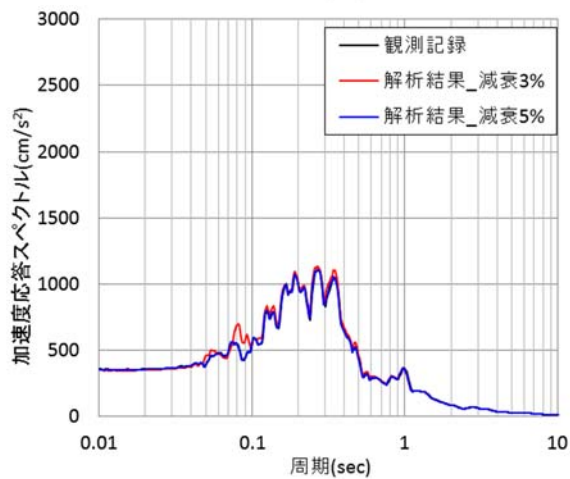
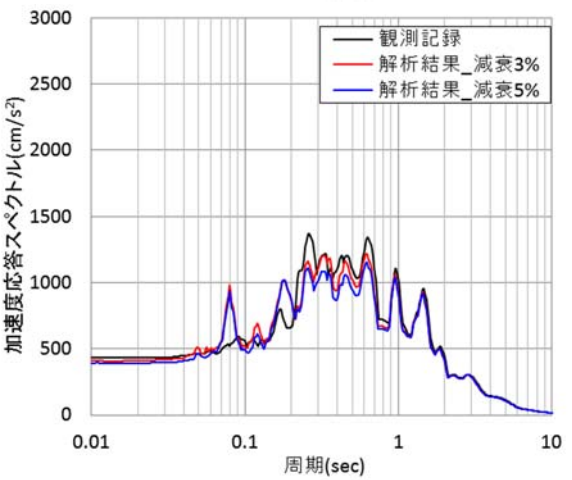
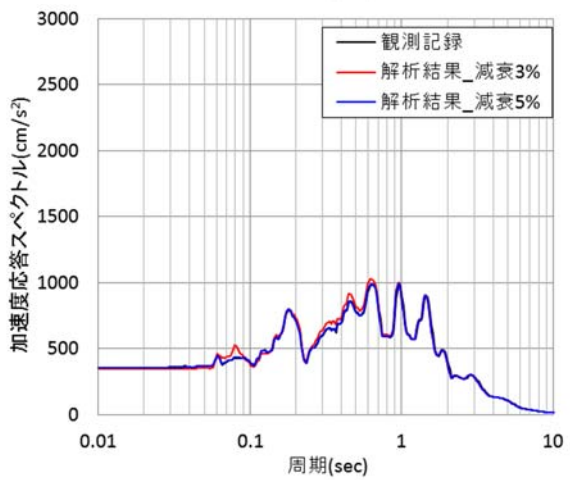
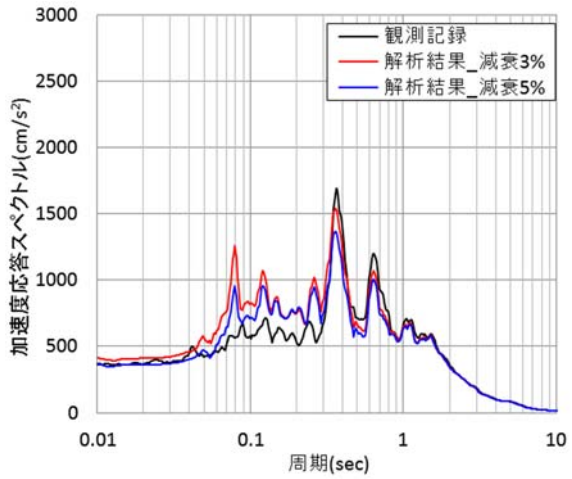
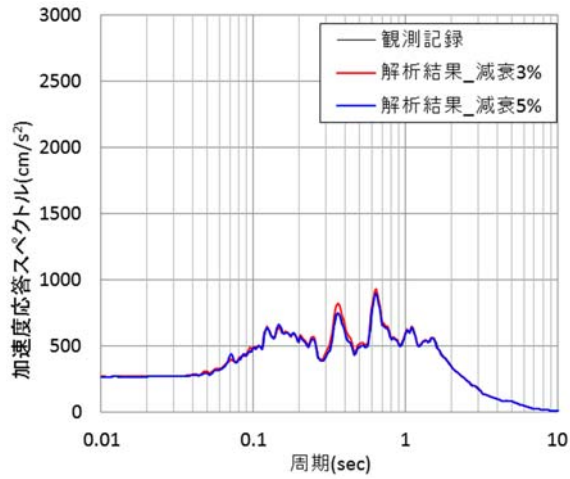
(2) 鉛直せん断の最大応力比

図 3.2.3-21 側面の応力分布 (上から順に北面、南面、東面、西面)

(f) 参考

・鉄筋コンクリートの減衰 3%と 5%の比較（弾性解析）

弾性地震応答解析において、4 Hz 近傍の卓越振動のピーク値が観測記録より小さかったことから、鉄筋コンクリート（RC）の減衰を 5%から 3%に変更しその影響を調べた。弾性解析における RC の減衰 3%と 5%の比較図を図 3.2.3-22 に示す。その結果、水平応答における 3F 観測位置の応答スペクトルは全振動数について大きくなり、4 Hz の卓越振動のピーク値は観測値に近くなったが、最大応答加速度は観測値より大きくなった。本解析では RC の減衰を 5%とした解析モデルを用いて入力地震動を求めている。RC の減衰を 3%とした解析結果の基礎上の応答値がわずかに大きくなっていることを考慮すると、5%から 3%に減らした影響は小さいと考える。



(1) 基礎上

(2) 3F

図 3.2.3-22 応答スペクトルの比較 (上から NS、EW、UD)

(4) 弾性解析（周波数応答解析）

1) 解析方針

本地震応答解析では、平成 19 年(2007 年)新潟県中越沖地震の柏崎刈羽原子力発電所の 7 号機原子炉建屋の本震記録を用いて、剥離・滑り及び浮上りを無視、RC 非線形性も無視した弾性解析条件による周波数歴応答解析を行った。

2) 解析条件

共通解析条件を基に地震応答解析を実施する。以下に共通解析条件と異なる部分を示す。

- ・解析手法：周波数応答解析（計算振動数間隔：補間無し、上限振動数：25Hz）

3) 解析結果

弾性周波数応答解析結果を前節の弾性時刻歴応答解析結果と比較し、その違いを中心に説明する。

(a) 加速度時刻歴波形

基礎上及び3Fにおける観測記録と弾性周波数応答解析結果の加速度時刻歴波形の比較図を図3.2.3-23及び図3.2.3-24に示す。基礎上の加速度時刻歴波形はほぼ一致している。

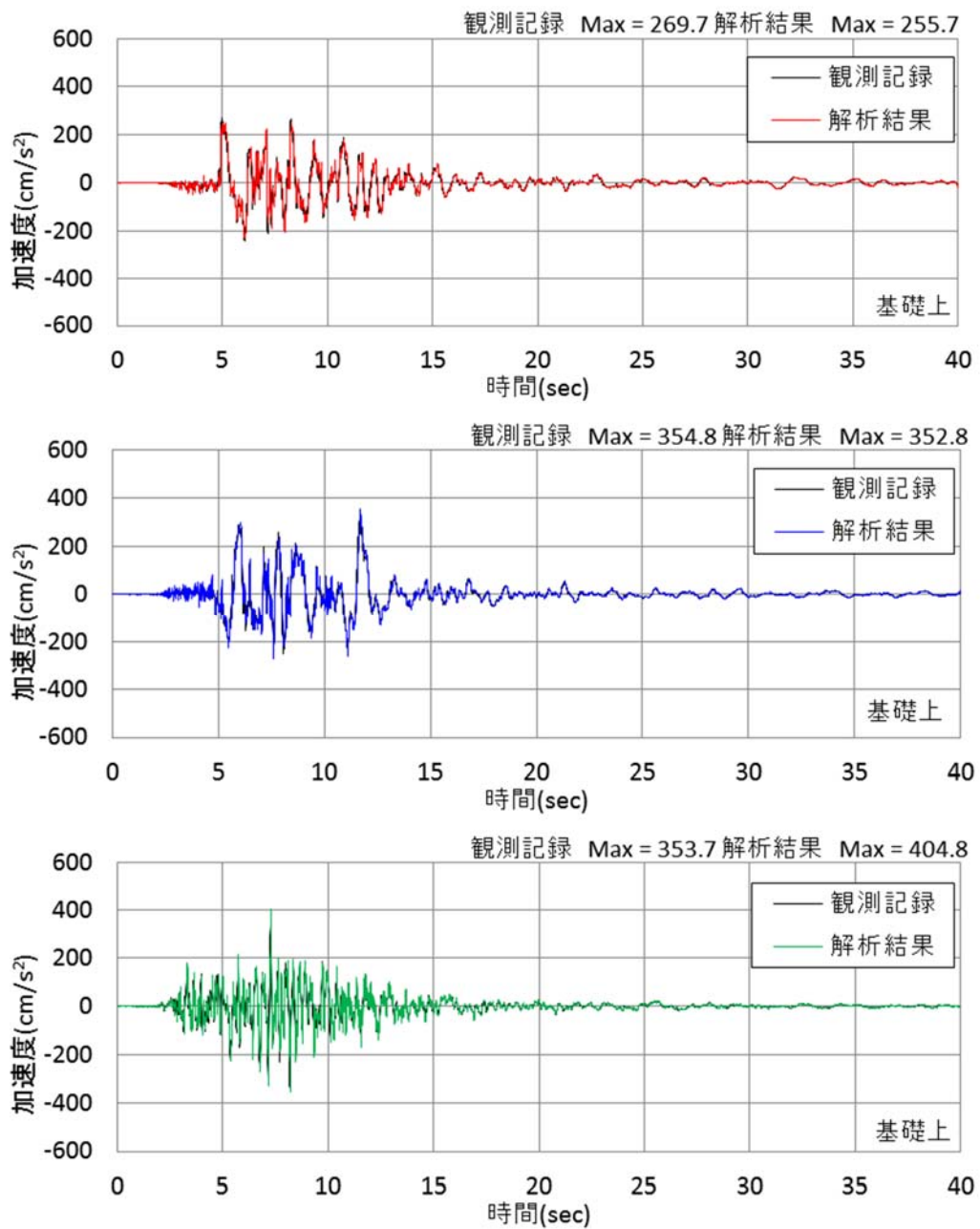


図 3.2.3-23 加速度時刻歴波形の比較（基礎上、上から NS、EW、UD）

3F の外壁部の加速度時刻歴波形についても同様に比較を行った。水平応答は概ね観測記録と一致しているが、上下応答は観測記録よりやや大きくなっている。

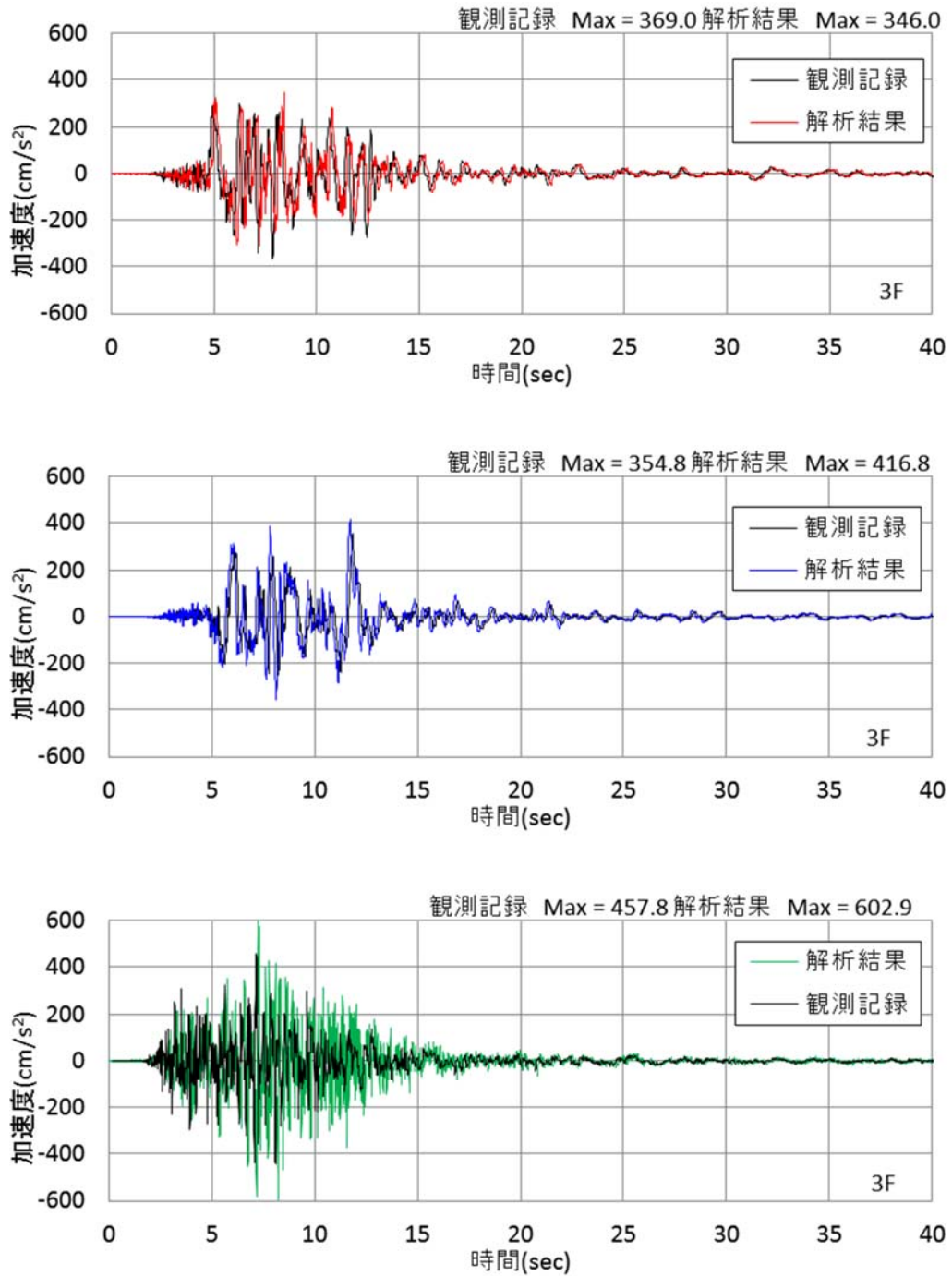
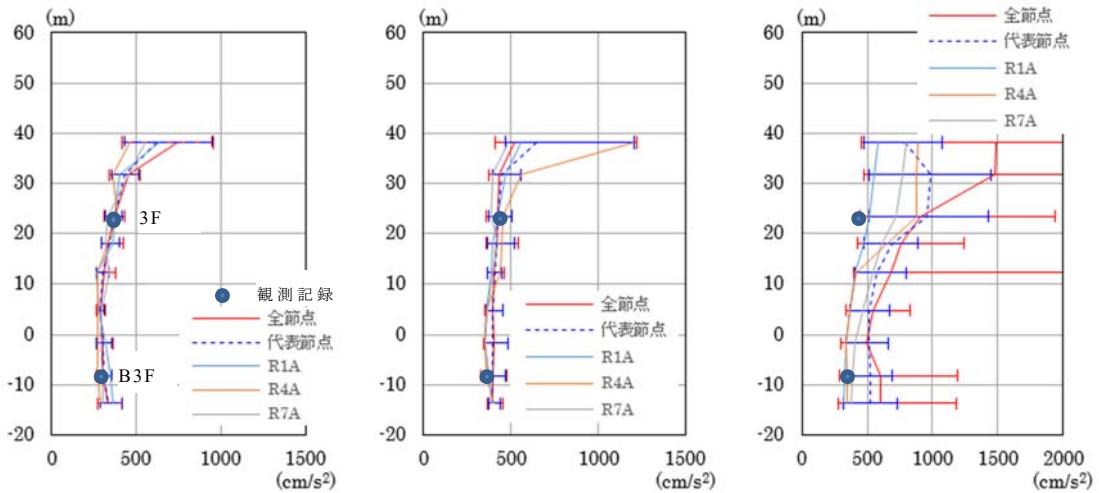


図 3.2.3-24 加速度時刻歴波形の比較 (3F (外壁部)、上から NS、EW、UD)

(b) 最大応答加速度

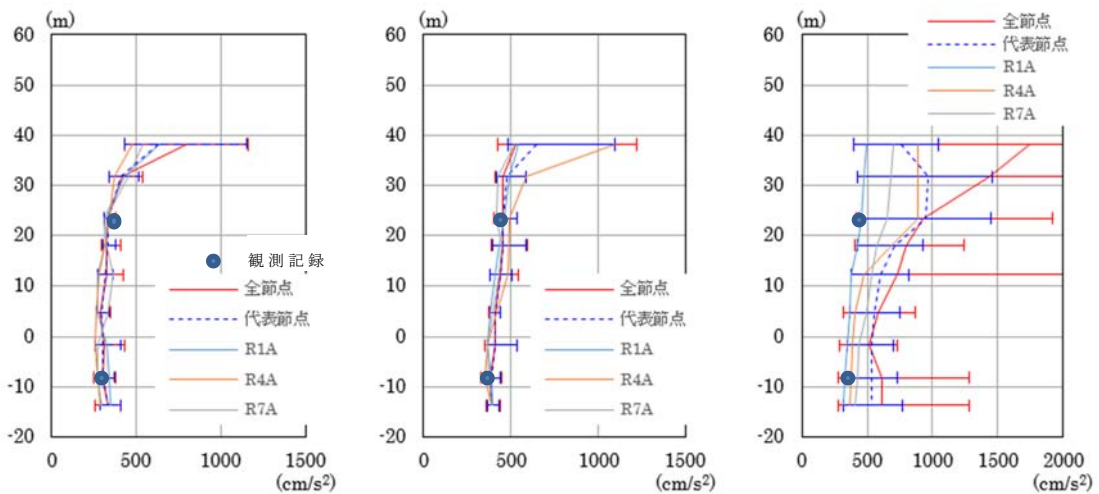
a) 高さ方向分布図

最大応答加速度（RA 通り）を図 3.2.3-25 に示す。弾性解析（時刻歴応答）とほぼ同様な結果である。



(a) NS 方向（RA 通り） (b) EW 方向（RA 通り） (c) UD 方向（RA 通り）

(1) 弾性解析（時刻歴応答）



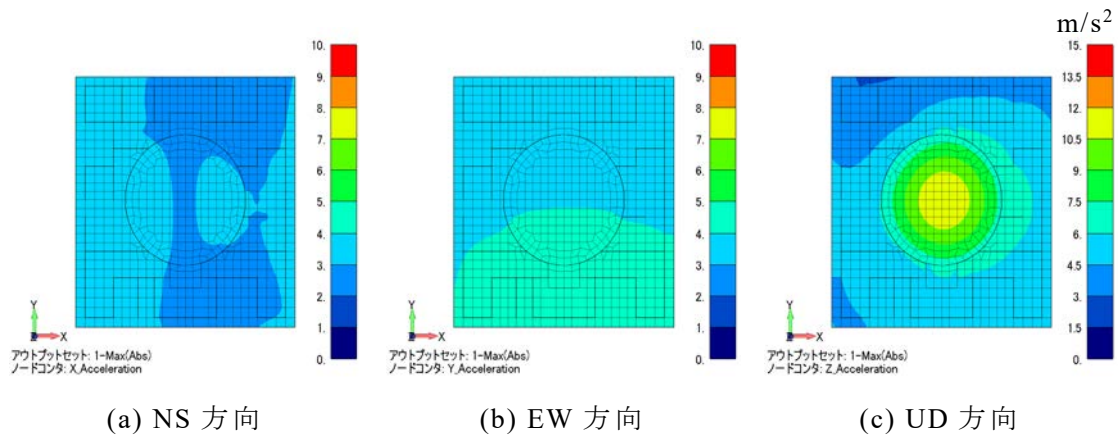
(a) NS 方向（RA 通り） (b) EW 方向（RA 通り） (c) UD 方向（RA 通り）

(2) 弾性解析（周波数応答）

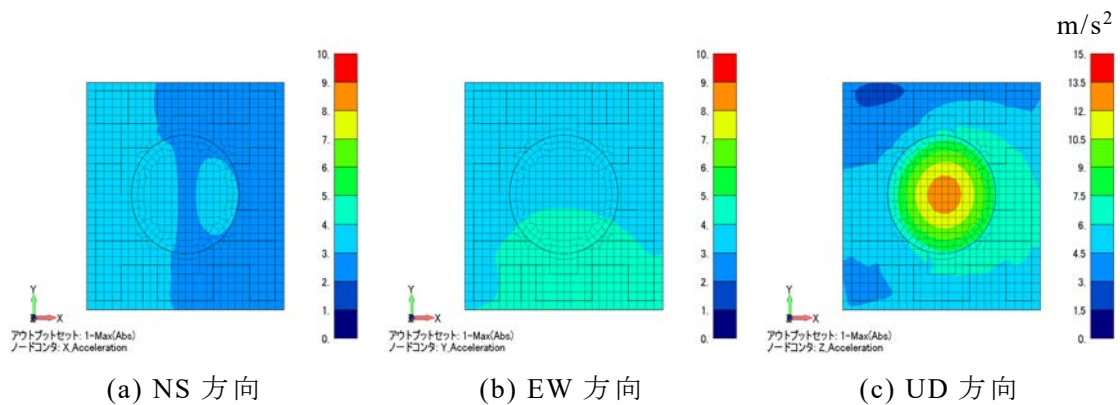
図 3.2.3-25 最大応答加速度分布

b) コンタープロット

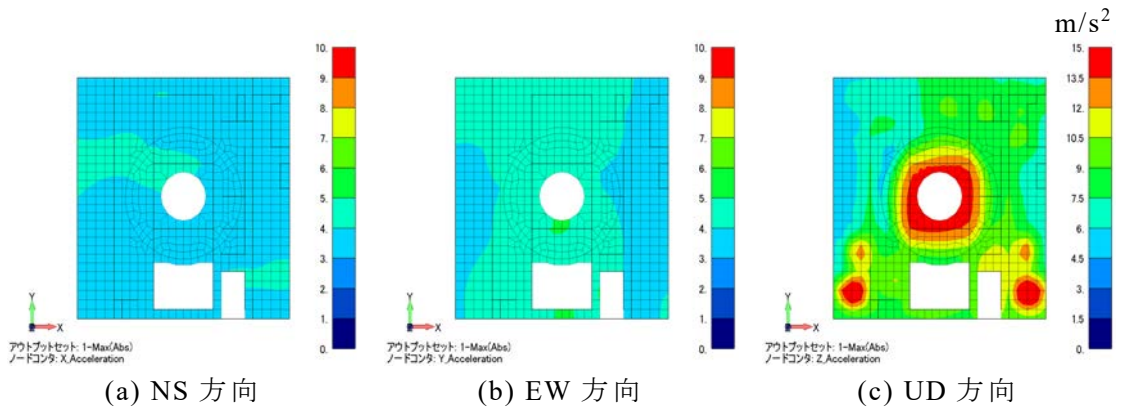
図 3.2.3-26 に最大応答加速度のコンタープロットを示す。弾性解析（時刻歴応答）とほぼ同様な結果である。ただし、基礎上の中心部の上下応答が時刻歴よりも大きく、場所による違いがやや大きかった。一方、3F では両者の違いが小さかった。



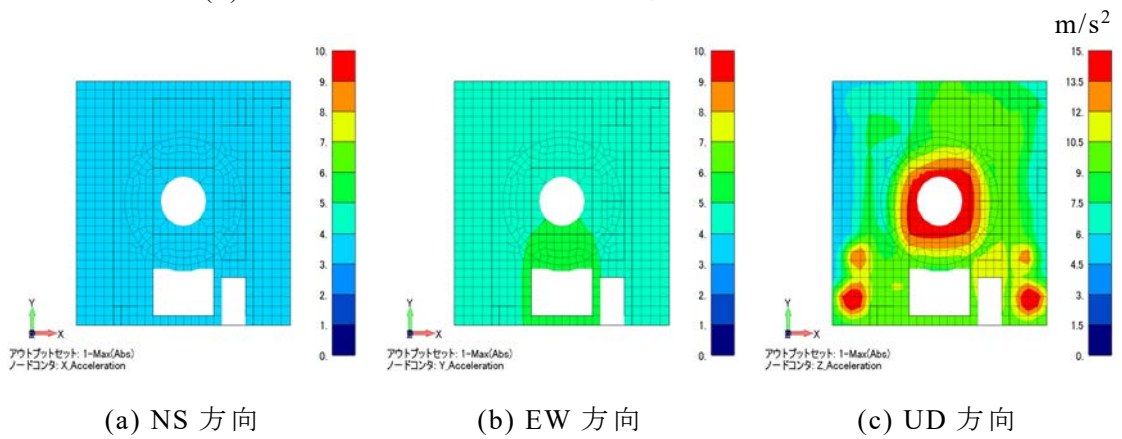
(1) 基礎上（標高 -8.2 m）：弾性解析（時刻歴応答）



(2) 基礎上（標高 -8.2 m）：弾性解析（周波数応答）



(3) 3F (標高 +23.5 m) : 弾性解析 (時刻歴応答)



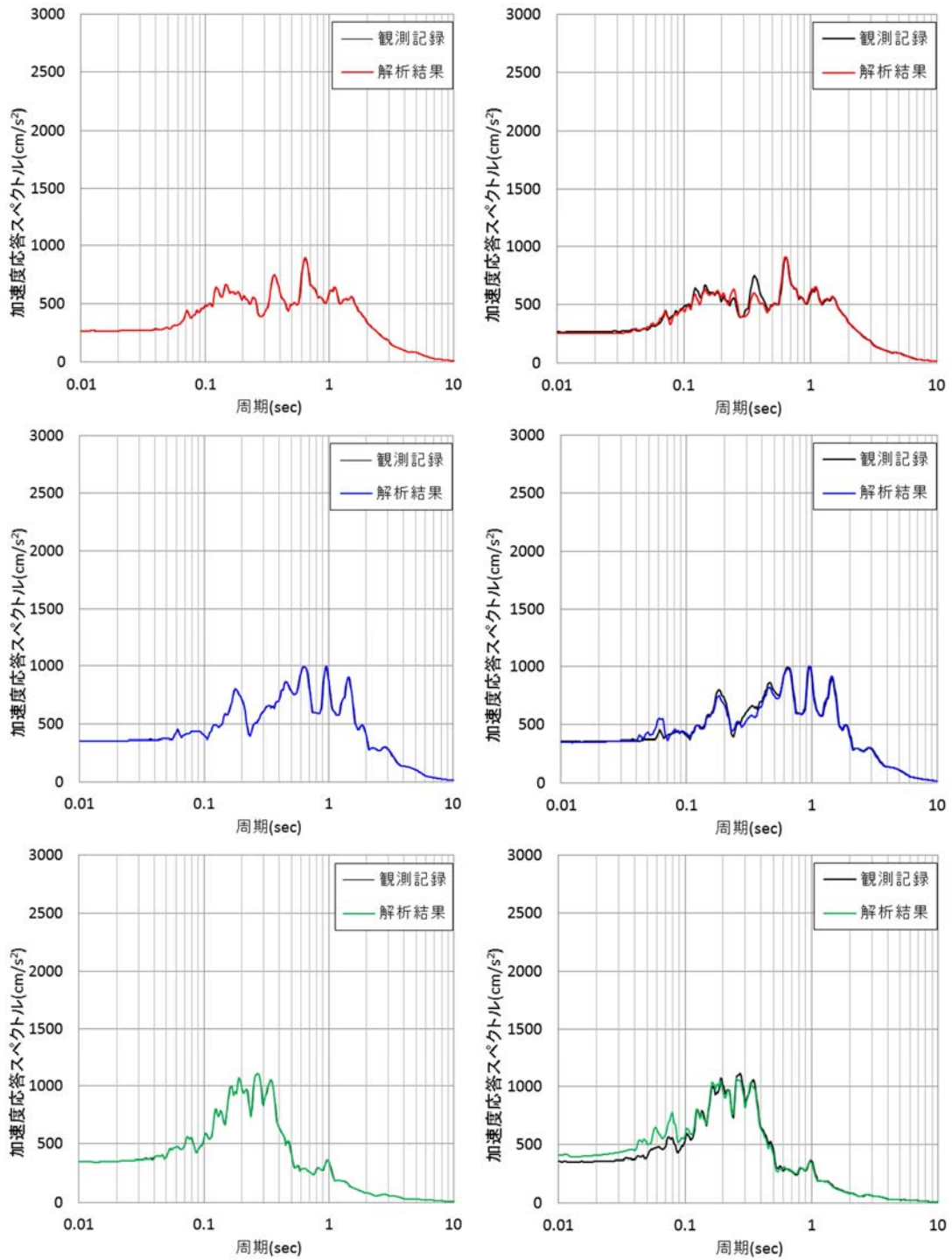
(4) 3F (標高 +23.5 m) : 弾性解析 (周波数応答)

図 3.2.3-26 最大応答加速度のコンタープロット

(c) 床応答スペクトル ($h = 5\%$)

基礎上及び 3F の観測位置における床応答スペクトルの比較図を図 3.2.3-27 及び図 3.2.3-28 に示す。基礎上の水平方向の弾性時刻歴応答解析結果と弾性周波数応答解析結果はほぼ一致した。ただし、基礎上の 5 Hz 以上の応答に、小さいが明確な違いがみられ、周波数応答の方が時刻歴応答より小さかった。これは、レーリー減衰の影響と考えられる。地盤のレーリー減衰は連成 1 次の約 2 Hz と建屋上下の約 11 Hz で設定しているため、その間(2-11 Hz 間)において周波数応答の減衰の方が大きくなっているためと考えられる。

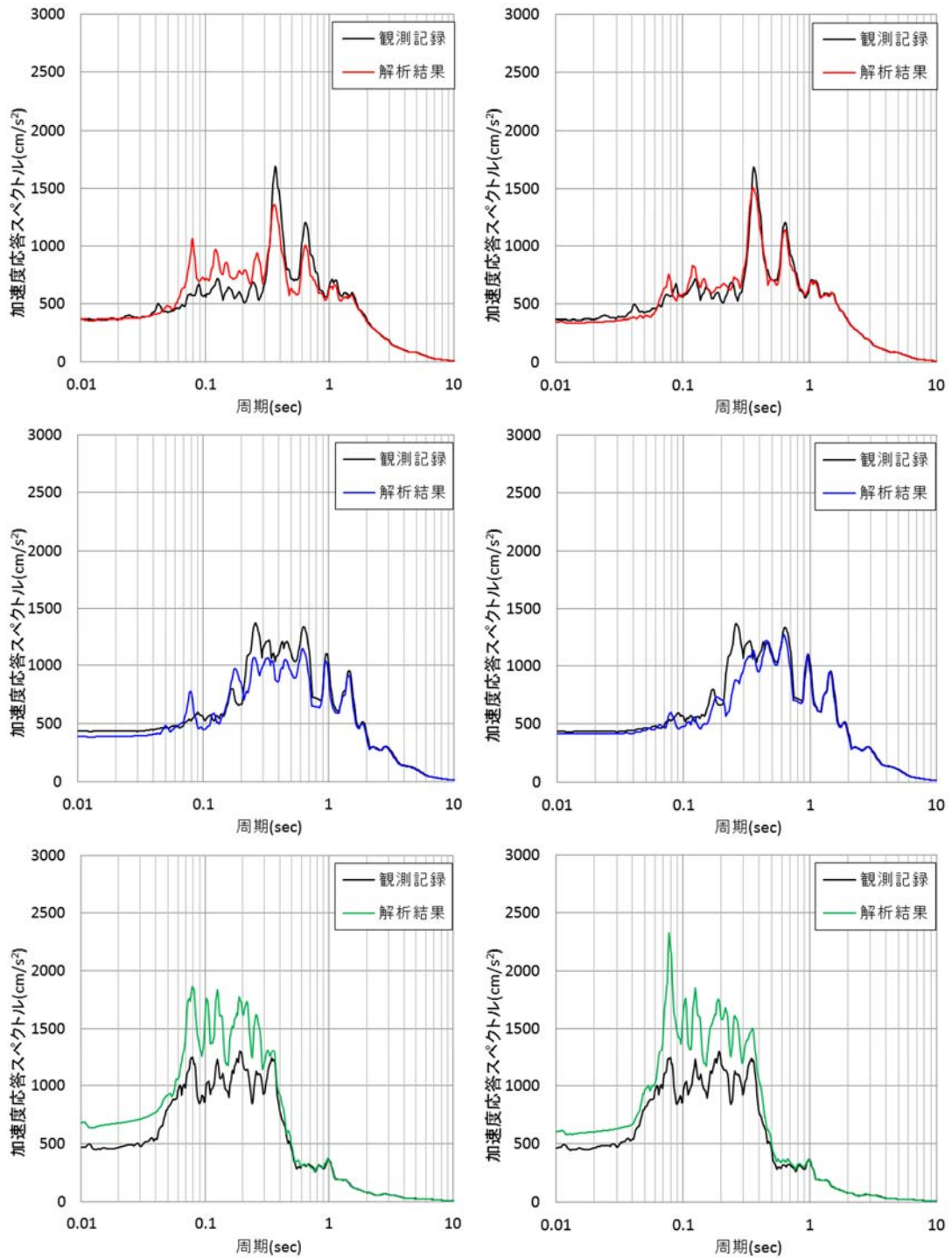
一方、3F の 4 Hz 以下の応答は、建屋のレーリー減衰の f_1 が約 4 Hz であるために、周波数応答の減衰の方が小さくなり、時刻歴応答よりも応答が大きくなり、観測記録と非常に良い一致をした。また、4 Hz より高振動側の応答は、周波数応答の減衰の方が大きいため時刻歴応答よりも応答が小さくなり、これも観測記録に近づいた。これらのことより、減衰は振動数に依存しないと考えるのが妥当と考えられる。ただ、周波数応答の上下方向には 12 Hz 近傍のピークが大きいことに関しては検討が必要である。



(1) 弾性解析（時刻歴応答）

(2) 弾性解析（周波数応答）

図 3.2.3-27 基礎上 床応答スペクトルの比較（上から NS、EW、UD）



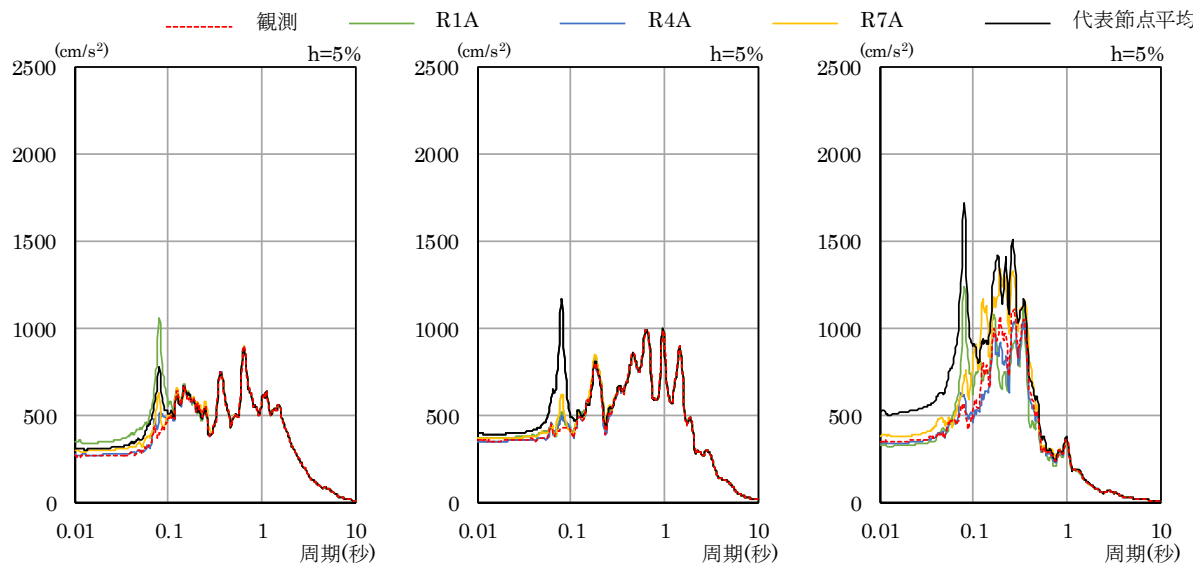
(1) 弾性解析 (時刻歴応答)

(2) 弾性解析 (周波数応答)

図 3.2.3-28 3F (外壁部) 床応答スペクトルの比較 (上から NS、EW、UD)

基礎上及び3Fの床応答スペクトル ($h = 5\%$) について図 3.2.3-29～図 3.2.3-32 に示す。
なお、各階においては、RA 通り (R1A、R4A、R7A) 及び建屋中央部 (C1、C2、C3、C4) における場所の違いによる床応答スペクトルの違いも検討する。

基礎上及び3Fにおいて、水平方向、上下方向ともに、弾性結果とほぼ同様であり、時刻歴応答解析と周波数応答解析の違いによる影響はみられなかった。

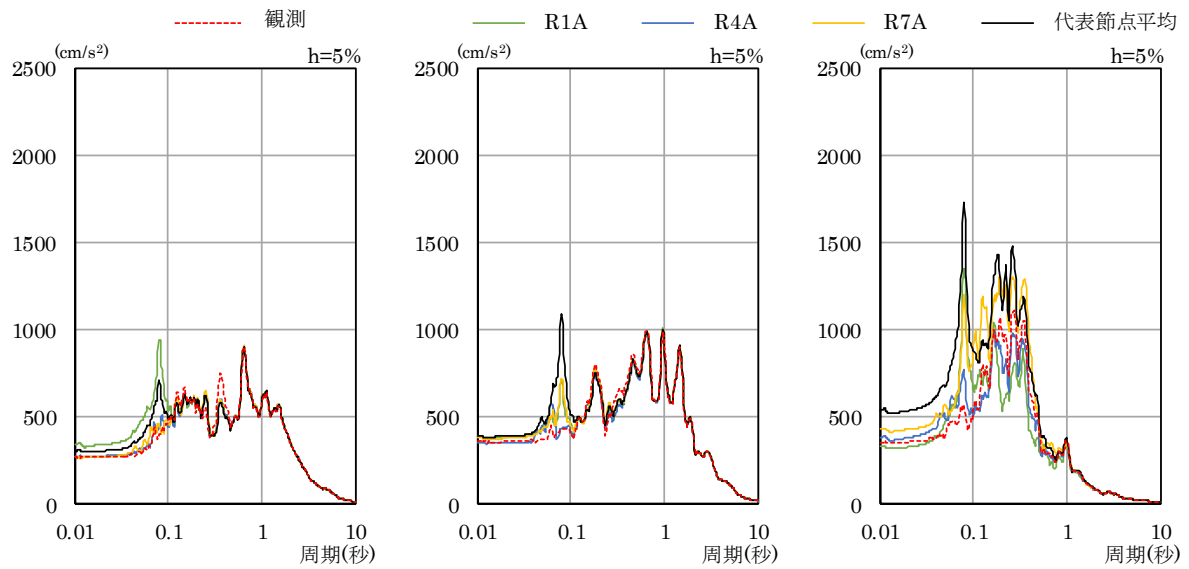


(a) NS 方向

(b) EW 方向

(c) UD 方向

(1) 弾性解析 (時刻歴応答)



(a) NS 方向

(b) EW 方向

(c) UD 方向

(2) 弾性解析 (周波数応答)

図 3.2.3-29 RA 通り 床応答スペクトル $h = 5\%$: 基礎上 (標高. -8.2 m)

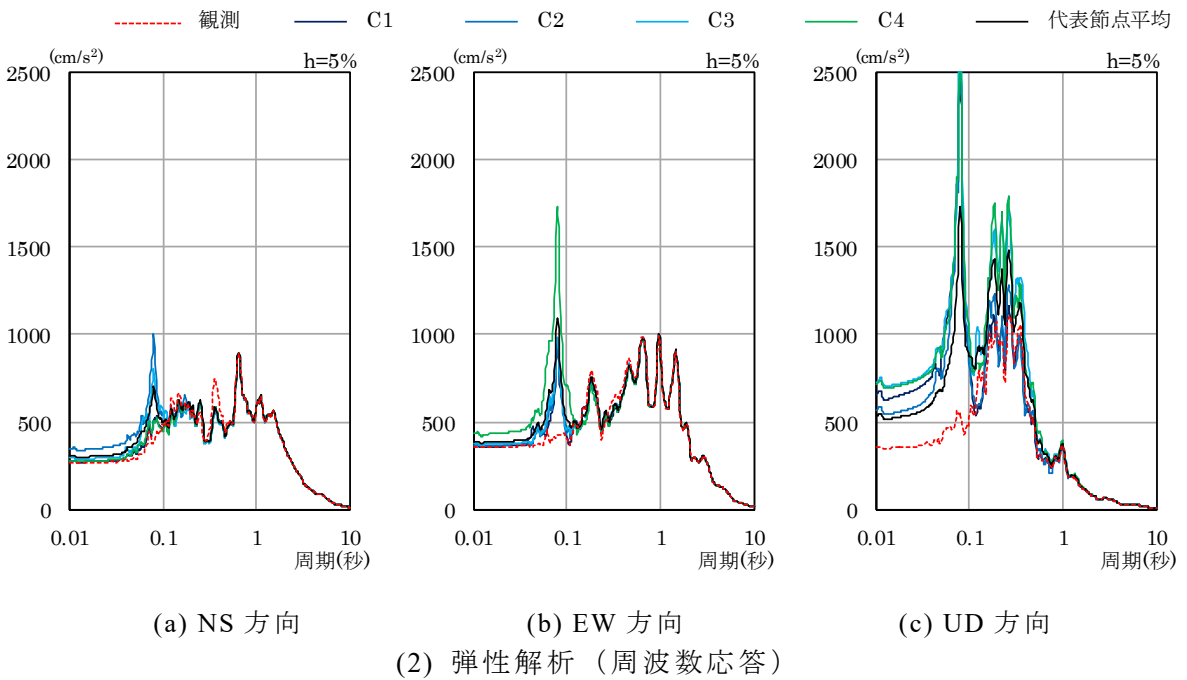
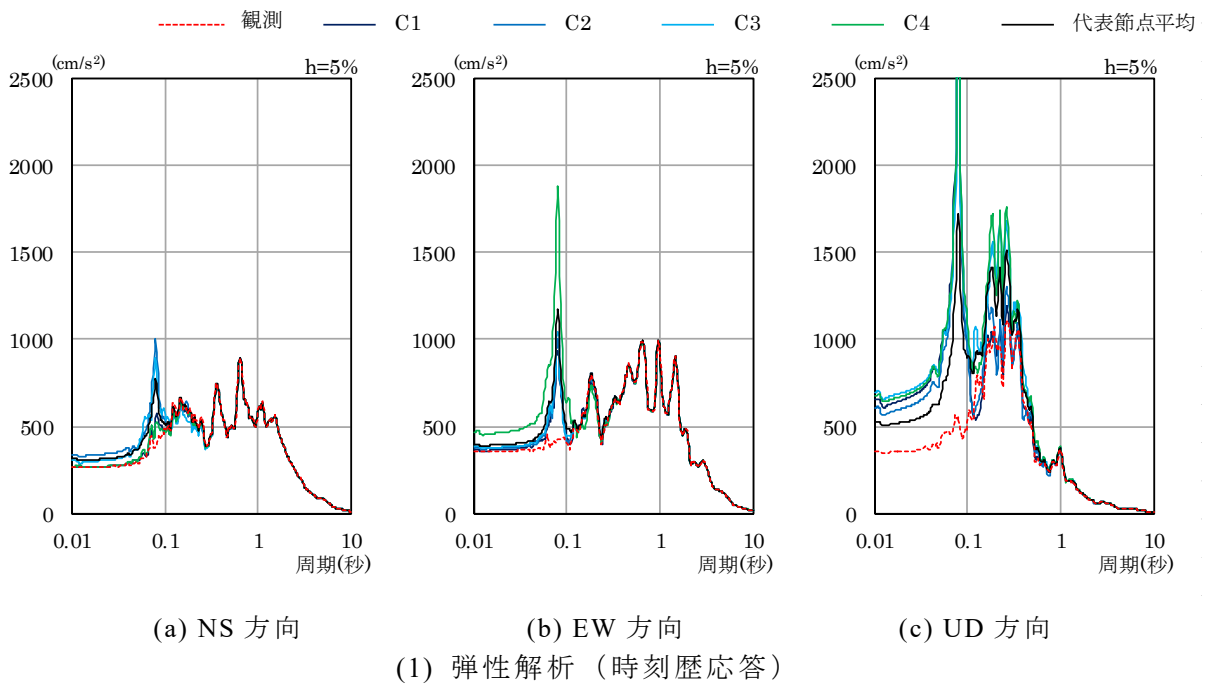
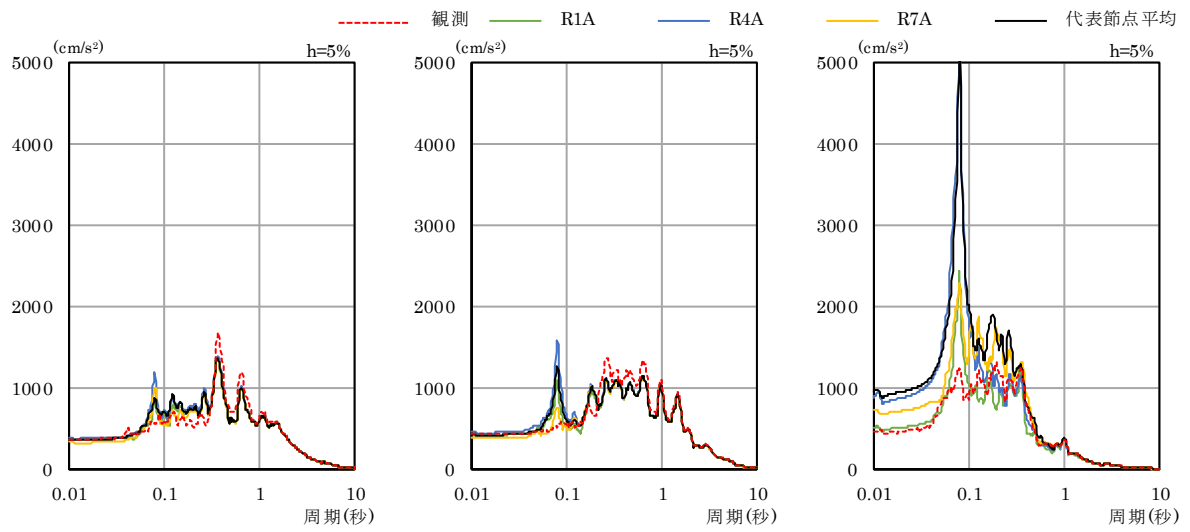


図 3.2.3-30 建屋中央部 床応答スペクトル $h = 5\%$: 基礎上 (標高. -8.2 m)

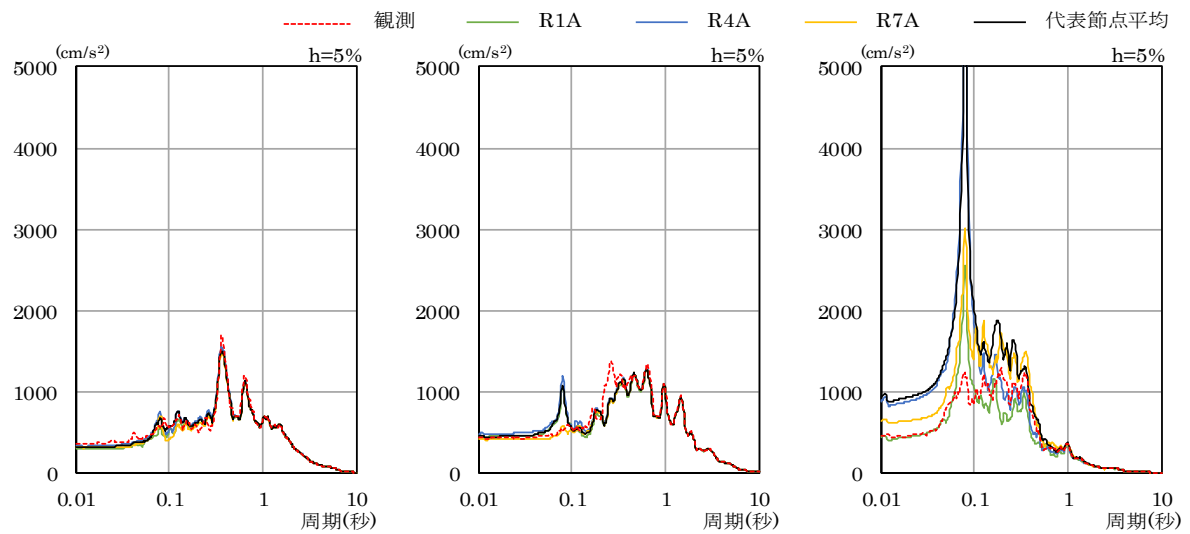


(a) NS 方向

(b) EW 方向

(c) UD 方向

(1) 弾性解析 (時刻歴応答)



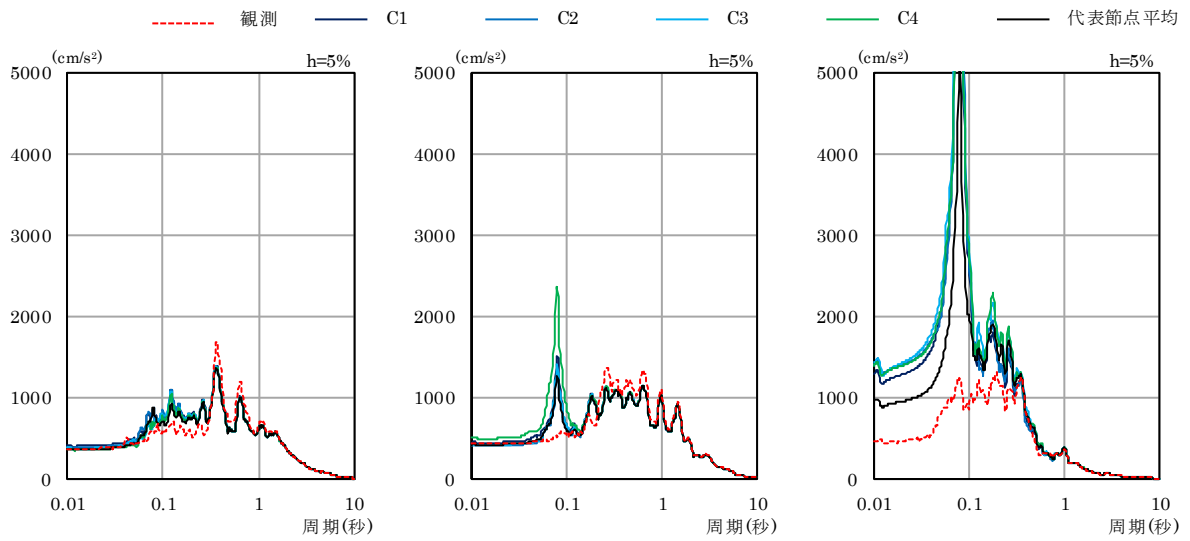
(a) NS 方向

(b) EW 方向

(c) UD 方向

(2) 弾性解析 (周波数応答)

図 3.2.3-31 RA 通り 床応答スペクトル $h = 5\%$: 3F (標高. +23.5 m)

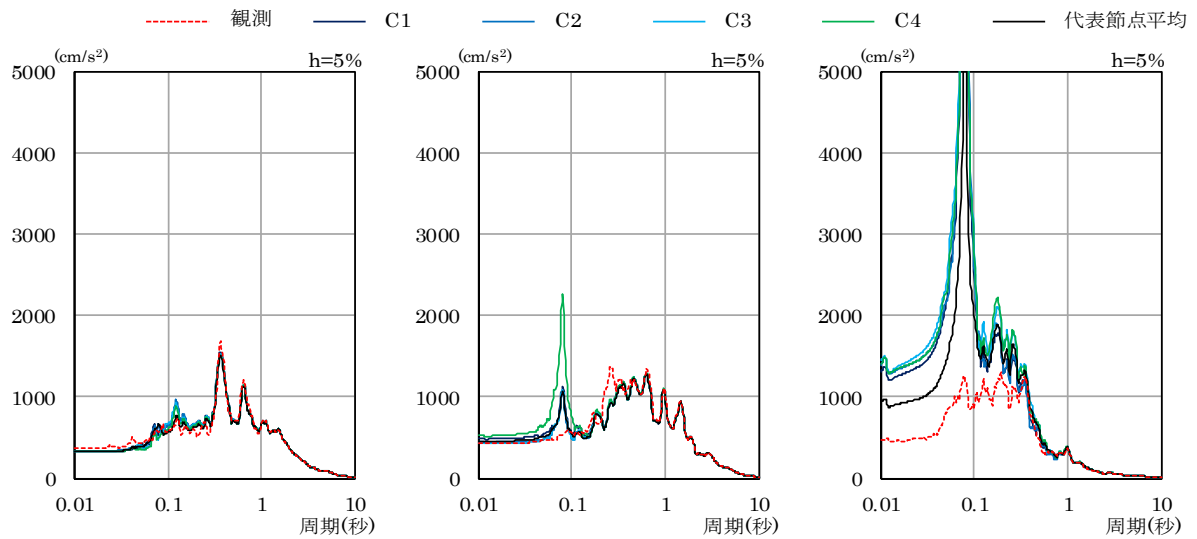


(a) NS 方向

(b) EW 方向

(c) UD 方向

(1) 弾性解析 (時刻歴応答)



(a) NS 方向

(b) EW 方向

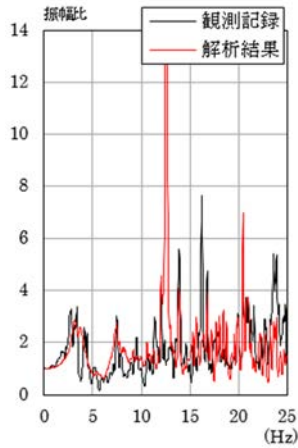
(c) UD 方向

(2) 弾性解析 (周波数応答)

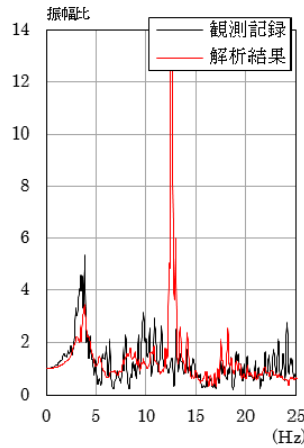
図 3.2.3-32 建屋中央部 床応答スペクトル $h = 5\%$: 3F (標高. +23.5 m)

(d) 伝達関数

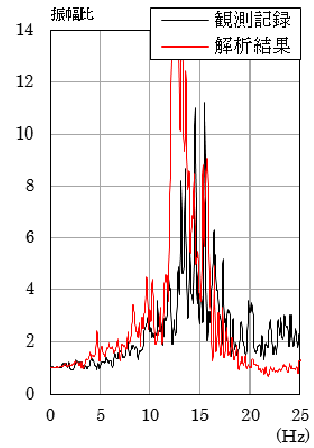
基礎上の観測点に対する 3F の観測点の伝達関数を図 3.2.3-33 に示す。まず、0-10 Hz では、水平方向及び上下方向ともに、概ね観測記録と解析結果による伝達関数は対応している。10 Hz 以上では、弾性解析（時刻歴応答）の水平方向でみられた 12.5 Hz 近傍におけるピークの振幅が周波数応答解析において低減されている。上下方向においては、弾性解析（時刻歴応答）とほぼ同様な結果となった。



(a) NS 方向

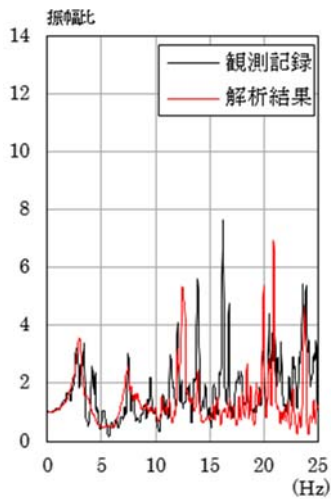


(b) EW 方向

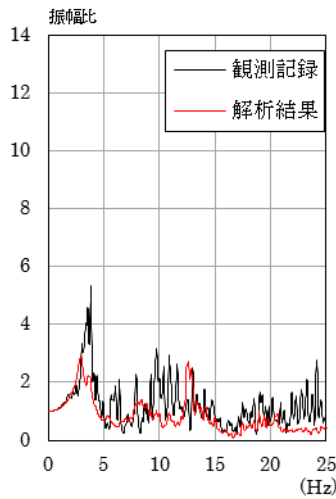


(c) UD 方向

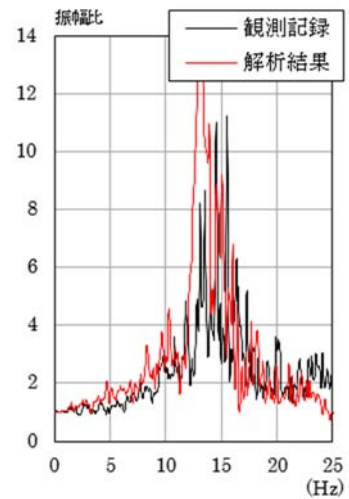
(1) 弾性解析（時刻歴応答）



(a) NS 方向



(b) EW 方向



(c) UD 方向

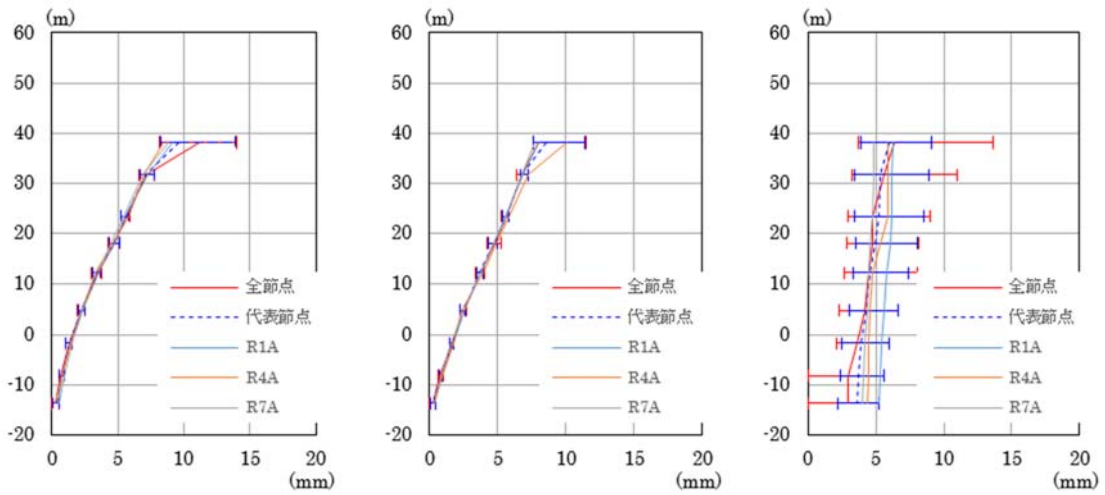
(2) 弾性解析（周波数応答）

図 3.2.3-33 基礎上の観測点に対する 3F の観測点の伝達関数

(e) 最大応答変位

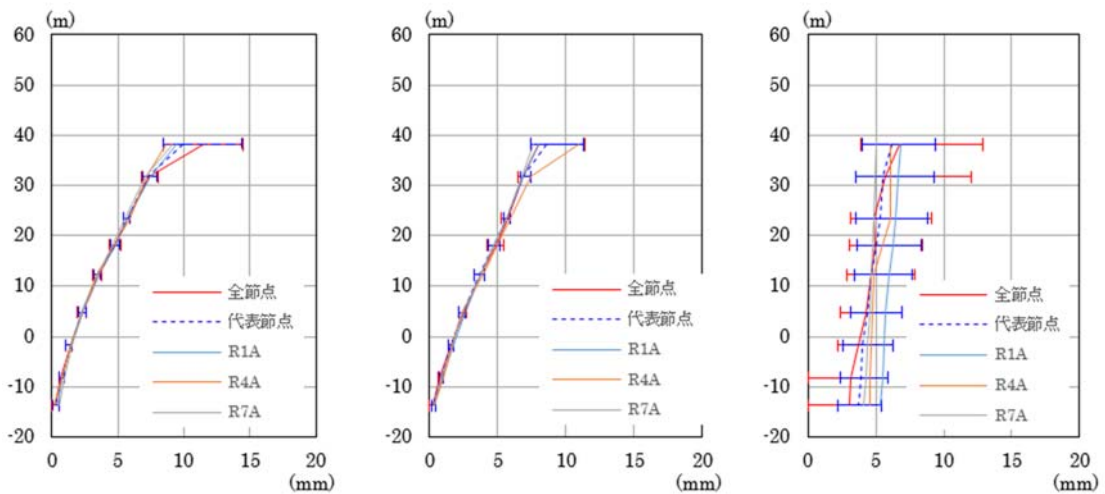
・高さ方向分布図

最大応答変位の高さ方向分布図を図 3.2.3-34 に示す。弾性時刻歴応答解析の結果と比較し、ほぼ同様な結果となっている。



(a) NS 方向 (RA 通り) (b) EW 方向 (RA 通り) (c) UD 方向 (RA 通り)

(1) 弾性解析 (時刻歴応答)



(a) NS 方向 (RA 通り) (b) EW 方向 (RA 通り) (c) UD 方向 (RA 通り)

(2) 弾性解析 (周波数応答)

図 3.2.3-34 最大応答変位分布

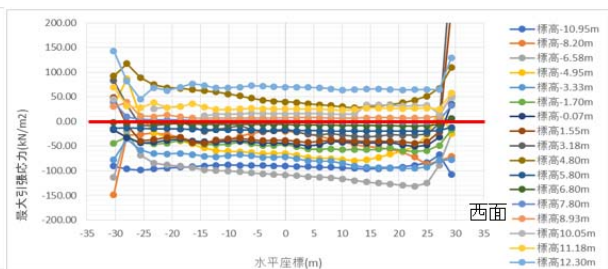
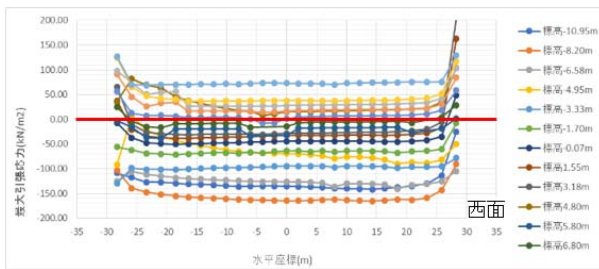
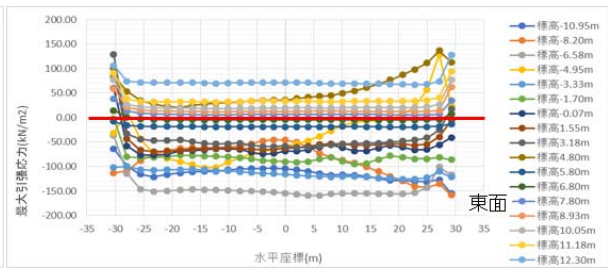
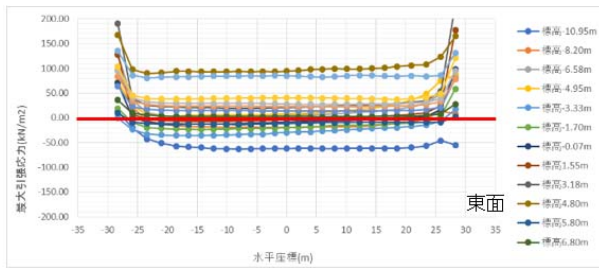
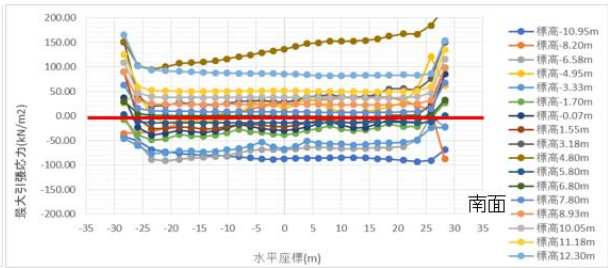
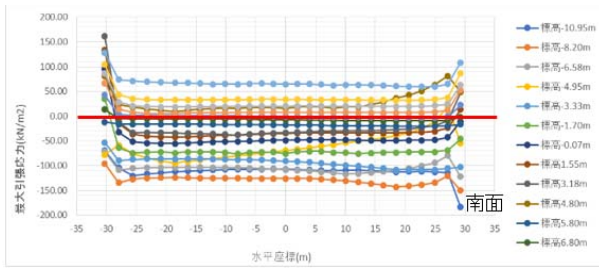
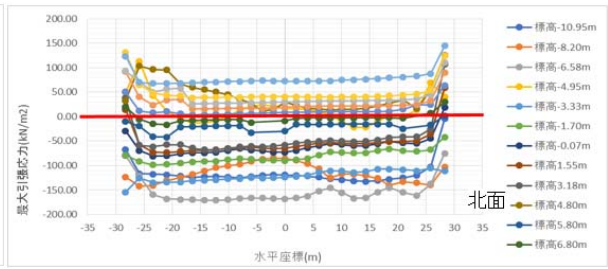
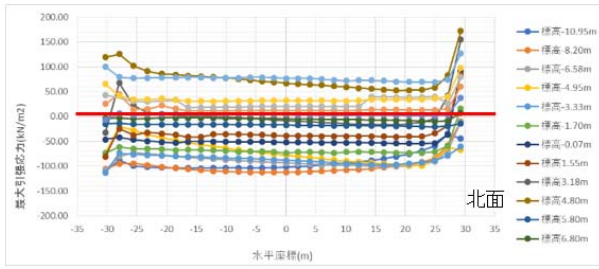
(f) 建屋地下側面と地盤の応力分布

側面の最大応力分布を図 3.2.3-35 及び 3.2.3-36 に示す。

軸方向については、ゼロ以上が剥離する可能性を示している。解析結果は、東西南北全ての面で、表層部で剥離が生じる可能性を示している。

鉛直せん断応力比は、動摩擦係数 0.35 以上であれば、滑る可能性がある。

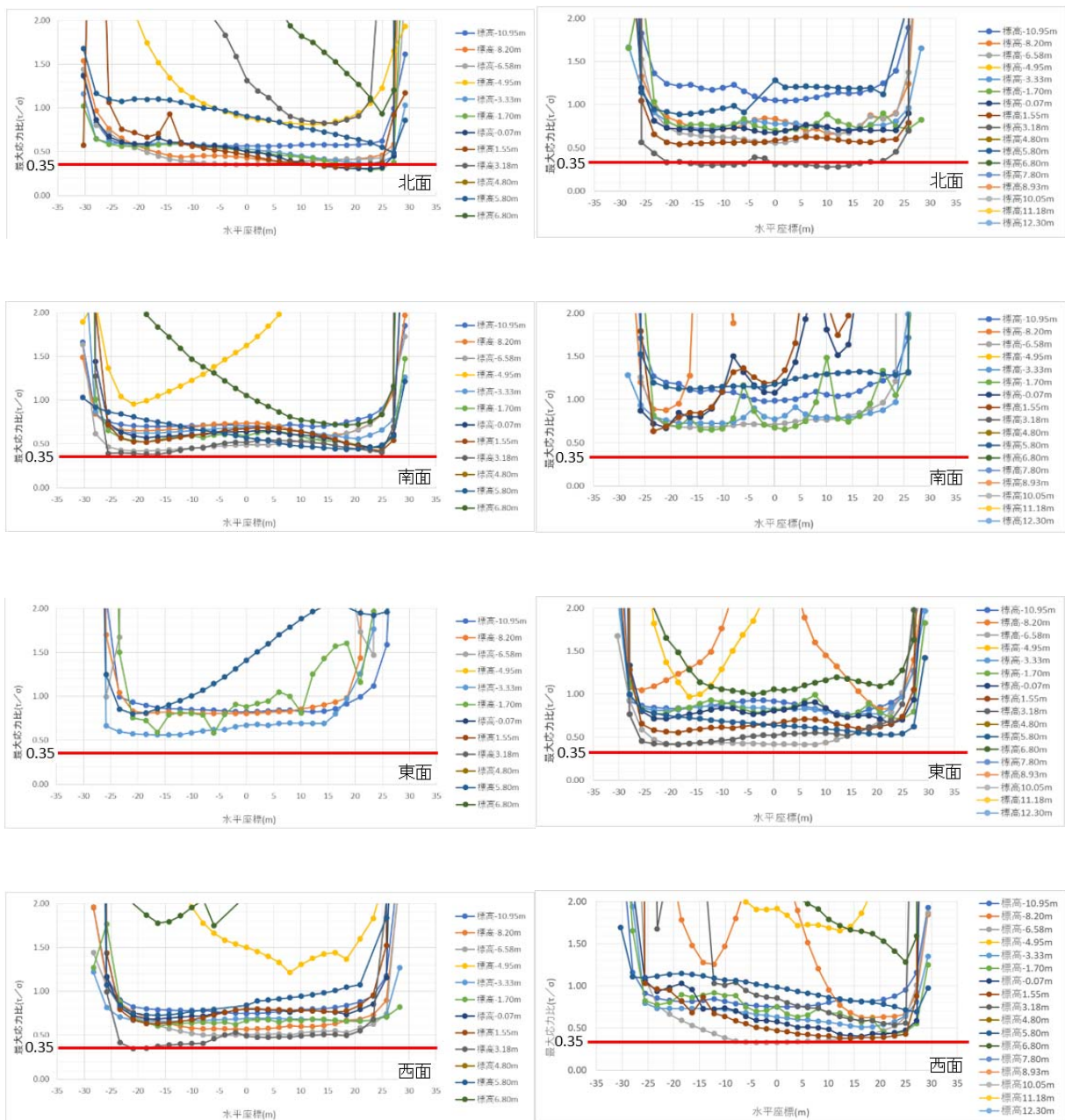
弾性解析（時刻歴応答）の結果同様、表層部で鉛直すべりが生じる可能性があることが確認できる。



(1) 弾性解析 (時刻歴応答)

(2) 弾性解析 (周波数応答)

図 3.2.3-35 側面の軸方向の最大引張応力分布 (上から順に北面、南面、東面、西面)



(1) 弾性解析 (時刻歴応答)

(2) 弾性解析 (周波数応答)

図 3.2.3-36 側面の鉛直せん断の最大応力比分布 (上から順に北面、南面、東面、西面)

(5) 側面剥離・滑りのモデル化の違いによる影響評価

1) 解析方針

本地震応答解析では、平成 19 年(2007 年)新潟県中越沖地震の柏崎刈羽原子力発電所の 7 号機原子炉建屋の本震記録を用いて、側面剥離・滑りは考慮、浮上りを無視、RC 非線形性は無視した時刻歴応答解析を行った。

2) 解析条件

共通解析条件を元に地震応答解析を実施する。以下に共通解析条件と異なる部分を示す。

- ・側面剥離・滑りは、建屋と地盤の接合面に非線形ジョイントを挿入することで考慮した。

地下外壁と側面地盤間のジョイント要素接合

地盤 FEM モデルの地下外壁と側面地盤の間には、側面地盤の剥離・接触を表す法線方向のジョイント要素及び滑り・せん断抵抗を表す水平方向及び上下方向のジョイント要素で接続した。

法線方向のジョイント要素は、側面地盤が剥離したときに剛性が 0、接触中には剛性が Novak ばねの 1000 倍となるように各節点の支配面積に応じて設定する。ジョイント要素の初期応力の設定には、自重解析より算定した側面地盤の土圧による初期応力を用いた。

水平方向及び上下方向のジョイント要素は、側面地盤が滑ったときにジョイント要素の反力が動摩擦力に達するように設定した。ここで、動摩擦力は動摩擦係数と法線方向の軸力の関係から以下のように算定した。

$$\text{動摩擦力} = \text{動摩擦係数} \times \text{軸力}$$

ここで、動摩擦係数は地下外壁側面に防水層が介在していることを踏まえ、0.35 とした。

法線方向及び水平・上下方向のジョイント要素は、側面地盤と接する地下外壁の FEM メッシュの各節点に設置した。

地下外壁と側面地盤間のジョイント要素接合の概念図を図 3.2.3-37 に示す。また、ジョイント要素のばね特性を図 3.2.3-38 に示す。

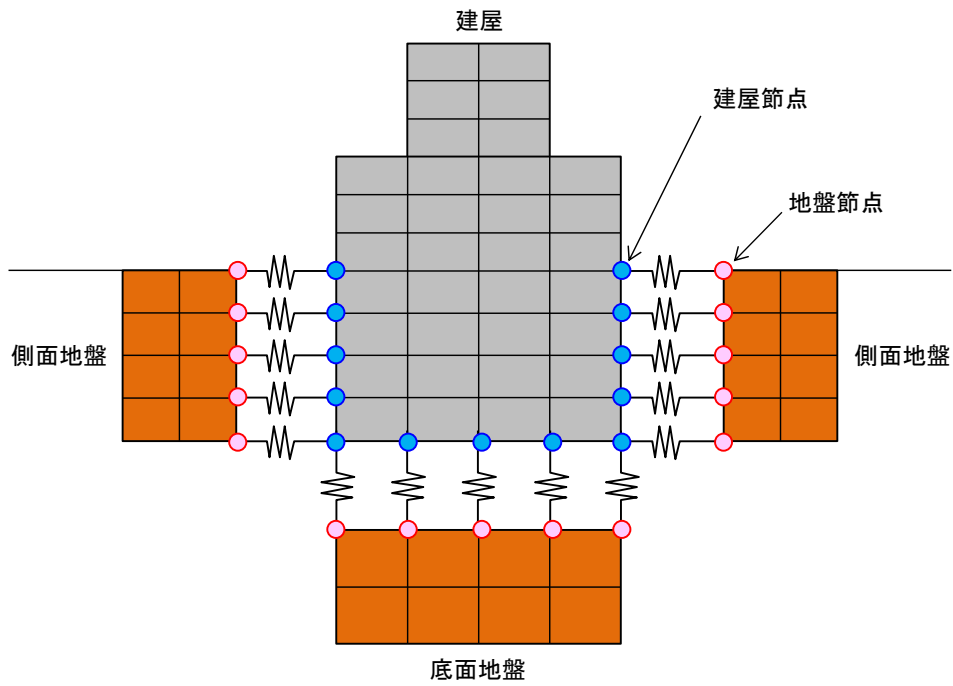


図 3.2.3-37 ジョイント要素接合の概念図

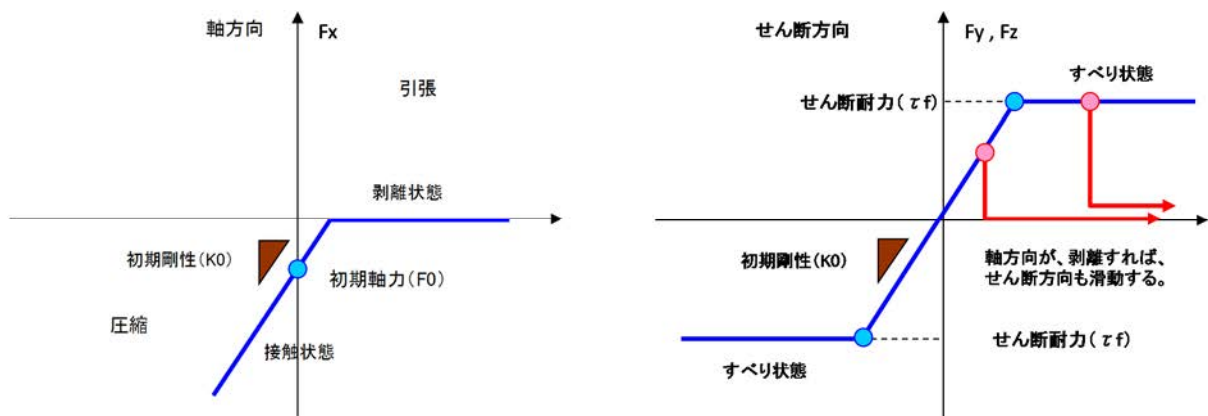


図 3.2.3-38 ジョイント要素のばね特性

・建屋地盤間で側面剥離・すべりにおけるジョイント要素の材料定数を表 3.2.3-2 に示す。
弾性解析では初期剛性のままの結合条件とした。

表 3.2.3-2 建屋・地盤接続ジョイント要素材料定数

ジョイント	項目	底面ジョイント	側面ジョイント
軸方向 ジョイント	ジョイント要素	剥離・接触を考慮	剥離・接触を考慮
	初期剛性(K0)	振動アドミッタンスばねの1000倍	NOVAKばねの1000倍
	剥離時の 計算剛性(K1)	$K1 = \alpha \times K0$	$K1 = \alpha \times K0$
		$\alpha = 1.0E-5$	$\alpha = 1.0E-5$
	引張強度(σ_t)	$P_t = \sigma_t \times A = 1.0E10$ (kN)	$P_t = \sigma_t \times A = 1.0E10$ (kN)
	減衰	瞬間剛性比例減衰	瞬間剛性比例減衰
		$C = \beta \times K$	$C = \beta \times K$
		$\beta = 1.0E-3$	$\beta = 1.0E-3$
		接触時: $K = K0$	接触時: $K = K0$
		剥離時: $K = K1$	剥離時: $K = K1$
せん断方向 ジョイント	ジョイント要素	ジョイントを考慮しない、剛結	すべり・固着を考慮
	初期剛性(K0)	振動アドミッタンスばねの1000倍	NOVAKばねの1000倍
	すべり時の 計算剛性(K1)	$K1 = \alpha \times K0$	$K1 = \alpha \times K0$
		$\alpha = 1.0$	$\alpha = 1.0E-2$
	せん断強度	$C \cdot A + \tan \phi \cdot P_n$	$C \cdot A + \tan \phi \cdot P_n$
		P_n : 軸ジョイントの反力	P_n : 軸ジョイントの反力
	粘着力(C)	$C \cdot A = 1.0E10$ (kN)	$C \cdot A = 0$
	動摩擦係数	$\mu = \tan \phi = 0.35$	$\mu = \tan \phi = 0.35$
		$\phi = 19.3^\circ$	$\phi = 19.3^\circ$
	減衰	初期剛性比例減衰	瞬間剛性比例減衰
$C = \beta \times K0$		$C = \beta \times K$	
$\beta = 1.0E-3$		$\beta = 1.0E-3$	
		固着時: $K = K0$	
		滑動時: $K = K1$	

- ・ 非線形解析のため、時刻歴応答解析の積分時間間隔は 1/1000 秒とした。
- ・ 数値解析パラメータ：時間積分法（接線剛性）、収束計算有り（最大収束回数 3 回、収束しない残差力は次のステップに持ち越す）。

3) 解析結果

側面剥離による解析結果は、前節の弾性解析結果と比較し、その違いを中心に説明する。ただし、剥離・再接触による非線形状態により、数値振動を生じたために、剥離位置の応答加速度が非常に大きくなることがあった。このために、100 Hz のローパスフィルタをかけて、結果を分析した。

(a) 加速度時刻歴波形

基礎上及び3Fにおける観測記録と側面剥離・滑りを考慮した解析結果の加速度時刻歴波形の比較図を図3.2.3-39及び図3.2.3-40に示す。基礎上の加速度時刻歴波形はほぼ一致している。

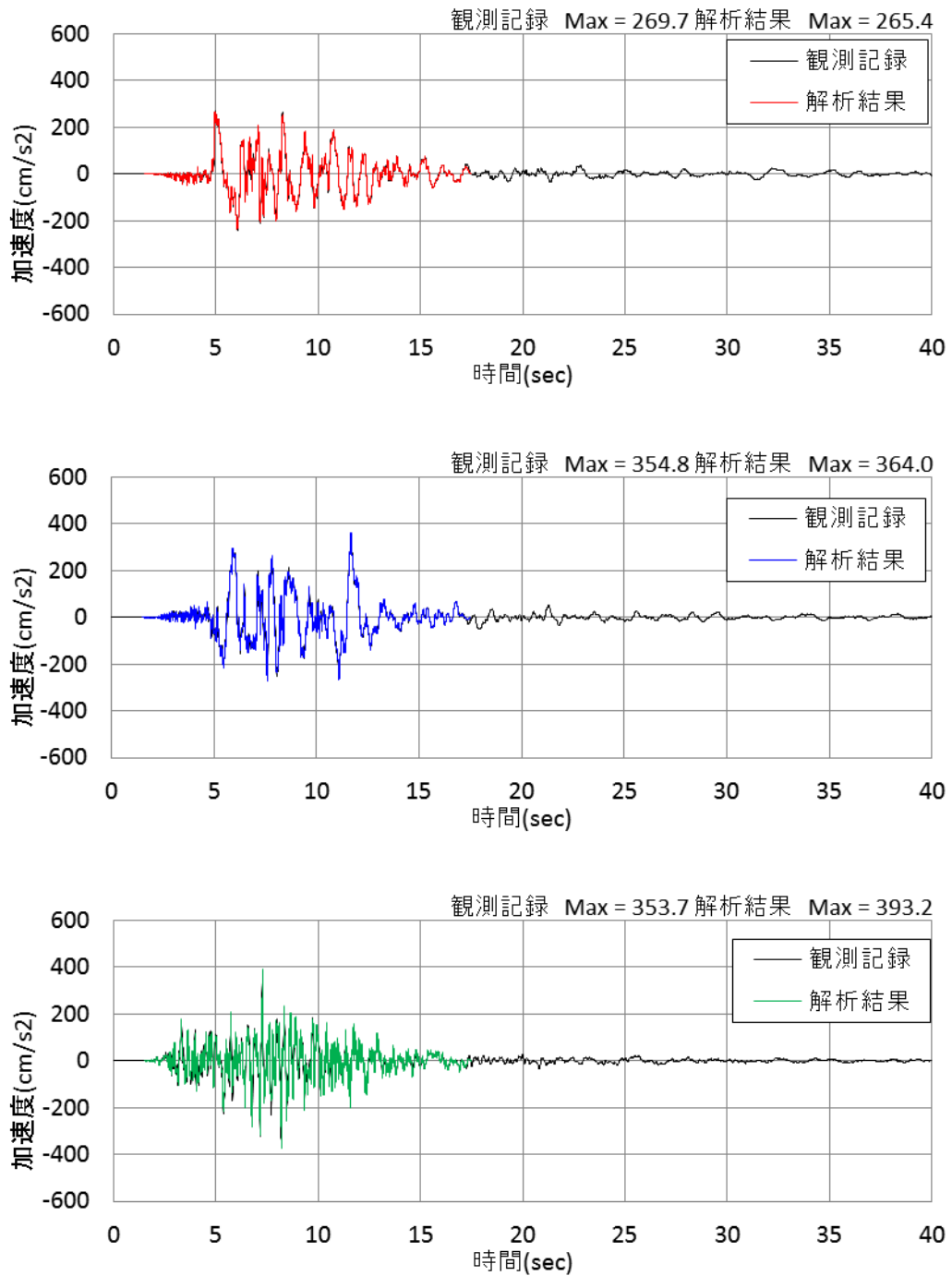


図 3.2.3-39 加速度時刻歴波形の比較（基礎上、上から NS、EW、UD）

3F の外壁部の加速度時刻歴波形についても同様に比較を行った。水平応答は概ね観測記録と一致しているが、上下応答は観測記録よりやや大きくなっている。

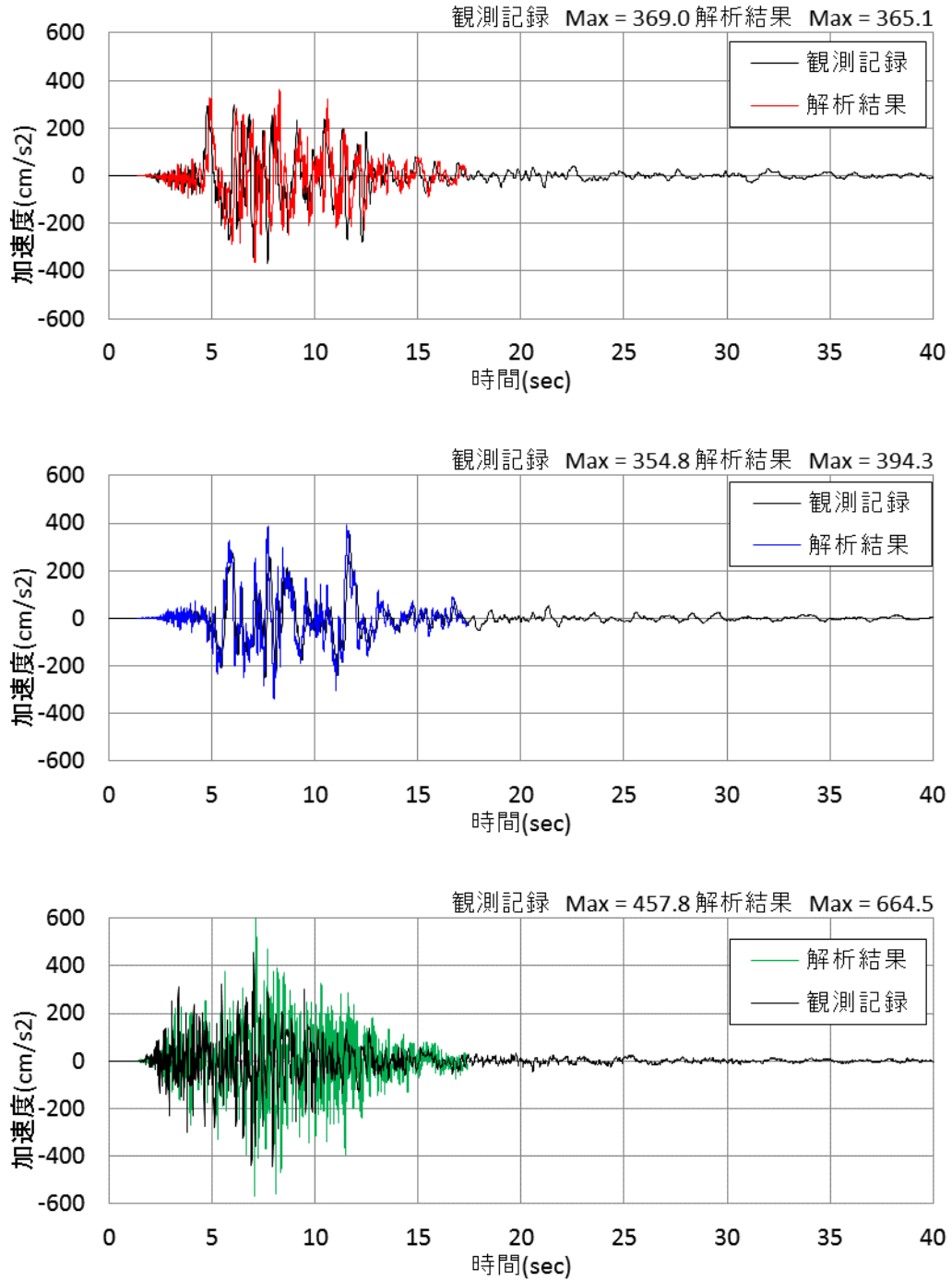
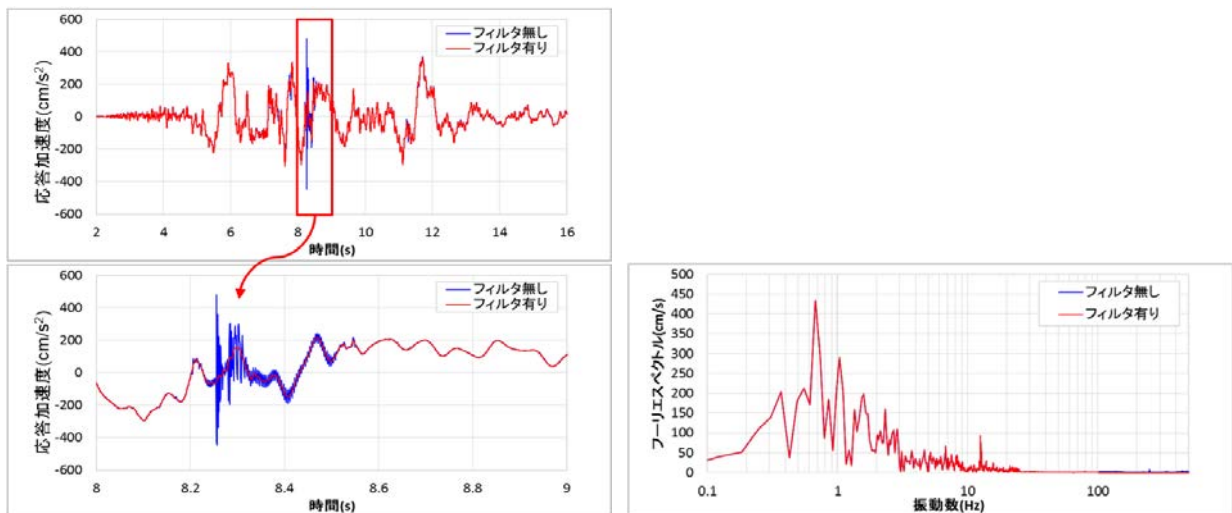


図 3.2.3-40 加速度時刻歴波形の比較 (3F (外壁部)、上から NS、EW、UD)

(b) 最大応答加速度

a) 高さ方向分布図

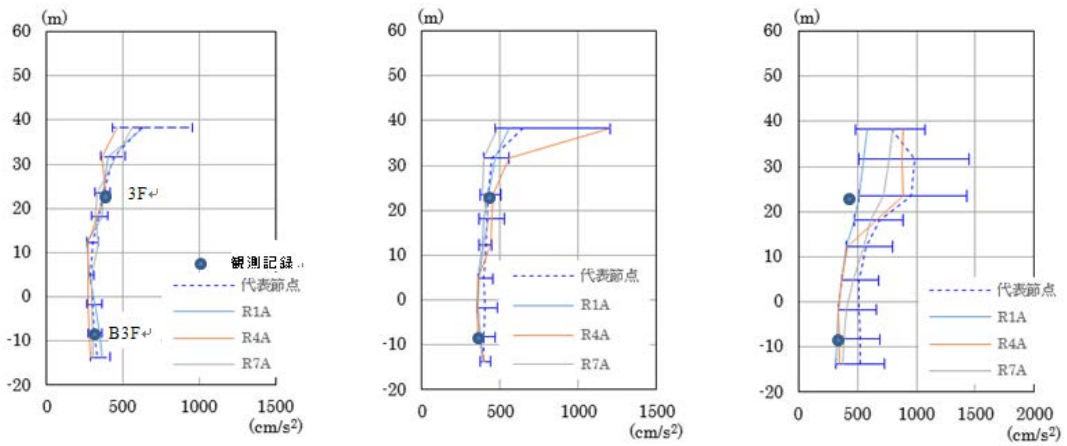
最大応答加速度（RA 通り）を図 3.2.3-42 に示す。側面剥離・滑りを考慮した解析結果では、弾性解析結果とは異なり、地表面（標高+12 m）以下において最大応答加速度のばらつきが非常に大きくなった（図 3.2.3-42 (2)）。これは、側面剥離・滑りの考慮により、地下外壁と地盤の再接触現象が発生し、スパイク状の加速度が生じたためと考えられる。そこで、100 Hz を超える高振動数については建屋損傷に大きな影響を与えないと考え、100 Hz のローパスフィルターを適用することとした。ローパスフィルターの効果を確認するため、代表点（B1F の R4A 通り）における加速度時刻歴波形及びフーリエスペクトルの結果を図 3.2.3-41 に示す。ローパスフィルターを適用することでスパイク状の加速度がみられなくなった。ローパスフィルターを適用した最大加速度の高さ分布図を図 3.2.3-42 (3) に示す。その結果、弾性解析とほぼ同様な最大応答加速度分布になったことが確認できる。以降、最大加速度コンター以外は、ローパスフィルターを適用した結果を用いて比較検討を行う。



(1) 加速度時刻歴波形

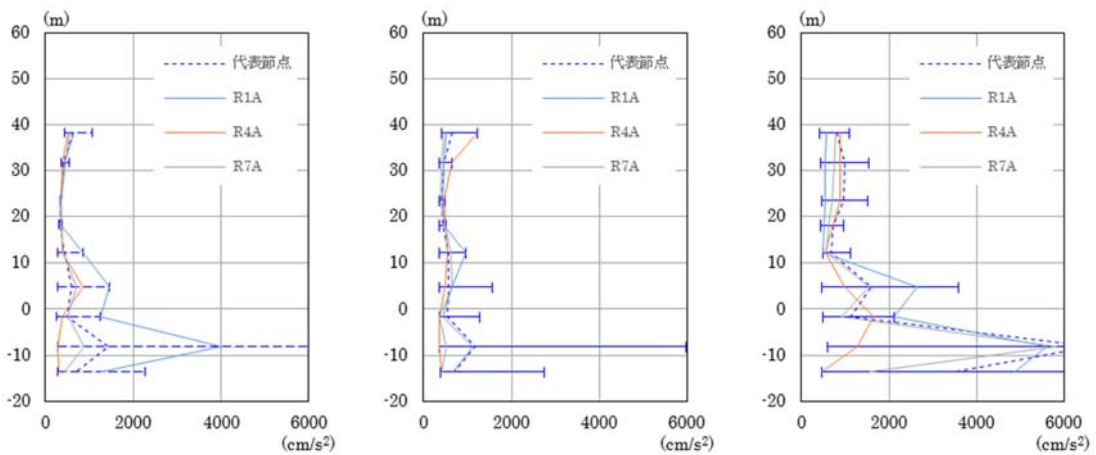
(2) フーリエスペクトル

図 3.2.3-41 代表点の加速度時刻歴波形及びフーリエスペクトルの比較
(B1F の R4A 通り)



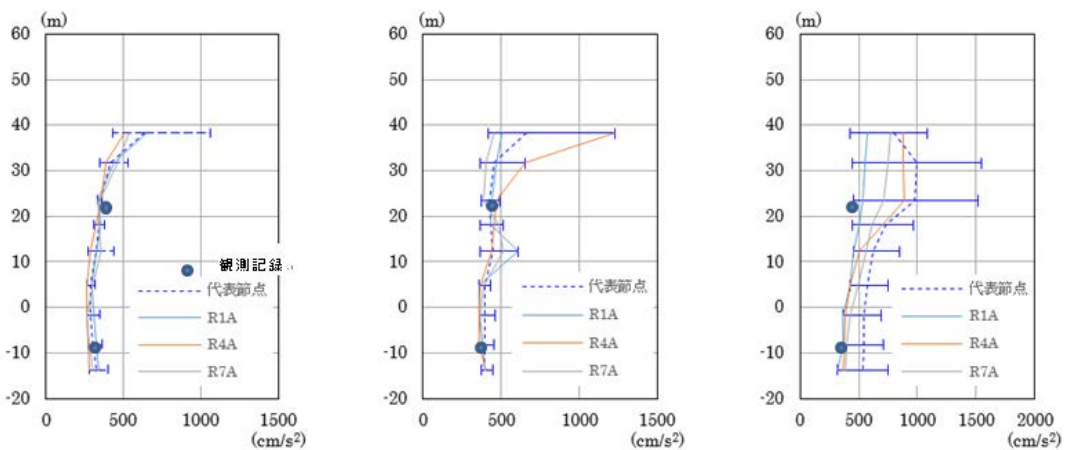
(a) NS 方向 (RA 通り) (b) EW 方向 (RA 通り) (c) UD 方向 (RA 通り)

(1) 弾性解析 (時刻歴応答)



(a) NS 方向 (RA 通り) (b) EW 方向 (RA 通り) (c) UD 方向 (RA 通り)

(2) 側面剥離・滑り考慮 (フィルターなし)



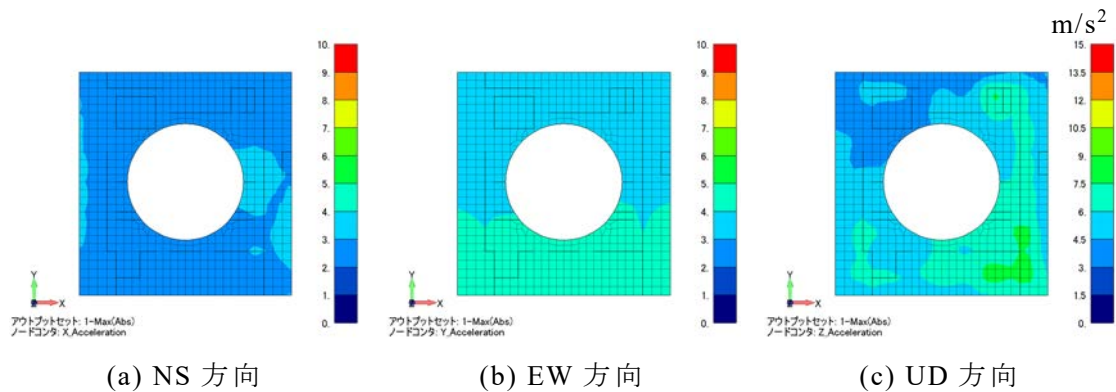
(a) NS 方向 (RA 通り) (b) EW 方向 (RA 通り) (c) UD 方向 (RA 通り)

(3) 側面剥離・滑り考慮 (100Hz ローパスフィルター適用)

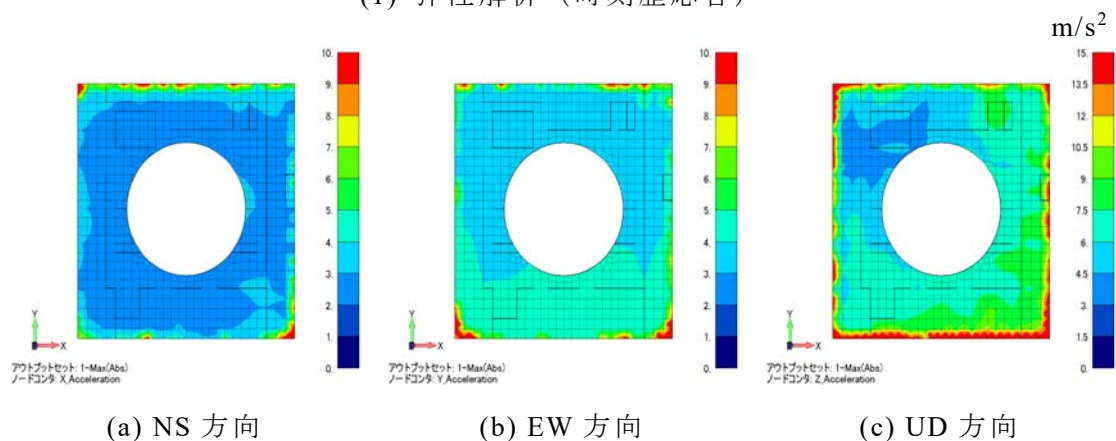
図 3.2.3-42 最大応答加速度分布 ((3)のみフィルターあり、いずれも全節点表示なし)

b) コンタープロット

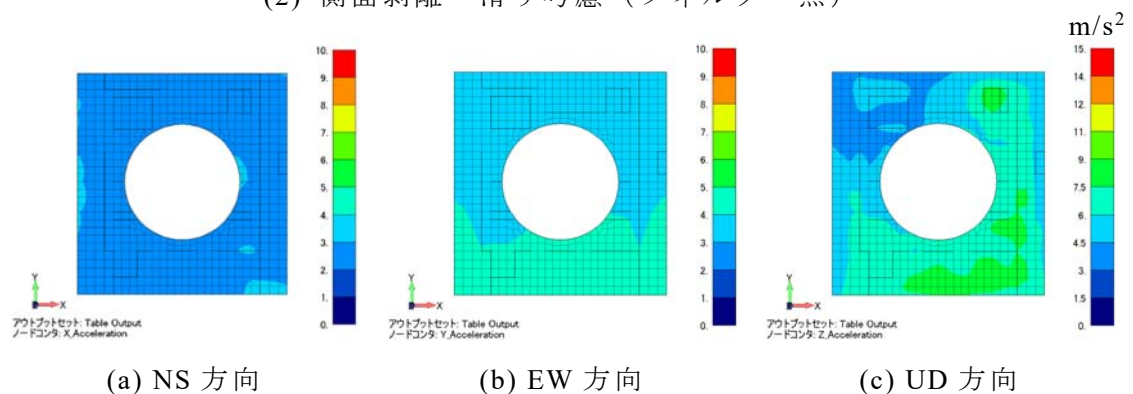
図 3.2.3-43 及び図 3.2.3-44 に最大応答加速度のコンタープロットを示す。側面剥離・滑りによる地下での建屋と地盤の再接触現象から、ローパスフィルターを適用していないコンターにおいては、B1Fの外周部に非常に大きな最大応答加速度が確認されたが、100 Hz ローパスフィルターを適用した結果では、ほぼ弾性解析結果と同様な結果となっている。一方、3Fの結果はローパスフィルターの適用と関係なく弾性解析結果とほぼ同じ結果となっている。



(1) 弾性解析 (時刻歴応答)

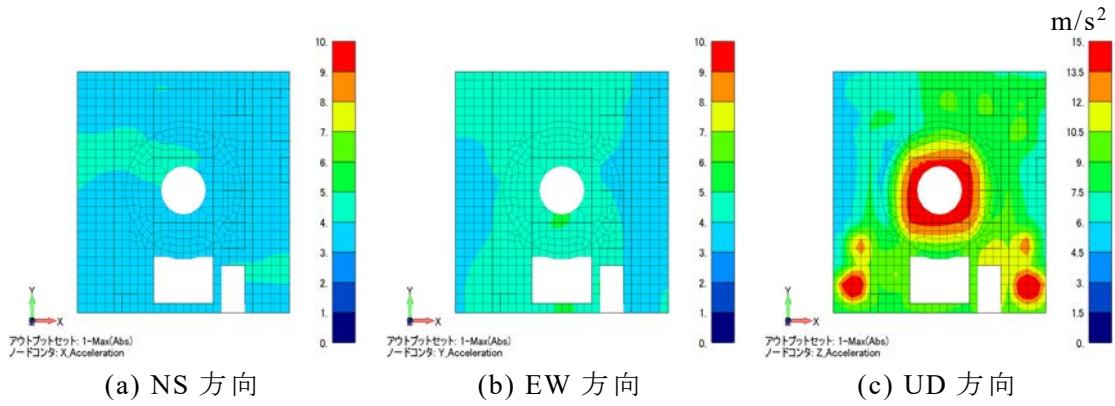


(2) 側面剥離・滑り考慮 (フィルター無)

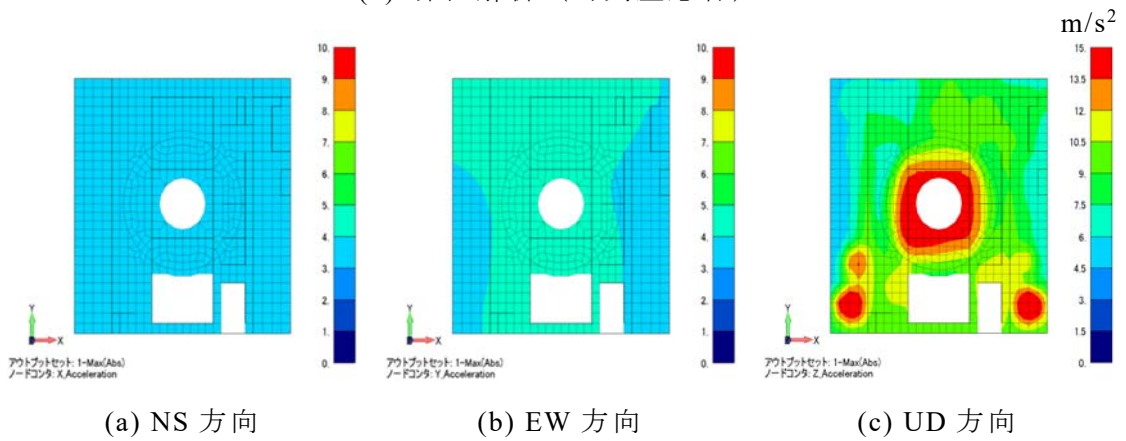


(3) 側面剥離・滑り考慮 (100 Hz ローパスフィルター適用)

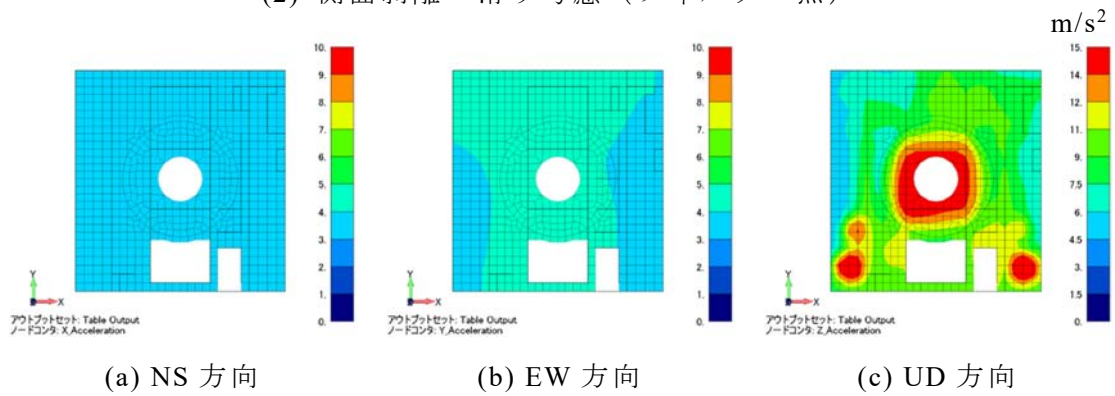
図 3.2.3-43 最大応答加速度のコンタープロット : B1F (標高 +4.8 m)



(1) 弾性解析 (時刻歴応答)



(2) 側面剥離・滑り考慮 (フィルター無)



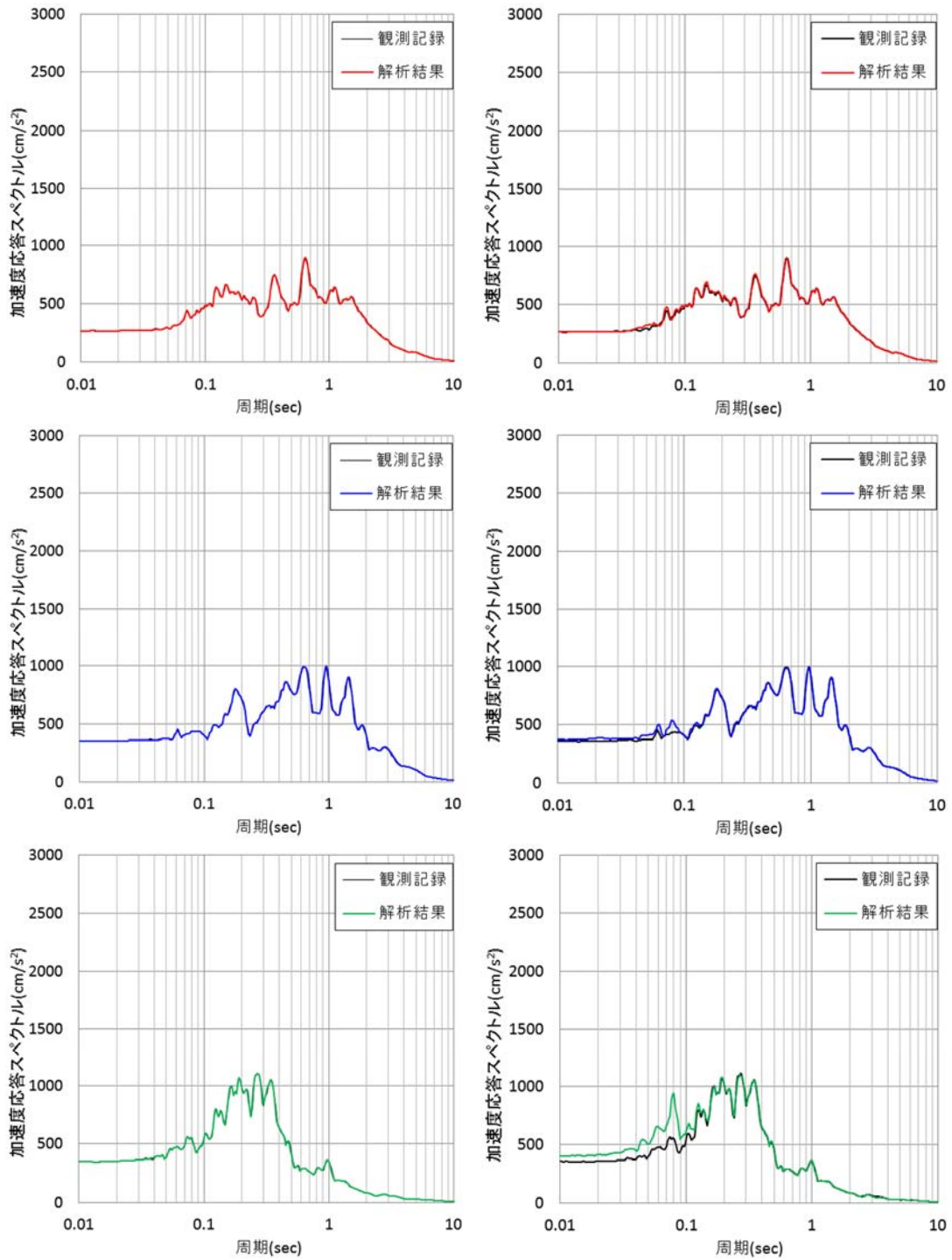
(3) 側面剥離・滑り考慮 (100 Hz ローパスフィルター適用)

図 3.2.3-44 最大応答加速度のコンタープロット : 3F (標高 +23.5 m)

(c) 床応答スペクトル ($h = 5\%$)

まず、基礎上及び 3F の観測位置における床応答スペクトルの比較図を図 3.2.3-45 及び図 3.2.3-46 に示す。基礎上の水平方向の弾性解析結果と側面剥離・滑りを考慮した結果はほぼ一致した。基礎上の EW 方向と上下方向は周期 0.08 秒近傍において側面剥離・滑りを考慮した結果にピークがあり、弾性解析結果より 2 割程度大きめであった。このピークは建屋と地盤の連成上下固有振動モードと関連すると考えられるが、弾性応答にはないことから、剥離に誘発されたと考えられる。しかしながら、具体的なメカニズムは判明していない。さらに短周期側の上下方向は基礎上、3F ともに大きくなっているが、これは建屋と地盤間の鉛直すべりによる可能性がある。

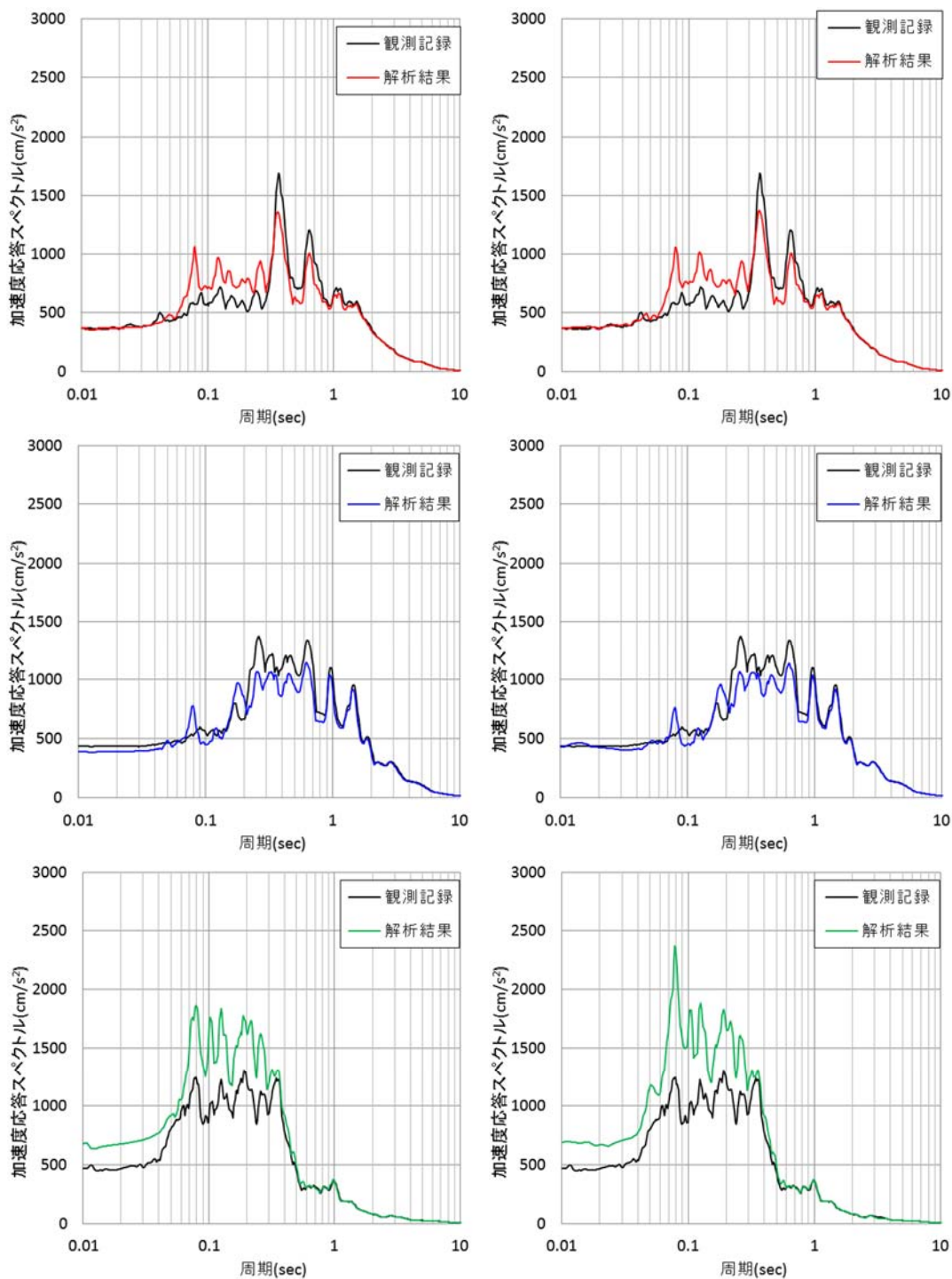
3F の外壁部の結果は、両ケース共に水平応答は観測記録と概ね一致している。一方、上下応答については両解析結果ともに観測記録より 3 割程度大きくなっており、弾性解析と側面剥離・滑りを考慮した解析の結果は概ね一致している。



(1) 弾性解析 (時刻歴応答)

(2) 側面剥離・滑り考慮

図 3.2.3-45 基礎上 応答スペクトルの比較 (上から NS、EW、UD)



(1) 弾性解析 (時刻歴応答)

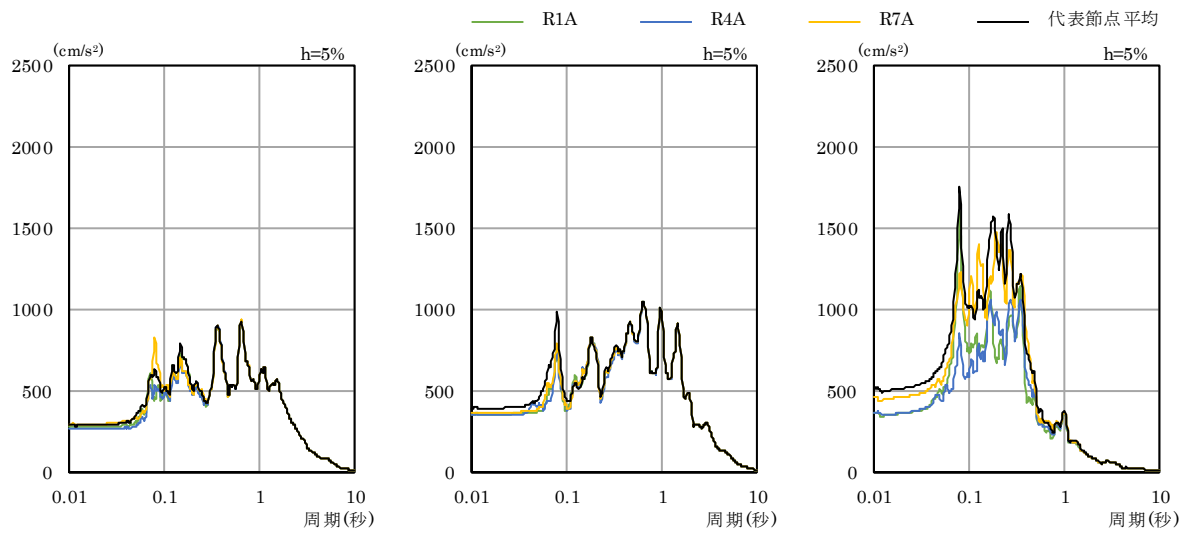
(2) 側面剥離・滑り考慮

図 3.2.3-46 3F (外壁部) 応答スペクトルの比較 (上から NS、EW、UD)

B1F 及び 3F の床応答スペクトル ($h=5\%$) を図 3.2.3-47～図 3.2.3-50 に示す。なお、各階においては、RA 通り (R1A、R4A、R7A) 及び建屋中央部 (C1、C2、C3、C4) における場所の違いによる床応答スペクトルの違いも検討する。

B1F においては、水平方向、上下方向ともに、弾性結果とほぼ同様であり、側面剥離の影響がみられなかった。ただし、周期 0.01 秒近傍においては、側面剥離・滑り考慮の結果において弾性解析結果よりやや大きい傾向がみられ、側面剥離・滑り考慮による再接触の影響のあらわれと考えられる。また、建屋中央部においては、弾性解析結果の周期 0.08 秒に存在したピークの振幅が、側面剥離・滑り考慮の結果では 2/3 程度に低減された。

一方、3F においては、弾性結果とほぼ同様であり、側面剥離の影響がみられなかった。

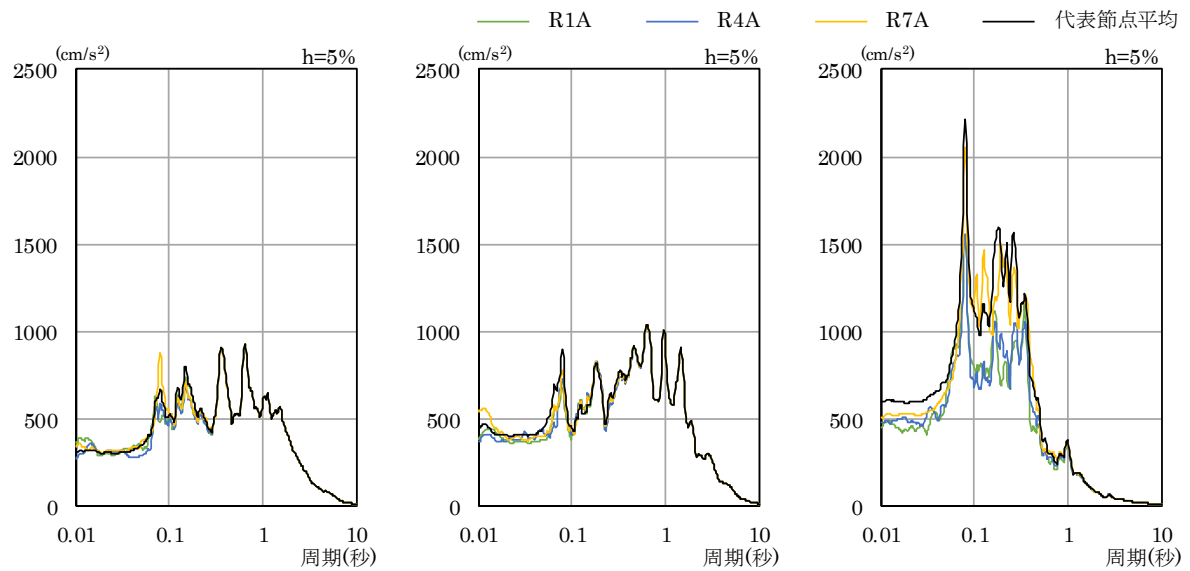


(a) NS 方向

(b) EW 方向

(c) UD 方向

(1) 弾性解析 (時刻歴応答)



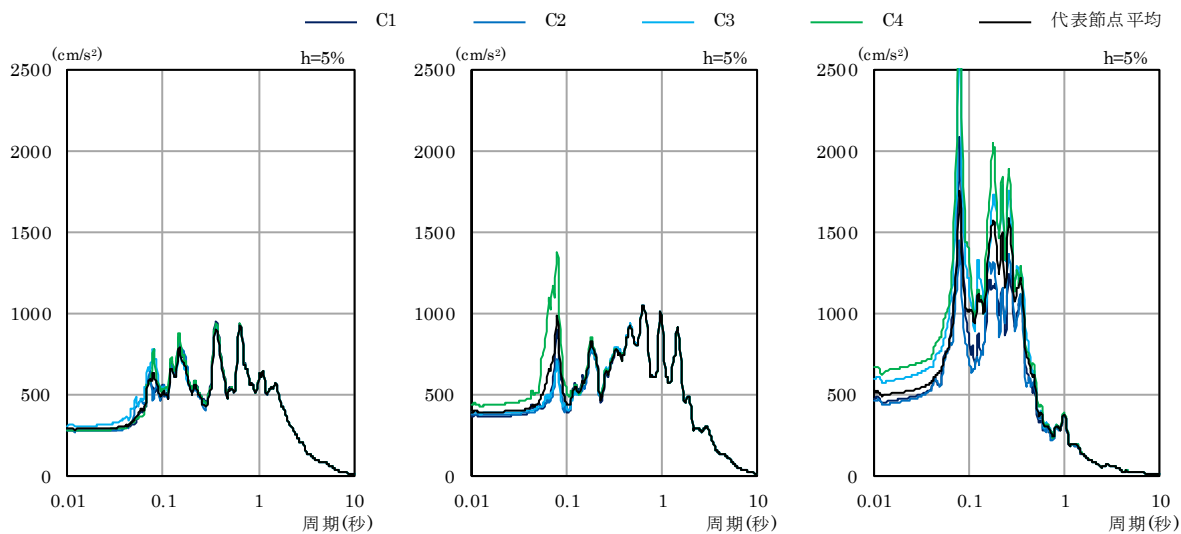
(a) NS 方向

(b) EW 方向

(c) UD 方向

(2) 側面剥離・滑り考慮 (100Hz ローパスフィルター適用)

図 3.2.3-47 RA 通り 床応答スペクトル $h = 5\%$: B1F (標高. +4.8 m)

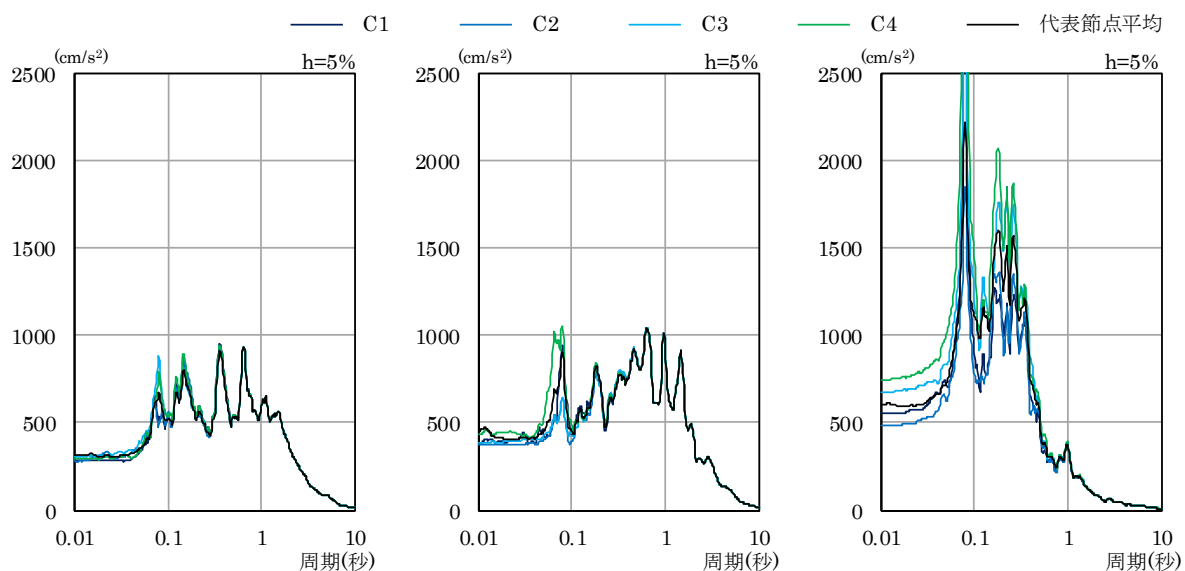


(a) NS 方向

(b) EW 方向

(c) UD 方向

(1) 弾性解析 (時刻歴応答)



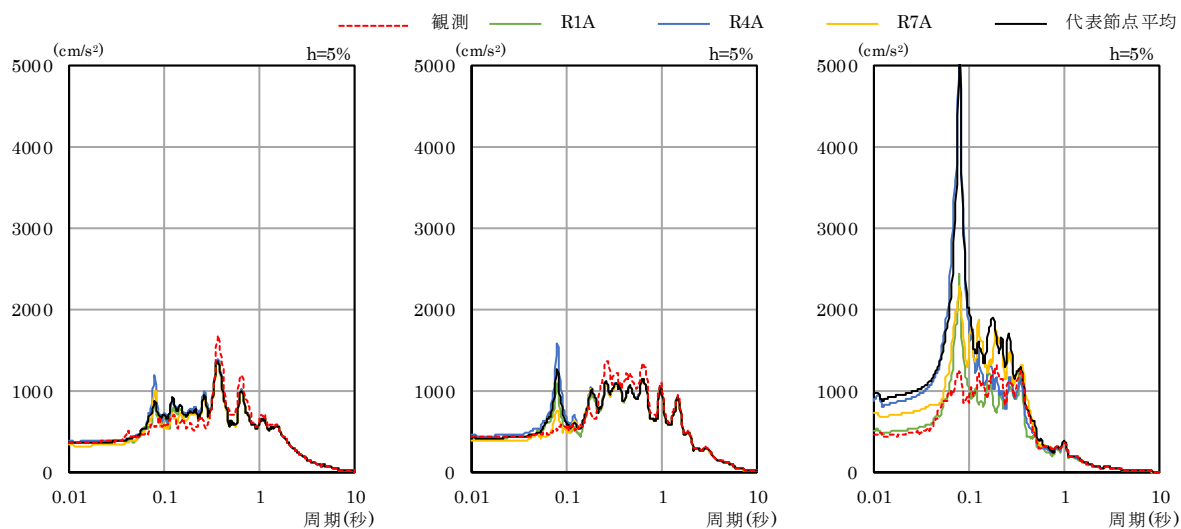
(a) NS 方向

(b) EW 方向

(c) UD 方向

(2) 側面剥離・滑り考慮 (100Hz ローパスフィルター適用)

図 3.2.3-48 建屋中央部 床応答スペクトル $h = 5\%$: B1F (標高. +4.8 m)

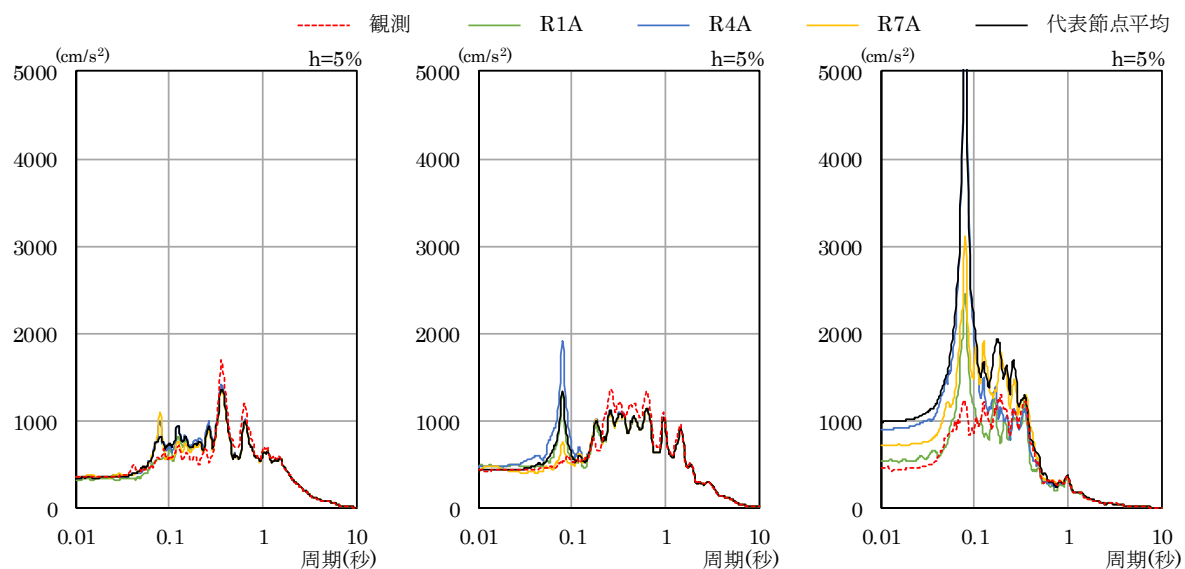


(a) NS 方向

(b) EW 方向

(c) UD 方向

(1) 弾性解析 (時刻歴応答)



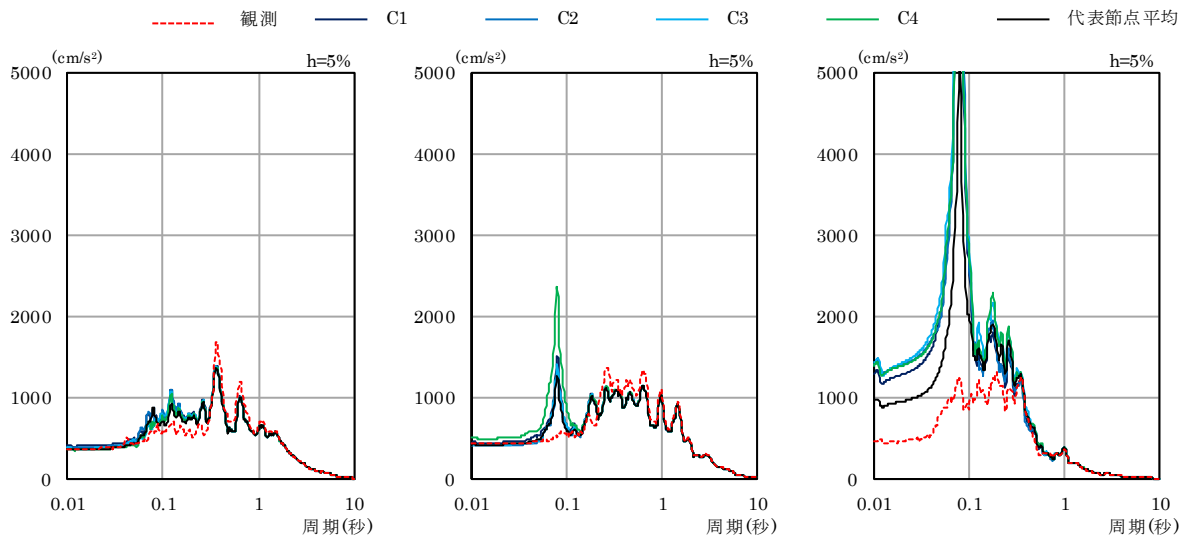
(a) NS 方向

(b) EW 方向

(c) UD 方向

(2) 側面剥離・滑り考慮 (100Hz ローパスフィルター適用)

図 3.2.3-49 RA 通り 床応答スペクトル $h = 5\%$: 3F (標高. +23.5 m)

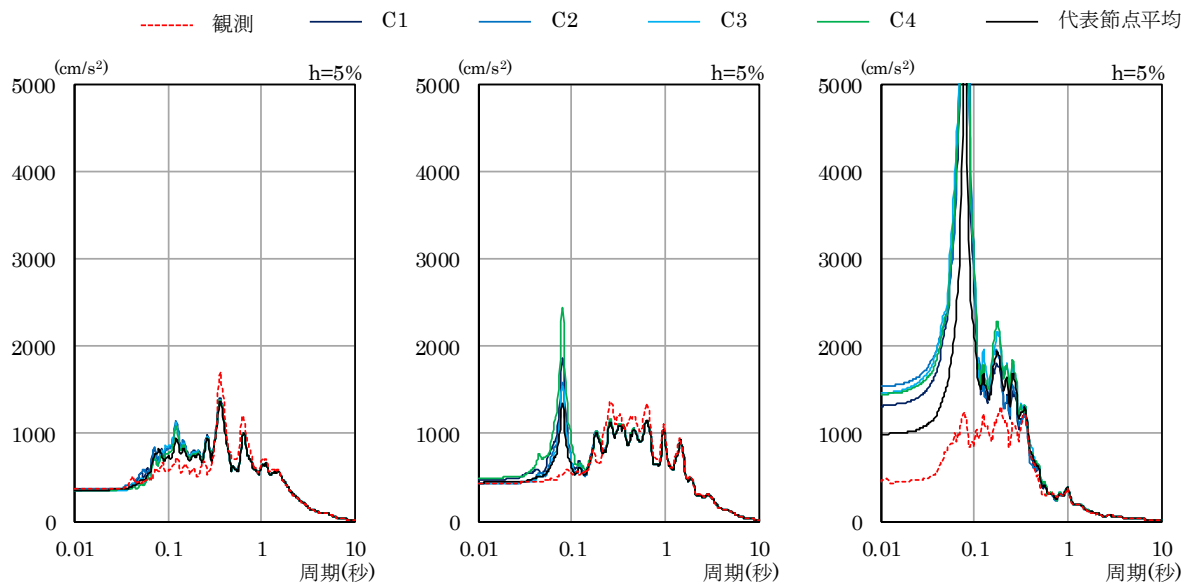


(a) NS 方向

(b) EW 方向

(c) UD 方向

(1) 弾性解析 (時刻歴応答)



(a) NS 方向

(b) EW 方向

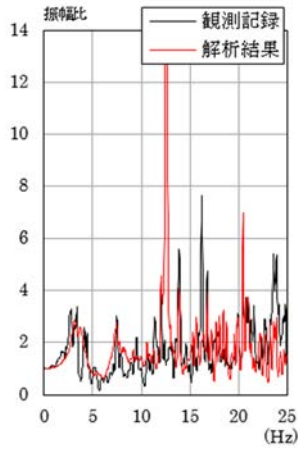
(c) UD 方向

(2) 側面剥離・滑り考慮 (100Hz ローパスフィルター適用)

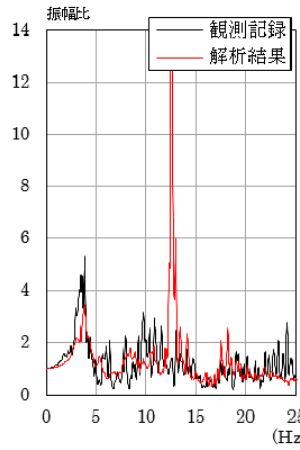
図 3.2.3-50 建屋中央部 床応答スペクトル $h = 5\%$: 3F (標高. +23.5 m)

(d) 伝達関数

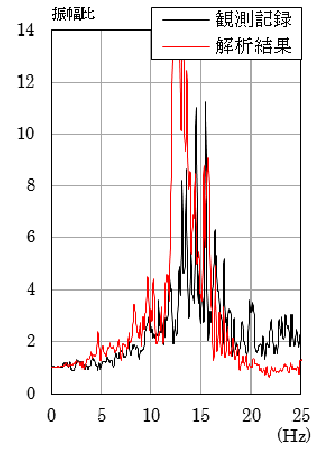
伝達関数の比較図を図 3.2.3-51 に示す。NS 方向と UD 方向については、側面剥離・滑りの考慮の有無によらず、伝達関数の結果は概ね一致している。EW 方向については、12.5 Hz のピークが観測記録に近づいた。



(a) NS 方向

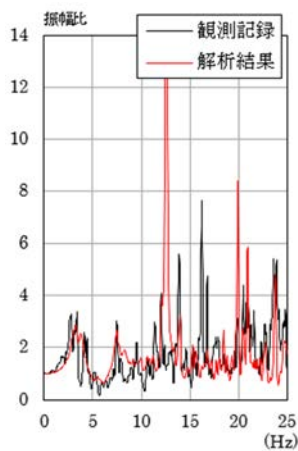


(b) EW 方向

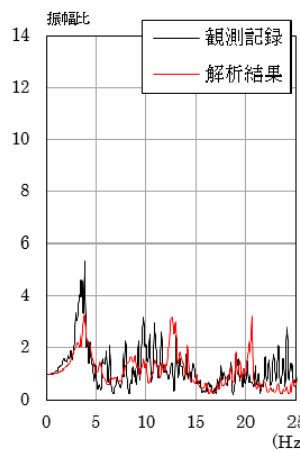


(c) UD 方向

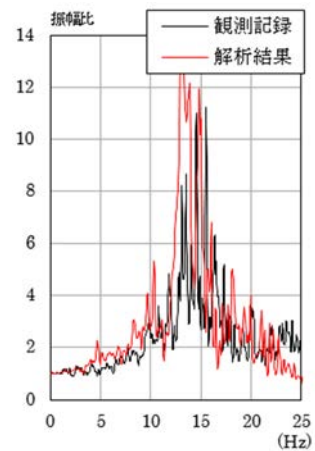
(1) 弾性解析 (時刻歴応答)



(a) NS 方向



(b) EW 方向



(c) UD 方向

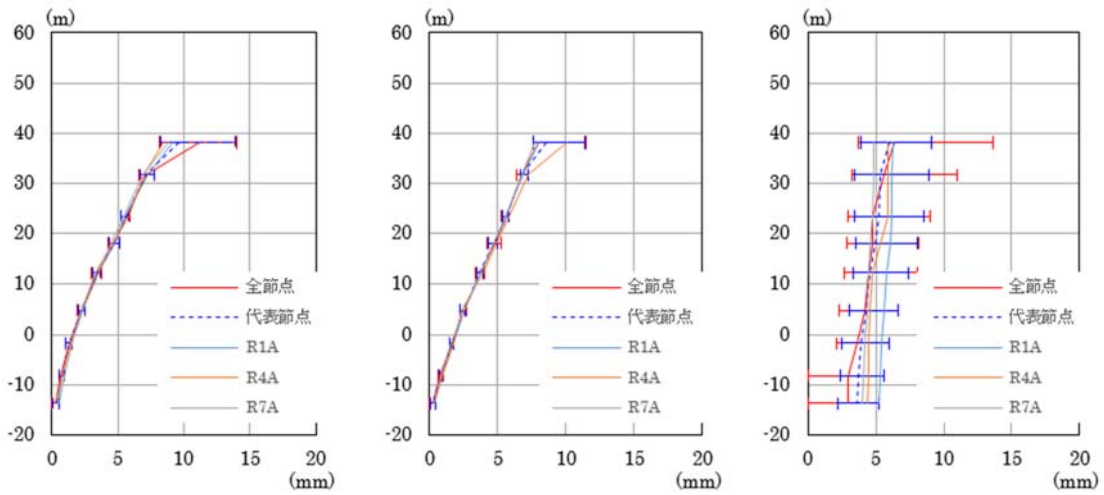
(2) 側面剥離・滑り考慮

図 3.2.3-51 基礎上の観測点に対する 3F の観測点の伝達関数

(e) 最大応答変位

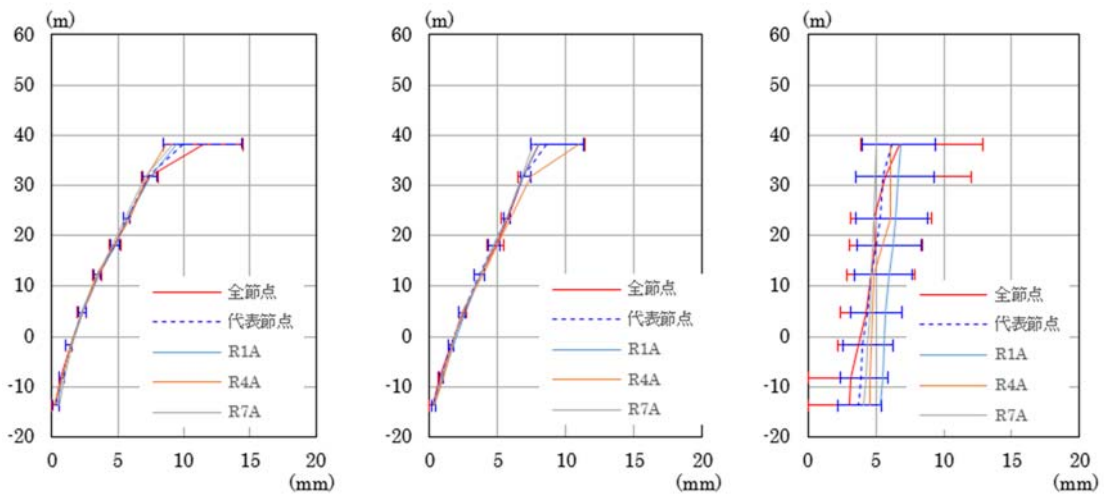
a) 高さ方向分布図

最大応答変位の高さ方向分布図を図 3.2.3-52 に示す。弾性解析結果と比較し、ほぼ同様な結果となり、側面剥離の影響はみられなかった。



(a) NS 方向 (RA 通り) (b) EW 方向 (RA 通り) (c) UD 方向 (RA 通り)

(1) 弾性解析 (時刻歴応答)



(a) NS 方向 (RA 通り) (b) EW 方向 (RA 通り) (c) UD 方向 (RA 通り)

(2) 側面剥離・滑り考慮

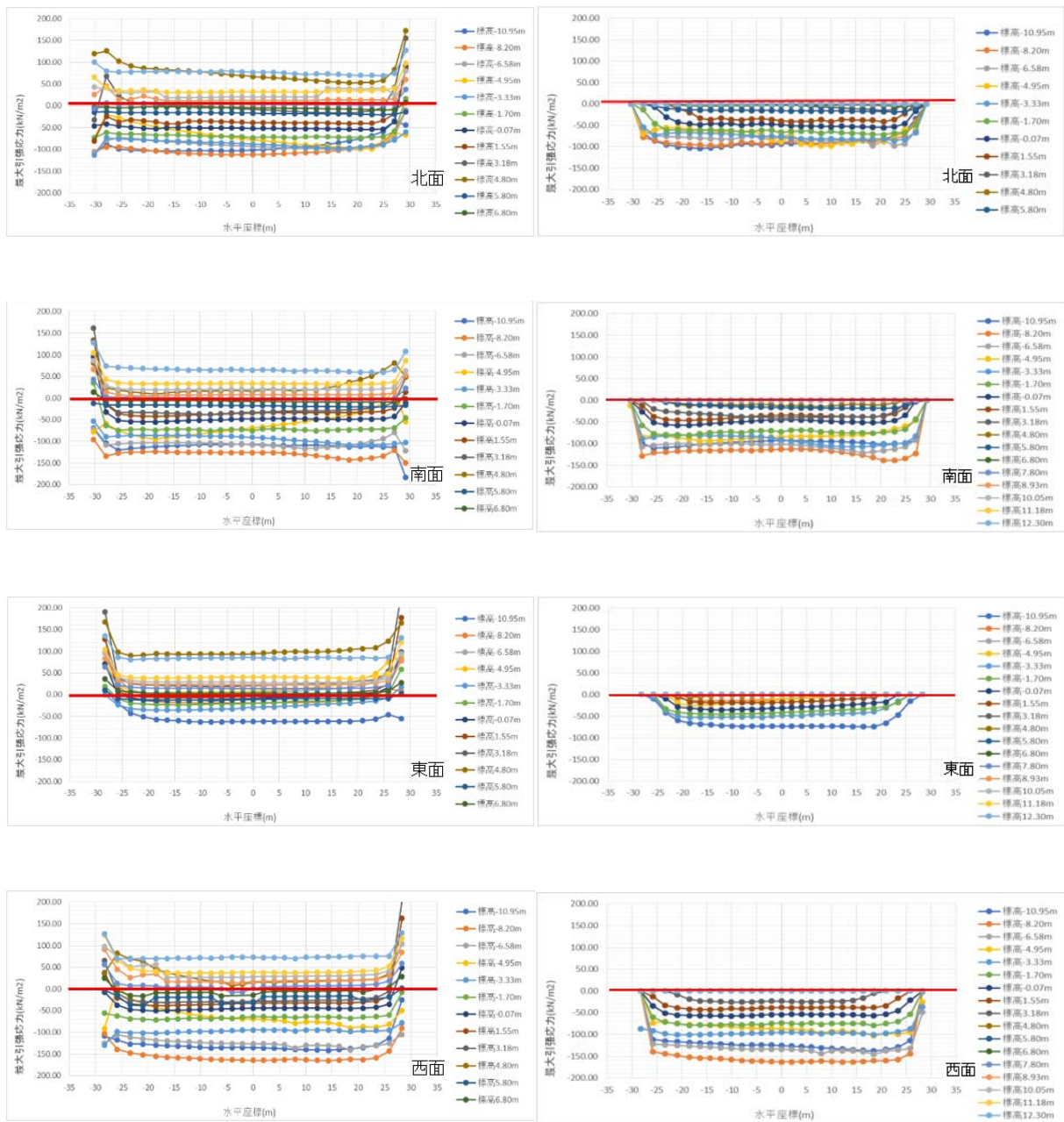
図 3.2.3-52 最大応答変位分布

(f) 建屋地下側面と地盤の剥離とすべり

側面の軸方向の最大応力分布及び鉛直せん断最大応力比をそれぞれ図 3.2.3-53 及び図 3.2.3-54 に示す。

側面剥離・滑り考慮の側面の軸方向最大応力分布の結果によると、標高 6.8 m より上の標高において最大引張応力がほぼ 0 となっており、剥離が発生していると考えられる。

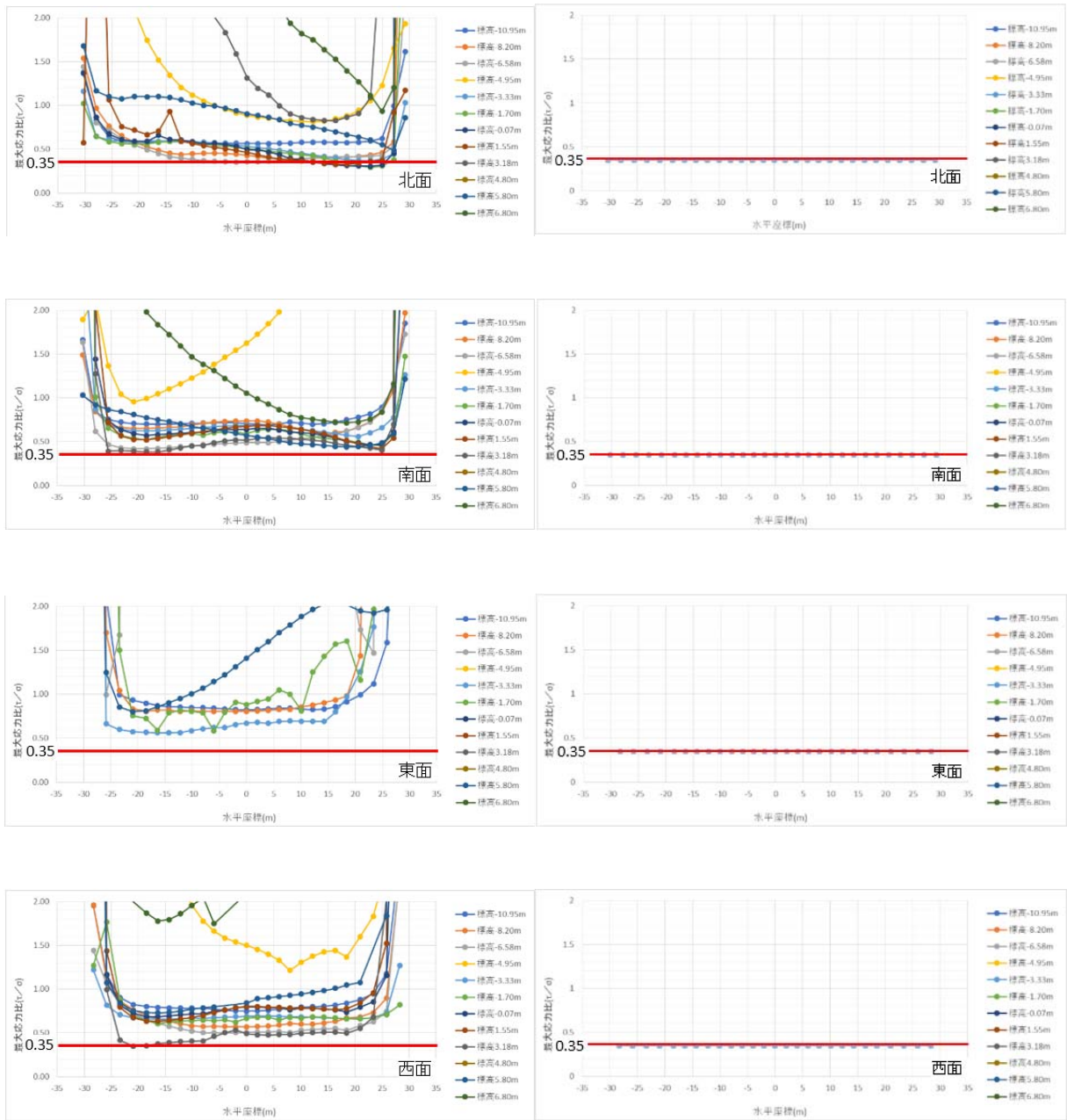
側面剥離・滑り考慮の鉛直せん断最大応力比の結果によると、すべての標高において全側面の最大応力比が 0.35 となっており、各側面の全面ですべりが発生することが分かる。



(1) 弾性解析 (時刻歴応答)

(2) 側面剥離・滑り考慮

図 3.2.3-53 側面の軸方向の最大引張応力分布 (上から順に北面、南面、東面、西面)



(1) 弾性解析 (時刻歴応答)

(2) 側面剥離・滑り考慮

図 3.2.3-54 側面の鉛直せん断の最大応力比分布 (上から順に北面、南面、東面、西面)

(6) 剥離・滑り・浮上りのモデル化の違いによる影響評価

1) 解析方針

本地震応答解析では、平成 19 年(2007 年)新潟県中越沖地震の柏崎刈羽原子力発電所の 7 号機原子炉建屋の本震記録を用いて、剥離・滑り及び浮上りを考慮、RC 非線形性は無視した時刻歴応答解析を行った。

2) 解析条件

共通解析条件を基に地震応答解析を実施する。以下に共通解析条件と異なる部分を示す。

- ・側面剥離・滑り及び浮上りは、建屋と地盤の接合面に非線形ジョイントを挿入することで考慮する。非線形ジョイントの剛性は建屋側面と接触する地盤の剛性の 1000 倍とした。側面の滑りに対し、動摩擦係数 0.35 を採用した。
- ・非線形解析のため、時刻歴応答解析の積分時間間隔は 1/1000 秒とした。
- ・数値解析パラメータ：時間積分法（接線剛性）、収束計算有り（最大収束回数 3 回、収束しない残差力は次のステップに持ち越す）。

3) 解析結果

側面剥離・滑り・浮上り考慮による解析結果は、前節の側面剥離・滑り考慮の解析結果と比較し、その違いを中心に説明する。

(a) 加速度時刻歴波形

基礎上及び3Fにおける観測記録と側面剥離・滑り・浮上り考慮の解析結果の加速度時刻歴波形の比較図を図 3.2.3-55 及び図 3.2.3-56 に示す。基礎上の加速度時刻歴波形はほぼ一致している。

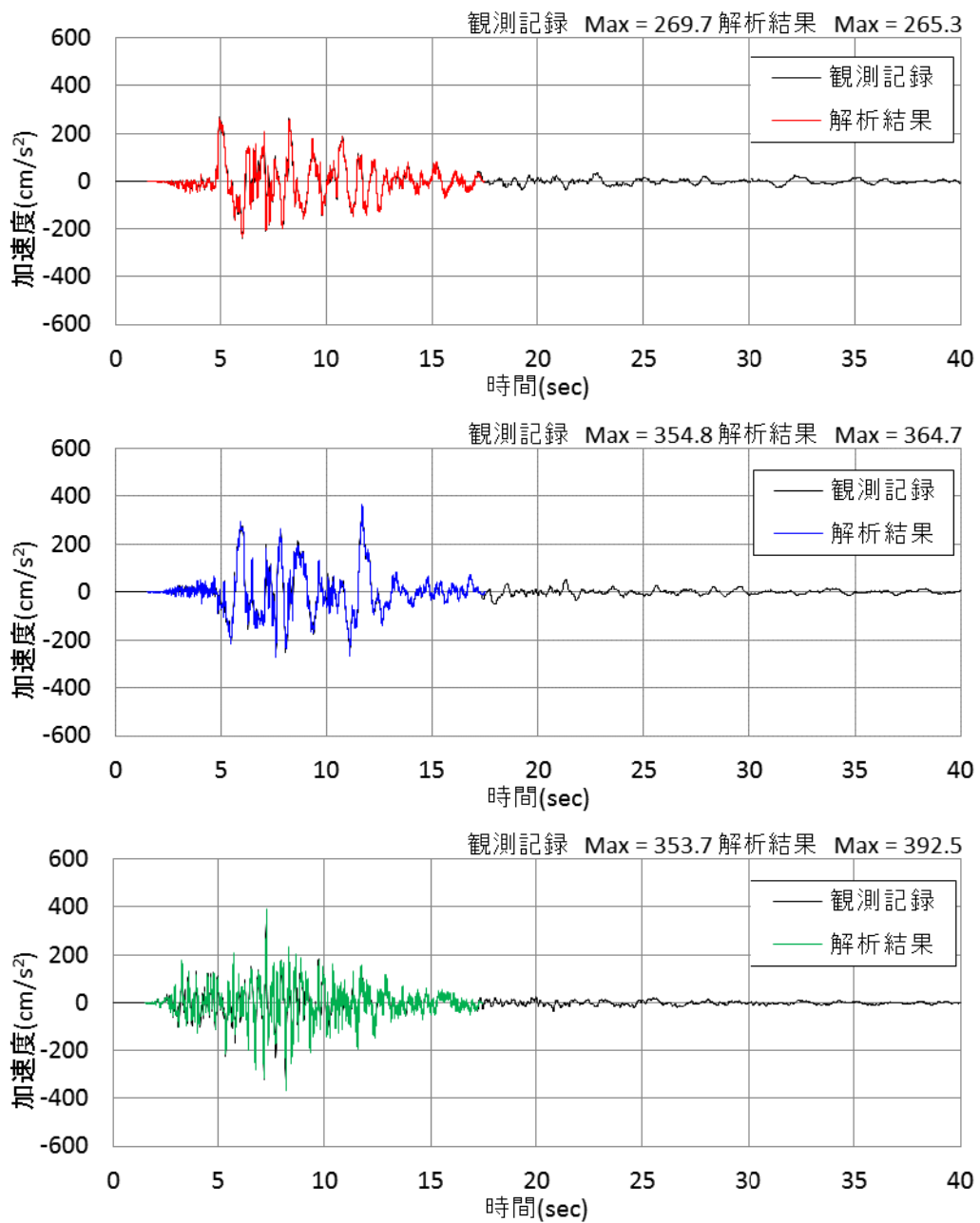


図 3.2.3-55 加速度時刻歴波形の比較（基礎上、上から NS、EW、UD）

3F の外壁部の加速度時刻歴波形についても同様に比較を行った。水平応答は概ね観測記録と一致しているが、上下応答は観測記録よりやや大きくなっている。

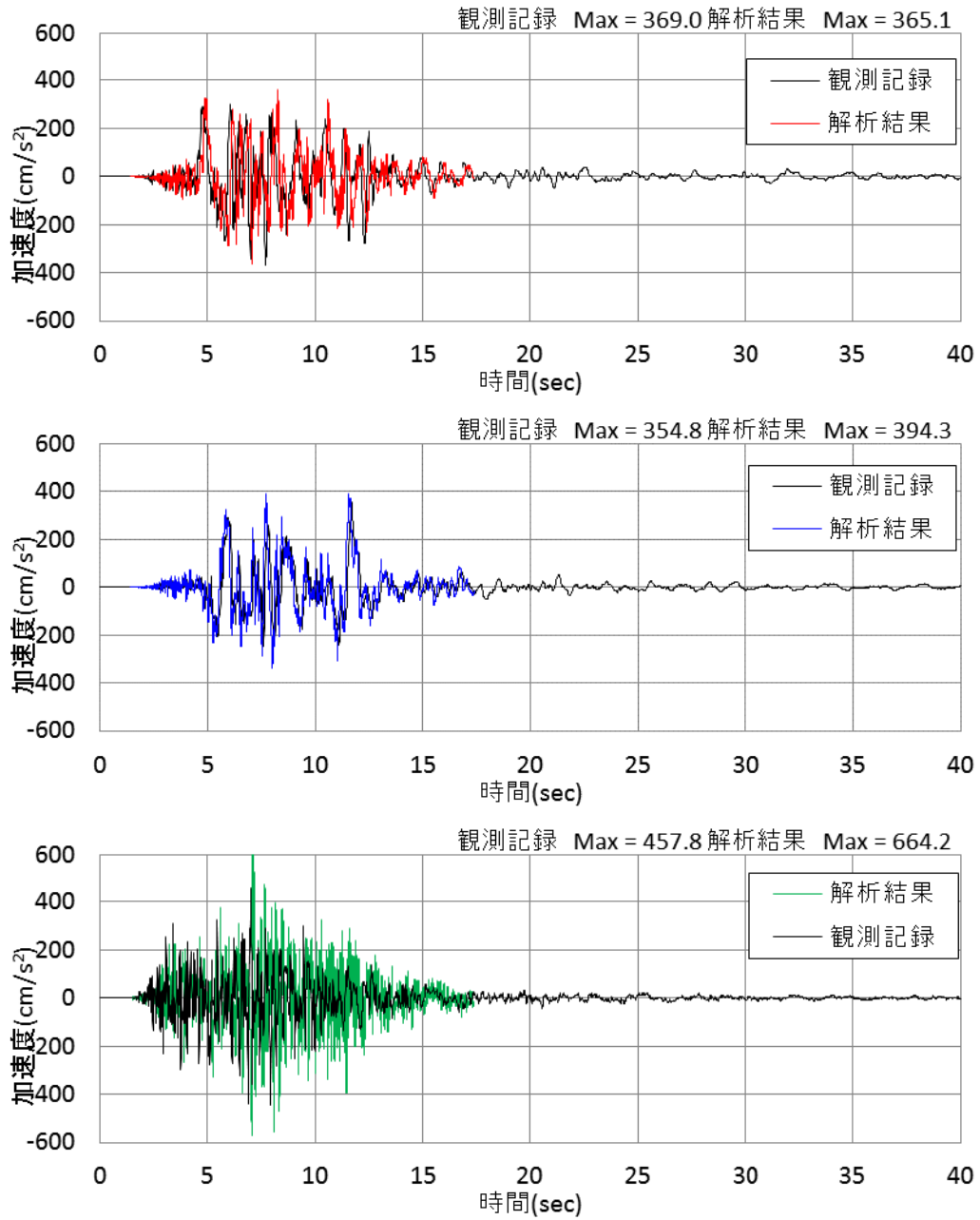
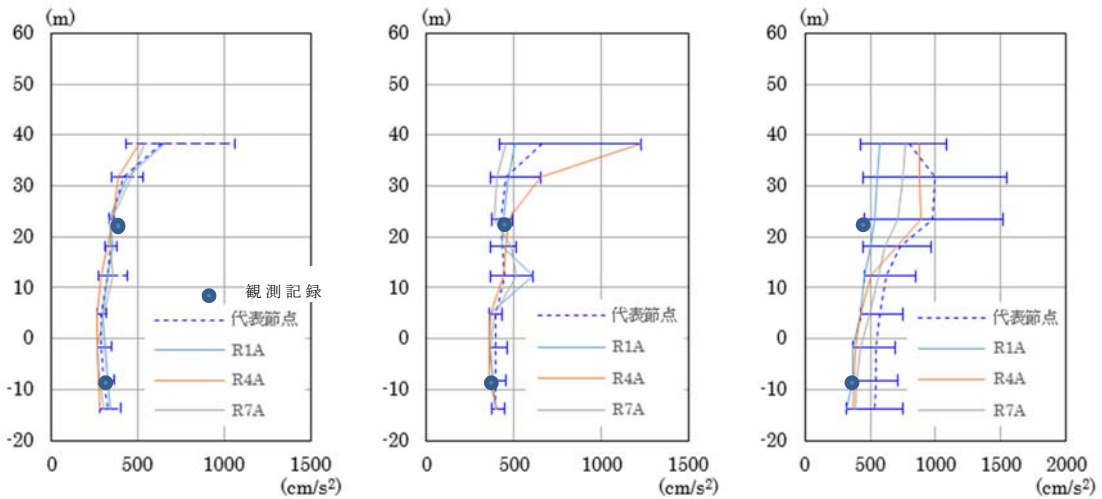


図 3.2.3-56 加速度時刻歴波形の比較 (3F (外壁部)、上から NS、EW、UD)

(b) 最大応答加速度

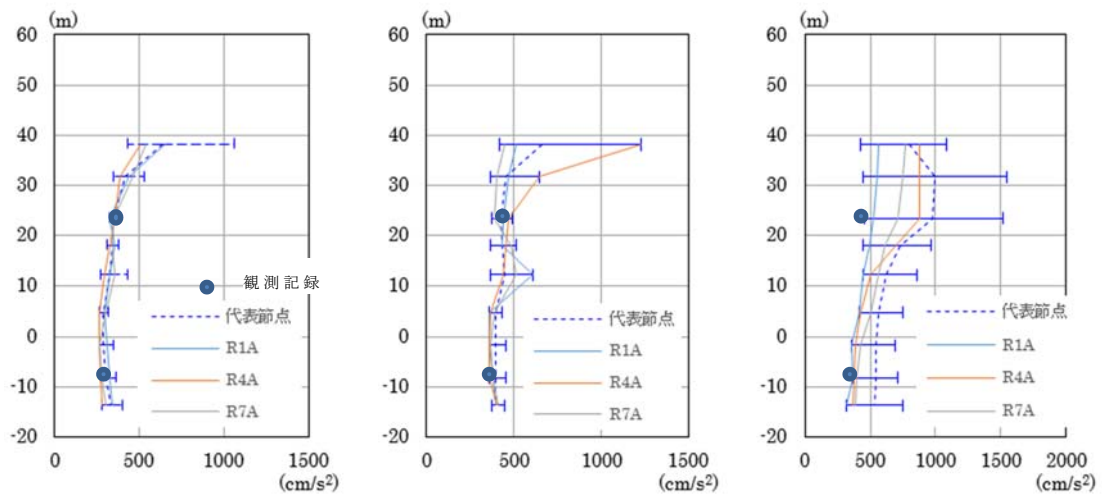
a) 高さ方向分布図

最大応答加速度（RA 通り）を図 3.2.3-57 に示す。側面剥離・滑り考慮の結果と比較し、ほぼ同様な結果となり、浮上りの影響はほとんどみられなかった。



(a) NS 方向（RA 通り） (b) EW 方向（RA 通り） (c) UD 方向（RA 通り）

(1) 側面剥離・滑り考慮（100Hz ローパスフィルター適用）



(a) NS 方向（RA 通り） (b) EW 方向（RA 通り） (c) UD 方向（RA 通り）

(2) 側面剥離・滑り・浮上り考慮（100Hz ローパスフィルター適用）

図 3.2.3-57 最大応答加速度分布

b) コンタープロット

B1F 及び 3F の最大応答加速度のコンタープロットを図 3.2.3-58 及び図 3.2.3-59 に示す。浮上り考慮の有無による違いはほとんどみられなかった。

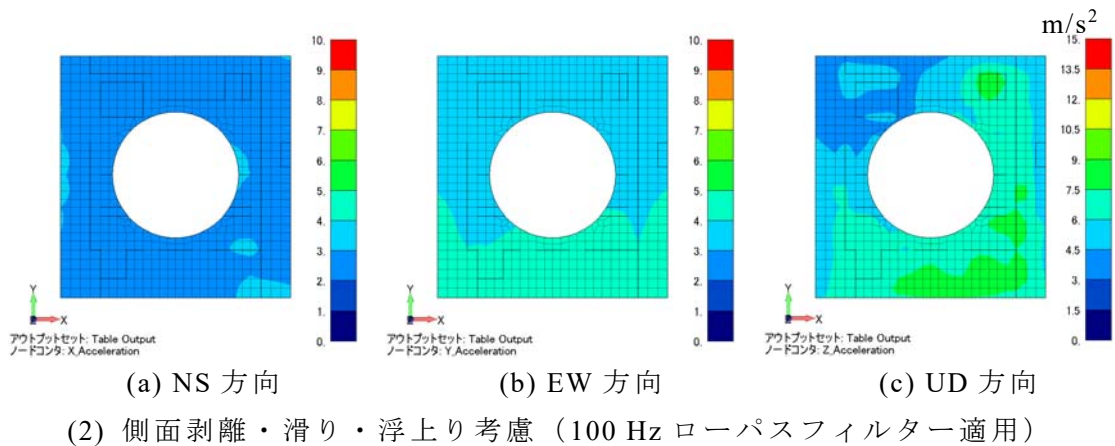
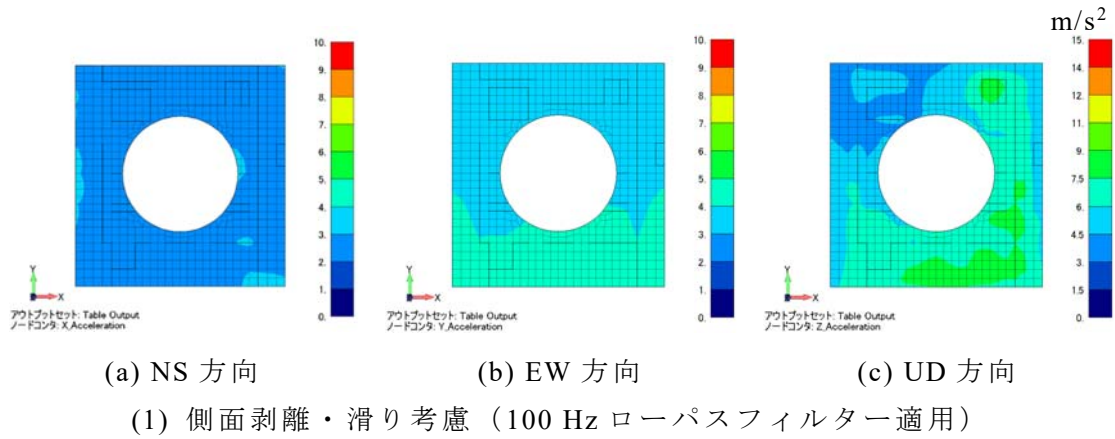
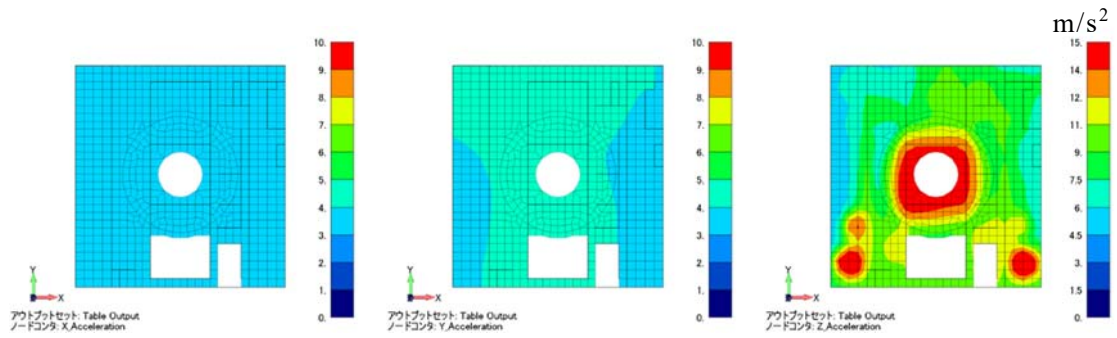
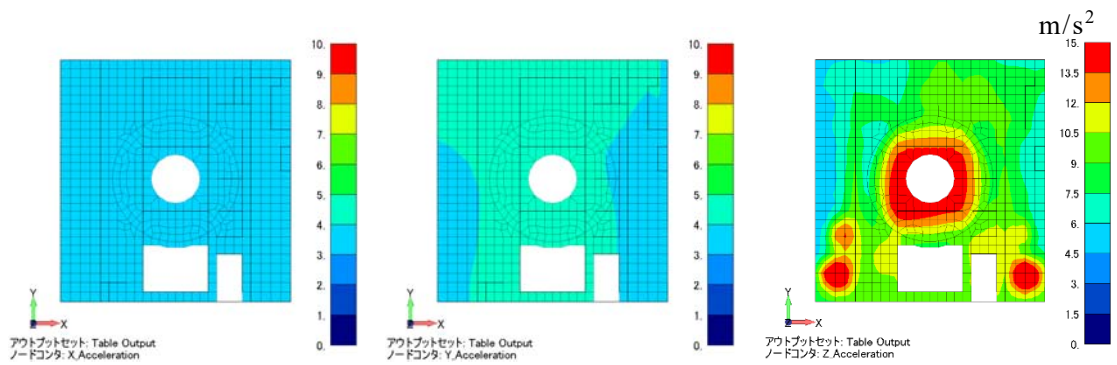


図 3.2.3-58 最大応答加速度のコンタープロット : B1F (標高 +4.8 m)



(a) NS 方向 (b) EW 方向 (c) UD 方向

(1) 側面剥離・滑り考慮 (100 Hz ローパスフィルター適用)



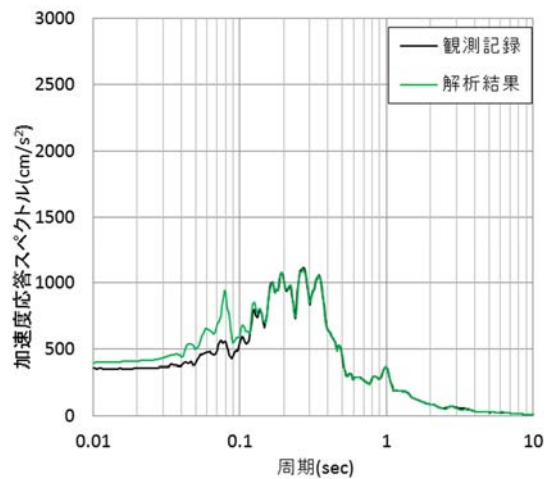
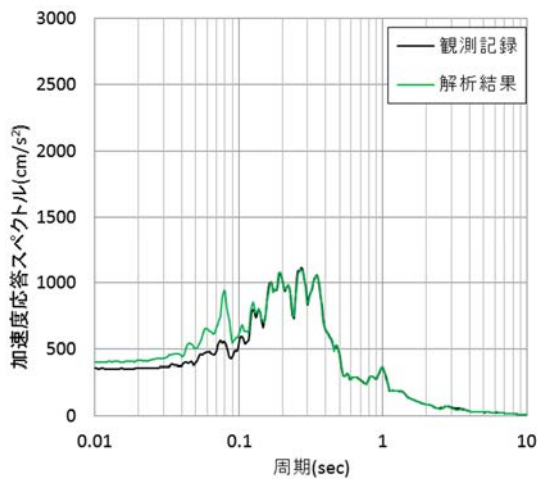
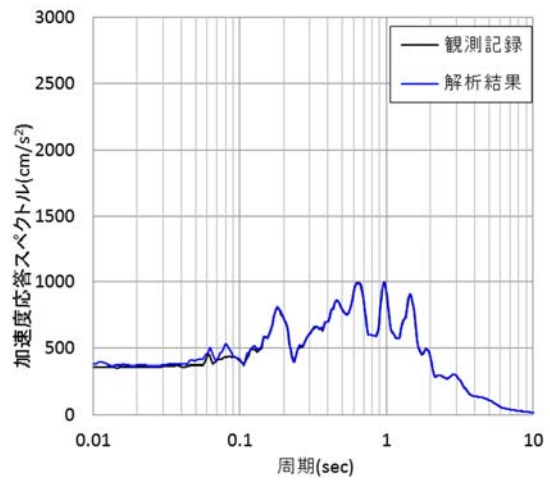
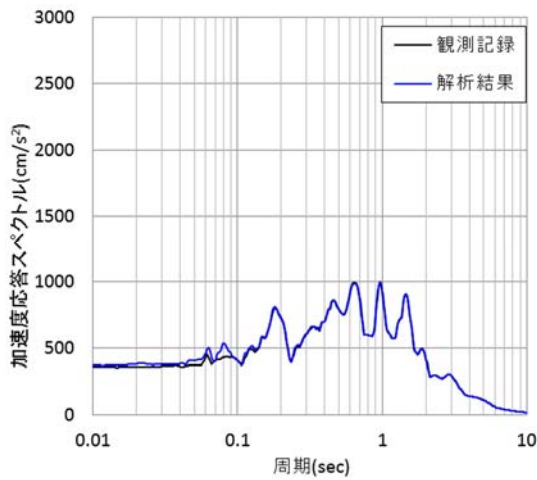
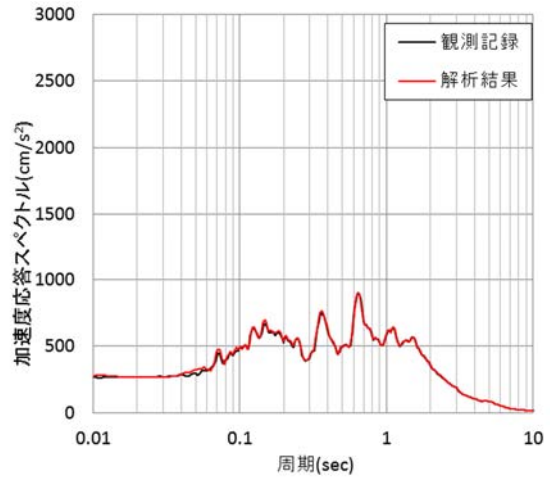
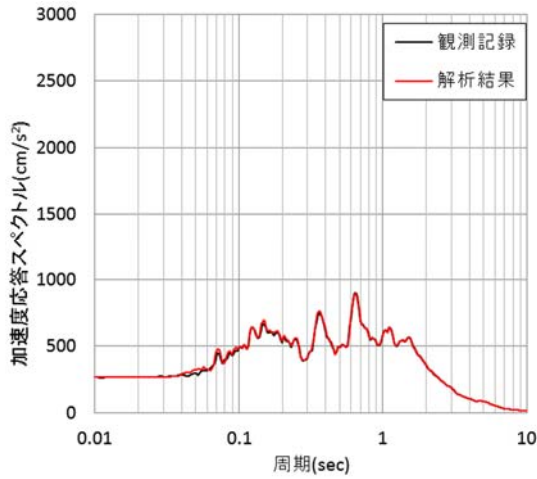
(a) NS 方向 (b) EW 方向 (c) UD 方向

(2) 側面剥離・滑り・浮上り考慮 (100 Hz ローパスフィルター適用)

図 3.2.3-59 最大応答加速度のコンタープロット : 3F (標高 +23.5 m)

(c) 床応答スペクトル ($h = 5\%$)

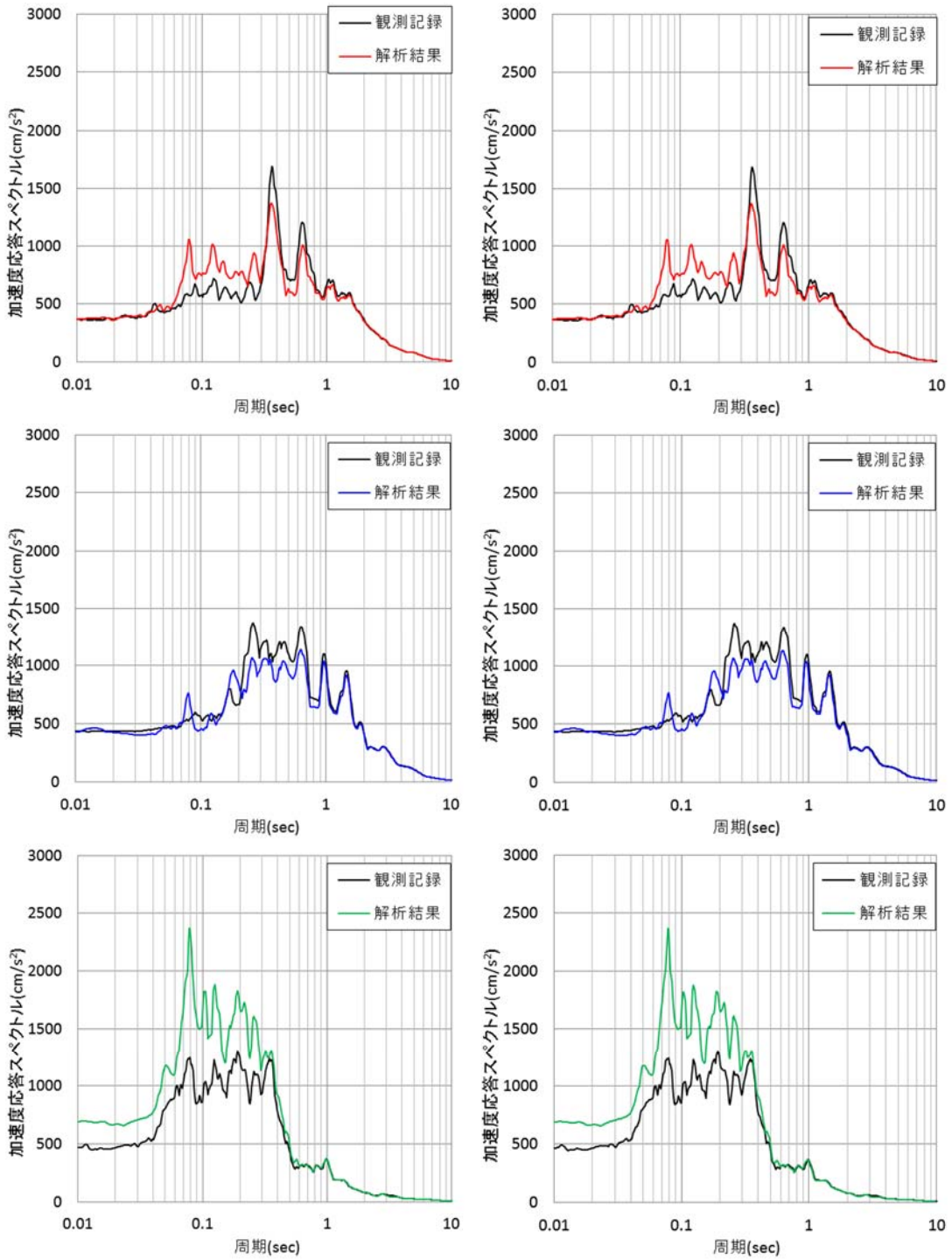
基礎上及び 3F の観測位置における床応答スペクトルの比較図を図 3.2.3-60 及び図 3.2.3-61 に示す。基礎上の水平応答及び上下応答ともに、側面剥離・滑り・浮上り考慮の結果は観測記録とほぼ一致し、側面剥離・滑り考慮の結果ともほぼ一致している。3F の外壁部の結果においても、水平応答は観測記録と概ね一致している。一方、上下応答については両解析結果ともに観測記録より 3 割程度大きくなっており、弾性解析及び側面剥離・滑り考慮の結果とはほぼ一致し、浮上りの影響はみられなかった。



(1) 側面剥離・滑り考慮

(2) 側面剥離・滑り・浮上り考慮

図 3.2.3-60 基礎上 床応答スペクトルの比較 (上から NS、EW、UD)



(1) 側面剥離・滑り考慮

(2) 側面剥離・滑り・浮上り考慮

図 3.2.3-61 3F (外壁部) 床応答スペクトルの比較 (上から NS、EW、UD)

B1F 及び 3F の床応答スペクトル ($h=5\%$) を図 3.2.3-63 及び図 3.2.3-65 に示す。なお、各階において、RA 通り (R1A、R4A、R7A) 及び建屋中央部 (C1、C2、C3、C4) における場所の違いによる床応答スペクトルの違いも検討する。側面剥離・滑り考慮の結果と比較すると、上下応答の周期 0.08 秒近傍の応答が浮上りを考慮した場合に少し大きくなる傾向がみられるが、その他はほぼ同様な結果となり、浮上り考慮の有無による違いはほとんどみられなかった。

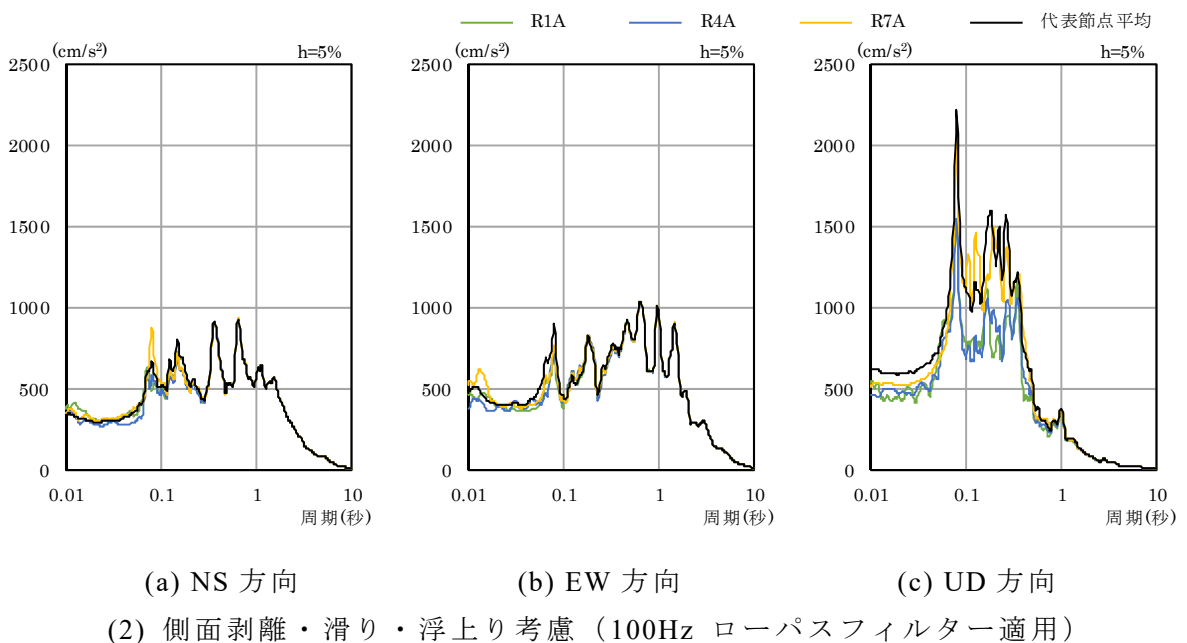
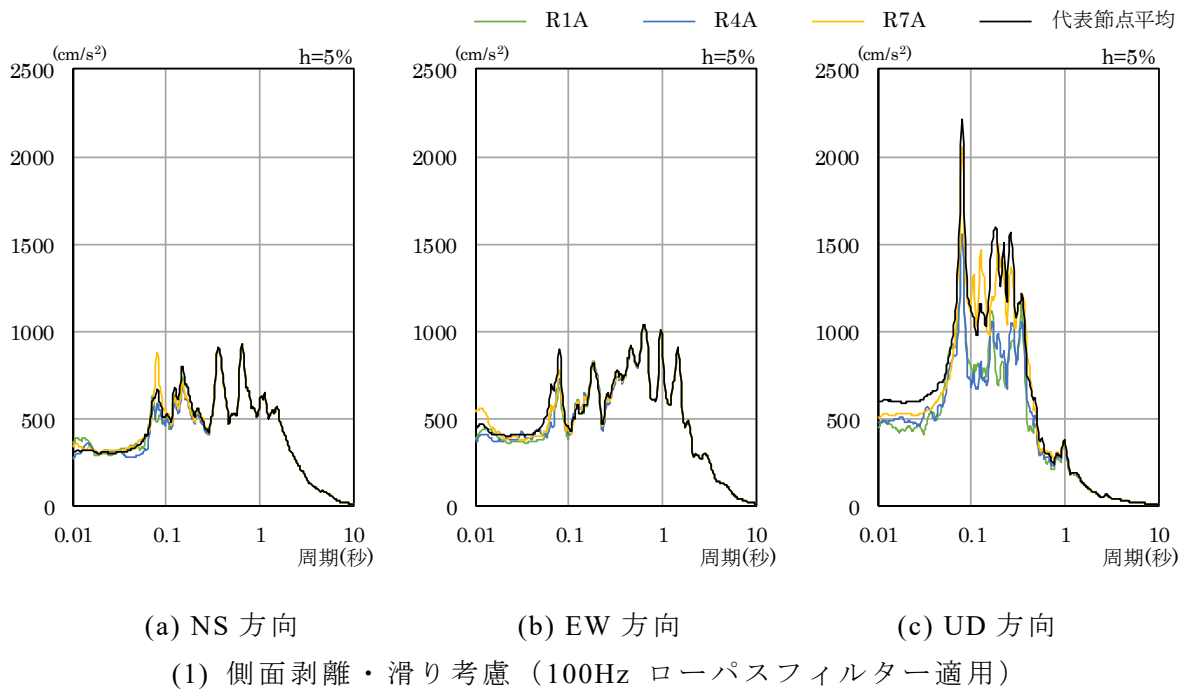
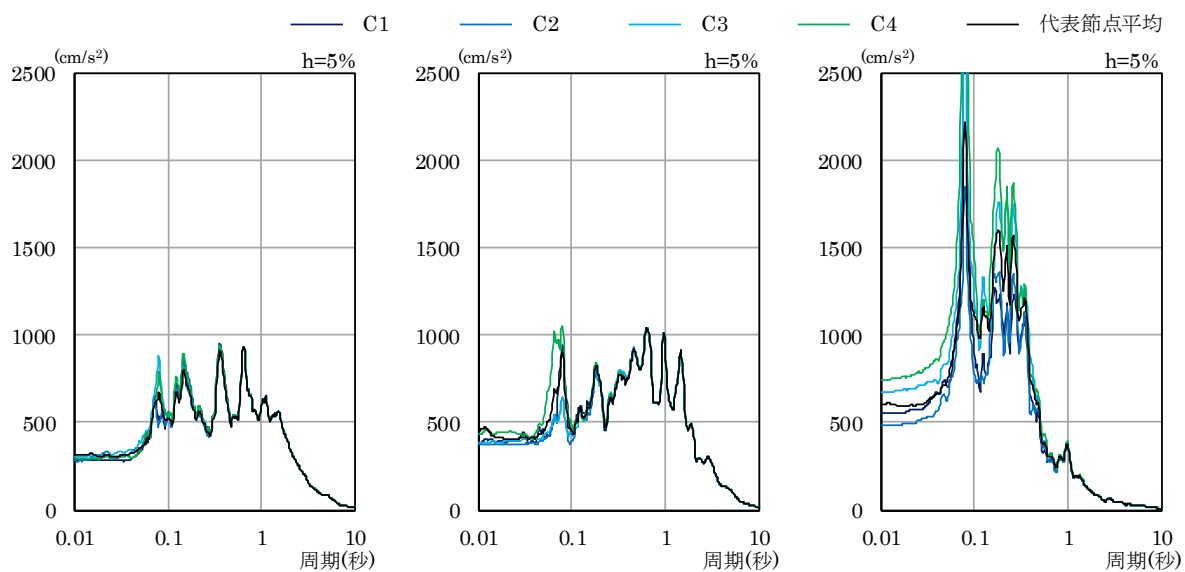
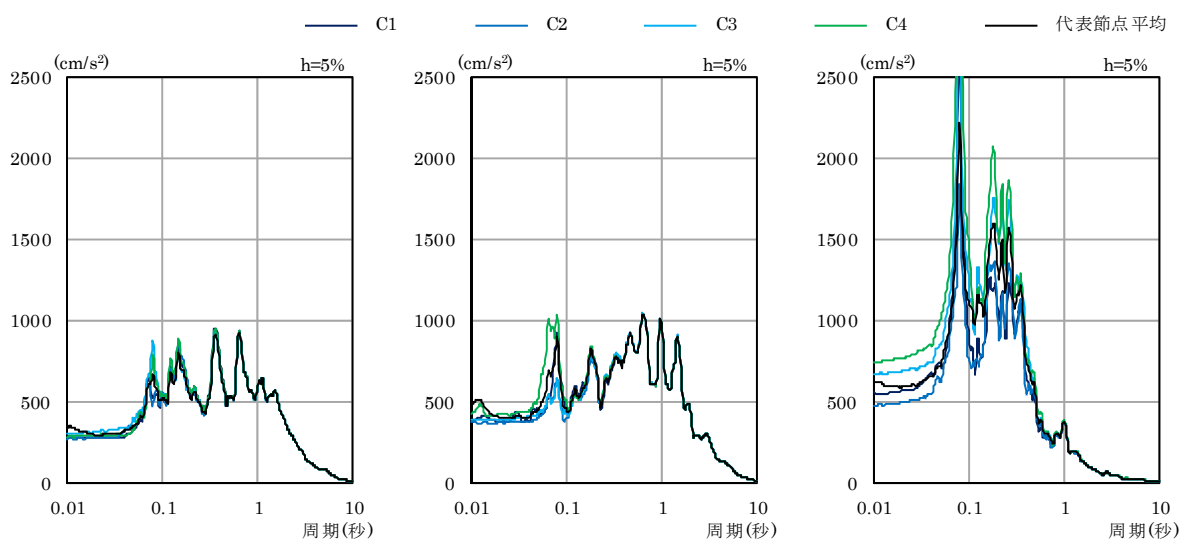


図 3.2.3-62 RA 通り 床応答スペクトル $h=5\%$: B1F (標高. +4.8 m)

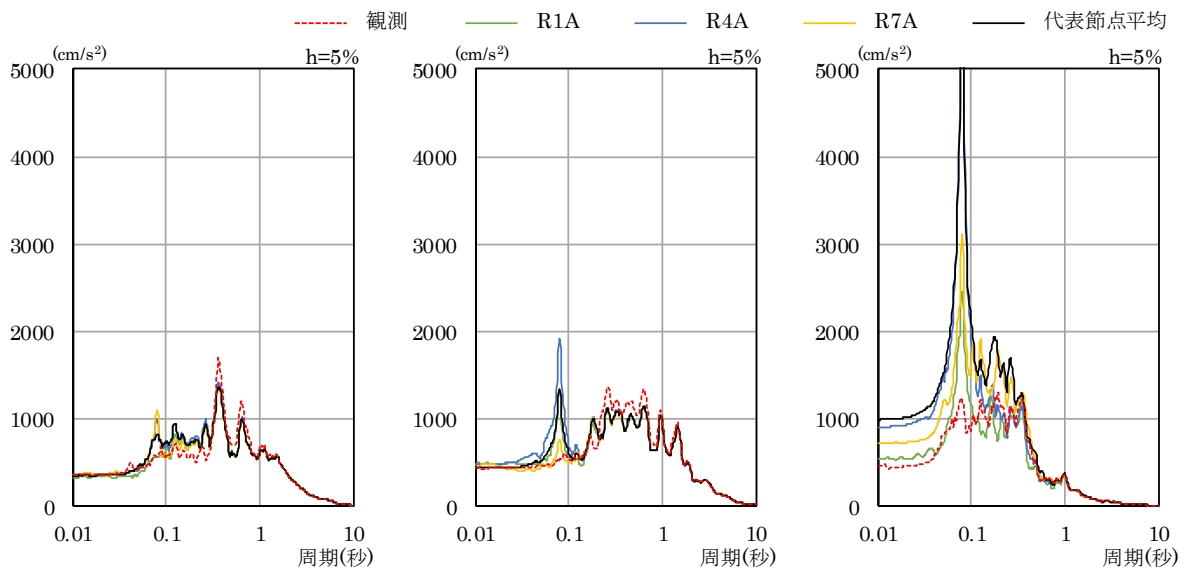


(a) NS 方向 (b) EW 方向 (c) UD 方向
 (1) 側面剥離・滑り考慮 (100Hz ローパスフィルター適用)

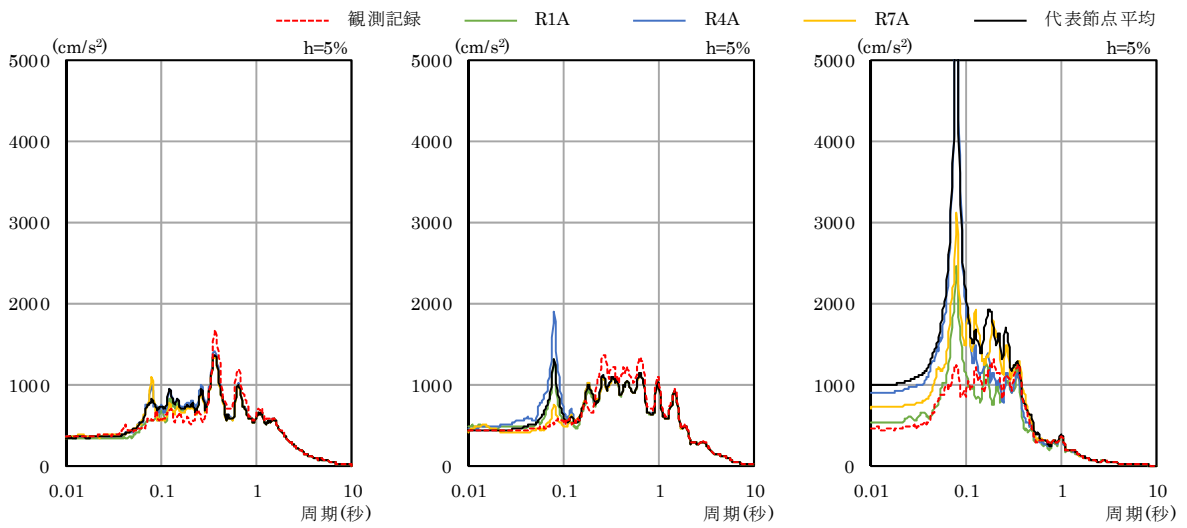


(a) NS 方向 (b) EW 方向 (c) UD 方向
 (2) 側面剥離・滑り・浮上り考慮 (100Hz ローパスフィルター適用)

図 3.2.3-63 建屋中央部 床応答スペクトル $h = 5\%$: B1F (標高. +4.8 m)

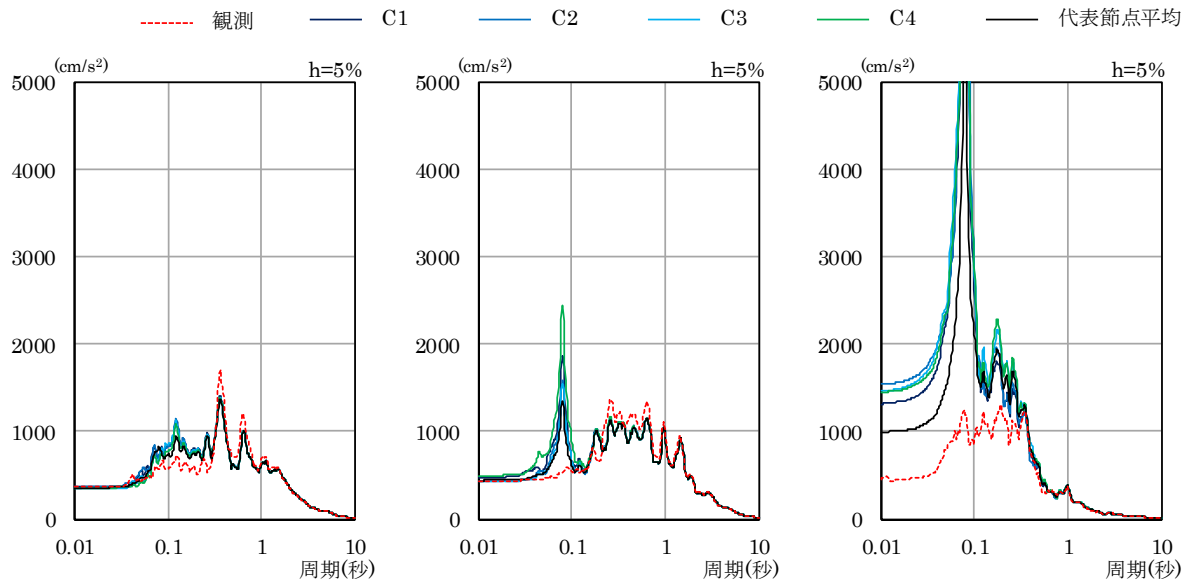


(1) 側面剥離・滑り考慮 (100Hz ローパスフィルター適用)

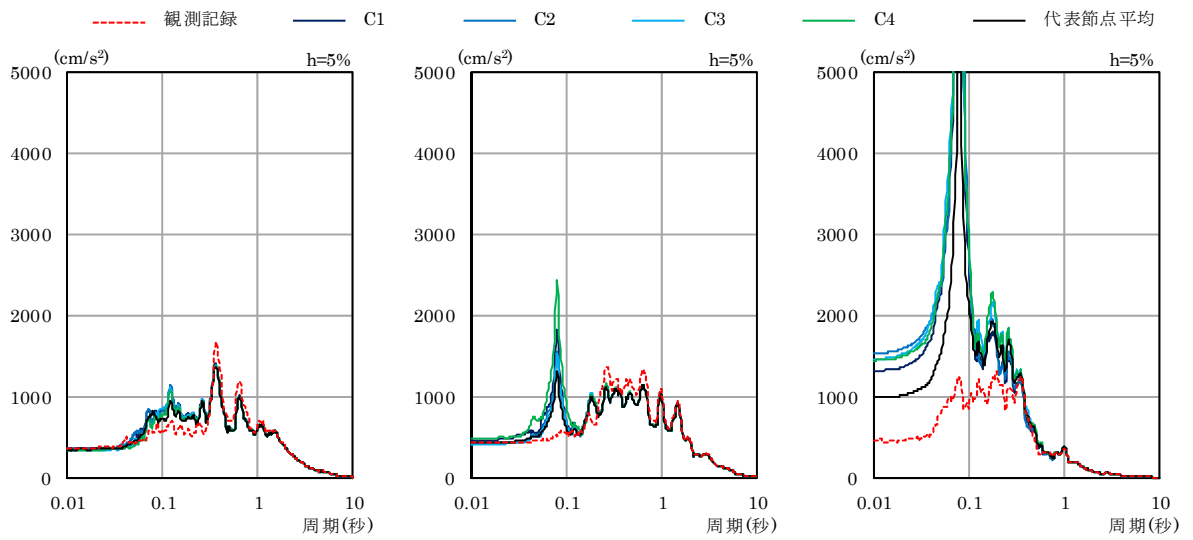


(2) 側面剥離・滑り・浮上り考慮 (100Hz ローパスフィルター適用)

図 3.2.3-64 RA 通り 床応答スペクトル $h = 5\%$: 3F (標高. +23.5 m)



(a) NS 方向 (b) EW 方向 (c) UD 方向
 (1) 側面剥離・滑り考慮 (100Hz ローパスフィルター適用)

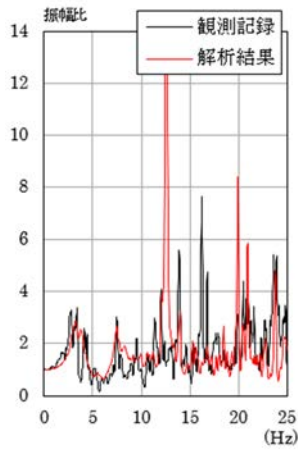


(a) NS 方向 (b) EW 方向 (c) UD 方向
 (2) 側面剥離・滑り・浮上り考慮 (100Hz ローパスフィルター適用)

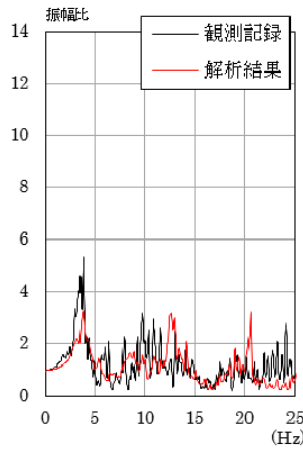
図 3.2.3-65 建屋中央部 床応答スペクトル $h = 5\% : 3F$ (標高. +23.5 m)

(d) 伝達関数

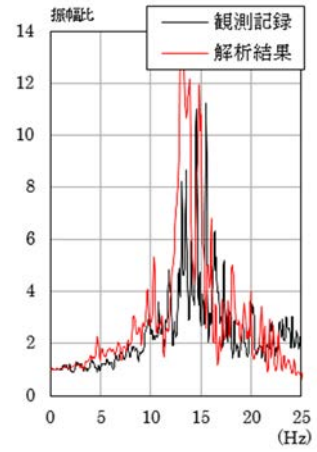
伝達関数の比較図を図 3.2.3-66 に示す。側面剥離・滑り考慮の結果と比較し、ほぼ同様な結果となり、浮上りの影響はみられなかった。



(a) NS 方向入力

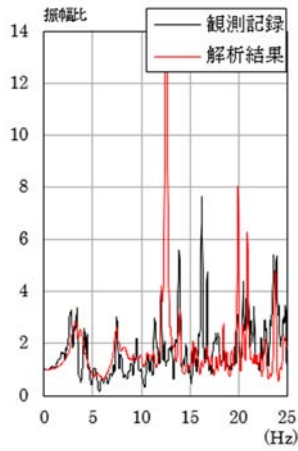


(b) EW 方向入力

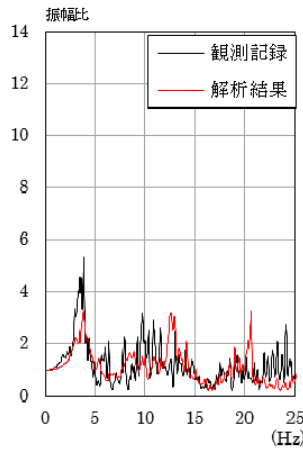


(c) UD 方向入力

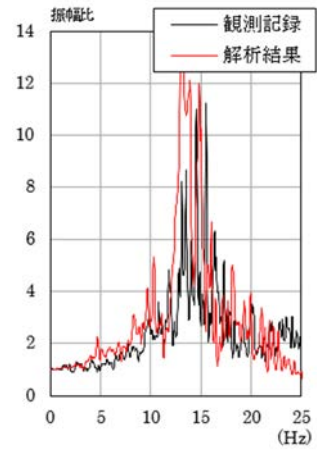
(1) 側面剥離・滑り考慮



(a) NS 方向入力



(b) EW 方向入力



(c) UD 方向入力

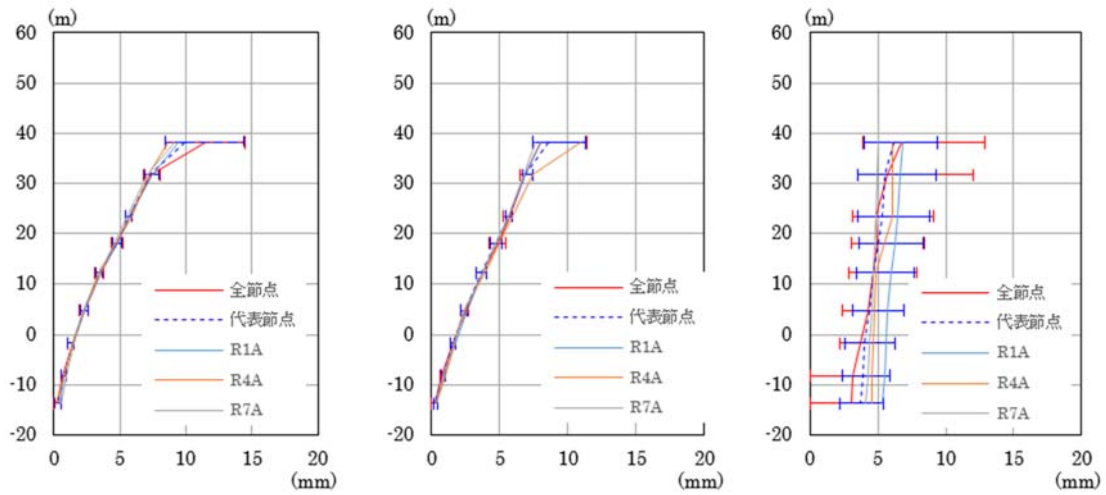
(2) 側面剥離・滑り・浮上り考慮

図 3.2.3-66 基礎上の観測点に対する 3F の観測点の伝達関数

(e) 最大応答変位

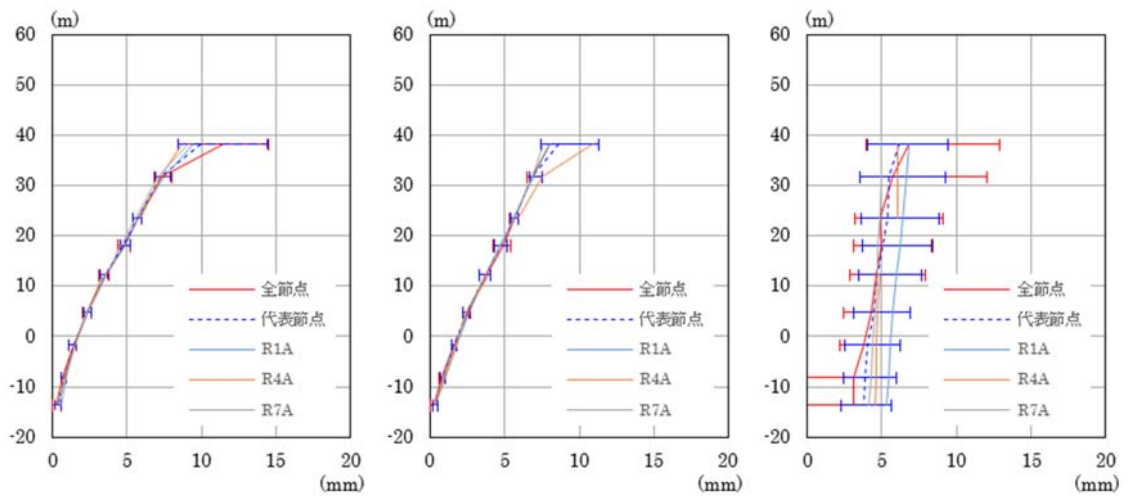
・高さ方向分布図

最大応答変位の高さ方向分布図を図 3.2.3-67 に示す。側面剥離・滑り考慮の結果と比較し、ほぼ同様な結果となり、浮上りの影響はみられなかった。



(a) NS 方向 (RA 通り) (b) EW 方向 (RA 通り) (c) UD 方向 (RA 通り)

(1) 側面剥離・滑り非線形



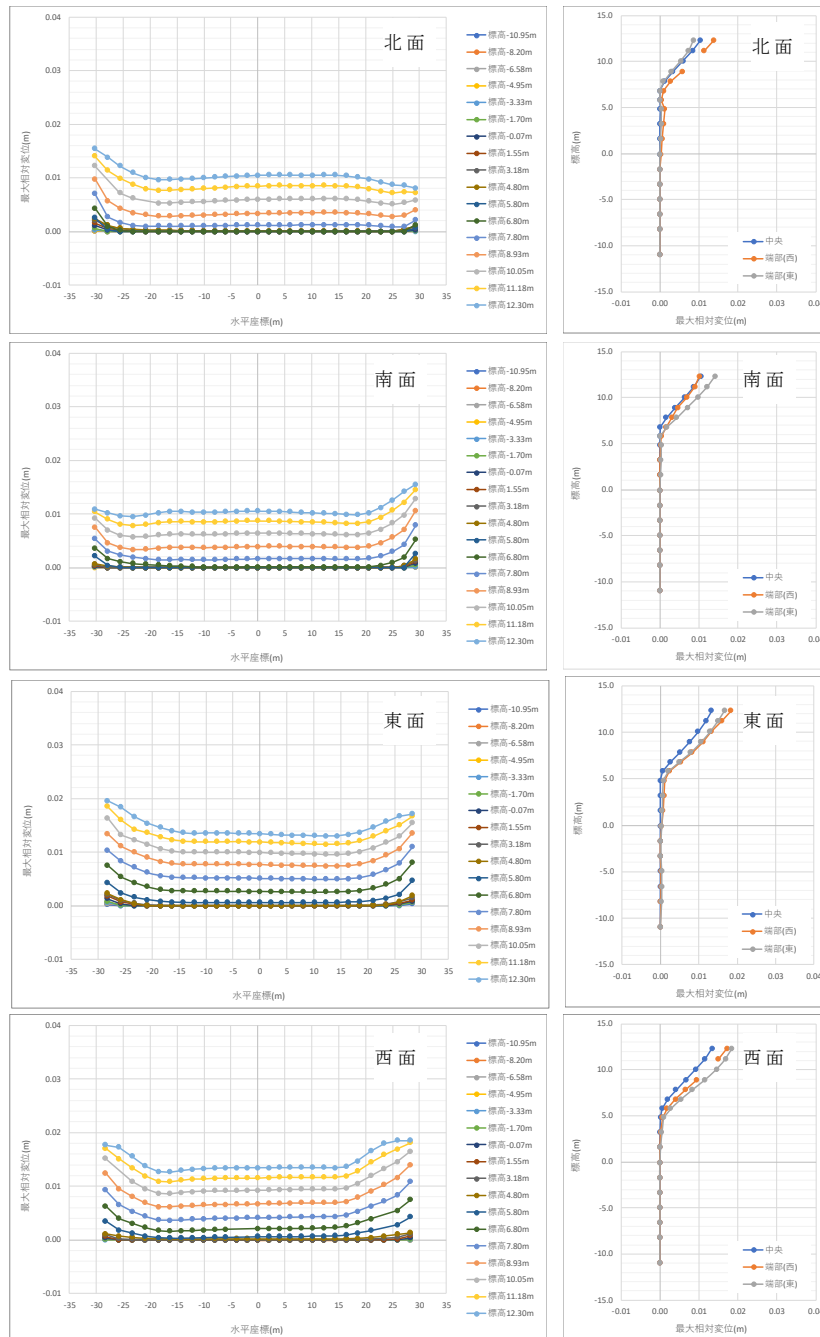
(a) NS 方向 (RA 通り) (b) EW 方向 (RA 通り) (c) UD 方向 (RA 通り)

(2) 側面剥離・滑り・浮上り非線形

図 3.2.3-67 最大応答変位分布

(f) 側面ジョイントの相対変位分布

側面ジョイントの最大相対変位に関する水平分布（各高さ）、鉛直分布（平面的に中央、端から一つ内側の2点の計3点）の図を図 3.2.3-68 に示す。標高 7.8 m（地表面から 4.5 m 下）まで剥離していることを確認できる。中央より端部で最大相対変位が大きくなっており、中央より深くまで剥離する傾向がみられる。北面及び南面では、相対変位分布が左右非対称の傾向がみられる。



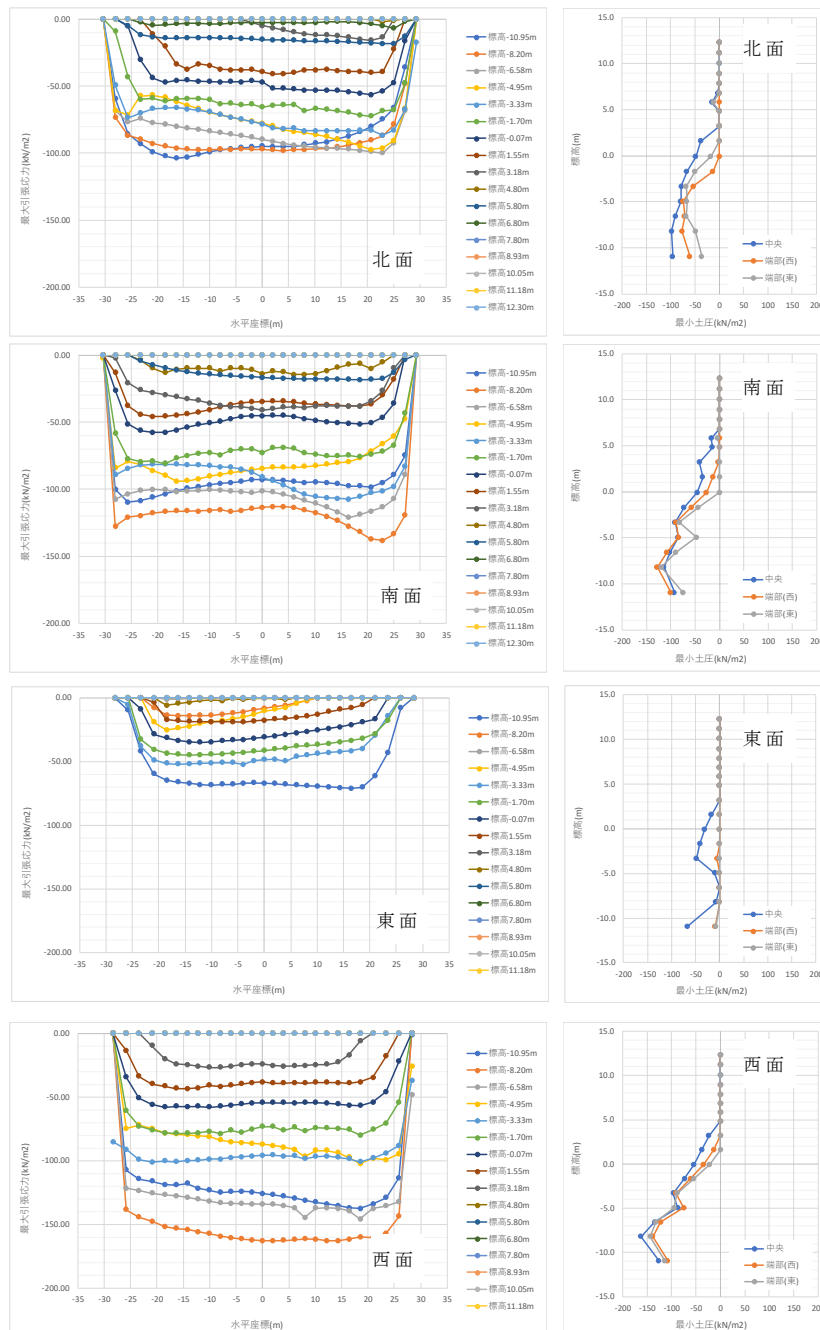
(1) 水平分布

(2) 鉛直分布

図 3.2.3-68 側面の最大相対変位分布（上から北面、南面、東面、西面）

(g) 側面ジョイントの軸応力分布

側面ジョイントの最大軸応力に関する水平分布（各高さ）、鉛直分布（平面的に中央、端から一つ内側の2点の計3点）の図を図 3.2.3-69 に示す。標高 7.8 m（地表面から 4.5 m 下）までの最大軸応力が 0 となっており、剥離していることが確認できる。中央より端部で最大軸応力の絶対値が小さくなっており、中央より深くまで剥離する傾向がみられる。



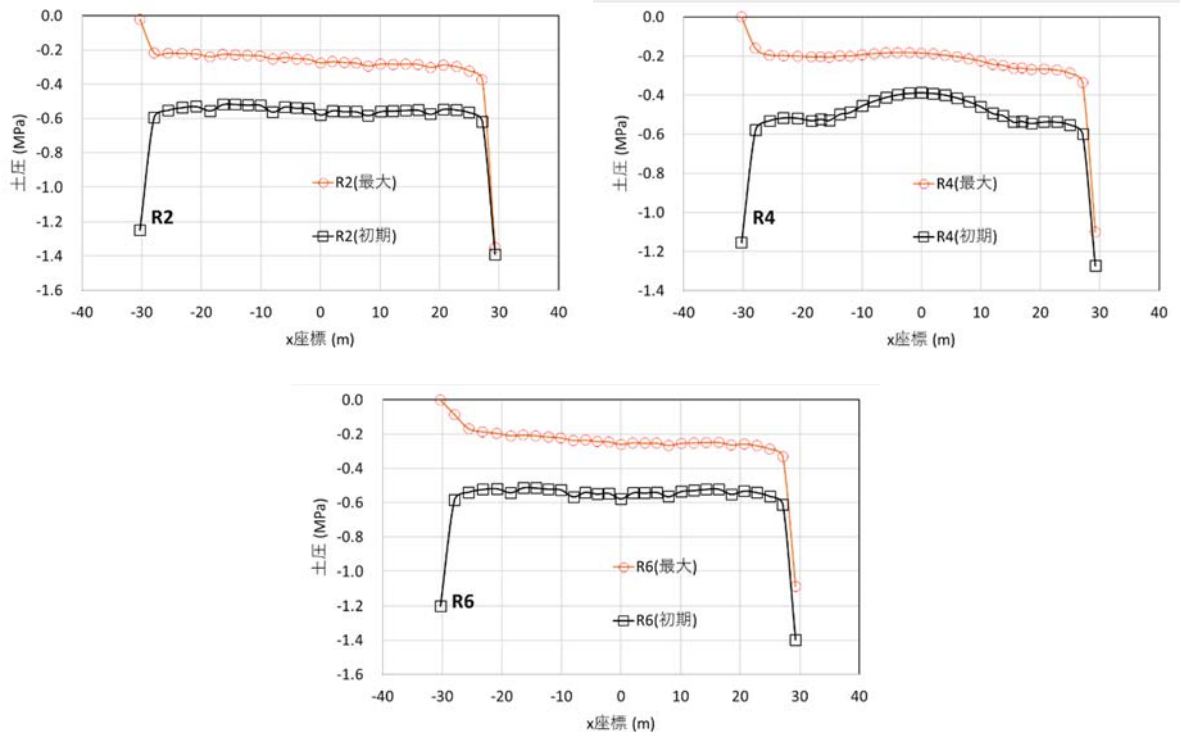
(1) 水平分布

(2) 鉛直分布

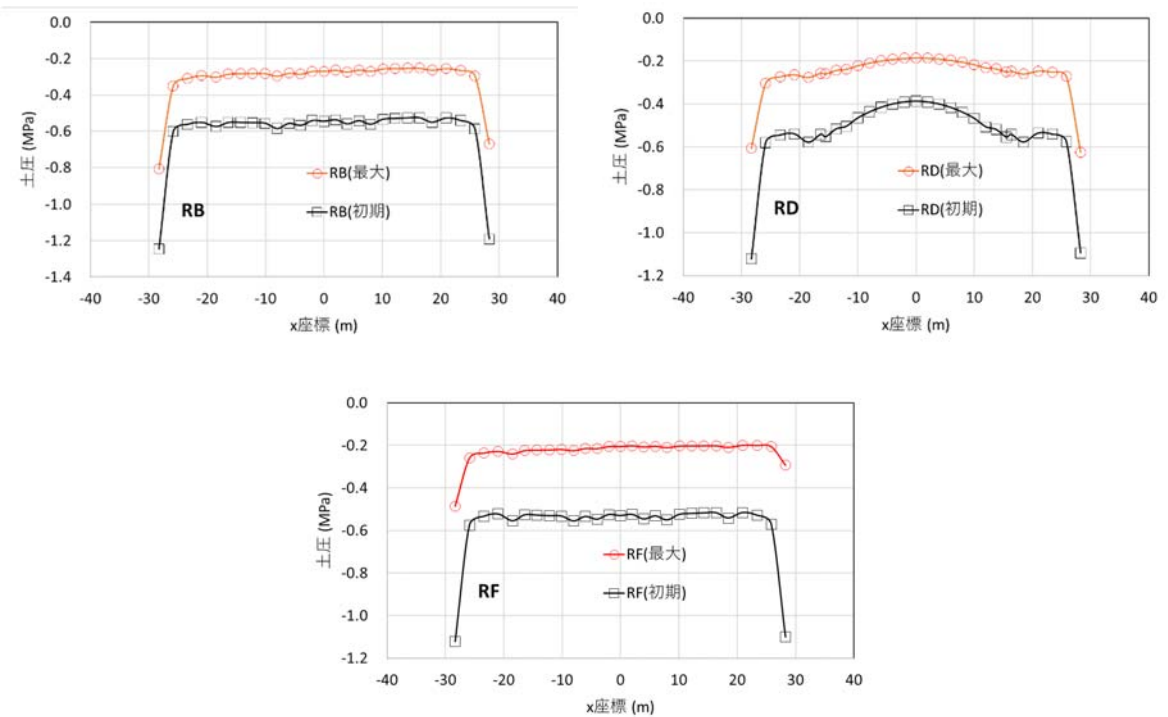
図 3.2.3-69 側面の最大軸応力分布（上から北面、南面、東面、西面）

(h) 基礎底面の応力分布

反力（ジョイント要素の軸力）が引張側に最大となる時刻の基礎底面の軸応力分布図を図 3.2.3-70 に示す。東西分布として R2、R4、R6 通りの結果を、南北分布として RB、RD、RF 通りの結果を示している。応力が集中する端部以外は剥離していないことが確認でき、浮上りなしと考えられる。



(1)東西分布



(2)南北分布

図 3.2.3-70 基礎底面の応力分布 (6.704 秒)

(i) 接地率波形及び最小接地率コンター図

接地率波形を図 3.2.3-71 に、最小接地率時の接地率コンター図を図 3.2.3-72 に示す。浮上りはほとんどないことを確認できる。

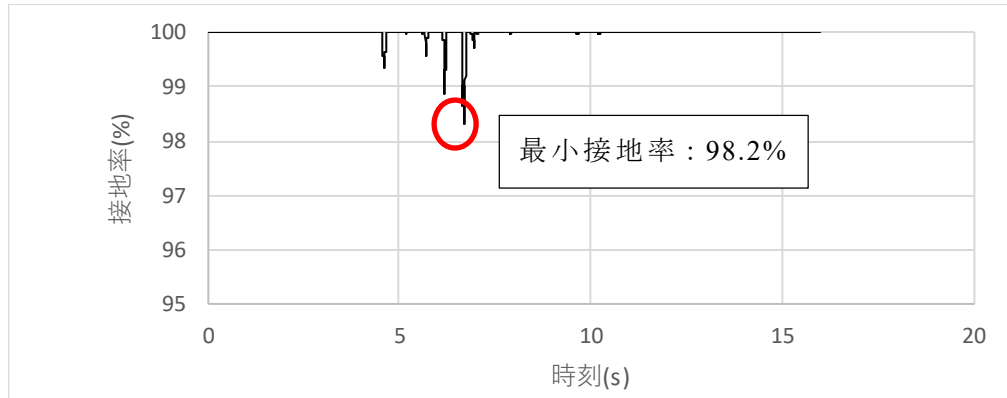


図 3.2.3-71 接地率波形

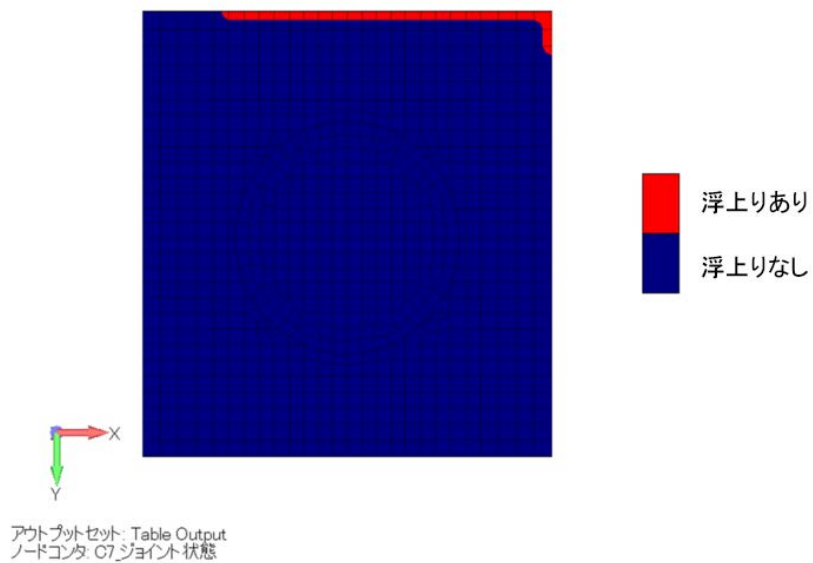


図 3.2.3-72 最小接地率コンター図 (6.707 秒)

(7) 剥離・滑り+RC非線形のモデル化の違いによる影響評価

1) 解析方針

本地震応答解析では、平成19年(2007年)新潟県中越沖地震の柏崎刈羽原子力発電所の7号機原子炉建屋の本震記録を用いて、剥離・滑りを考慮、浮上りを無視、RC非線形性を考慮した時刻歴応答解析を行った。

2) 解析条件

共通解析条件を基に地震応答解析を実施した。以下に共通解析条件と異なる部分を示す。

- ・側面剥離・滑りは、建屋と地盤の接合面に非線形ジョイントを挿入することで考慮した。非線形ジョイントの剛性は建屋側面と接触する地盤の剛性の1000倍とした。側面の滑りに対し、動摩擦係数0.35を採用した。
- ・RCの減衰は3%とした。
- ・非線形解析のため、時刻歴応答解析の積分時間間隔は1/1000秒とした。
- ・数値解析パラメータ：時間積分法（割線剛性）、収束計算有り（最大収束回数3回、収束しない残差力は次のステップに持ち越す）。
- ・RC非線形材料のモデル化の違いによる影響評価で用いる鉄筋コンクリートの材料構成則はFINAS/STARに導入されている前川モデルを適用した。このモデルの概要を表3.2.3-3及び表3.2.3-4に示す。

コンクリート構成則の圧縮側についてはKARISMAベンチマークモデルと同様の値となるように前川モデル⁶を設定した。

一方、コンクリート構成則の引張側については、KARISMAベンチマークモデルの応力ひずみ関係は前川モデルと異なり、ピーク部分にフラットな領域が無い。FINAS/STARには、このような特性に正確に対応する構成則が実装されていないため、前川モデル（付着係数 $C=0.4$ ）で代用した（図3.2.3-73参照）。

付着係数 C の値については、コンクリート標準示方書⁷より、異形鉄筋が十分に配置しているという想定のもと、本解析では0.4という値を設定した。

前川モデルの応力ひずみ関係を図3.2.3-74、式(3.1)に示す。

鉄筋についてはKARISMAベンチマークモデルと同様にバイリニアの構成則を設定する。2次勾配の剛性低下率（弾性域の剛性に対する低下率）については表3.2.3-4中の降伏強度、極限強度より1/100程度であるのでこの値を設定する。

以上の流れでモデル化したコンクリート、鉄筋の応力ひずみ関係及び物性値を図3.2.3-75、表3.2.3-5、図3.2.3-76、表3.2.3-6に示す。

⁶ 前川宏一、福浦尚之，“疑似直交2方向ひび割れを有する平面RC要素の空間平均化構成モデルの再構築”，土木学会論文集，Vol.634，pp.157-176，(1999)

⁷ 土木学会，“コンクリート標準示方書”，設計編，pp.454-455，(2012)

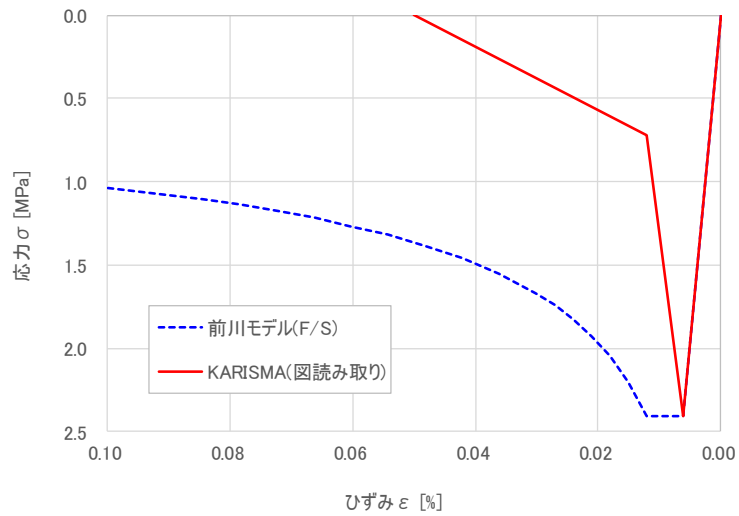


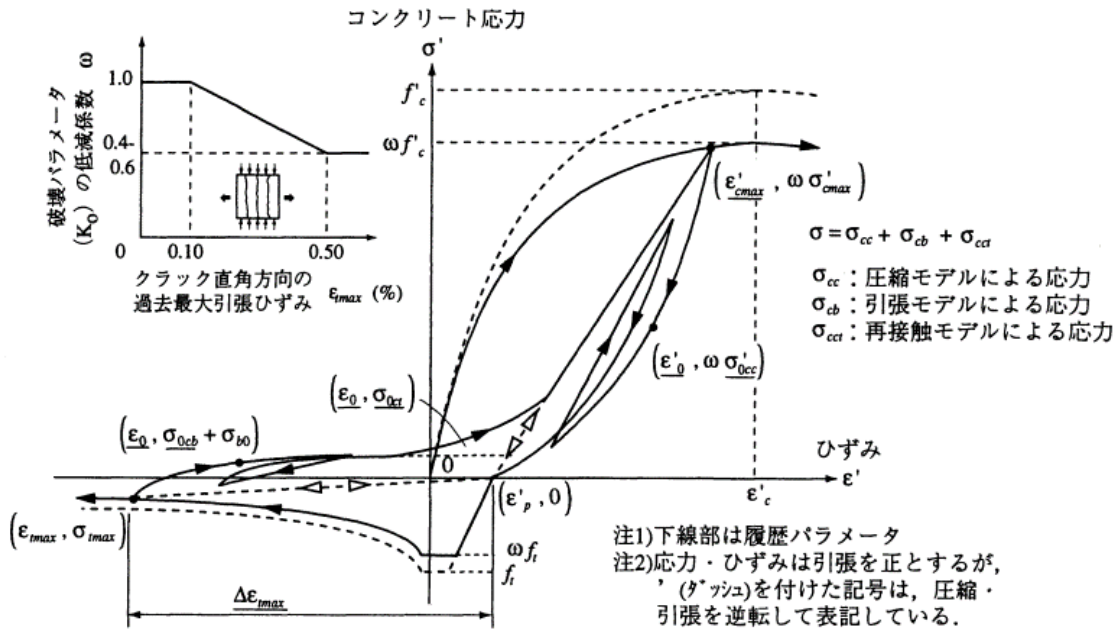
図 3.2.3-73 コンクリートの引張側の応力-ひずみ関係（圧縮側：負、引張側：正）

表 3.2.3-3 コンクリートの構成則

項目	構成則
引張側	出雲らのモデル
圧縮側	前川モデル
ひび割れ後のせん断伝達特性	前川モデル
ひび割れモデル	多方向固定 分散ひび割れモデル
ひび割れ軸	4方向

表 3.2.3-4 鉄筋の構成則

項目	設定値
履歴モデル	バイリニア
2次勾配の剛性低下率	1/100



a) ひび割れ直角方向の圧縮・引張伝達モデル

c) 引張モデル

c-1) 荷重 (loading) : $\epsilon \geq \epsilon_{imax}$

$$\sigma_{cb} = \omega f_i \left(\frac{\epsilon_{iu}}{\epsilon} \right)^c$$

c-2) 再荷重 (re-loading) : $\epsilon < \epsilon_{imax}$ かつ $\epsilon \geq \epsilon_0$

$$\sigma_{cb} = \left(\sigma_{imax} - \left((\sigma_{imax} - \sigma_{b0}) - \sigma_{0cb} \right) \left(\frac{\epsilon_{imax} - \epsilon}{\epsilon_{imax} - \epsilon_0} \right) \right) + \sigma_{b0}$$

$$\sigma_{b0} = -f_i \left(0.05 + 0.15 \frac{\Delta\epsilon_{imax}}{5 \epsilon_{iu}} \right) > -0.2 f_i$$

c-3) 除荷 (unloading) : $\epsilon < \epsilon_{imax}$ かつ $\epsilon < \epsilon_0$

$$\sigma_{cb} = E_{b0} (\epsilon - \epsilon_p) \alpha + \sigma_{b0} \leq R_f f_i$$

$$\alpha = \text{slop} + \left(\frac{\sigma_{0cb}}{E_{b0} (\epsilon - \epsilon_p)} - \text{slop} \right) \left(\frac{\epsilon - \epsilon_p}{\epsilon_0 - \epsilon_p} \right)^{PN}$$

$$E_{b0} = \frac{(\sigma_{imax} - \sigma_{b0})}{\Delta\epsilon_{imax}}$$

ω : ひび割れ直角方向の引張ひずみによる破壊パラメータ K_0 の低減係数

- f_i : 1 軸引張強度 (> 0)
- C : 付着性状を表す係数
- ϵ_{iu} : クラック発生限界ひずみ
- σ_{imax} : 最大引張応力
- ϵ_{imax} : 最大引張ひずみ
- σ_{0cb} : 現時点での応力
- ϵ_0 : 現時点でのひずみ
- σ_{b0} : 付着による残留応力 (< 0)
- ϵ_p : 圧縮荷重による塑性ひずみ
- $\Delta\epsilon_{imax}$: 最大引張ひずみ量
- E_{b0} : 徐荷時基本剛性
- slop : 徐荷時曲線の係数 (0.0)
- PN : 徐荷時曲線の係数 (3.0)

図 3.2.3-74 前川モデルの応力-ひずみ関係

■ 前川モデルの応力-ひずみ関係

$$\sigma_t = \sigma_{cr} \left(\frac{\epsilon_{cr}}{\epsilon_t} \right)^c \quad (3.1)$$

ϵ_t : ひび割れ直交方向ひずみ、 ϵ_{cr} : ひび割れ発生時のひずみ

σ_t : コンクリートの引張応力、 σ_{cr} : ひび割れ発生応力、 c : 付着係数

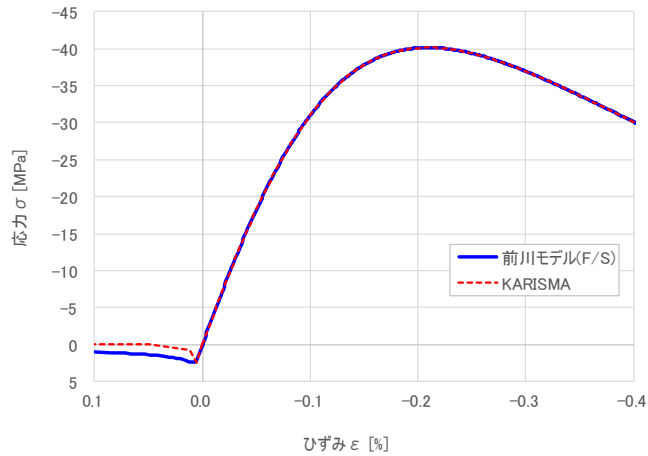


図 3.2.3-75 コンクリートの応力-ひずみ関係（圧縮側：負、引張側：正）

表 3.2.3-5 コンクリートの物性値

初期剛性 E_0 (kN/m^2)	ポアソン比 ν	圧縮強度 σ_c (kN/m^2)	圧縮強度 σ_c に対応するひずみ ε_c (%)	引張強度 σ_t (kN/m^2)
4.00×10^7	0.20	4.00×10^4	0.2	2.41×10^3

※初期剛性 E_0 は圧縮強度 σ_c 及びそれに対応するひずみ ε_c の比から算出 ($2\sigma_c / \varepsilon_c$)

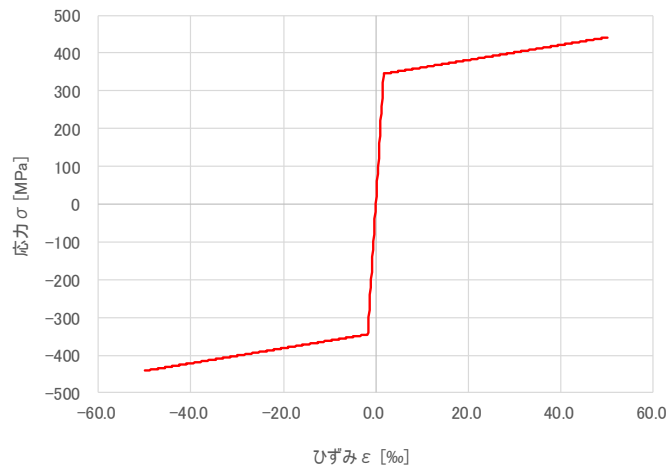


図 3.2.3-76 鉄筋の応力-ひずみ関係（圧縮側：負、引張側：正）

表 3.2.3-6 鉄筋の物性値

ヤング係数 E (kN/m^2)	ポアソン比 ν	降伏応力 σ_y (kN/m^2)
2.00×10^8	0.30	3.45×10^5

3) 解析結果

側面剥離・滑り+RC非線形を考慮した解析結果は、3.2.3(5)節の側面剥離・滑り考慮の解析結果と比較し、その違いを中心に説明する。

(a) 加速度時刻歴波形

基礎上及び3Fにおける観測記録と側面剥離・滑り・浮上り考慮の解析結果の加速度時刻歴波形の比較図を図3.2.3-77及び図3.2.3-78に示す。水平応答は観測記録とほぼ一致している。一方、上下応答は観測記録よりやや大きくなっている。7秒以降の上下加速度について観測記録との違いが大きくなった。これは、建屋の一部が非線形状態に入ったためと考えられる。

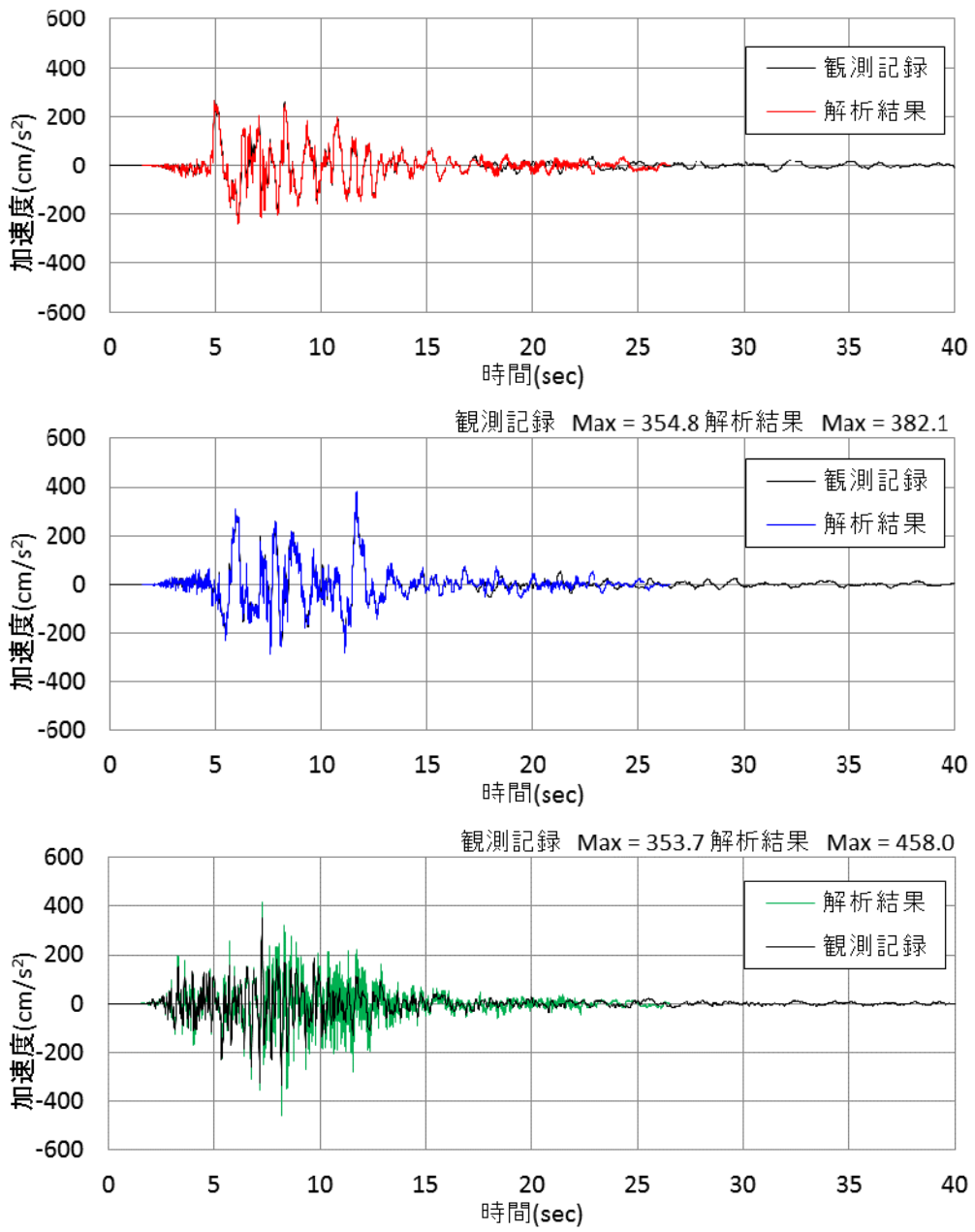


図 3.2.3-77 加速度時刻歴波形の比較（基礎上、上から NS、EW、UD）

3F の外壁部の加速度時刻歴波形についても同様に比較を行った。水平応答は概ね観測記録と一致しているが、上下応答は観測記録よりやや大きくなっている。

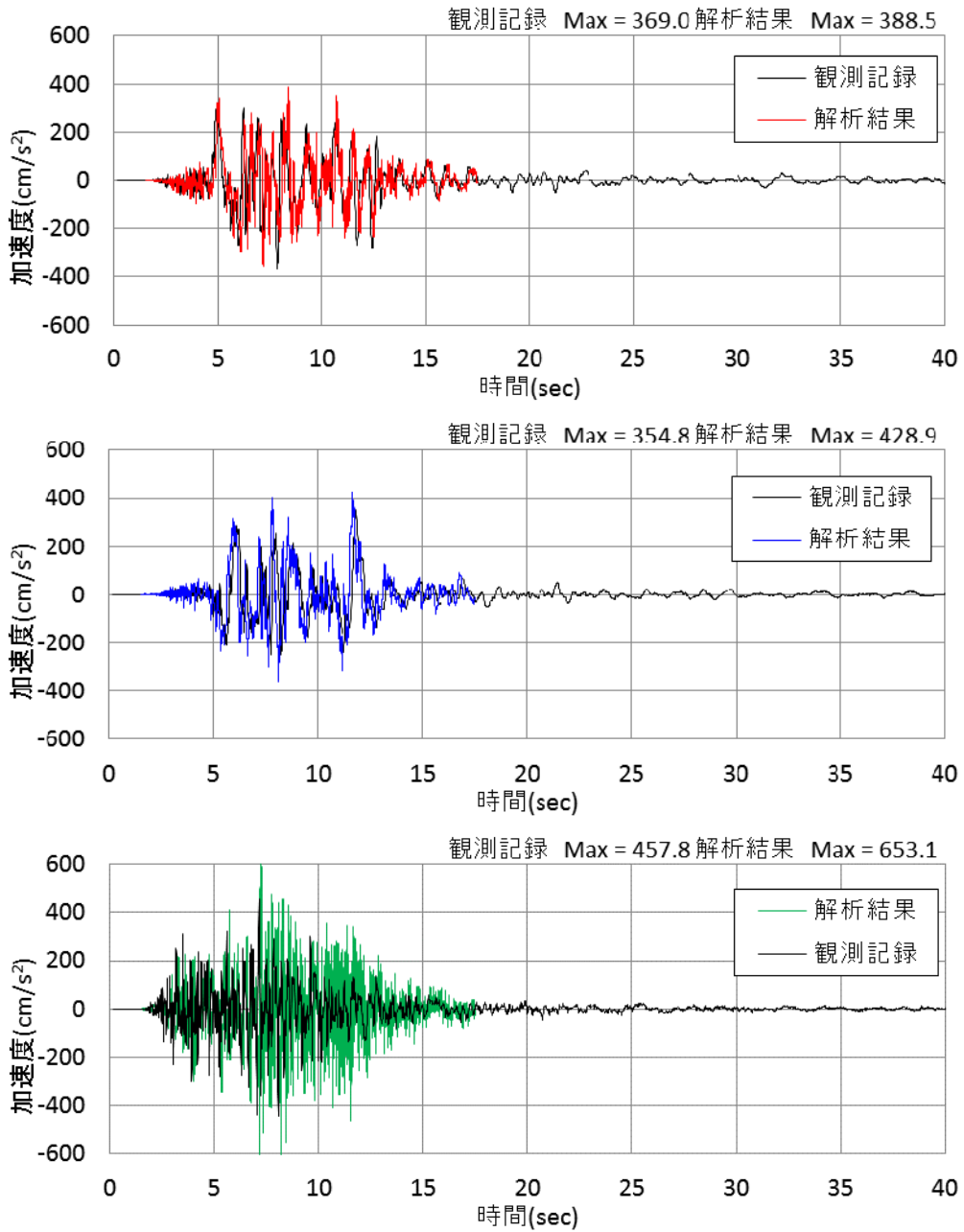
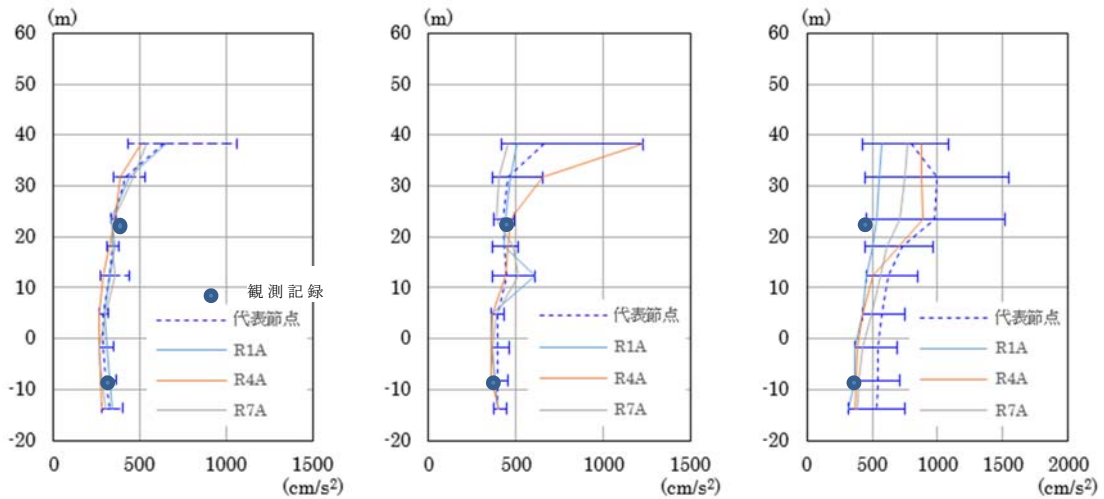


図 3.2.3-78 加速度時刻歴波形の比較（3F（外壁部）、上から NS、EW、UD）

(b) 最大応答加速度

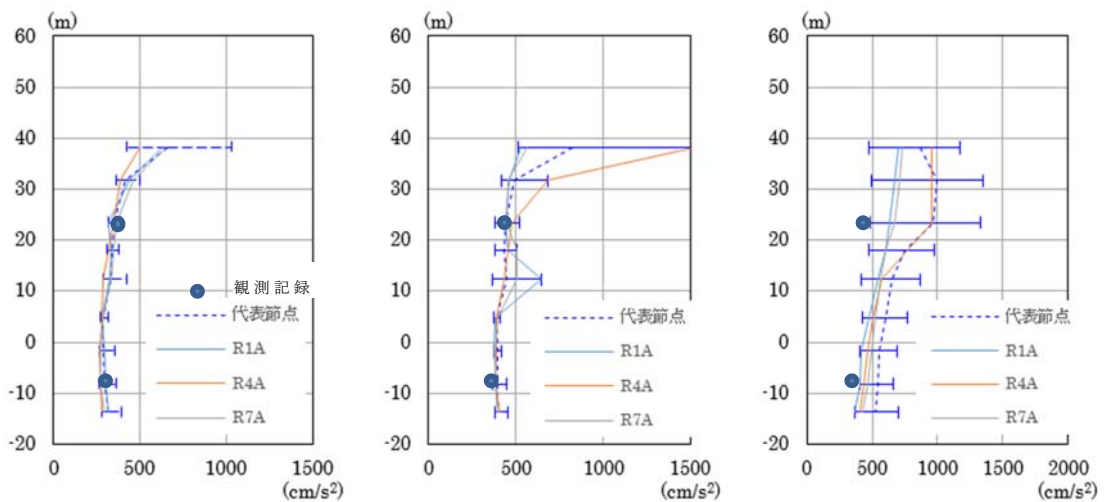
a) 高さ方向分布図

最大応答加速度（RA 通り）を図 3.2.3-79 に示す。RC 非線形の考慮の有無によらず、伝達関数結果は概ね一致している。



(a) NS 方向（RA 通り） (b) EW 方向（RA 通り） (c) UD 方向（RA 通り）

(1) 側面剥離・滑り考慮（100Hz ローパスフィルター適用）



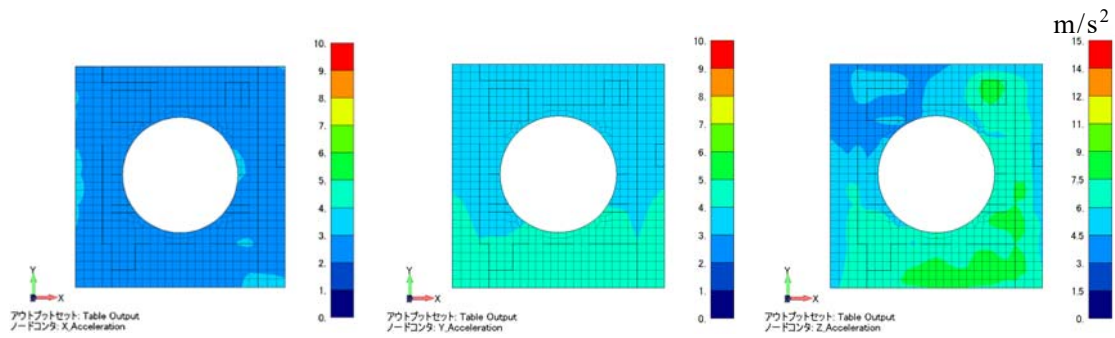
(a) NS 方向（RA 通り） (b) EW 方向（RA 通り） (c) UD 方向（RA 通り）

(2) 側面剥離・滑り+RC 非線形考慮（100Hz ローパスフィルター適用）

図 3.2.3-79 最大応答加速度分布

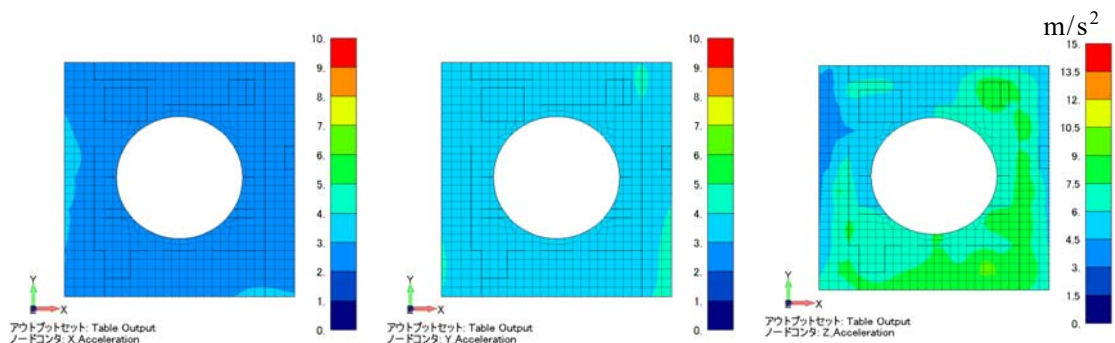
b) コンタープロット

B1F及び3Fの最大応答加速度のコンタープロットを図3.2.3-80及び図3.2.3-81に示す。側面剥離・滑り考慮の結果と比較すると、B1FのEW及びUD方向においてRC非線形考慮による影響が若干みられるが、全体の傾向はほぼ同様である。



(a) NS 方向 (b) EW 方向 (c) UD 方向

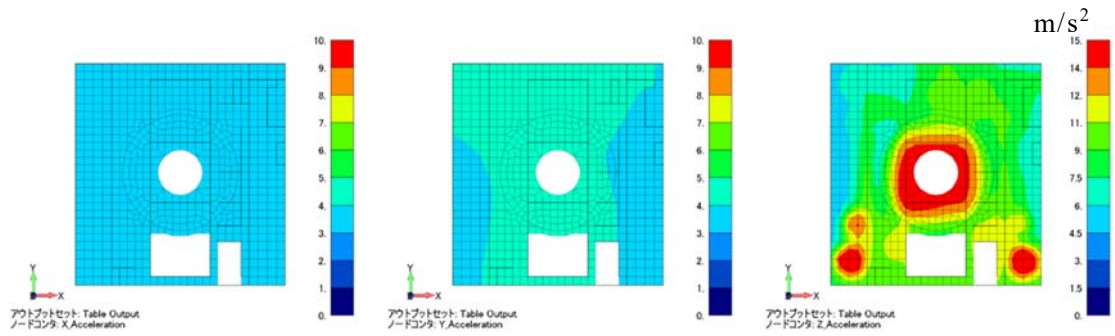
(1) 側面剥離・滑り考慮 (100 Hz ローパスフィルター適用)



(a) NS 方向 (b) EW 方向 (c) UD 方向

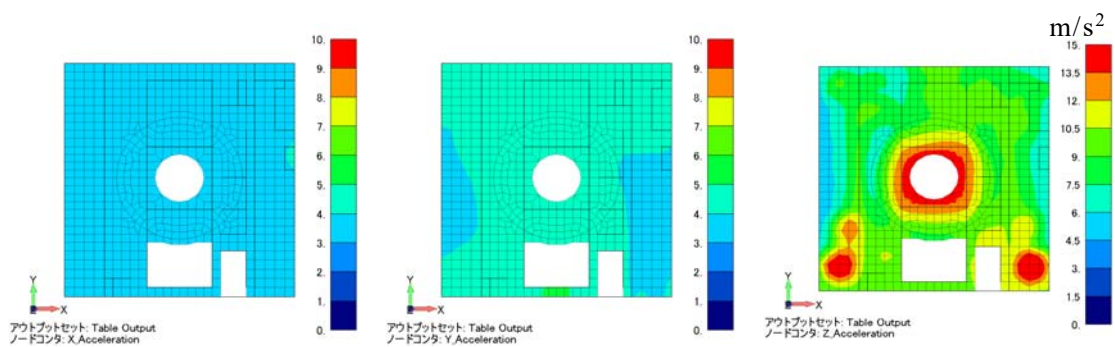
(2) 側面剥離・滑り+RC非線形考慮 (100 Hz ローパスフィルター適用)

図 3.2.3-80 最大応答加速度のコンタープロット : B1F (標高 +4.8 m)



(a) NS 方向 (b) EW 方向 (c) UD 方向

(1) 側面剥離・滑り考慮 (100 Hz ローパスフィルター適用)



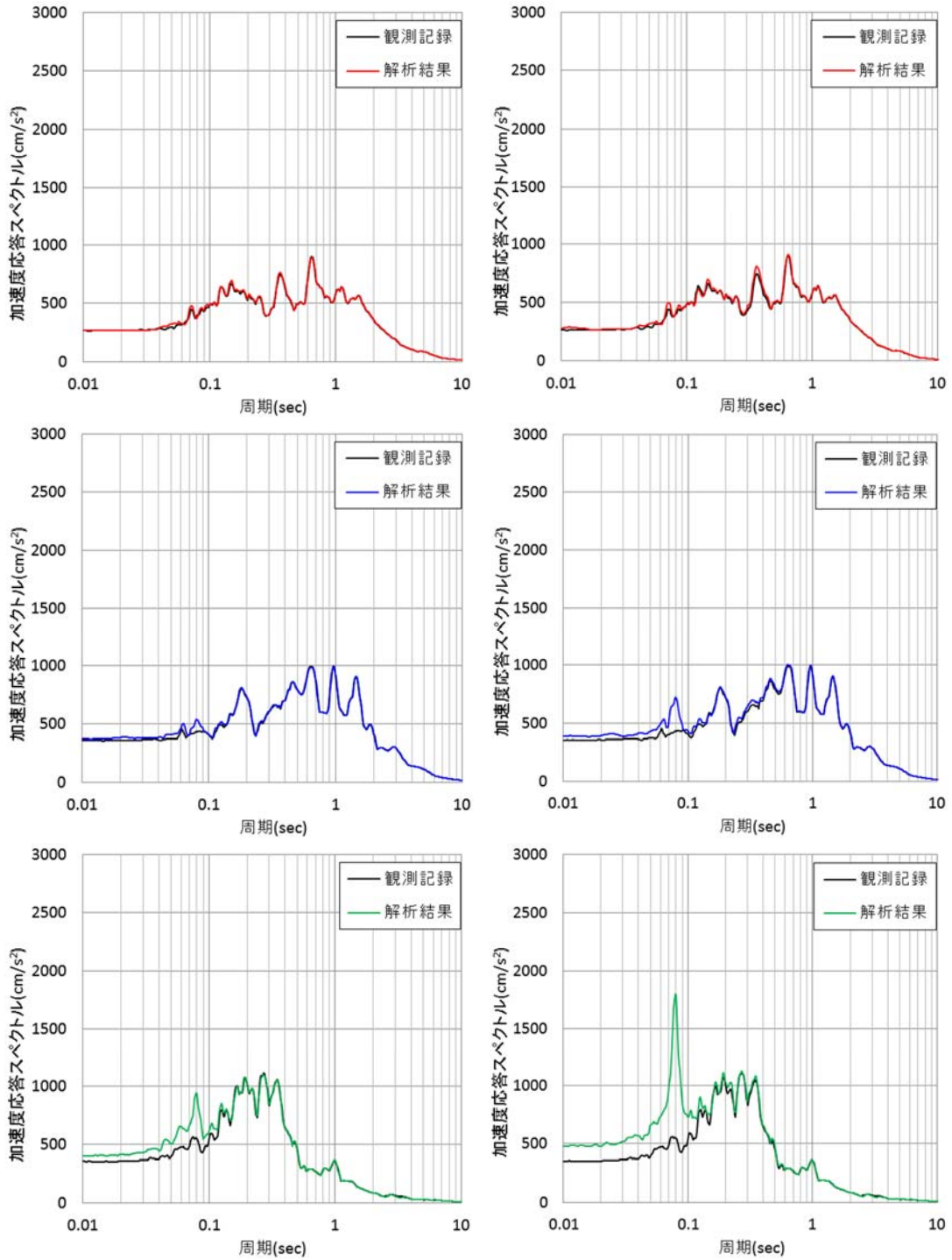
(a) NS 方向 (b) EW 方向 (c) UD 方向

(2) 側面剥離・滑り+RC 非線形考慮 (100 Hz ローパスフィルター適用)

図 3.2.3-81 最大応答加速度のコンタープロット : 3F (標高 +23.5 m)

(c) 床応答スペクトル ($h = 5\%$)

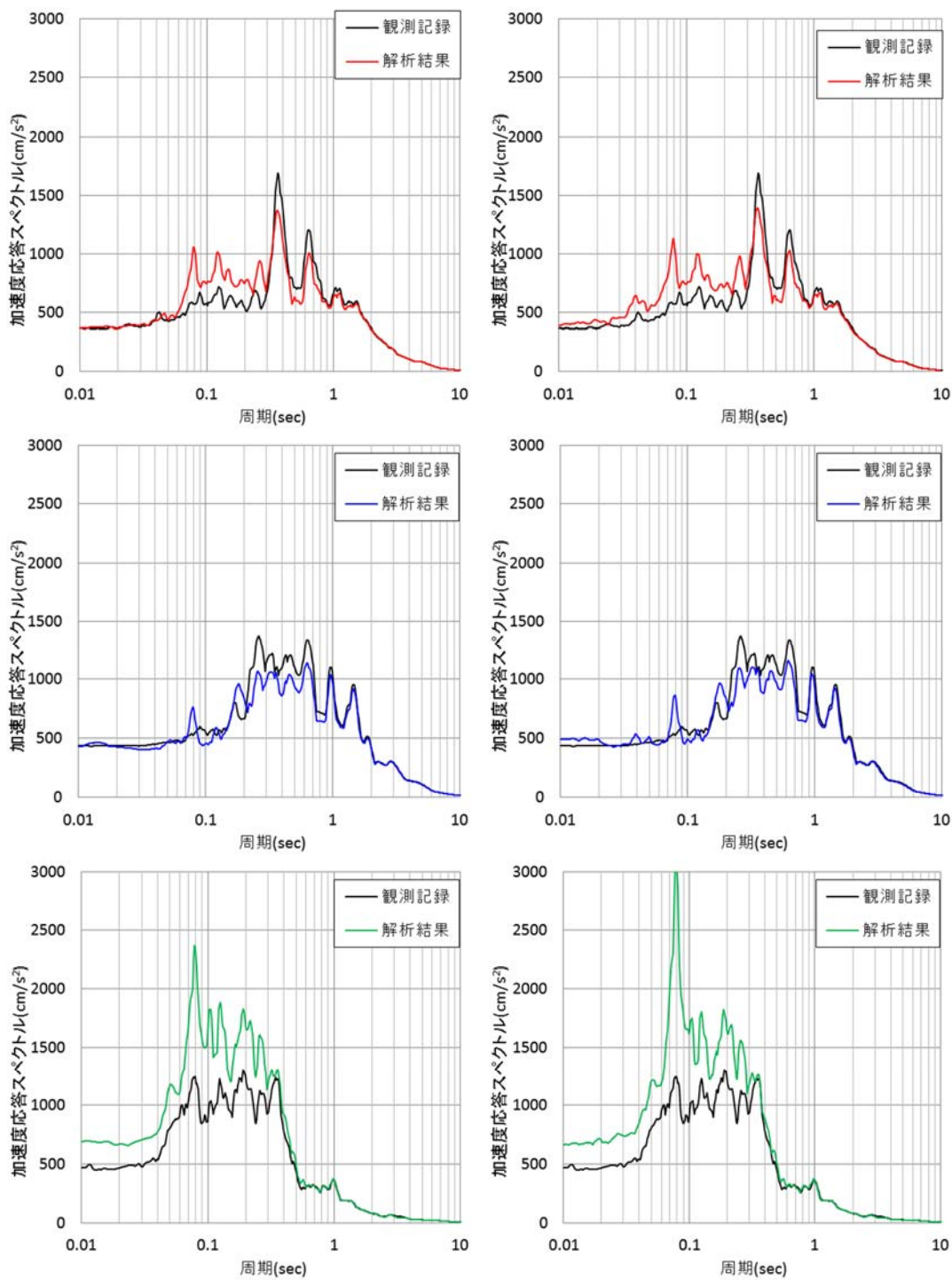
基礎上及び 3F の観測位置における床応答スペクトルの比較図を図 3.2.3-82 及び図 3.2.3-83 に示す。側面剥離・滑り+RC 非線形を考慮した結果は、基礎上の水平応答において観測記録とほぼ一致した。基礎上の上下応答は、周期 0.08 秒近傍においてピークがみられた。側面剥離・滑り考慮の結果においても、周期 0.08 秒近傍のピークがあるが、側面剥離・滑り+RC 非線形考慮の結果においては振幅が 2 倍程度となった。3F の外壁部の結果においても、水平応答は観測記録と概ね一致した。一方、上下応答については両解析結果ともに観測記録より 3 割程度大きくなっており、特に RC 非線形を考慮した結果では周期 0.08 秒近傍のピークが大きい特徴があった。



(1) 側面剥離・滑り考慮

(2) 側面剥離・滑り+RC非線形考慮

図 3.2.3-82 基礎上 床応答スペクトルの比較 (上から NS、EW、UD)

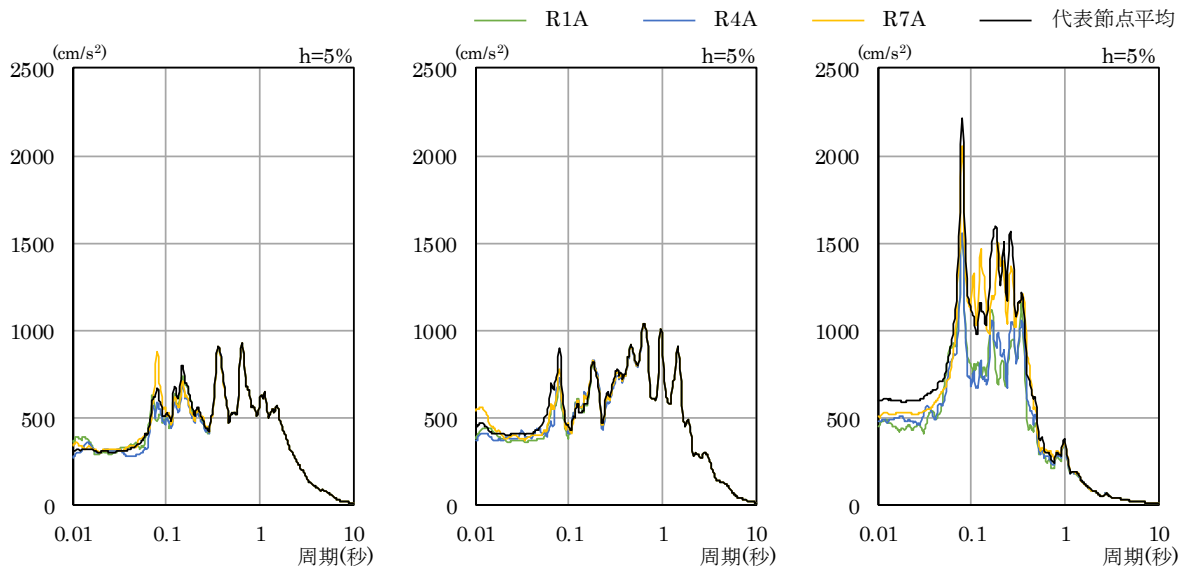


(1) 側面剥離・滑り非線形

(2) 側面剥離・滑り+RC非線形

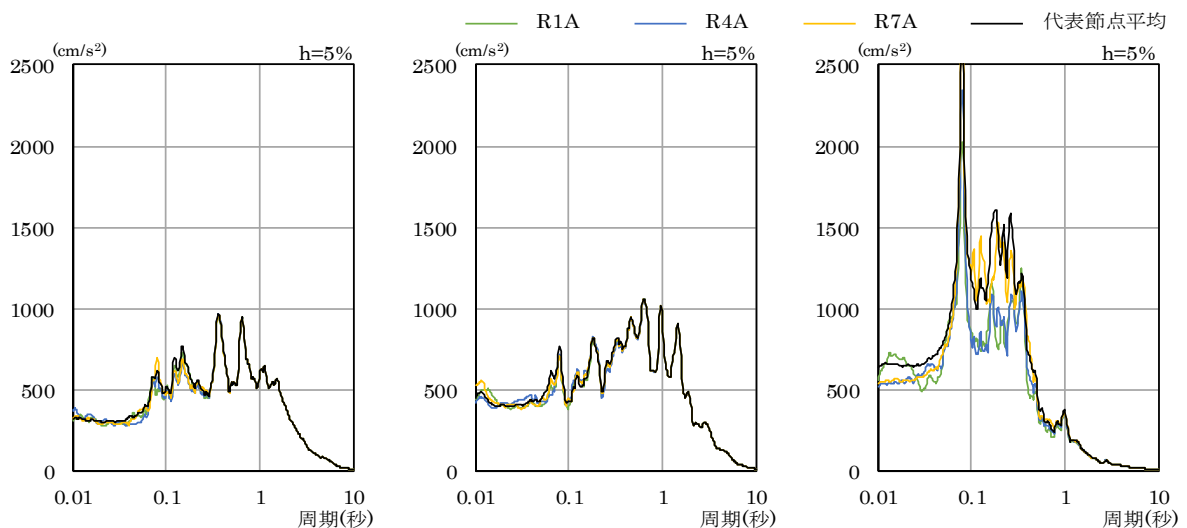
図 3.2.3-83 3F (外壁部) 床応答スペクトルの比較 (上から NS、EW、UD)

基礎上及び3Fの床応答スペクトル ($h=5\%$) について図 3.2.3-84~図 3.2.3-87 に示す。なお、各階においては、RA 通り (R1A、R4A、R7A) 及び建屋中央部 (C1、C2、C3、C4) における場所の違いによる床応答スペクトルの違いも検討する。B1F の RA 通り及び建屋中央部における水平応答では、側面剥離・滑り+RC 非線形考慮の結果の方が周期 0.1 秒近傍のピークの振幅が 2 割程度小さくなっている。一方、上下応答においては、側面剥離・滑り+RC 非線形考慮の結果の周期 0.1 秒近傍のピークの振幅が側面剥離・滑り考慮の結果より大きくなっている。3F でも B1F と同様な傾向がみられた。



(a) NS 方向 (b) EW 方向 (c) UD 方向

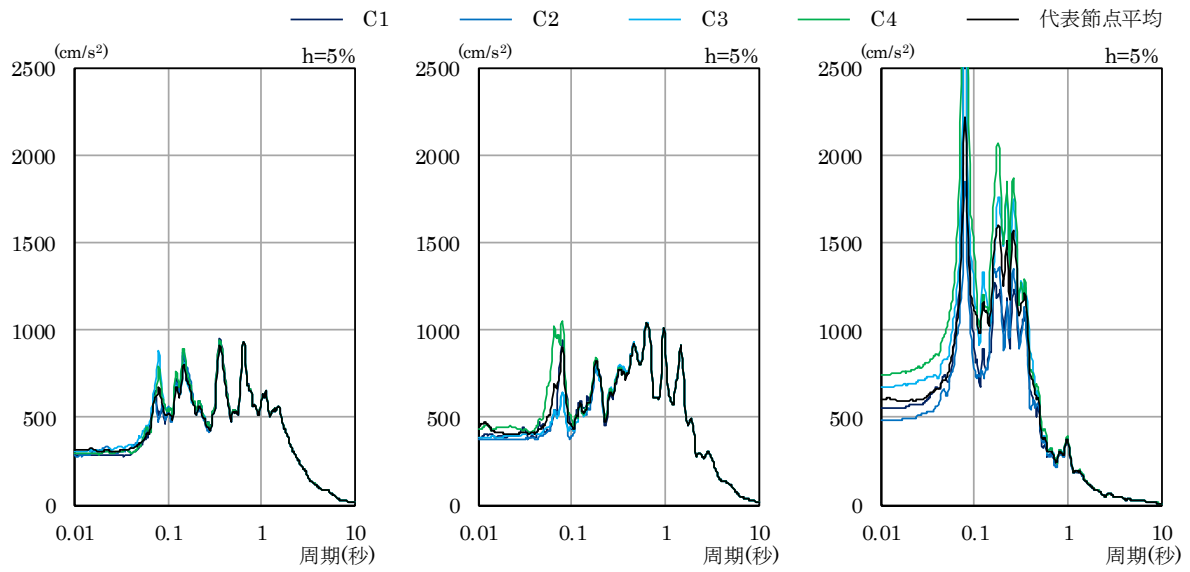
(1) 側面剥離・滑り考慮 (100Hz ローパスフィルター適用)



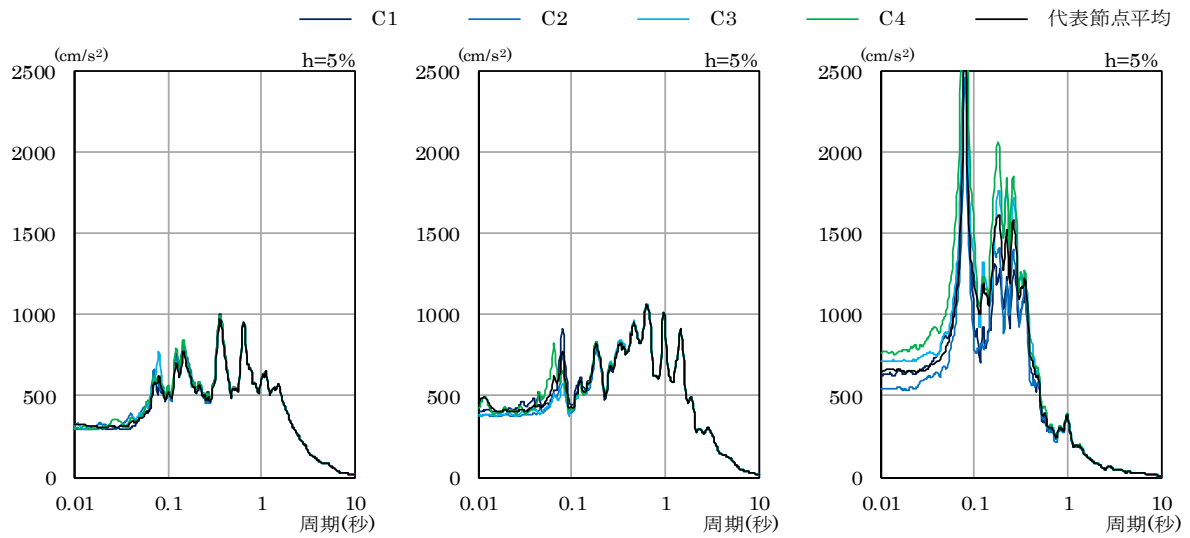
(a) NS 方向 (b) EW 方向 (c) UD 方向

(2) 側面剥離・滑り+RC 非線形考慮 (100Hz ローパスフィルター適用)

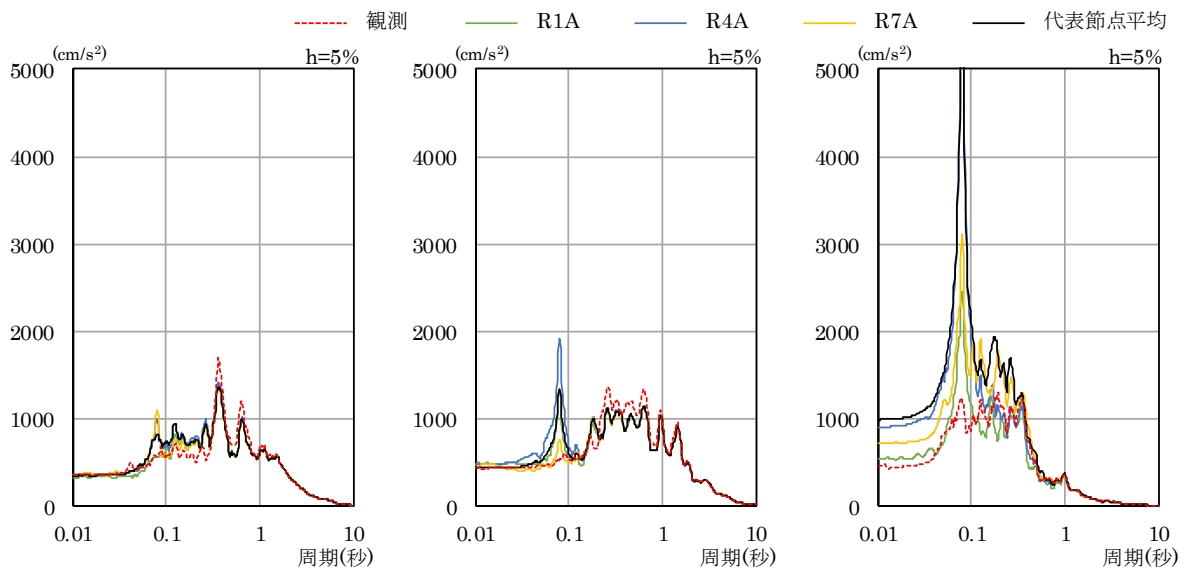
図 3.2.3-84 RA 通り 床応答スペクトル $h=5\%$: B1F (標高. +4.8 m)



(a) NS 方向 (b) EW 方向 (c) UD 方向
 (1) 側面剥離・滑り考慮 (100Hz ローパスフィルター適用)

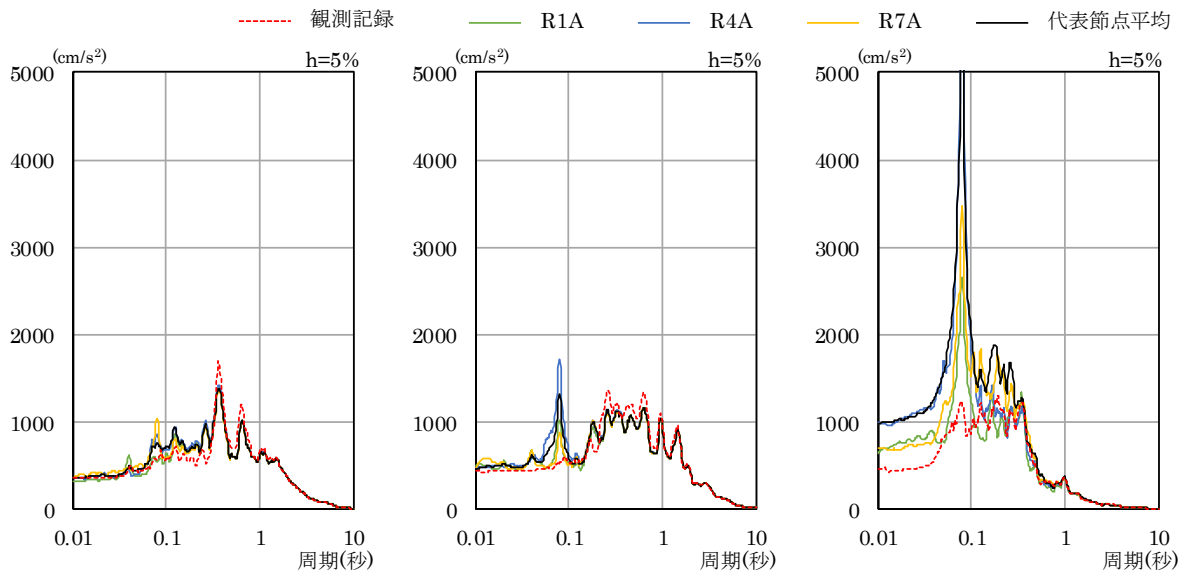


(a) NS 方向 (b) EW 方向 (c) UD 方向
 (2) 側面剥離・滑り+RC 非線形考慮 (100Hz ローパスフィルター適用)
 図 3.2.3-85 建屋中央部 床応答スペクトル $h = 5\%$: B1F (標高. +4.8 m)



(a) NS 方向 (b) EW 方向 (c) UD 方向

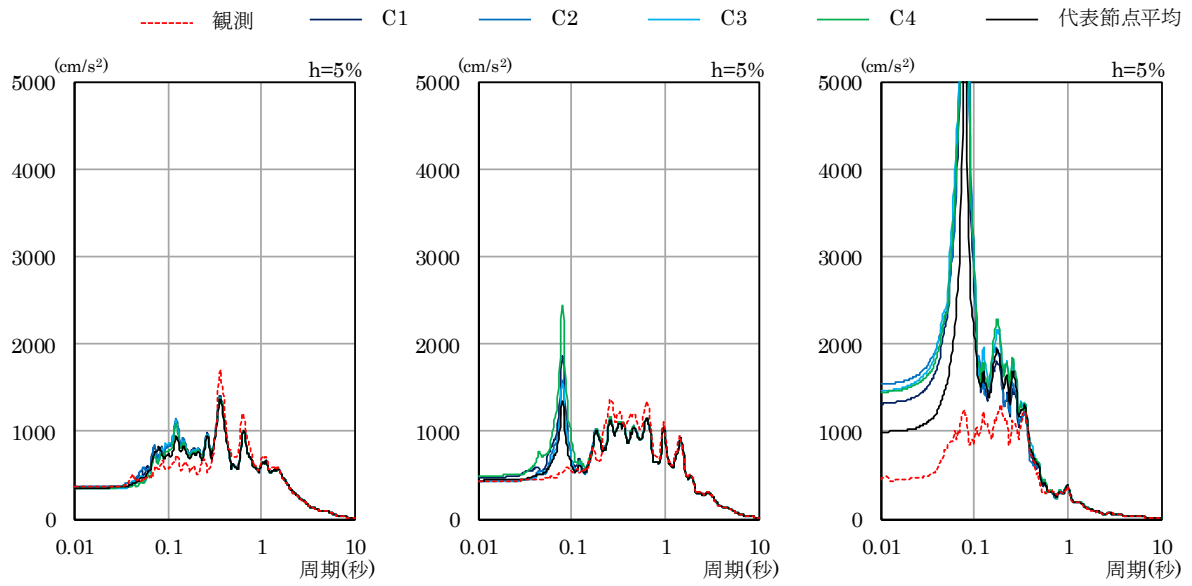
(1) 側面剥離・滑り考慮 (100Hz ローパスフィルター適用)



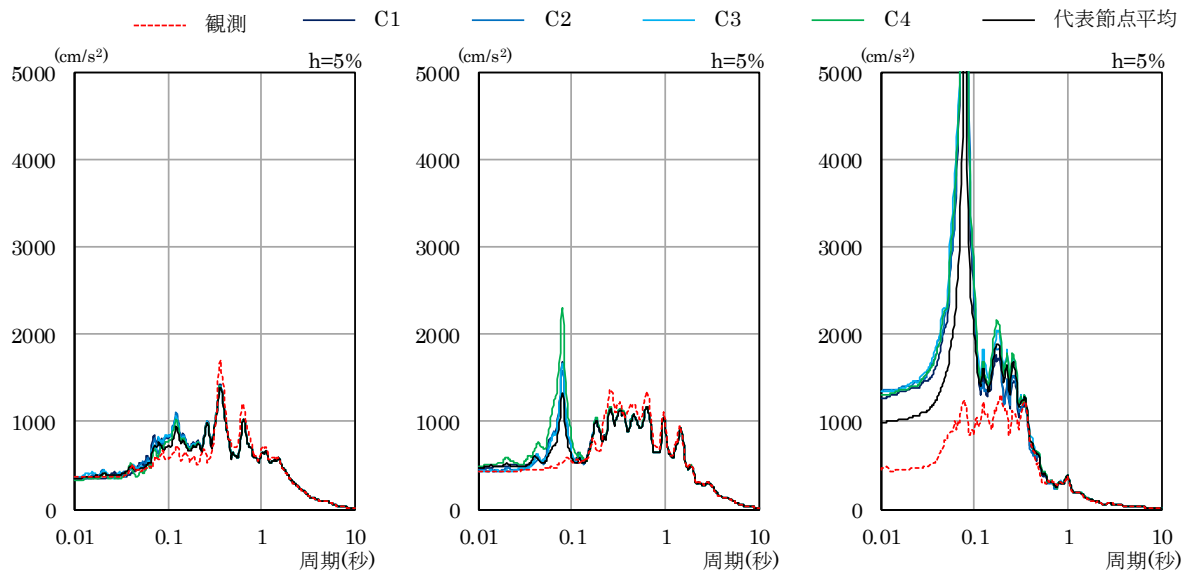
(a) NS 方向 (b) EW 方向 (c) UD 方向

(2) 側面剥離・滑り+RC 非線形考慮 (100Hz ローパスフィルター適用)

図 3.2.3-86 RA 通り 床応答スペクトル $h = 5\%$: 3F (標高. +23.5 m)



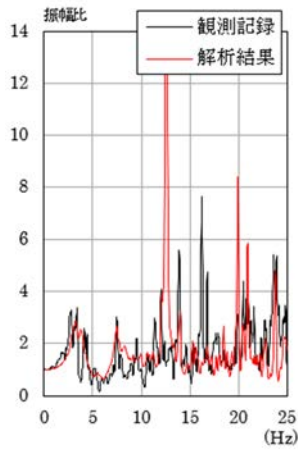
(a) NS 方向 (b) EW 方向 (c) UD 方向
 (1) 側面剥離・滑り考慮 (100Hz ローパスフィルター適用)



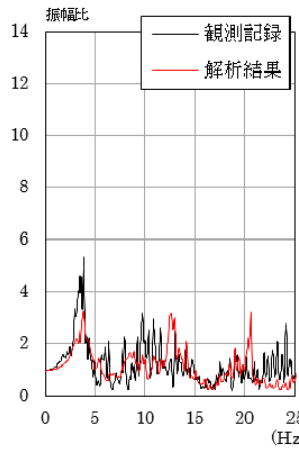
(a) NS 方向 (b) EW 方向 (c) UD 方向
 (2) 側面剥離・滑り+RC 非線形考慮 (100Hz ローパスフィルター適用)
 図 3.2.3-87 建屋中央部 床応答スペクトル $h = 5\%$: 3F (標高. +23.5 m)

(d) 伝達関数

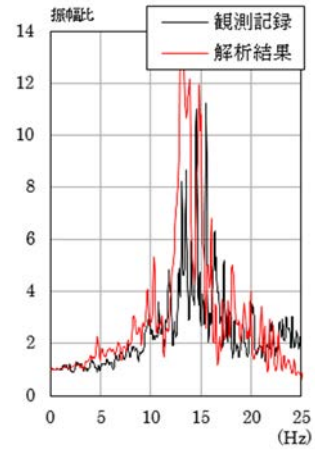
伝達関数の比較図を図 3.2.3-88 に示す。RC 非線形の考慮の有無によらず、伝達関数結果は概ね一致している。



(a) NS 方向

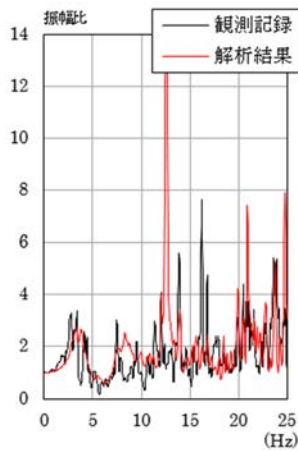


(b) EW 方向

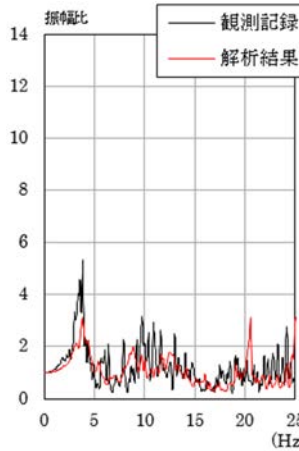


(c) UD 方向

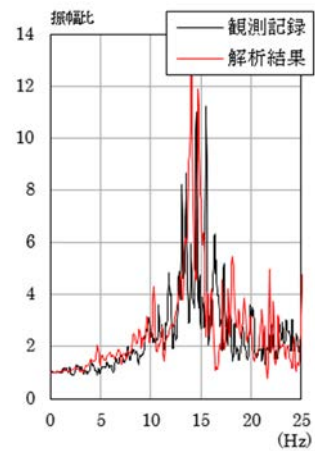
(1) 側面剥離・滑り考慮



(a) NS 方向



(b) EW 方向



(c) UD 方向

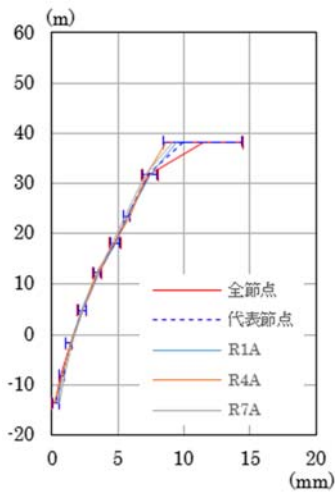
(2) 側面剥離・滑り + RC 非線形考慮

図 3.2.3-88 基礎上の観測点に対する 3F の観測点の伝達関数

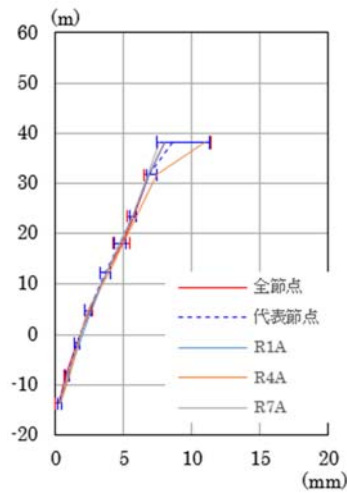
(e) 最大応答変位

・高さ方向分布図

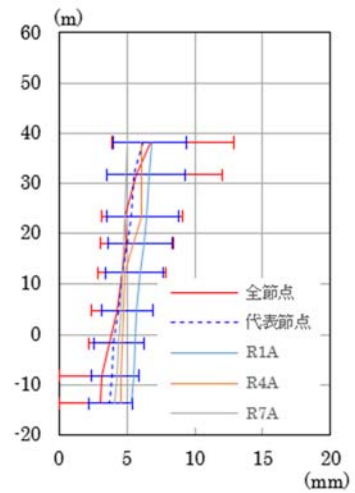
最大応答変位の高さ方向分布図を図 3.2.3-89 に示す。側面剥離・滑り考慮の結果と比較してほぼ同様な結果となり、RC 非線形考慮による応答への影響はあまりみられなかった。



(a) NS 方向 (RA 通り)

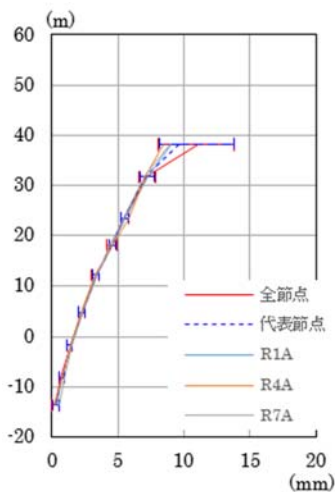


(b) EW 方向 (RA 通り)

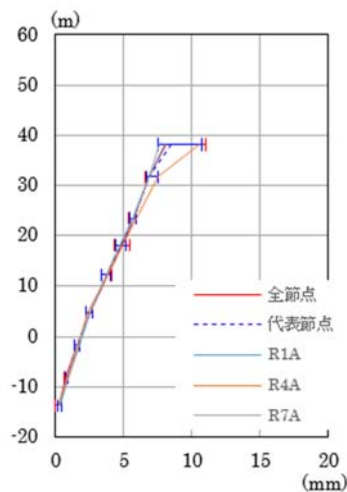


(c) UD 方向 (RA 通り)

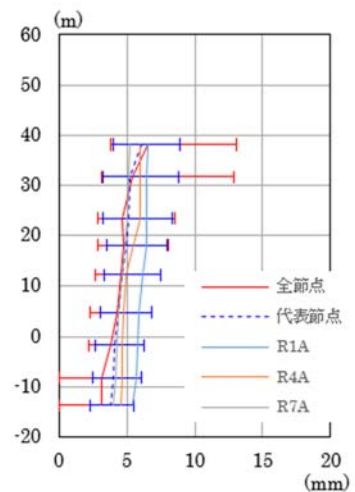
(1) 側面剥離・滑り考慮



(a) NS 方向 (RA 通り)



(b) EW 方向 (RA 通り)



(c) UD 方向 (RA 通り)

(2) 側面剥離・滑り+RC 非線形考慮

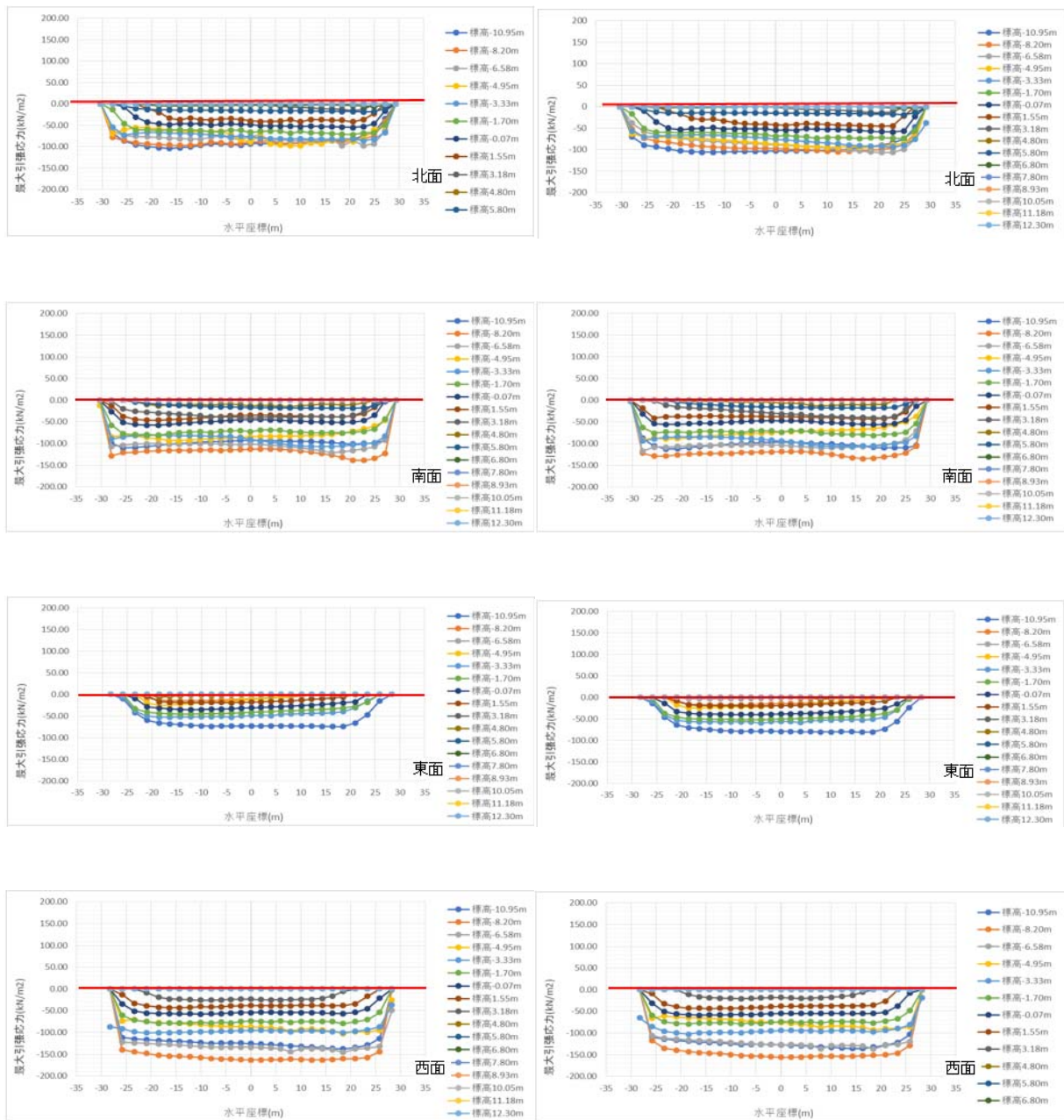
図 3.2.3-89 最大応答変位分布

(f) 建屋地下側面と地盤の剥離とすべり

側面の最大応力分布を図 3.2.3-90 及び図 3.2.3-91 に示す。

側面剥離・滑り+RC 非線形考慮の側面の軸方向応力分布結果によると、標高 6.8 m より上の標高において最大引張応力がほぼ 0 となっており、剥離が発生していると考えられ、側面剥離・滑り考慮の結果とほぼ一致した。

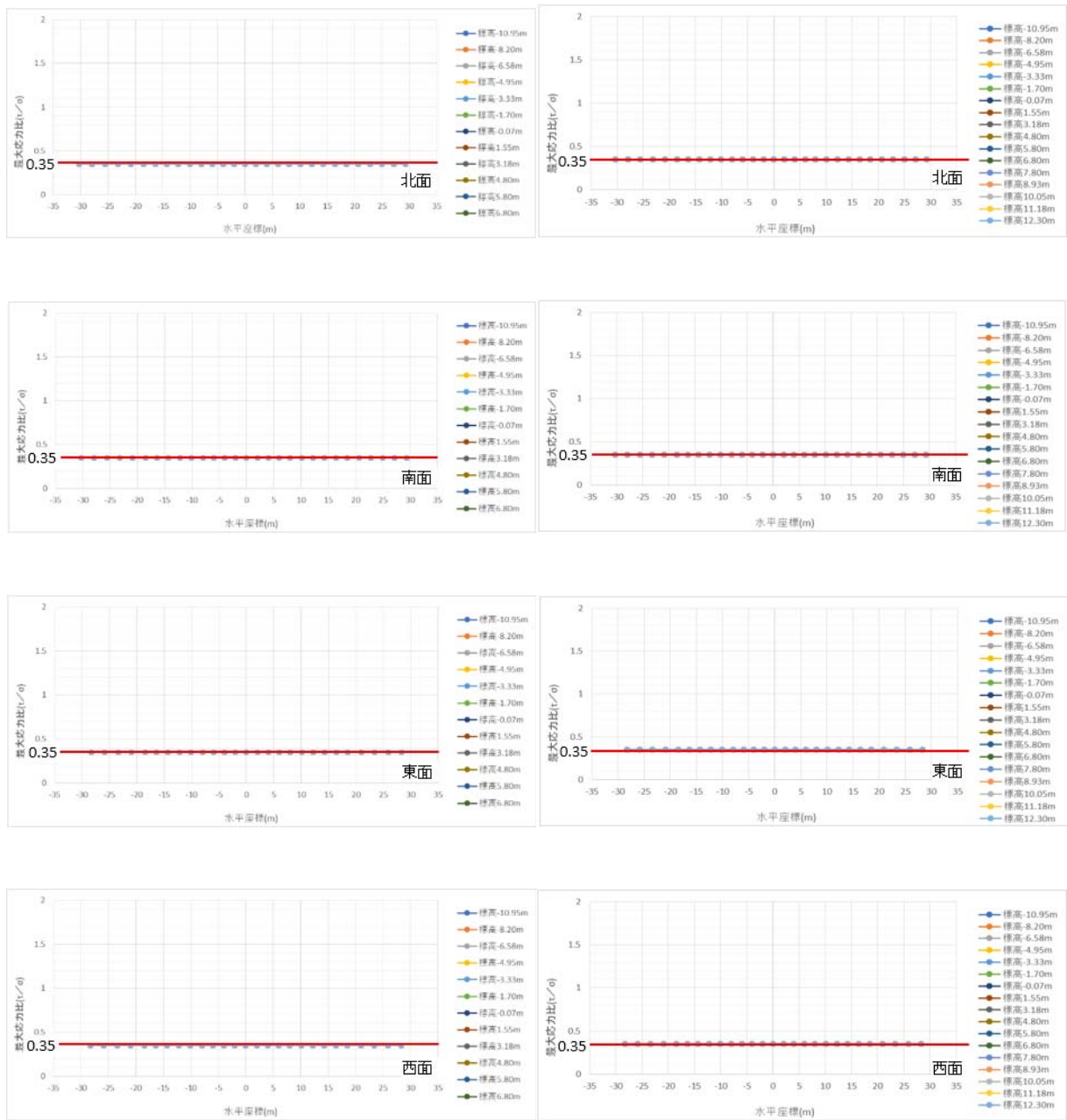
側面剥離・滑り+RC 非線形考慮の鉛直せん断最大応力比の結果については、すべての標高において 0.35 となっており、すべりが発生することが分かり、側面剥離・滑り考慮の結果とほぼ一致した。最大加速度など建屋応答への RC 非線形考慮による影響はみられなかった。



(1) 側面剥離・滑り考慮

(2) 側面剥離・滑り+RC 非線形考慮

図 3.2.3-90 側面の軸方向の最大引張応力分布 (上から順に北面、南面、東面、西面)



(1) 側面剥離・滑り考慮

(2) 側面剥離・滑り + RC 非線形考慮

図 3.2.3-91 側面の鉛直せん断の最大応力比分布 (上から順に北面、南面、東面、西面)

(8) 剥離・滑り・浮上り+RC非線形材料のモデル化の違いによる影響評価

1) 解析方針

本地震応答解析では、平成19年(2007年)新潟県中越沖地震の柏崎刈羽原子力発電所の7号機原子炉建屋の本震記録を用いて、剥離・滑り及び浮上りを考慮、RC非線形性も考慮した時刻歴応答解析を行った。

2) 解析条件

共通解析条件を元に地震応答解析を実施する。以下に共通解析条件と異なる部分を示す。

- ・側面剥離・滑り及び底面浮上りは、建屋と地盤の接合面に非線形ジョイントを挿入することで考慮する。非線形ジョイントの剛性は建屋側面と接触する地盤の剛性の1000倍とした。側面の滑りに対し、動摩擦係数0.35を採用した。
- ・RC非線形材料の構成則として、前川モデルを使用した。
- ・RCの減衰は3%とした。
- ・非線形解析のため、時刻歴応答解析の積分時間間隔は1/1000秒とした。
- ・数値解析パラメータ：時間積分法（割線剛性）、収束計算有り（最大収束回数3回、収束しない残差力は次のステップに持ち越す）。

3) 解析結果

側面剥離・滑り・浮上り+RC 非線形考慮の解析結果は、前節の側面剥離・滑り+RC 非線形考慮の解析結果と比較し、その違いを中心に説明する。

(a) 加速度時刻歴波形

基礎上及び 3F における観測記録と側面剥離・滑り・浮上り+RC 非線形考慮の解析結果の加速度時刻歴波形の比較図を図 3.2.3-92 及び図 3.2.3-93 に示す。水平応答は観測記録とほぼ一致している。一方、上下応答は観測記録よりやや大きくなっている。

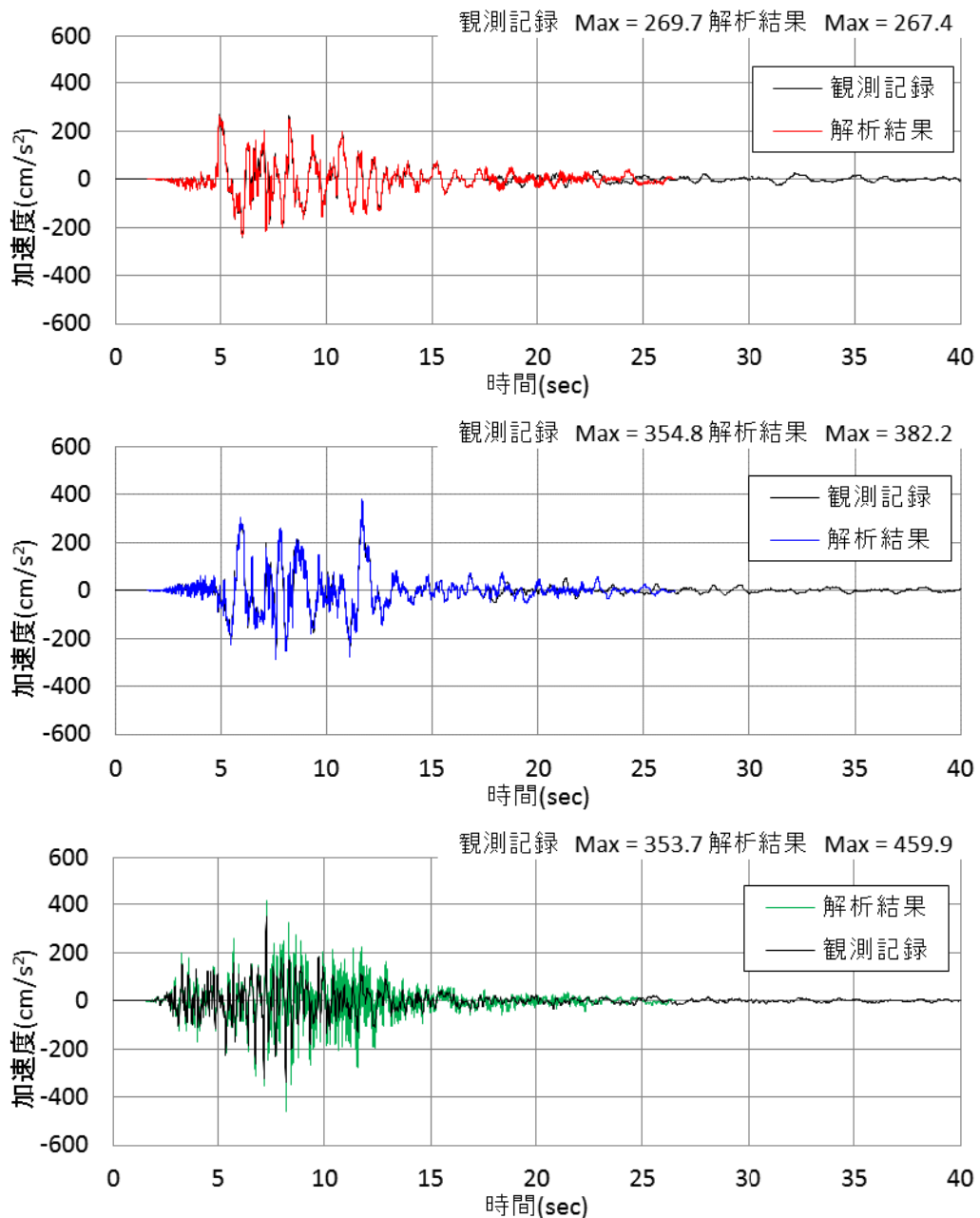


図 3.2.3-92 加速度時刻歴波形の比較（基礎上、上から NS、EW、UD）

3F の外壁部の加速度時刻歴波形についても同様に比較を行った。水平応答は概ね観測記録と一致しているが、上下応答は観測記録よりもやや大きくなっている。

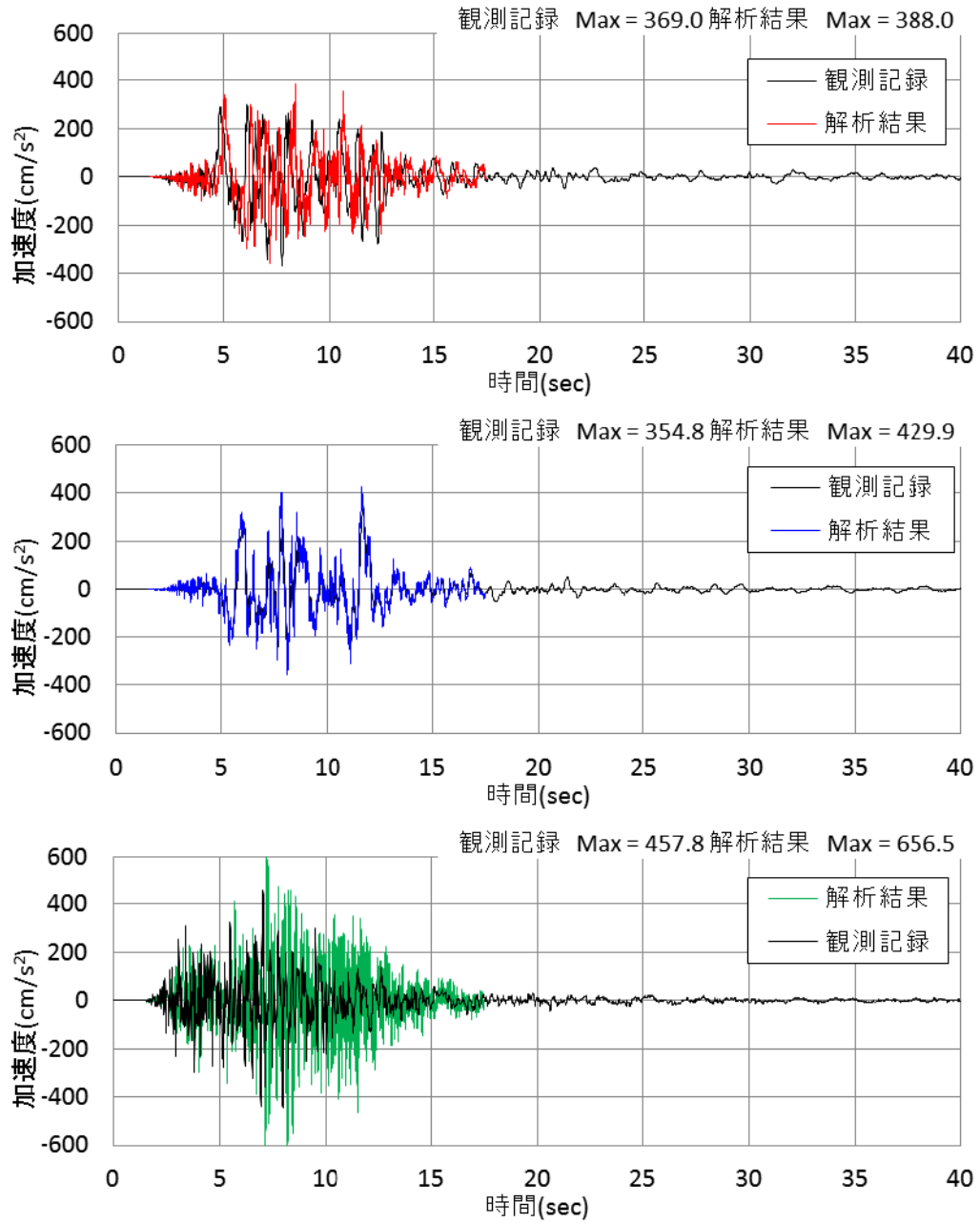
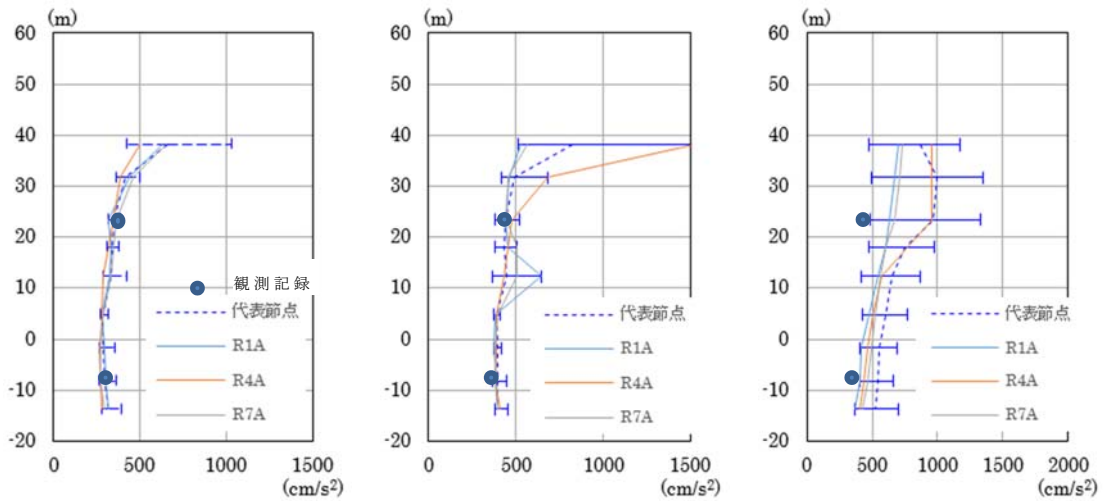


図 3.2.3-93 加速度時刻歴波形の比較 (3F (外壁部)、上から NS、EW、UD)

(b) 最大応答加速度

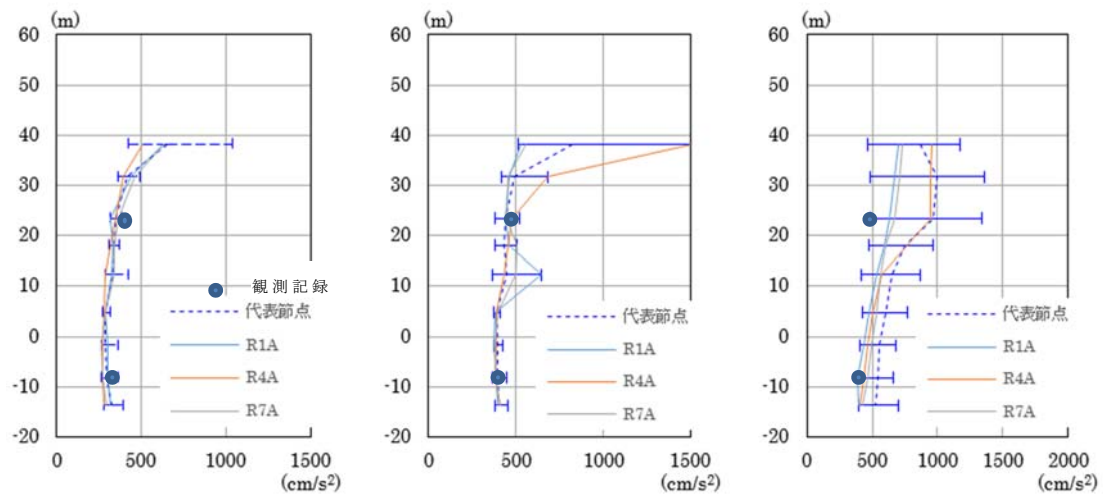
a) 高さ方向分布図

最大応答加速度（RA 通り）を図 3.2.3-94 に示す。浮上りの考慮の有無によらず、ほぼ一致している。



(a) NS 方向（RA 通り） (b) EW 方向（RA 通り） (c) UD 方向（RA 通り）

(1) 側面剥離・滑り+RC 非線形考慮（100Hz ローパスフィルター適用）



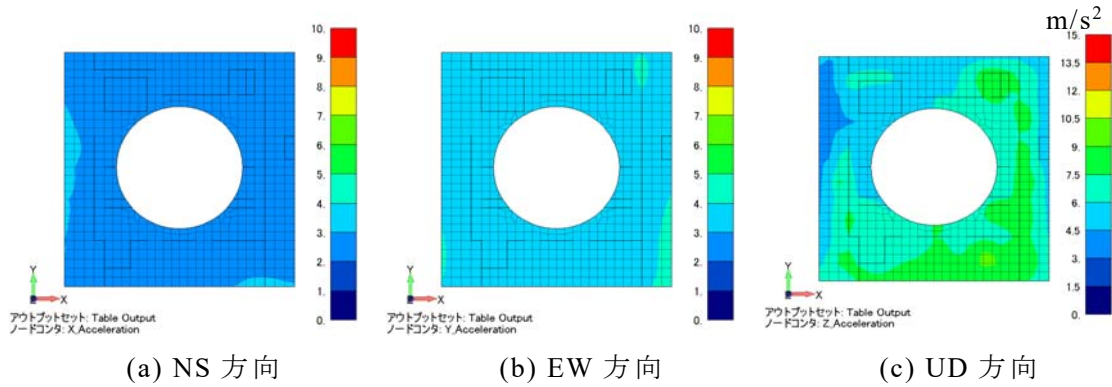
(a) NS 方向（RA 通り） (b) EW 方向（RA 通り） (c) UD 方向（RA 通り）

(2) 側面剥離・滑り・浮上り+RC 非線形考慮（100Hz ローパスフィルター適用）

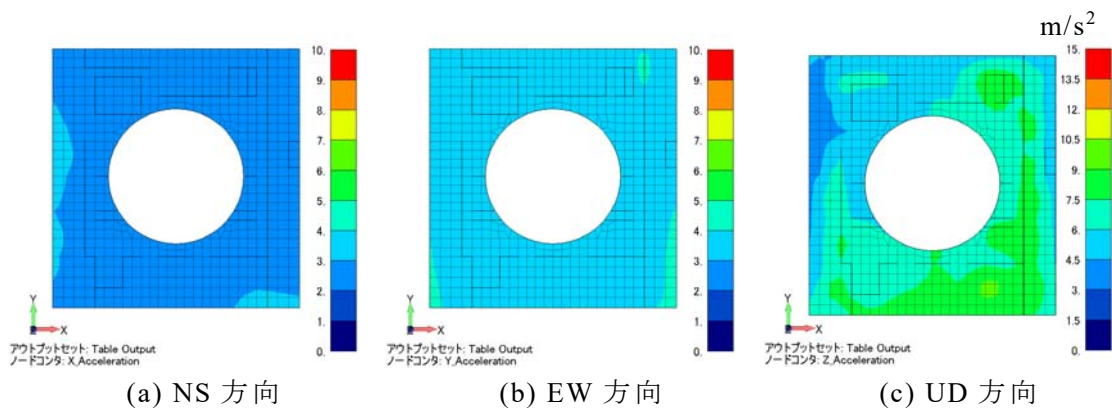
図 3.2.3-94 最大応答加速度分布

b) コンタープロット

最大応答加速度のコンタープロットを図 3.2.3-95 及び図 3.2.3-96 に示す。側面剥離・滑り+RC 非線形考慮の結果と比較し、ほぼ同様な結果となり、浮上りの影響はみられなかった。

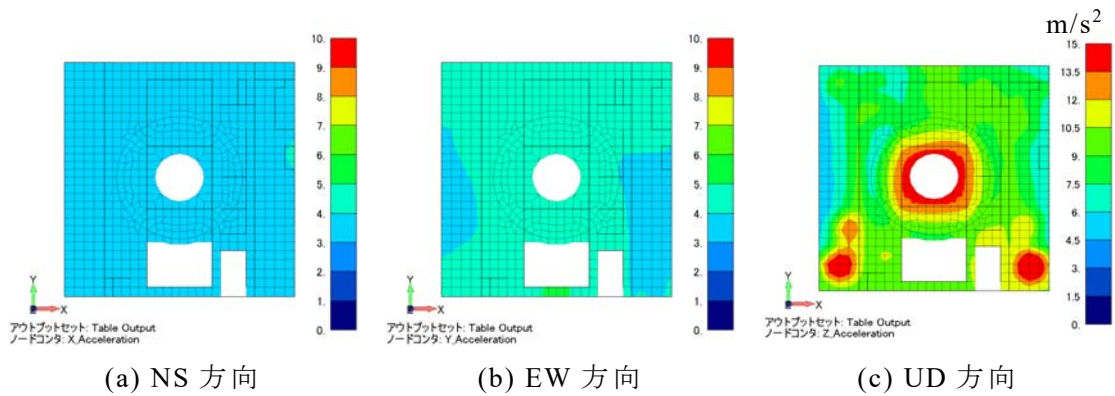


(1) 側面剥離・滑り+RC 非線形考慮 (100 Hz ローパスフィルター適用)

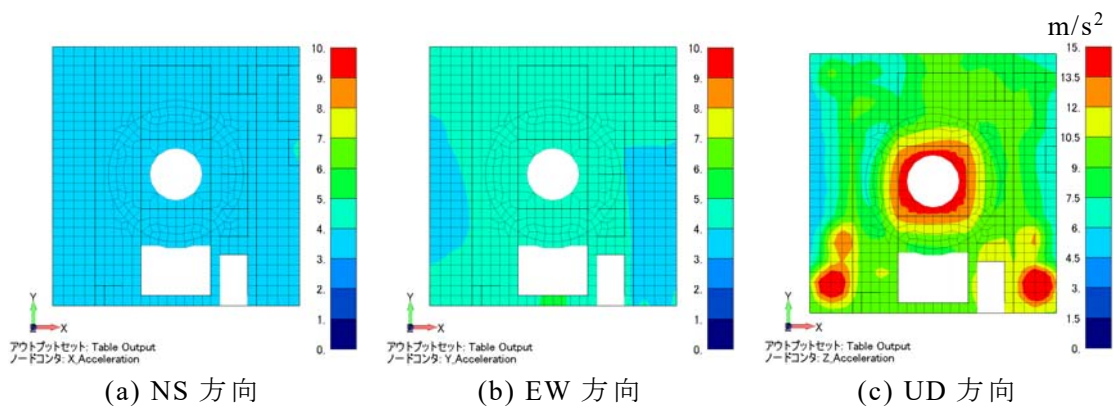


(2) 側面剥離・滑り・浮上り+RC 非線形考慮 (100 Hz ローパスフィルター適用)

図 3.2.3-95 最大応答加速度のコンタープロット : B1F (標高 +4.8 m)



(1) 側面剥離・滑り+RC 非線形考慮 (100 Hz ローパスフィルター適用)

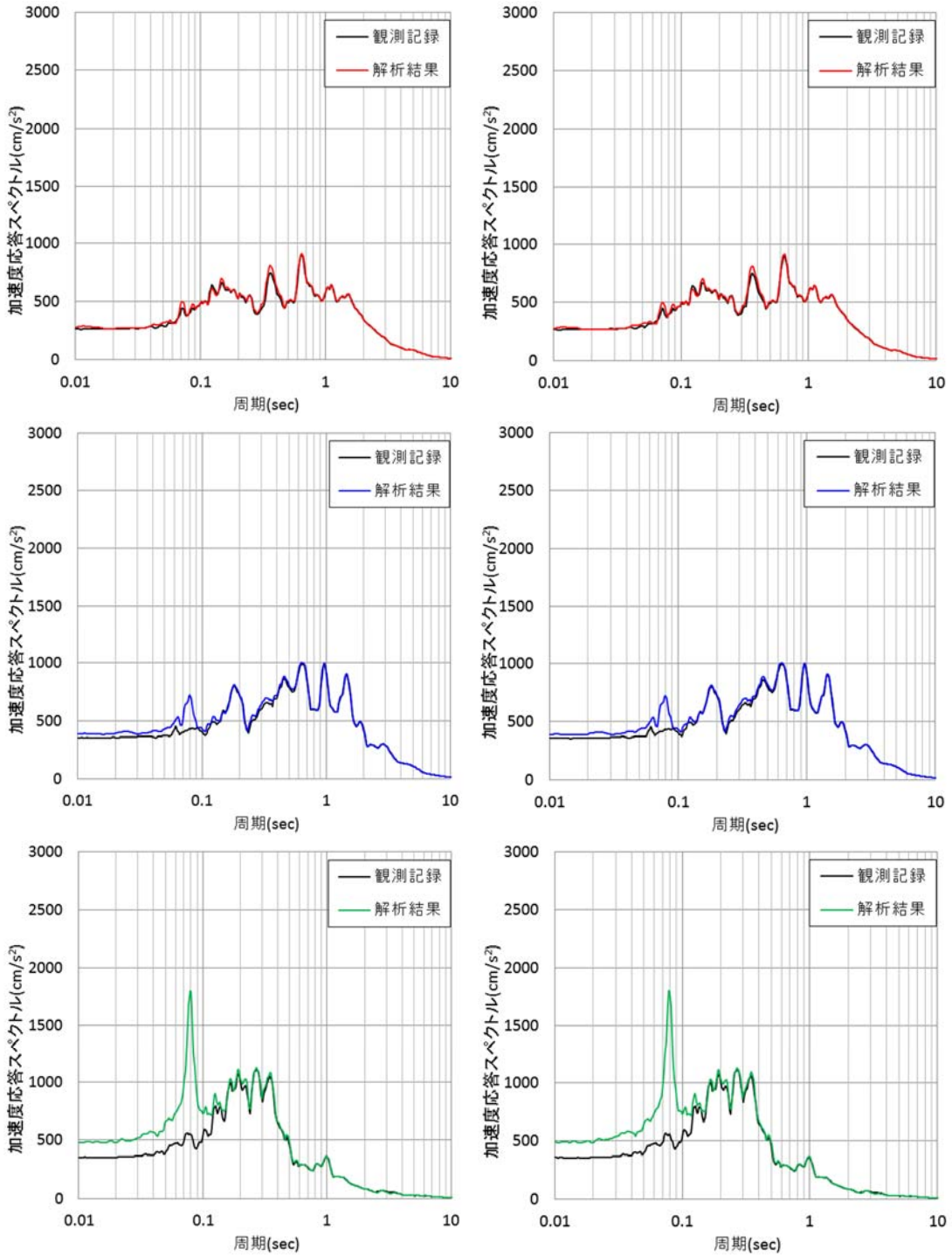


(2) 側面剥離・滑り・浮上り+RC 非線形考慮 (100 Hz ローパスフィルター適用)

図 3.2.3-96 最大応答加速度のコンタープロット : 3F (標高 +23.5 m)

(c) 床応答スペクトル ($h = 5\%$)

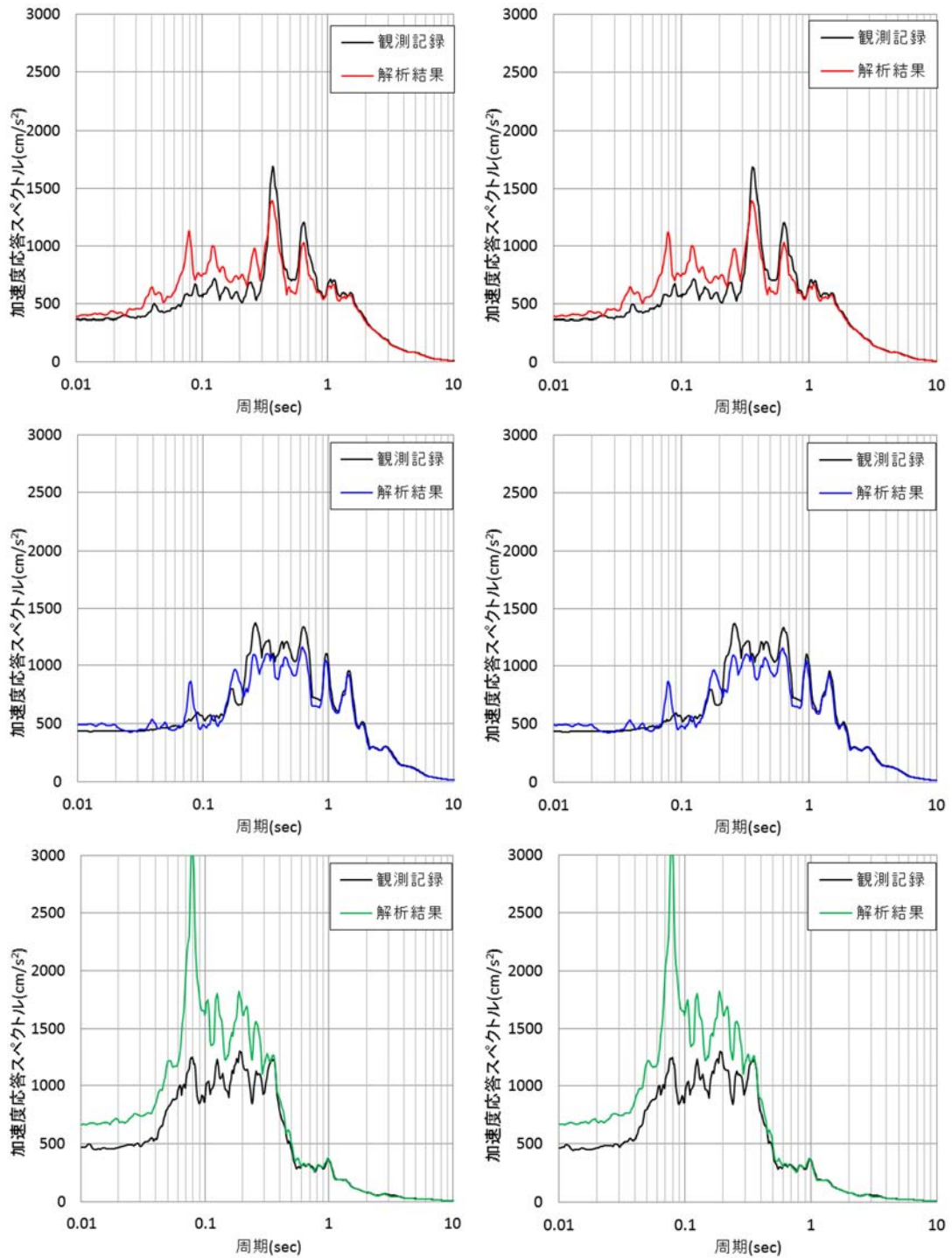
基礎上及び 3F の観測位置における床応答スペクトルの比較図を図 3.2.3-97 及び図 3.2.3-98 に示す。側面剥離・滑り・浮上り+RC 非線形考慮の結果は、基礎上の水平応答において、観測記録とほぼ一致した。基礎上の上下応答では、観測記録ではもられない周期 0.08 秒近傍においてピークがみられ、側面剥離・滑り+RC 非線形考慮の結果ともほぼ一致した。3F の外壁部の結果においても、水平応答は観測記録と概ね一致した。一方、上下応答については両解析結果ともに観測記録より 3 割程度大きくなっており、周期 0.08 秒近傍のピークが大きい特徴があった。RC 非線形を考慮した場合においても、浮上りはほとんど発生していないため、浮上りの影響はみられなかった。



(1) 側面剥離・滑り+RC非線形考慮

(2) 側面剥離・滑り・浮上り+RC非線形考慮

図 3.2.3-97 基礎上 床応答スペクトルの比較 (上から NS、EW、UD)

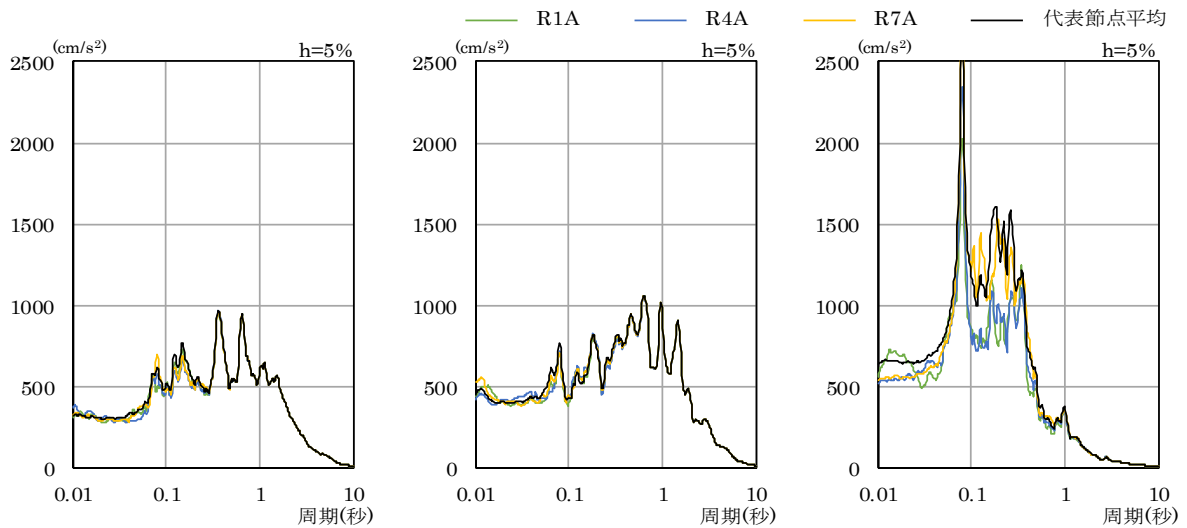


(1) 側面剥離・滑り+RC 非線形考慮

(2) 側面剥離・滑り・浮上り+RC 非線形考慮

図 3.2.3-98 3F (外壁部) 床応答スペクトルの比較 (上から NS、EW、UD)

B1F 及び 3F の床応答スペクトル ($h = 5\%$) を図 3.2.3-99～図 3.2.3-102 に示す。なお、各階においては、RA 通り (R1A、R4A、R7A) 及び建屋中央部 (C1、C2、C3、C4) における場所の違いによる床応答スペクトルの違いも検討する。側面剥離・滑り+RC 非線形考慮の結果と比較してほぼ同様な結果となり、浮上りの影響はみられなかった。

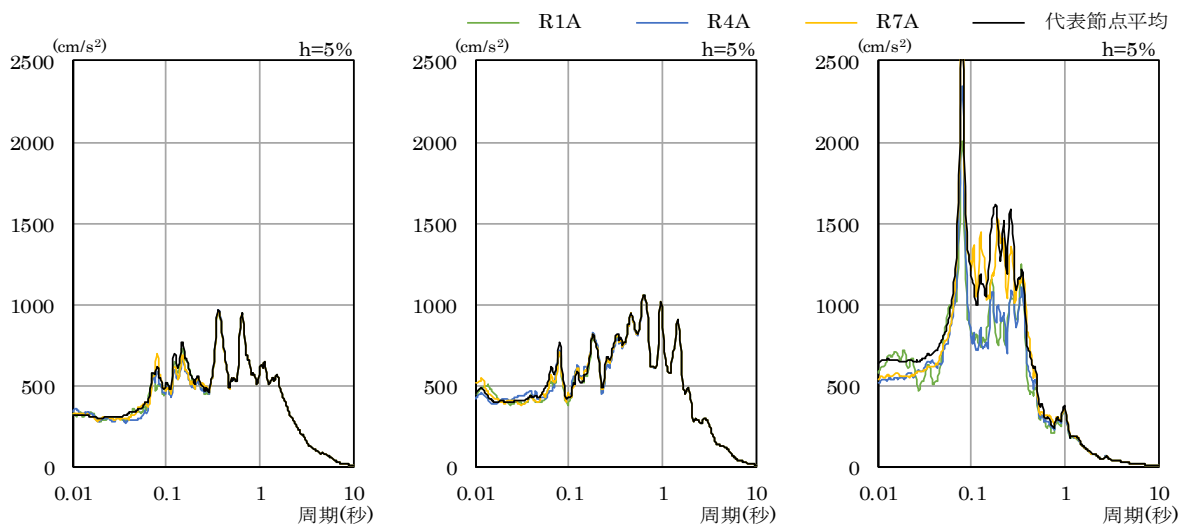


(a) NS 方向

(b) EW 方向

(c) UD 方向

(1) 側面剥離・滑り+RC 非線形考慮 (100Hz ローパスフィルター適用)



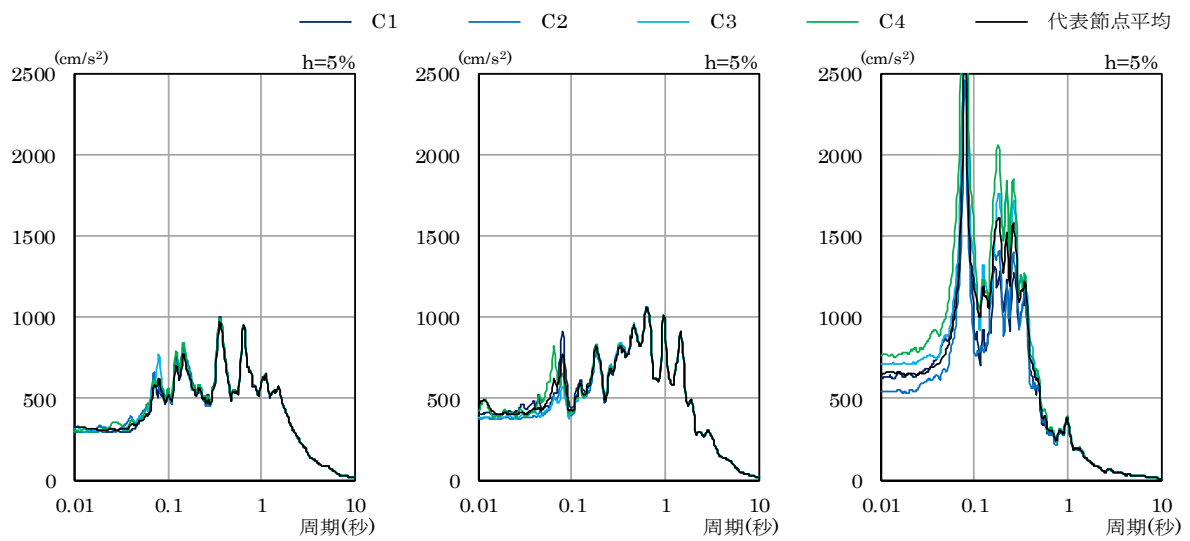
(a) NS 方向

(b) EW 方向

(c) UD 方向

(2) 側面剥離・滑り・浮上り+RC 非線形考慮 (100Hz ローパスフィルター適用)

図 3.2.3-99 RA 通り 床応答スペクトル $h = 5\%$: B1F (標高. +4.8 m)

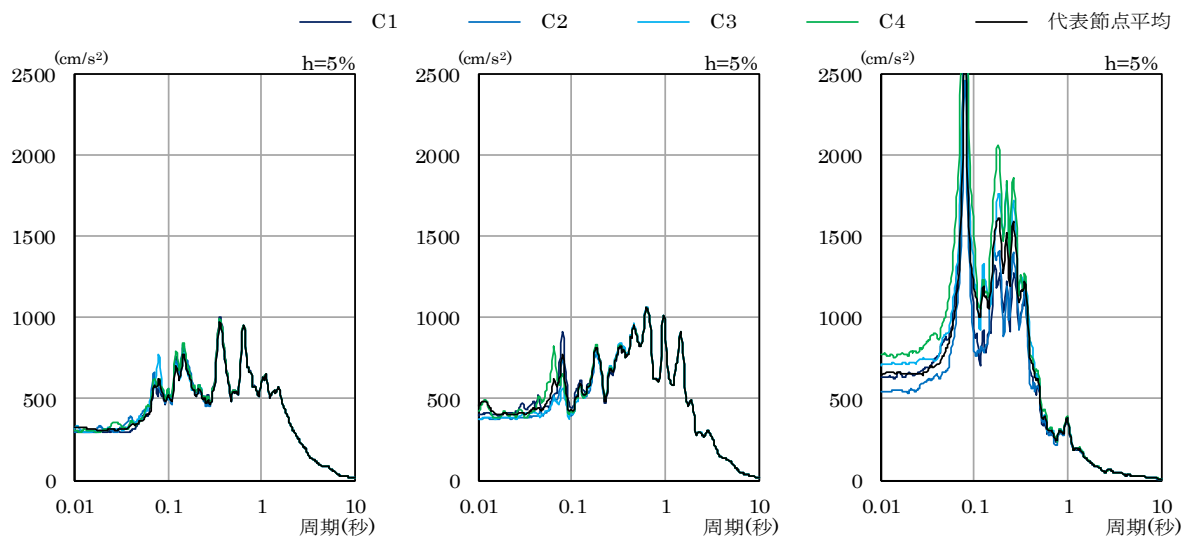


(a) NS 方向

(b) EW 方向

(c) UD 方向

(1) 側面剥離・滑り+RC 非線形考慮 (100Hz ローパスフィルター適用)



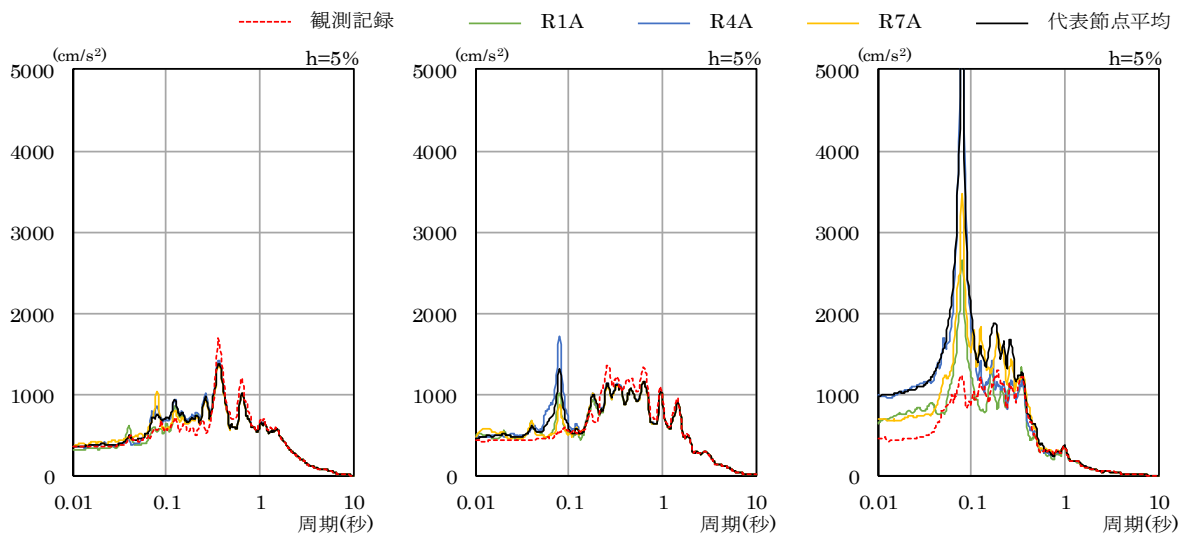
(a) NS 方向

(b) EW 方向

(c) UD 方向

(2) 側面剥離・滑り・浮上り+RC 非線形考慮 (100Hz ローパスフィルター適用)

図 3.2.3-100 建屋中央部 床応答スペクトル $h = 5\%$: B1F (標高. +4.8 m)

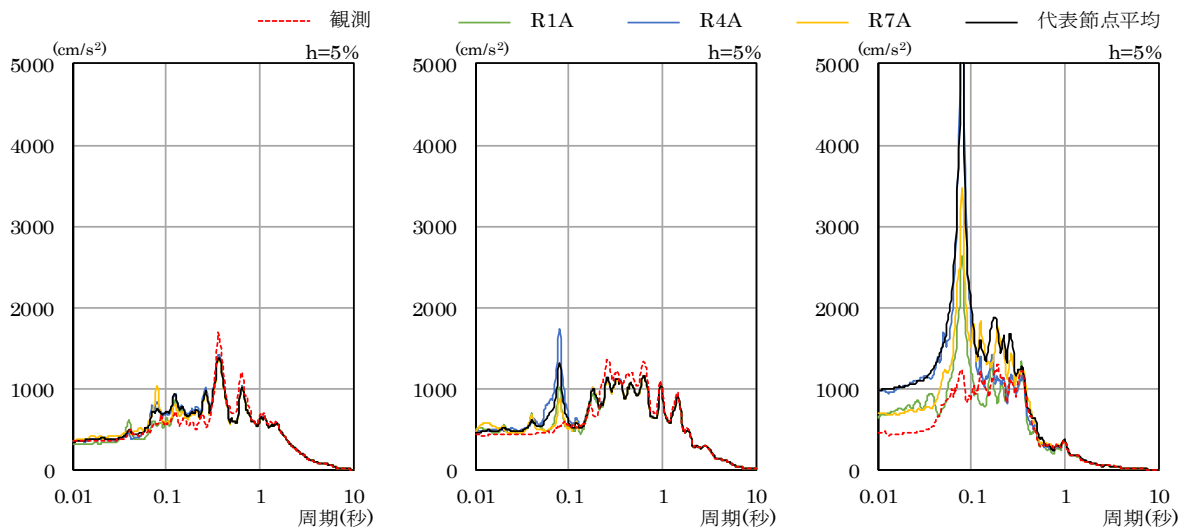


(a) NS 方向

(b) EW 方向

(c) UD 方向

(1) 側面剥離・滑り+RC 非線形考慮 (100Hz ローパスフィルター適用)



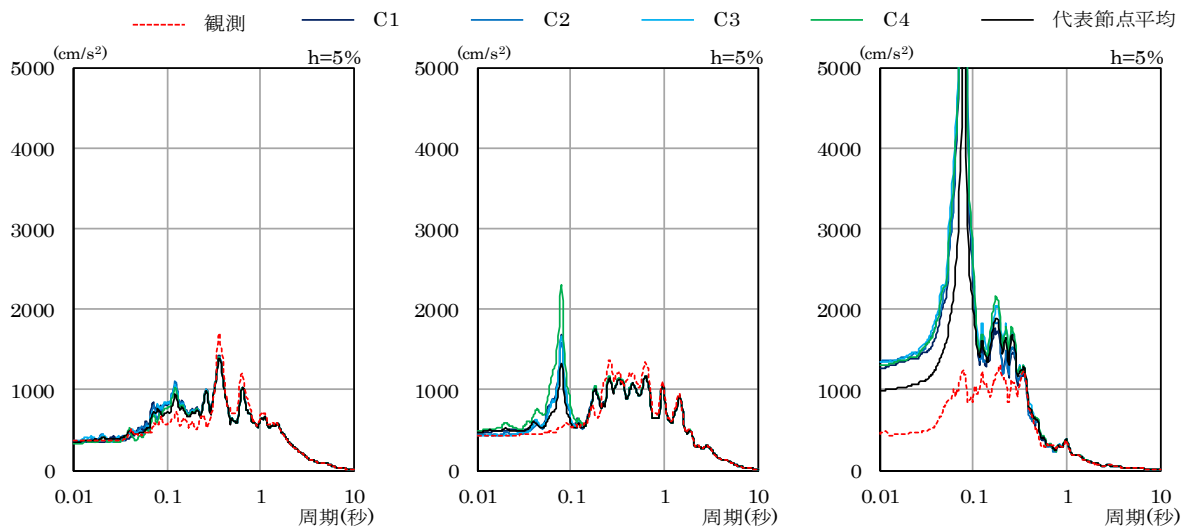
(a) NS 方向

(b) EW 方向

(c) UD 方向

(2) 側面剥離・滑り・浮上り+RC 非線形考慮 (100Hz ローパスフィルター適用)

図 3.2.3-101 RA 通り 床応答スペクトル $h = 5\%$: 3F (標高. +23.5 m)

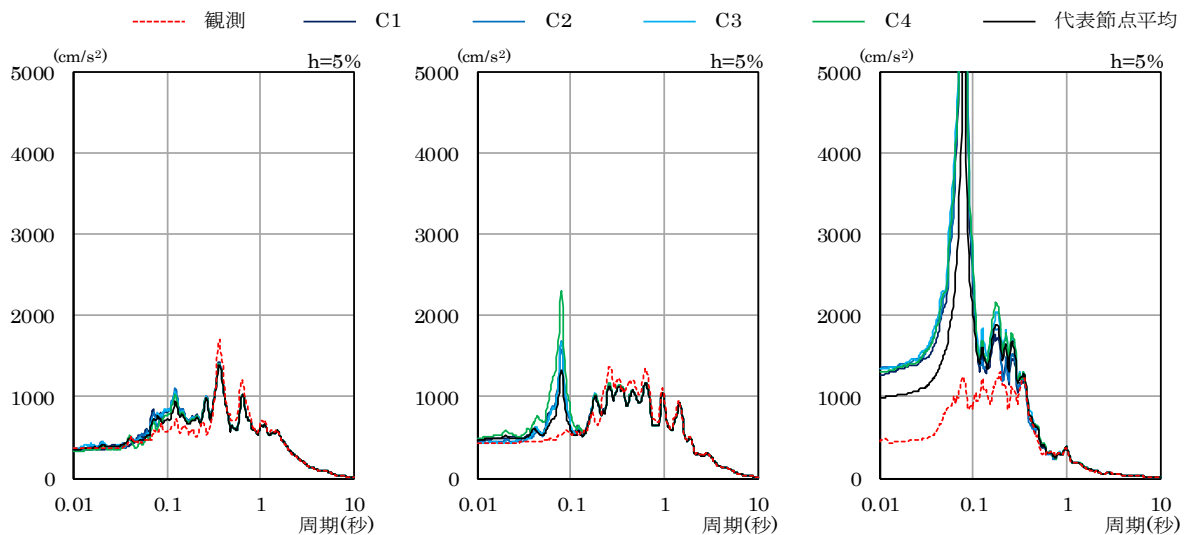


(a) NS 方向

(b) EW 方向

(c) UD 方向

(1) 側面剥離・滑り+RC 非線形考慮 (100Hz ローパスフィルター適用)



(a) NS 方向

(b) EW 方向

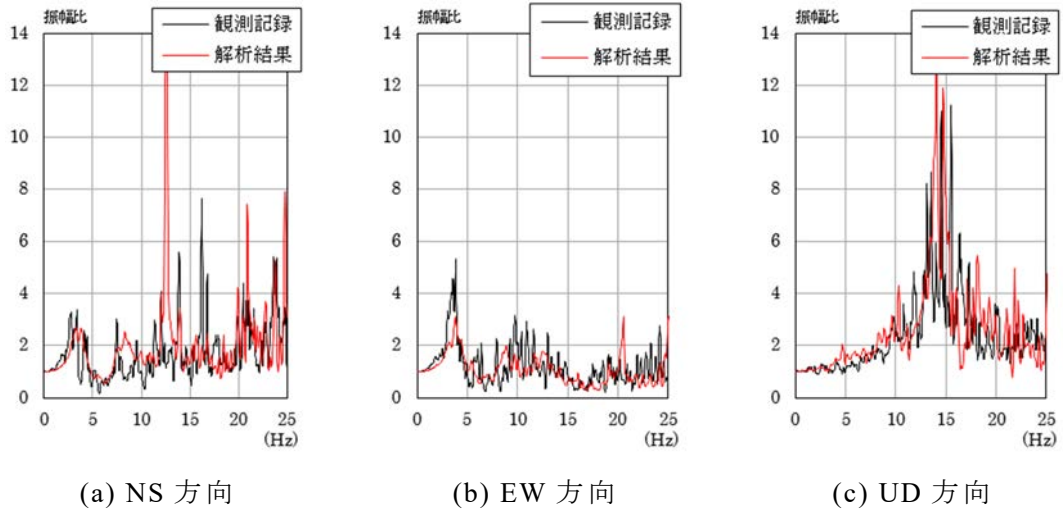
(c) UD 方向

(2) 側面剥離・滑り・浮上り+RC 非線形考慮 (100Hz ローパスフィルター適用)

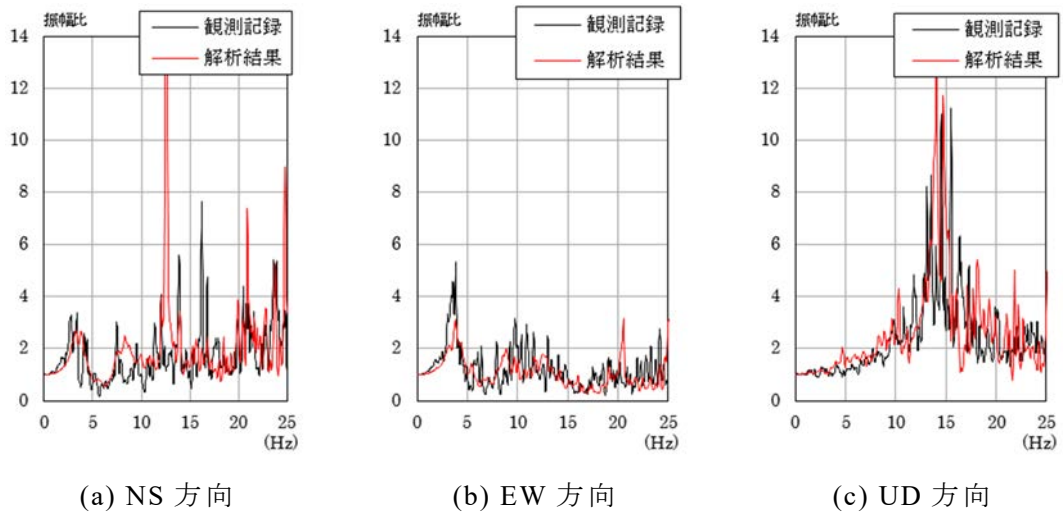
図 3.2.3-102 建屋中央部 床応答スペクトル $h = 5\% : 3F$ (標高. +23.5 m)

(d) 伝達関数

伝達関数の比較図を図 3.2.3-103 に示す。浮上りの考慮の有無によらず、伝達関数の結果は概ね一致している。



(1) 側面剥離・滑り + RC 非線形考慮



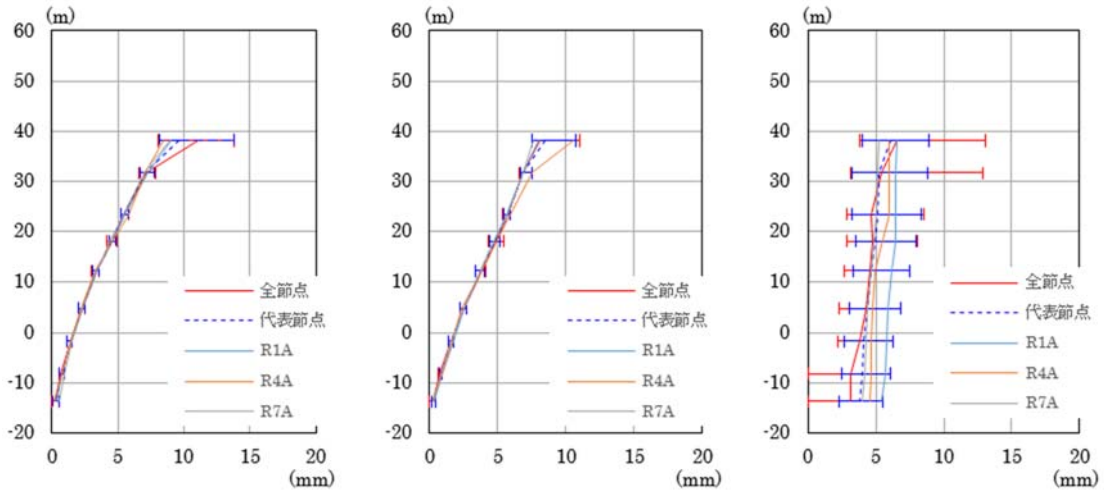
(2) 側面剥離・滑り・浮上り + RC 非線形考慮

図 3.2.3-103 基礎上の観測点に対する 3F の観測点の伝達関数

(e) 最大応答変位

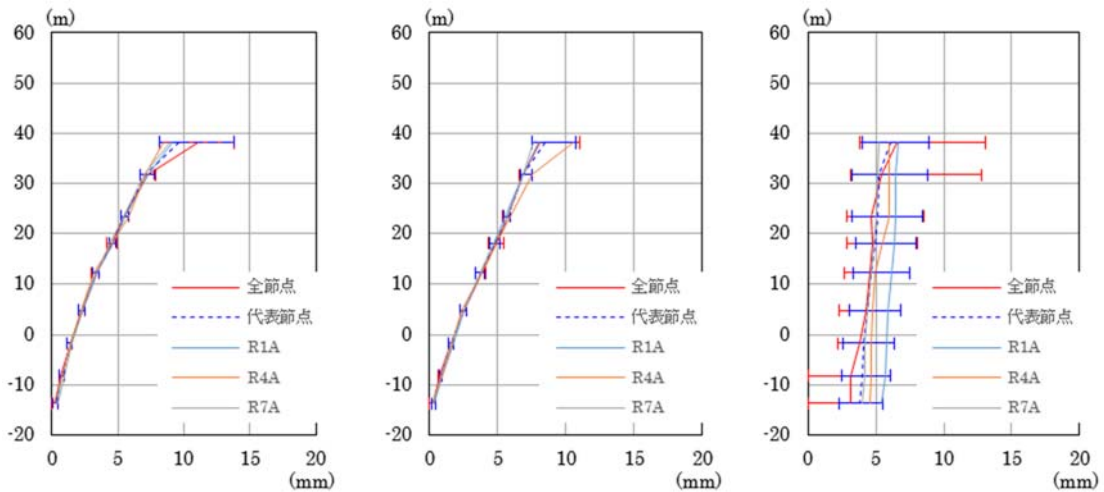
a) 高さ方向分布図

最大応答変位の高さ方向分布図を図 3.2.3-104 に示す。側面剥離・滑り+RC 非線形考慮の結果と比較し、ほぼ同様な結果となり、浮上りの影響はみられなかった。



(a) NS 方向 (RA 通り) (b) EW 方向 (RA 通り) (c) UD 方向 (RA 通り)

(1) 側面剥離・滑り+RC 非線形考慮



(a) NS 方向 (RA 通り) (b) EW 方向 (RA 通り) (c) UD 方向 (RA 通り)

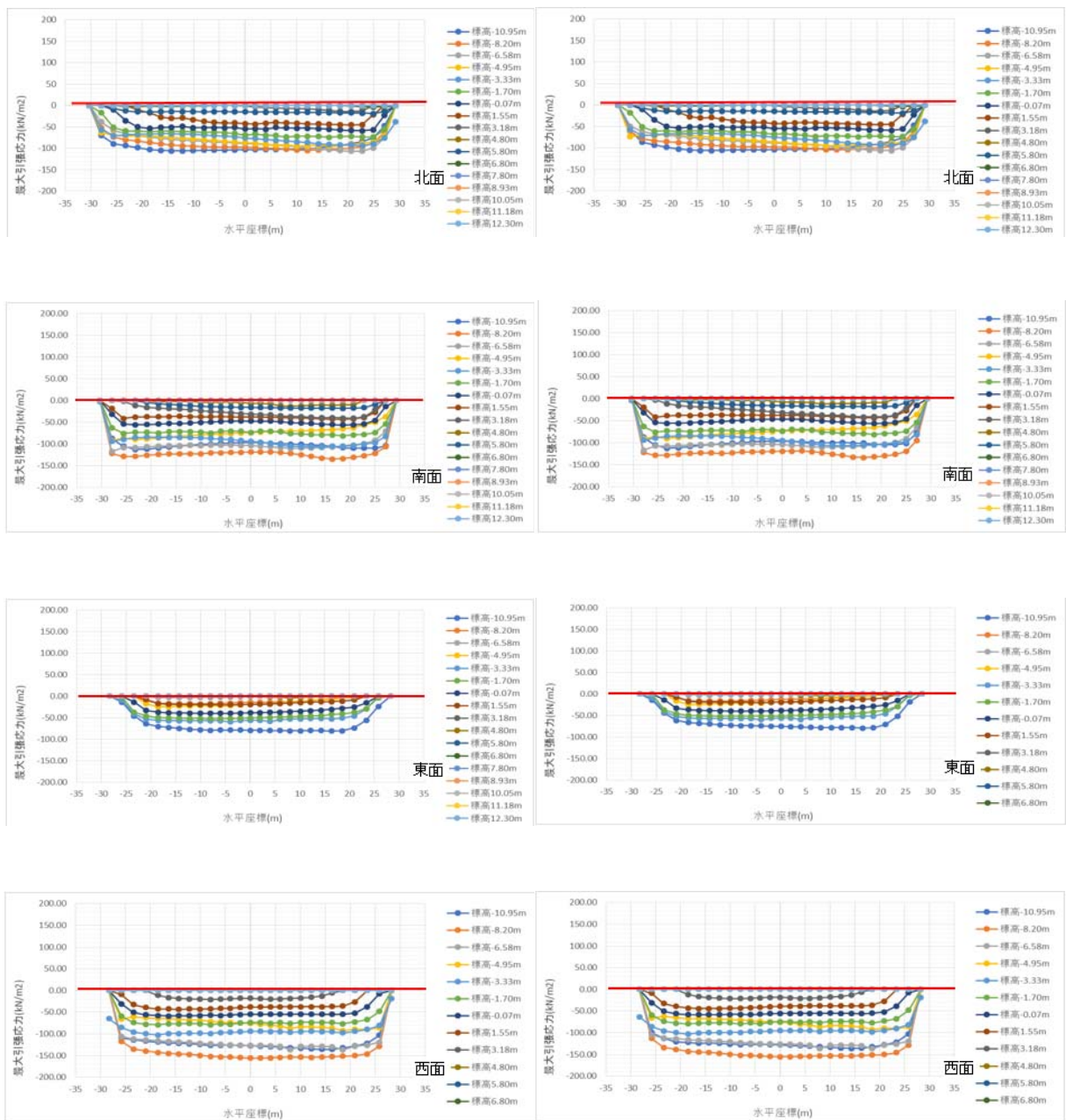
(2) 側面剥離・滑り・浮上り+RC 非線形考慮

図 3.2.3-104 最大応答変位分布

(f) 建屋地下側面と地盤の剥離とすべり

側面剥離・滑り・浮上り+RC 非線形考慮の建屋地下側面の軸方向応力分布結果によると、標高 6.8 m より上の標高において最大引張応力がほぼ 0 となっており、剥離が発生していると考えられ、側面剥離・滑り+RC 非線形考慮の結果とほぼ一致した。

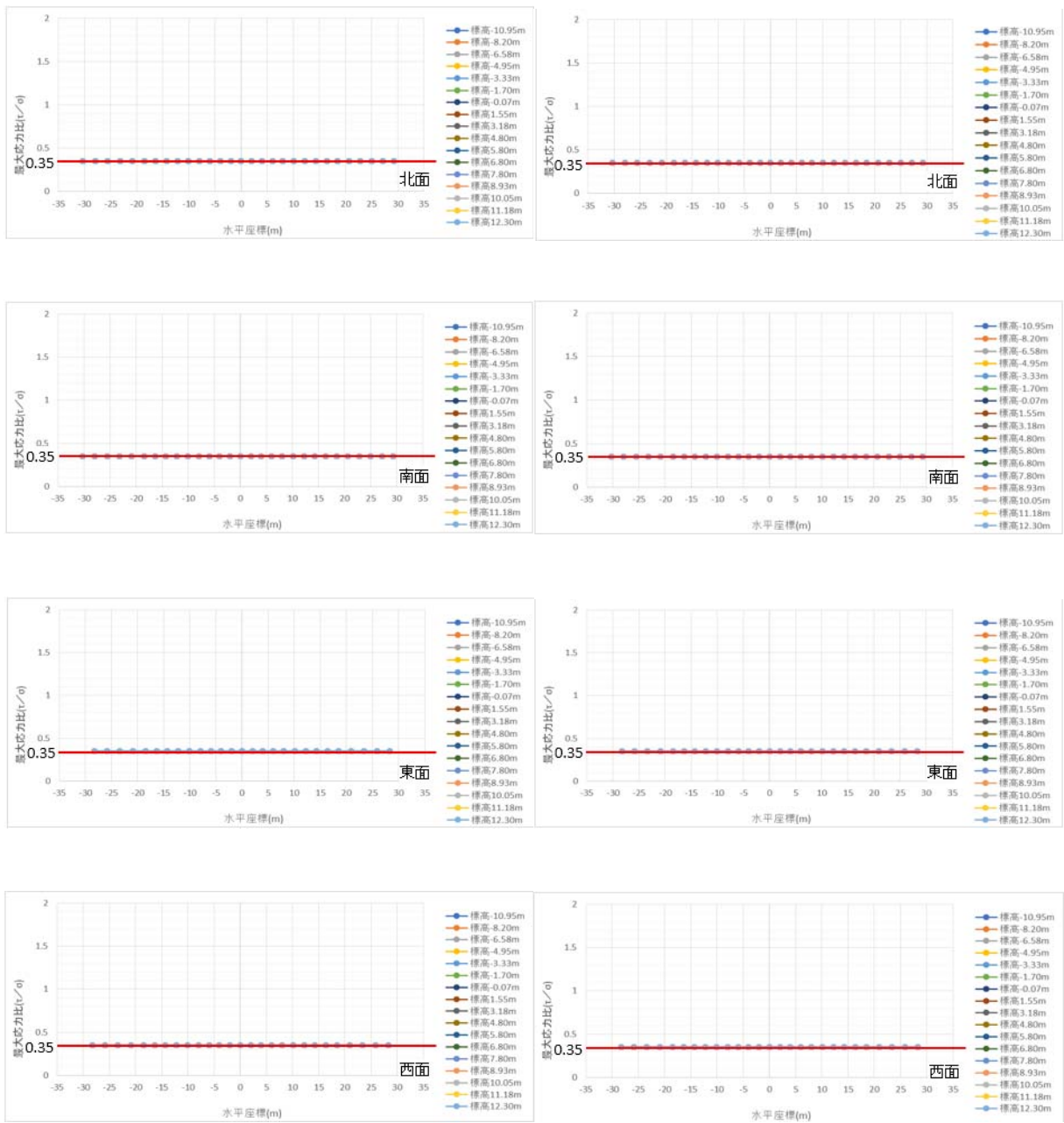
側面剥離・滑り・浮上り+RC 非線形考慮の鉛直せん断最大応力比の結果については、すべての標高において最大応力比が 0.35 となっており、すべりが発生することが分かり、側面剥離・滑り+RC 非線形考慮の結果とほぼ一致した。浮上り考慮による影響はみられなかった。



(1) 側面剥離・滑り+RC 非線形考慮

(2) 側面剥離・滑り・浮上り+RC 非線形考慮

図 3.2.3-105 側面の軸方向の最大引張応力分布 (上から順に北面、南面、東面、西面)



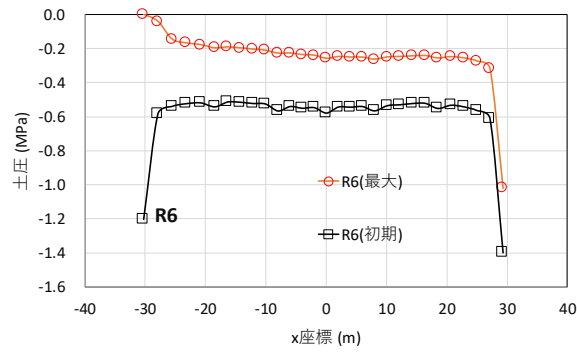
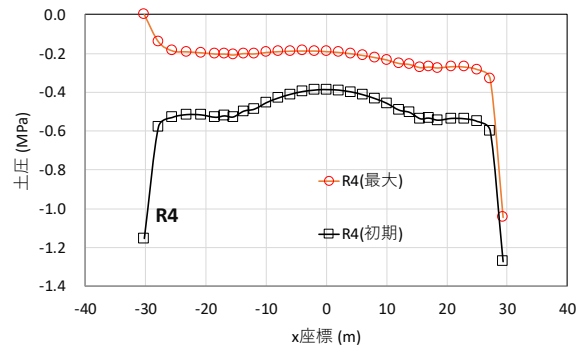
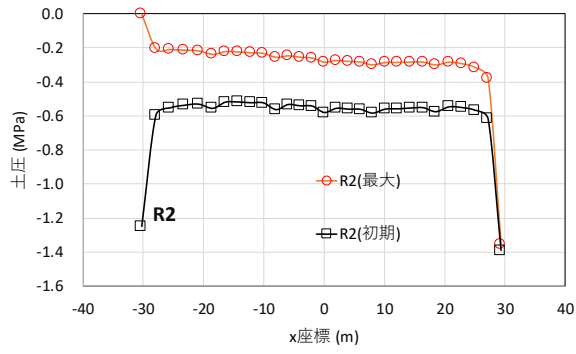
(1) 側面剥離・滑り+RC 非線形考慮

(2) 側面剥離・滑り・浮上り+RC 非線形考慮

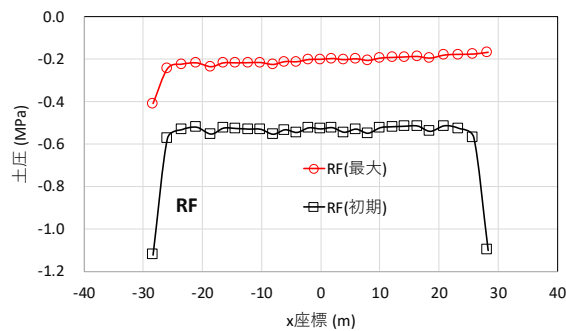
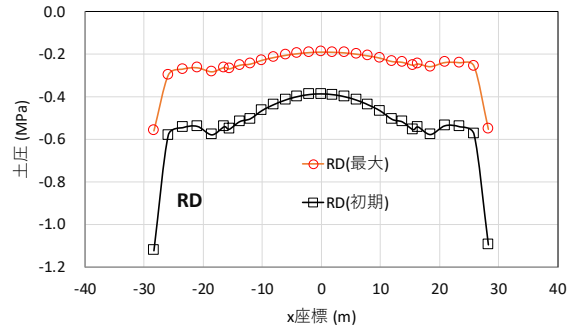
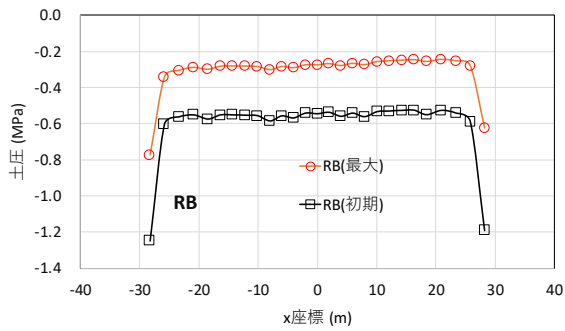
図 3.2.3-106 側面の鉛直せん断の最大応力比分布 (上から順に北面、南面、東面、西面)

(g) 基礎底面の応力分布

反力（ジョイント要素の軸力）が引張側に最大となる時刻の基礎底面の軸応力分布図を図 3.2.3-107 に示す。東西分布として R2、R4、R6 通りの結果を、南北分布として RB、RD、RF 通りの結果を示している。応力が集中する端部以外は剥離していないことが確認でき、浮上りなしと考えられる。



(1)東西分布



(2)南北分布

図 3.2.3-107 基礎底面の応力分布 (6.7 秒付近)

(h) 接地率波形及び最小接地率コンター図

接地率波形を図 3.2.3-108 に、最小接地率時の接地率コンター図を図 3.2.3-109 に示す。浮上りはほとんどないことを確認できる。

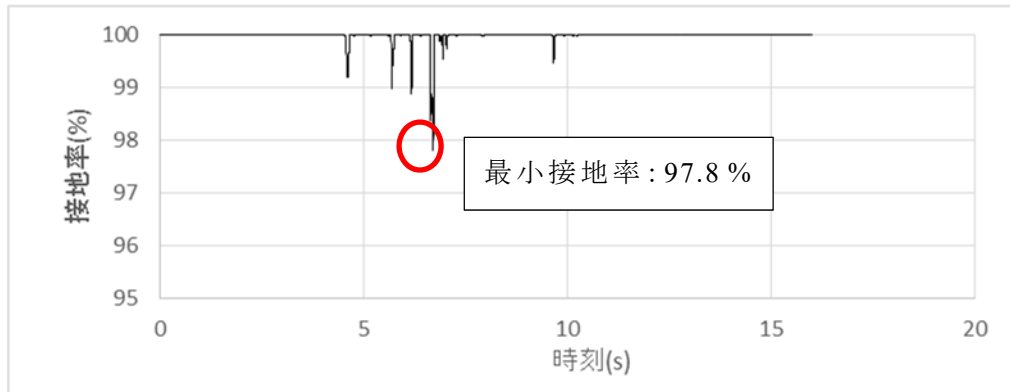


図 3.2.3-108 接地率波形

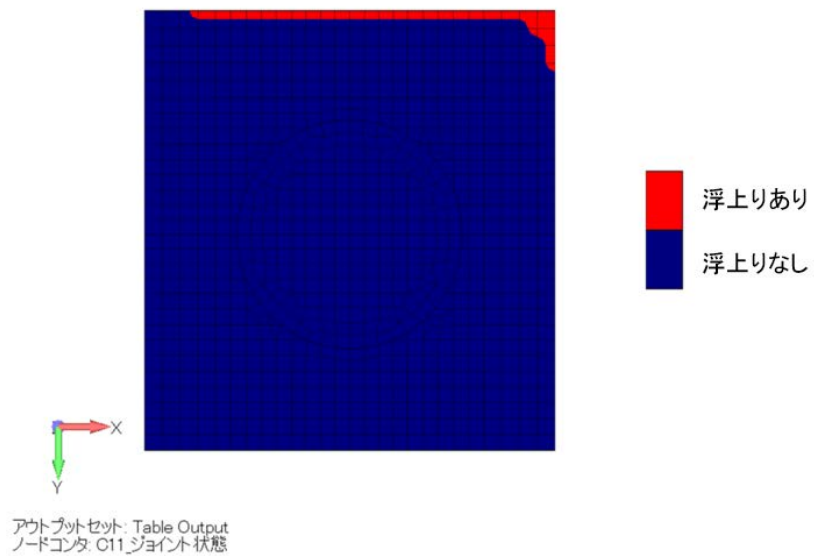


図 3.2.3-109 最小接地率コンター図 (6.700 秒)

3.2.4 原子炉建屋三次元詳細モデル構築手法に係る標準案の見直し

3.2.3 の再現解析を通して得られた側面剥離・滑りや RC 非線形を考慮した地震応答解析への影響に関する知見等を踏まえ、原子炉建屋三次元詳細モデルの構築手法に係る標準案の見直しを行った。以下に見直した標準案を示す。本標準案に用いられる用語は、標準案の中で用語として定義するものとする。

(1) 本標準の位置づけ

1) 背景及び目的

原子力発電所における建物・構築物の地震応答解析においては、従来より質点系モデルが用いられてきたが、近年の大地震の観測記録の分析や解析技術の発展により、立体的な建物を3次元的にモデル化し、建物変形の3次元挙動、建物材料の非線形性、建物及び地盤間の非線形性等を考慮した有限要素法による地震応答解析が実施されるようになってきた。

また、2003年のIAEA Safety Guide on Seismic Design and Qualification for Nuclear Power Plants⁸では、質点系モデルは、より詳細なモデルの精度の確認のためのみに用いられるべきであるとしている。

より詳細な3次元モデルによる有限要素法解析（以下、3次元FEM解析）は、従来よりも複雑で高度な技術が用いられ、原子力分野以外でも構造物のモデル化、材料物性の非線形特性の信頼性を確保するためのガイド策定、技術認定などがなされるようになってきた。これらの例としては、土木学会のコンクリート示方書、計算工学会、原子力学会のVerification and Validationにかかわるガイド、機械学会の技術者認定、土木学会の数値解析に関する技術認定などがある。

原子力分野においては、IAEAにより平成19年（2007年）新潟県中越沖地震における質点系モデル、3次元有限要素モデル（以下、3次元FEMモデル）による観測記録の再現解析がKARISMAベンチマークプロジェクトとして実施され、複数の解析者の解析結果が報告された。図3.2.4-1に解析に用いられた3次元FEMモデル図と地震観測位置の応答スペクトルの例を示す⁵。太い赤線が観測記録である。解析結果にはかなりのばらつきがあることが判明した。こうした背景から、解析手法の標準化による解析結果の信頼性の確保が急務となっている⁹。

本標準は、原子炉建屋を対象とした地震応答解析に用いられる3次元FEMモデルの作成及び解析にあたって必要となる一般的・基本的な手法や考え方をまとめたものである。これにより原子炉建屋の3次元FEMによる地震応答解析結果の信頼性の確保に資するものである。

⁸ IAEA Safety Guide: “Seismic Design and Qualification for Nuclear Power Plants”, No. NS-G-1.6,(2003)

⁹ 日本計算工学会： “工学シミュレーションの品質マネジメント”，(2017).

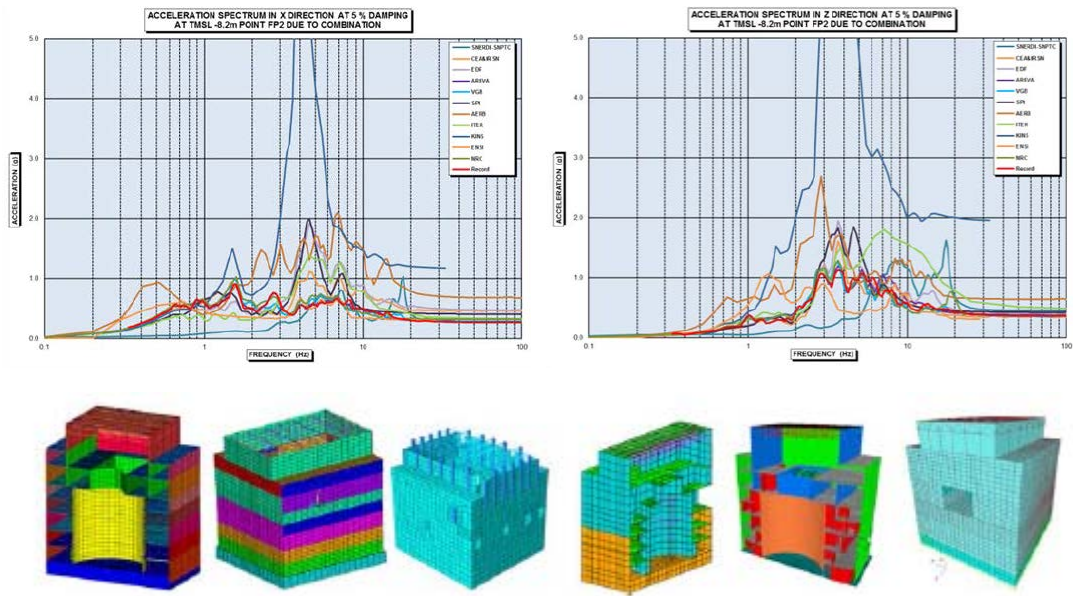


図 3.2.4-1 KARISMA ベンチマークプロジェクトにおける 3次元 FEM 解析例
 (IAEA-TECDOC-1722⁵より引用)

2) 3次元 FEM 解析の適用ガイドの動向

以下に3次元 FEM 解析に関する解析方法、解析の妥当性、信頼性確保に関連する主な機関のガイドラインや規準等を示す。

(a) International Atomic Energy Agency (IAEA)

原子力発電プラントのモデル化には質点系モデルから3次元 FEM モデルまでがあるとし、それらの中から、手法による違いが解析結果及ぼす影響を最小限にするように選択している。さらに、地盤建物連成問題においては、質点系モデルはより詳細な解析法による結果の確認のみに用いるものとしている⁸。

(b) American Society of Civil Engineering (ASCE)

様々な3次元の応答について検討することを求めている。特に地盤建物連成振動に関連しては、3次元解析を求めている¹⁰。3次元 FEM 解析について、有限要素メッシュのサイズなどが詳細に示されている。

(c) Nuclear Regulatory Commission in US (US NRC)

構造モデルは、質点系モデルまたは FEM モデルとするとしている¹⁹。

(d) 日本原子力学会

2007年新潟県中越沖地震を踏まえ、日本地震工学会と連携し「地震安全に関するロードマップ」を策定した。また、2011年東北太平洋沖地震の福島第一原子力発電所事故を踏まえ、「軽水炉安全技術・人材ロードマップ」を2013年度にとりまとめ、2017年に改訂している。これらのロードマップにおいて、建物・構築物の地震応答解析法のモデル化や FEM に基づく応答解析と評価体系化の必要性が指摘されている。

さらに、日本原子力学会標準「原子力発電所に対する地震を起因とした確率論的リスク評価に関する実施基準：2015」では、耐震裕度における連動型巨大地震の発生に対する対応を補強している。

また、「シミュレーションの信頼性確保に関するガイドライン：2015」では、標準委員会基盤・応用技術専門部会におけるシミュレーションの信頼性分科会、同専門部会の審議を経て、原子力にかかわるシミュレーションの信頼性確保のための幅広い技術分野に共通する考え方を示している。

(e) 日本建築学会

原子力発電施設について「原子力施設鉄筋コンクリート構造計算規準 同解説」³⁰、大

¹⁰ American Society of Civil Engineering: “Seismic Analysis of Safety-Related Nuclear Structures”, ASCE/SEI 4-16, (2017)

空間構造について「空間構造の数値解析ガイドブック」¹¹には、空間構造を構造設計する際に用いられる数値解析について、対象となる問題とその解析の基礎理論、モデル化や解析手法の選択の基準となる事項を詳細にまとめられ、3次元 FEM モデル解析における留意点が示されている。

(f) 日本機械学会

発電用原子力設備規格のひとつである日本機械学会の「事例規格 弾塑性有限要素解析に基づく耐震 S クラス配管系の耐震性評価に関する代替規定 (SEGP)」¹²では 3次元 FEM 解析を前提としている。

また、解析技術者の技術レベルを確保するために「計算力学技術者資格認定」(日本機械学会)を実施している。

(g) 土木学会

鉄筋コンクリート構造の 3次元 FEM による非線形解析法について土木学会の「コンクリート標準示方書 (2017)」¹³に詳細に記述するとともに、技術評価制度による数値解析認証を実施している。

また、屋外重要構造物や地中構造物等について、土木学会の「原子力発電所屋外重要土木構造物の耐震性能照査指針・マニュアル・照査例・技術資料 (2018)」がまとめられ、原子力発電所屋外重要土木構造物である鉄筋コンクリート製構造物の耐震性能照査手法を高度化するとともに体系化を図っている。

(h) 日本計算工学会

3次元 FEM 解析を含む数値解析法の工学分野への適応における Verification and Validation(以下、V&V)の指針である日本計算工学会の「工学シミュレーションの品質マネジメント」⁹が作成され、解析プロセス管理方法と共に、重要な解析を行う解析者の技量を定めている。

¹¹ 日本建築学会：“空間構造の数値解析ガイドブック”，(2017).

¹² 日本機械学会：“事例規格 弾塑性有限要素解析に基づく耐震 S クラス配管系の耐震性評価に関する代替規定”，(2019).

¹³ 土木学会：“コンクリート標準示方書 [設計編]”，(2017).

3) 本標準の基本方針

本標準の基本方針を以下に記す。

- (a) 本標準では、原子炉建屋を対象とした地震応答解析に用いられる 3 次元 FEM モデルを作成するにあたって必要となる一般的・基本的な手法や考え方をまとめる。基本的な要求事項を本文に、対応するモデル構築手法の考え方や技術的根拠等を解説に記載する。
- (b) 本標準の対象は、BWR 型及び PWR 型双方の原子炉建屋とし、フラジリティ評価等において用いられる原子炉建屋 3 次元 FEM モデルの作成に適用するものとする。
- (c) 代表的事例として適切と考えられる公開データをもとに、本標準の附属書に解析事例を示す。

(2) 標準

1) 一般事項

(a) はじめに

本標準は 3 次元 FEM モデルによる原子炉建屋の地震応答解析において、標準的なモデル作成方法、計算手法の選択基準となる事項をまとめたものである。

【解説】

本標準は、原子炉建屋の 3 次元 FEM を用いた地震応答解析について、一定の技量ある解析者が同一レベルの精度の解を得られるように標準的な解析手法の概要及びその留意点をまとめたものである。

なお、原子炉建屋の 3 次元 FEM モデルによる解析では、数値計算上規模やモデル化の詳細度が大きくなり、原子炉建屋及び周辺地盤等の解析範囲などモデル化方法に加え、計算方法も解の精度に大きく影響する。したがって本標準では、これらについて記述した。

(b) 本標準の構成

本標準は図 3.2.4-2 に示す解析フローに従い、それぞれの段階における標準的な解析手法の進め方を示す。

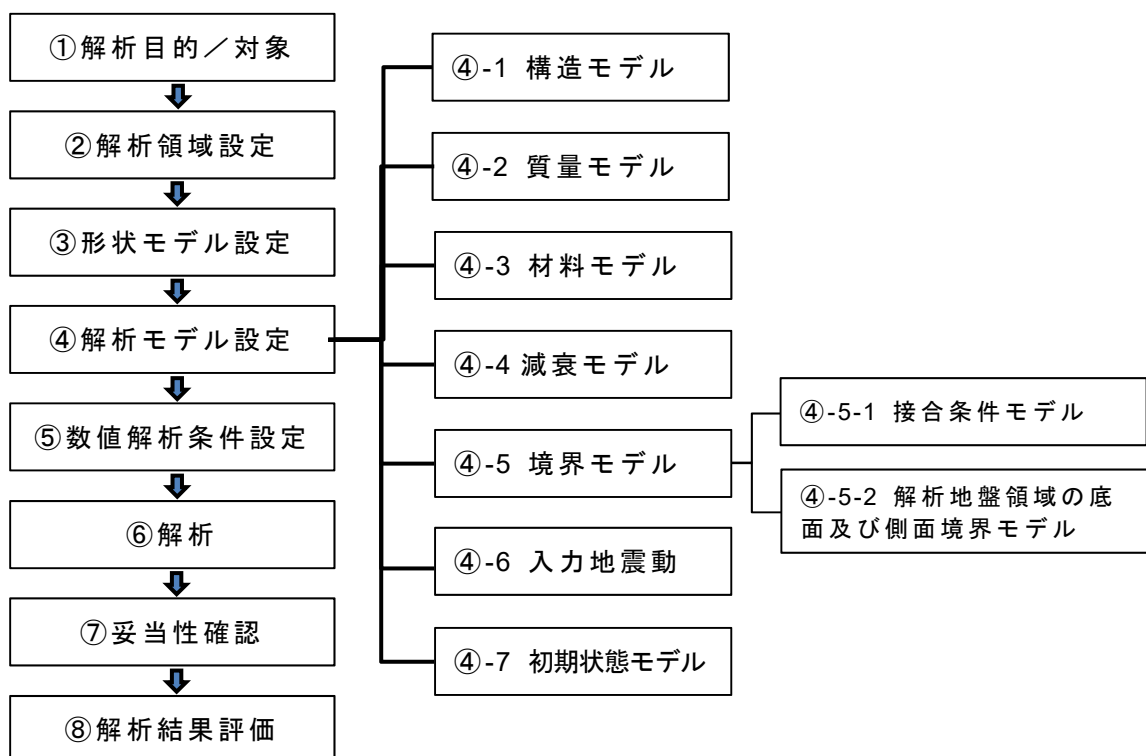


図 3.2.4-2 解析フロー

(c) 適用範囲

本標準は原子炉建屋の3次元FEMモデル解析による耐震安全性評価、実験及び地震観測記録の再現解析等における地震時応答解析を対象とする。

【解説】

本標準で想定する主な解析対象は原子炉建屋で、骨組み構造、壁構造、ドーム構造等からなる構造に遮蔽壁や大型機器を有する構造物である。また、解析の適用範囲としては、建物の耐震安全性評価、間接支持構造物の保持に関する評価、実験及び地震観測の再現解析、建物全体／局所の地震応答予測等を想定している。また、地震PRA適用における建屋・構造物・機器のフラジリティ評価を含んでいる。

原子炉建屋の耐震評価において、地震応答解析の目的は地震力及び地震時応力算定であるが、本標準では3次元地震応答解析による変形・応力・ひずみなど詳細な応答についても考慮対象とする。

なお、本標準は外力として地震動を想定し、温度や衝撃外力等については対象外とする。また、非構造物、機器・配管、溶接、継ぎ手などの接合部等の詳細な部位についても対象外とする。

(d) 主要な用語等

本標準で用いる記号、用語を以下解説に示す。

【解説】

a) 記号

E	縦弾性係数
σ	応力
d	変位
v	速度
V_s	せん断波速度
a	加速度
ρ	単位体積質量（密度）
γ	せん断ひずみ
ε	軸ひずみ
ν	ポアソン比

b) 用語

（あ行）

アワーグラス 有限要素法において、変形しているにも関わらずひずみがゼロとなる状態（モード）のことで、物理的には発生しない数学的な安定状態。ゼロエネルギーモードともいう。低減積分を用いた要素で発生

	する。変形の様子が砂時計（アワーグラス）の形をしていることからアワーグラスモードと言われている。
圧力球根	地盤に発生する応力の等しい点を結んでできる曲線。
一次元波動論	鉛直方向に限定した波動理論。これによる解析ソフト SHAK ^{4 2} がよく知られる。
応答	外力に対して得られる解析結果の加速度、速度、変位、応力（応力度）、ひずみ等。
応答スペクトル	複数の固有振動数の 1 質点モデルに対して求めた最大応答値のシリーズ。
応力	単位面積当たりの力。本標準では応力度と同じ意味で用いる。
応力－ひずみ関係	弾性ではフックの法則で線形関係であるが、弾塑性では非線形となる。

（か行）

解析モデル芯	本標準では、梁理論で梁を線とみなして解析する場合の線の位置を、板要素では中立面をさす。
解析モデル	本標準では、有限要素解析において、形状モデル、構造モデル（メッシュモデル）、構成則、外力を含む境界条件等全体をさす。
解析対象物	地震応答解析により応答を求め、その応答値を検討する構造物をさす。
確率論的リスク評価	起こりうる事故等の望ましくない事象の発生確率とその事象による被害の大きさに関する定量的評価。
機器・配管系	原子炉施設のうち、容器、配管ポンプ、電気計装機器等、及びそれらの支持構造物の総称。
基礎浮上り	地震等により建物基礎底面が地盤の接触面と離れ浮上ること。
形状モデル	線形状、面形状、立体形状のパーツで構成される形状データ（ジオメトリデータともいう）。
構成則	応力とひずみの関係式。構成則、構成モデルも同じ意味で用いられる。
構造モデル	有限要素メッシュに質量、材料、境界条件、減衰、入力地震動、初期状態を設定したモデル（有限要素モデルと同じ）

（さ行）

3次元 FEM モデル	有限要素法による 3次元モデル。
3次元 FEM 解析	有限要素法による 3次元モデルを用いた解析。
3次元 CAD ソフト	建物の立体モデルを作成に用いられる CAD ソフトを指す。BIM ソフトを兼ねるものが多い。

線形状要素	形状モデルの要素で、線で表されるもの。
線形解析	変位と力の関係が比例とする解析。ここでは、材料を弾性、側面剥離・滑りなし、浮き上がりなしの条件の解析を指す。
シェル要素	曲面の面内変形、面外曲げ変形を表すことのできる有限要素。似たものに板要素があるが、板要素では面外曲げ変形を正確に評価できない。
時刻歴応答解析	時刻歴波形を入力として時々刻々の応答を求める応答解析。
地震応答解析	地震動に対する時刻歴応答解析。
地震力	地震動により、物体に作用する慣性力。耐震設計において、建物に作用させる慣性力をいう。動的地震力と静的地震力がある。
集中質量行列	対角項のみが値をもつ質量行列を指す。複数の設定方法がある。有限要素が1次要素の場合は節点の支配体積より求める方法のほか、整合質量行列を対角化して求める方法などがある。ランプトマス(lamped mass)行列ともよばれる。
重力加速度	SI規格の 9.80665m/s^2 。
ジョイント要素	2つの材料性状の異なる物体の接触／剥離・活動をモデル化する有限要素で、岩盤の摂理挙動の解析に Goodman らが用いたのが初めて、本標準では建物地下壁と地盤間の挙動をモデル化した有限要素を指す。
審査ガイド	原子力規制委員会が定めた「耐震設計に係る工認審査ガイド（平成25年）」 ¹⁵ を指す。
滑り	本標準では、建物と地盤の接触面の滑りを言い、建物側面と底面の滑りがある。
静的解析	時間に依存しない荷重又は変位に対する構造物の変位、変形、応力、ひずみ等を求める解析。
整合質量行列	有限要素法における質量行列の一つで、行列の非対角項にも値がある。集中質量行列と組み合わせて用いられることもある。コンシステントマス(consistent mass)行列ともよばれる。
性能照査	構造物が要求性能を満たしているかを基準になるデータや書類と比較して判定する行為。
ソリッド要素	有限要素法の個体要素。
ソリッド形状	3次元 CAD で作成する立体形状データ。
(た行)	
建物	建屋と同義。本標準では「原子炉建屋」以外では、建物を用いる。
耐震壁、耐力壁	地震力を負担する壁。日本建築学会の「鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説」 ³⁰ では耐震壁、建築基準法では耐力壁が使われて

	いる。
建物・構築物	原子炉施設のうち原子炉建屋などの建物及び排気塔などの構築物の総称。
建物損傷	構造部材の損傷。本標準では、鉄筋コンクリートのひび割れ、鉄骨の座屈等。
動的解析	運動方程式を解くことにより構造物の応答の変化を求める解析。本標準では地震応答解析と同じ意味で用いる。
等価線形解析	非線形問題を有効ひずみに対する割線剛性（等価剛性）を用いた線形解析により行う解析。
透過振動数	建物・構築物及び地盤建物連成地震応答解析において考慮する最大振動数。
動的変形特性	土のせん断に対して割線剛性とひずみの関係、減衰と歪の関係の関係。動的変形試験による。
（な行）	
二次部材	小梁、間柱等、主体構造の部材に対して、二次的な部材。通常は耐震部材とはみなされない。
（は行）	
剥離	建物地下外壁表面と地盤の間が剥離すること。
梁要素	張力、圧縮、ねじり、曲げの自由度を持つ最も汎用性の高い線要素。
非構造部材	間仕切り、天井等の構造上の耐力を期待しない部材。
非線形	材料非線形（弾塑性）及び幾何学的非線形（構造の寸法に比べて変形が大きい場合の定式化）を包括した用語。
非線形解析	材料の弾塑性挙動、側面の剥離・滑り、基礎底面の浮上りを考慮した解析をさす。
ピアチェック	本案では、専門家による第三者チェックを指す。主旨的には、建築基準法の構造計算適法性判定と同じである。
付着力	建物基礎底面と支持地盤間の引張強度をいう。
フラジリティ評価	建屋・機器の現実的耐力及び現実的応答を用いて、確率論的にそれらの条件付き損傷確率を求めること。
補助壁	耐震壁以外で、地震応答解析で考慮される厚さ 20 cm から 30 cm 程度以上の壁。
棒要素	張力、圧縮、ねじりの自由度を持つ線要素。
（ま行）	
メッシュモデル	本標準では、有限要素法の要素で構成されたモデルを指す。

モデル化因子	3次元 FEM 解析のモデル化において、解析結果に影響を及ぼす因子。解析法、解析条件、構成則等を含む。
面形状要素	形状モデルの要素で、面であらわされるもの。
(や行)	
有限要素モデル	構造モデルと同じ。有限要素メッシュに質量、材料、境界条件、減衰、入力地震動、初期状態を設定したモデル。
有効ひずみ	等価線形解析において、主要な振動の実効な応答を得るための等価剛性を設定するためのひずみで、最大ひずみを係数倍した値。係数には 0.6~0.7 が用いられる。
誘発上下動	建物の水平応答が大きくなり、浮上りが生じた時に、誘発される建物の上下応答。
床応答スペクトル	地震動に対する床位置の応答スペクトルで、床位置に設置される機器の設計等に用いられる。Floor response spectrum(FRS)や、In-structure response spectrum (ISRS)とも称される。
要素積分点	ガウス点とも称される。有限要素内における剛性行列、応力、ひずみの評価点。
(ら行)	
立体形状要素	形状モデルの要素で、直方体、円筒、円錐等立体的な形状の要素。
c) 略語	
BIM	Building Information Modeling
CAD	Computer Aided Design
FEM	Finite Element Method (有限要素法)
FRS	Floor Response Spectrum (床応答スペクトル)
JEAG	Japam Electric Association Guide (電気技術指針)
KARISMA	Kashiwazaki-Kariwa Research Initiative for Seismic Margin Assessment
NAFEMS	National Agency for Finite Element Methods and Standards. The International Association for the Engineering Modelling, Analysis and Simulation Community (工学設計・解析のための国際アソシエーション)
PRA	Probabilistic Risk Assessment (確率論的リスク評価)
SSI	Soil Structure Interaction (地盤建物相互作用)
V&V	Verification and Validation (検証と妥当性確認)

2) 解析の目的及び対象

(a) はじめに

3次元 FEM モデルによる原子炉建屋の応答解析にあたっては、はじめに解析目的と解析対象を明らかにし、解析方法等を選択する。

【解説】

原子炉建屋の3次元 FEM モデルによる地震応答解析においては、解析対象を的確に決める必要がある。このために、解析作業のはじめに、解析目的を明らかにし、その目的に応じて、解析対象及びその範囲を設定する。

なお、本標準の基本的考え方は、原子炉建屋以外の原子力発電所の建物の応答解析を行う際にも準用することができる。

(b) 解析目的

3次元 FEM モデルによる地震応答解析の目的及びその対象を明らかにする。

【解説】

地震時応答解析目的には、地震による建物の損傷、材料非線形挙動、埋込み効果、建物部材の局所破壊などの把握等がある。具体的には、次のような解析目的及び解析対象が考えられる。

- ① 耐震設計において設計地震動に対する原子炉建屋の動的地震力の算定
- ② 耐震安全性における原子炉建屋の構造部材の性能照査
- ③ 配管・機器系への入力地震動算定
- ④ 原子炉建屋、地盤などの観測記録の再現解析
- ⑤ 建物に関する模型実験の事前解析及び再現解析
- ⑥ 原子炉建屋構造部材損傷のフラジリティ評価
- ⑦ 配管・機器損傷のフラジリティ評価のための建物応答

解析目的・解析対象に応じて、適切な解析手法、解析条件、解析結果の評価方法等に関して適切な解析計画を作成する。また、計画立案にあたっては、解析モデルの規模、計算時間、解析能力等の考慮も必要である。作成された解析モデルが解析目的に適合しているかを、解析の計画者、実施者及びレビュー者らによって確認する必要がある。

(c) 解析方法

解析目的に応じて、適切な解析方法を選択する。選択した解析手法については、類似解析や実験・地震観測の再現解析等で妥当性が示されていることとする。

【解説】

地震応答解析手法には、時間積分、有限要素、構成則など多岐にわたる数値解析手法がある。それらを適切に組み合わせた解析手法及び利用の妥当性が示された解析ソフトを選択して用いる。その他の解析手法や解析ソフトを選択する場合には、それらの妥当性を示した解析と類似問題の比較や、実験・観測記録の再現解析により、有効性を示すものとする。

なお、解析ソフトの妥当性を示す方法として、実験や地震観測の再現解析のほかに、学会や NAFEMS¹⁴などの信頼のおける機関が提供しているベンチマーク問題の解析によることも考えられる。

地震応答解析における時間積分法には、直接時間積分法と周波数応答解析法があり、質点系のモデルの弾性解析では、履歴減衰（複素減衰）による計算が可能な周波数応答解析法が用いられることも多かったが、履歴を追った弾塑性解析ができない等の問題点がある。

有限要素については、耐震壁を板要素またはソリッド要素でモデル化するという選択があり、その板要素またはソリッド要素として、複数ある有限要素から適切なものを選択する。

材料の非線形性を考慮が必要な場合には、材料ごとに適切な構成則を選択し、信頼性のある解析ソフトを選択する。これに関して、日本機械学会は発電用原子力設備規格のひとつである事例規格「弾塑性有限要素解析に基づく耐震 S クラス配管系の耐震性評価に関する代替規定 (SEGP)」¹²においては、解析手法と解析ソフトを定めている。解析手法は解析のモデル化方法を指している。解析ソフトは、ABAQUS, ANSYS, FINAS, FINAS/STAR, MSC MARC をバージョンも含めて指定している。また SEGP に示されたベンチマーク解析を行うことにより、他の解析ソフトの利用も可能としている。

本標準では FINAS/STAR, FINAL による解析事例を示すが、その解析ソフトの妥当性を示すものではなく、確認方法のガイドを示すものである。

KARISMA ベンチマーク プロジェクトでは、NASTRAN、ABAQUS、ANSYS、SAP2000/SUPER、CAST3M、COSMOS/M が用いられた。

ASCE SEI 4-16¹⁰では、商用解析ソフトとして LS-DYNA、ABAQUS、ANSYS をライセンスソフトとして NRC ESSI Simulator、地盤の非線形解析のオープンソースソフトとして OPENSEES と MASTODON を紹介している。

(d) 使用する単位

3次元 FEM モデル解析においては、SI 単位を用いる。入力データ単位の組合せについて、その整合性を留意する必要がある。

【解説】

¹⁴ NAFEMS (The International Association for the Engineering Modelling, Analysis and Simulation Community)ホームページ: <https://www.nafems.org/>

解析モデル及び材料定数等の単位は、SI 単位とする。さらに、各入力データの単位は、その組合せの整合性に留意する。解析条件書や報告書において、材料定数等で解析データと表記単位系列が異なることがあり、このような場合に間違いが生じやすいことに留意する。

表 3.2.4-1 地震応答解析でよく用いられる SI 単位系の組合せ

	SI 基本単位 (系列 1)	SI 基本単位 (系列 2)
長さ (座標、変位)	m	m
質量	Kg	Mg (t (トン))
速度	m/s	m/s
加速度	m/s ²	m/s ²
力	N (kg・m/s ²)	kN
応力	Pa (N/m ²)	kN/m ² 、kPa
時間	s	s

注記：t (トン) は、SI 単位と共に公式に使うことができる。Mg も同様。

Gal (cm/s²) は CGS 単位系の非 SI 単位であり、公式には使われない。

材料物性表等では、上記の系列とは関係なく、材料強度では N/mm² や重量密度では kN/m³ が用いられるが、解析ソフトや単位系列によってはデータ入力時に変換が必要となる。間違いが起こりやすいため、注意が必要である。

(e) 解析計画

解析目的に応じて、解析内容の具体的な計画を作成する。

【解説】

解析にあたっては、解析手法の適用範囲の確認、解析結果の妥当性の担保について検討し解析計画を作成する。また、妥当性が不十分な場合の解析モデル等の改善方法についても計画を作成する。

解析フロー (図 3.2.4-2) に示す①から⑧について、十分な精度があり、かつ計算実施可能な解析計画を作成する。

解析計画は、解析における品質管理の重要なプロセスである。解析手法から、解析評価までについて、選択・設定の計画を立て、それに基づいて解析を実施する。

解析計画においては、解析目的や解析すべき現象に応じて適切な解析手法の選択について、支配方程式、モデル形状、有限要素、材料モデル (構成則) の選択を明らかにする。また、材料非線形を考慮する場合には適切な構成則を選択し、その妥当性を示す。

適切な解析計画書の作成は V&V (Verification and Validation) において重要な行為である。

そこでは、上記の解析の目的、解析対象、モデル化方法、解析手法等に関わる事項を文書に示し、解析の計画者、実施者、利用者、レビュアー（評価者）など全関係者がその内容を確認することが望ましい。

解析実施者は、これらの解析計画における設定根拠を解析報告書に示すものとする。

設計を目的として「安全側の判断」によるモデルの設定を行う場合は、その解析モデル設定が安全側であることの根拠を解析計画書・解析報告書に示す。

3) 解析領域

(a) はじめに

解析目的及び解析対象を考慮して、建物モデルの詳細度、解析領域を適切に設定する。

【解説】

解析対象とする構造物及びその構成部材のモデル化詳細度と、その周辺の解析領域について設定する。解析領域の選択の違いが解析結果に影響することがないように留意する。

(b) 建物モデルの詳細度

解析目的を考慮して、建物を構成する部材のモデル化範囲（建物モデルの詳細度）を適切に設定する。

【解説】

建物の構成部材のモデル化の詳細度合いについては、その構成要素である基礎・柱・床・壁及び二次部材等のうち、解析結果に影響する可能性のある範囲を適切に設定する。地震応答に影響する部材として、クレーン類、耐震要素以外の二次的な壁、小梁、小開口、屋根スラブ、遮蔽壁、耐震壁以外の壁、階段等の部材等がある。

配管・機器への床応答を求める場合は、機器類の位置を考慮する。また上下動については、床の幅（下層の壁位置に依存）、支持部材の影響を考慮してモデル化を行う。

3次元 FEM 解析では、モデル化を詳細にすればより詳細な応答性状（床変形、床や壁の面外変形、建物のねじれ、部材の応答等）を得ることができる。一方、解析には多くの資源を要するため、目的に応じて、モデル化（計算可能な解析モデルを作成すること）を工夫することが求められる。解析目的により、解析方法、解析モデルの詳細度が異なる場合もあることに留意する。

建物に対する動的地震力を求める場合は、質点系モデルや3次元解析でも主要な構造部材のみによる解析モデルも考えられるが、観測記録の再現解析や配管・機器への入力地震動の算定においては、建物内の位置による違いを考慮することが必要になり、より詳細なモデル化が求められることも考えられる。

また、建物の部材損傷を検討する場合は、損傷が予想される部位や応力が集中する部位を詳細かつ適切にモデル化する必要がある。

a) 建物部材のモデル化範囲

基本的に図面に従い構造部材をモデル化するが、構造部材のモデル化には図面通りのモデル化が難しい点があるので、（解析目的に応じた解析結果に影響のない部分の）モデル化の簡略化ルールを設定する。たとえば、床の段差、水勾配、小さな開口等解析目的に対して、影響が小さいと根拠が説明できるところについては省略するなどが考えられる。ま

た、非構造部材の階段、出窓、バルコニー、パラペット、増し打ちコンクリート等も解析結果に影響がないものとしてモデル化を省略することが多い。しかし、局所の振動を考慮する必要があるときは、無視できない可能性もある。

審査ガイド¹⁵では、建物・構築物の鉛直方向の解析モデルにおいて、鉛直方向振動に影響する部材を設定することを求めているように、3次元 FEM モデルでは、床の鉛直振動に影響する二次的な壁の影響を考慮する必要がある。必要に応じて2次壁等の詳細なモデル化を図る。

また、原子炉建屋の3次元 FEM モデルでは、地震応答解析において耐震壁以外の壁も加えたモデル化が必要になる場合もある。たとえば、平成19年新潟県中越沖地震時の柏崎・刈羽原子力発電所建物の観測記録の再現解析では、耐震壁より薄い壁を補助壁としてモデル化し、実際の剛性（実剛性）を用いて、解析結果と観測結果を比較することで応答スペクトルのより良い対応を得ている^{16, 17}。（表3-1及び図3-1参照）

表 3.2.4-2 平成19年（2007年）新潟県中越沖地震の再現解析で考慮された壁の選定条件¹⁶

耐震壁	補助壁
壁の厚さは300mm以上、かつ内法高さの1/30以上	同左
壁のせん断補強筋比は、直交する各方向に関し、それぞれ0.6%以上	壁のせん断補強筋比は、直交する方向に関し、それぞれ0.25%以上
基礎スラブから連続して立ち上がっている壁	階下まで壁が連続している、もしくは床スラブを介して壁に生じるせん断力を階下の耐震壁に伝達できる壁
フレーム構面内（柱、梁間）の壁	フレーム構面外でも上記を満たす壁

¹⁵ 原子力規制委員会：“耐震設計に係る工認審査ガイド”，(2013).

¹⁶ 東京電力（株）：“柏崎刈羽原子力発電所7号機「発電用原子炉施設に関する耐震設計審査指針」の改訂に伴う耐震安全性評価結果報告”，参考資料 6.1 原子炉あつて屋補助壁の評価について（平成21年），(2009).

¹⁷ 原子力安全基盤機構：“新潟県中越沖地震における地盤－建屋解析モデルの分析（今回の観測記録及び地震応答解析モデルの分析）”，(2008).

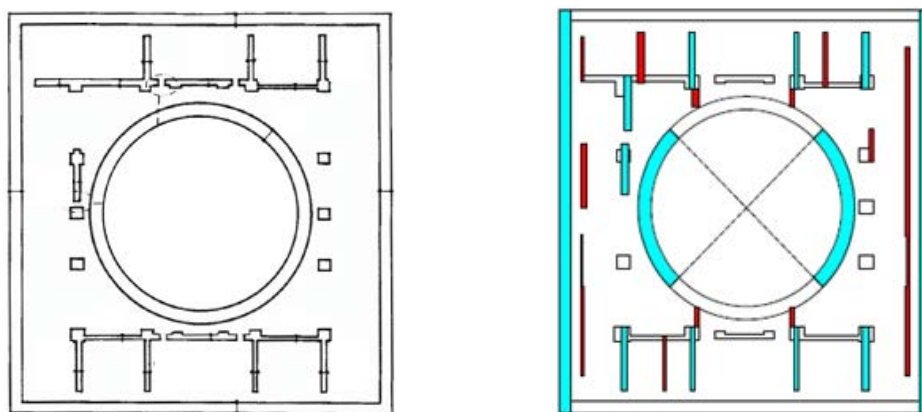


図 3.2.4-3 耐震壁及び補助壁¹⁶ ■ 耐震壁 ■ 補助壁

屋根のモデル化：屋根トラス及び屋根スラブは、屋根階の面内変形を考慮するためにモデル化が必要である。屋根トラスは、主材、斜材、束材等をモデル化する。屋根スラブ及び屋根トラスの接合は固有モード影響を考慮して実情にあったモデル化をする。

二次部材のモデル化範囲：雑壁、小梁をモデル化しないことにより床のスペンが長くなり、床の鉛直剛性とそれに対応する鉛直固有振動数が 5Hz～20Hz の範囲になる。上下の固有振動と連成する可能性がある場合は、より実状に沿ったモデルを検討する。

大型機器に関するモデル化範囲：圧力容器及びその支持構造等の大型機器のモデル化は、建物の振動性状に影響を考慮して、その範囲を決定する。

水平振動におけるせん断変形は、主に外壁が負担し、各階内の変位の違いは床の面内剛性で小さく抑えられる。

したがって、上下応答についても外壁や主要な柱の振動は、各通りごとに壁で拘束され建屋全体で一本棒のように振動する。壁が縦方向に上から下まで通らなければ、柱ごとの変位の違いが大きくなることに留意する。

別紙 2（附属書 2-4）の解析事例 4 では、外壁と内通り（外壁より 1 つ内側に入った通り）さらに圧力容器支持構造位置の上下応答が異なるのがみられる。解析モデルの内通りは、外壁に比べて建物下部で壁がかなり少なく柱で支持する構造になっている。このために外壁と内通りでの上下剛性が異なる。また、地震観測装置は内通りにあるが、解析の外壁に近い上下応答となっている。これらのことから、内通りの剛性も実際は外壁と一体になるような状態にあると推測され、解析モデルの範囲が不十分であったことを示唆している。

b) 解析目的による解析対象範囲の選択例

- ① 建物に作用する地震力の算定においては、質点系モデルと同様のレベルの主要な耐震要素を考慮することも考えられる。
- ② 耐震安全性における地震応答解析による構造物構成部材の性能照査においては、部材の重要度に応じてモデル化範囲を設定する。
- ③ 配管・機器などへの入力となる床応答算定においては、機器・配管系を考慮して関連部材をモデル化する。たとえば、圧力容器関連の応答を求めるためには、機器と共に支持構造、ダイアフラム、スライダなど建物と機器・配管系が連成／干渉する部分のモデル化も必要になる。また、床に設置される機器に注目する場合は、その支持部である床及び階下の壁も考慮する必要がある。
- ④ 観測記録の再現解析においては、地震計位置及び、解析対象の振動特性に影響する部材及び周辺地盤をモデル化する。
- ⑤ 模型実験の事前解析及び再現解析においては、実験結果に影響する部材をモデル化する。
- ⑥ 建物の地震動に対する fragility 評価においては、多くのケースの解析を行うため、損傷モードを考慮した合理的なモデルを作成することが必要と考えられる。また、材料非線形を考慮した強非線形解析が必要なことから、解析ソフトの適用範囲を考慮して作成する。さらに、地盤、地盤建物相互作用、建物特性（剛性、減衰、様々な非線形特性）の不確かさを適切にモデル化する必要がある。
- ⑦ 配管・機器の fragility 評価のための建物応答は、上記に加えて、配管・機器の位置を考慮したモデル化を行う。

(c) 地盤の解析領域

解析目的を考慮して、周辺地盤及び建物・構築物等を含む解析領域を適切に設定する。

【解説】

建物の地震応答解析においては、応答を求める対象が建物のみであっても、建物と地盤の相互作用を考慮した解析対象範囲を設定する。また、応答に影響を及ぼす可能性があれば、隣接する建物とその周辺地盤も解析対象範囲とする。

地盤の解析領域は、地層形状や特性等を考慮し、解析対象構造物の応答結果への影響が十分小さくなる範囲に設定する。

なお、建物振動の深さ方向への 1 次元的な波動伝搬だけでなく、支持地盤内で建物地盤の連成 1 次振動モード（水平及び上下）が含まれるように地中の応力分布（ひずみ分布）なども考慮して、地盤の解析領域を設定することが望ましい。

また、解放基盤や地層が傾斜したり不整形である場合は、その影響が考慮するために、地盤のモデル化に対する事前検討を行うのが望ましい。

a) 解析領域の水平方向の対象範囲

解析領域水平方向の地盤の長さは、JEAG4601-1987¹⁸では、粘性境界を用いる場合、建物幅によらず、注目する波長 $\lambda = V_s/f_L$ を含む長さとしている。例えば、解析側面境界の大きさは、検討用振動数を1Hz以上とすると V_s そのものになり、500m/sの地盤では500mとなる。建物幅 B が80m程度とすると約 $6B$ となる。

地盤が弾塑性挙動する場合は、建物による地盤への逸散波は短い距離で消散し、狭い領域となる場合がある。

b) 解析領域の底面方向の対象範囲

解析領域底面を粘性境界として入射波を入力する場合は、解析領域底面で、建物による振動の影響が十分に小さい深さとする。

解放基盤表面が建物基礎より十分に深い場合は解放基盤表面、解放基盤表面が建物基礎より浅い場合は支持地盤の卓越振動数の影響及び建物振動の地盤への逸散のモデル化精度を考慮して、解析領域の深さを決定する。基礎と解放基盤表面の途中に解析モデルの底面を設定する場合もある。

JEAG4601-1987¹⁸では地盤の解析領域における解析底面境界までの高さを $H = V_s/(a \cdot f_L)$ とし、粘性境界とする場合は1/10波長($a = 10$)、固定境界の場合は1/2波長($a = 2$)としている(ここに、 V_s :地盤のせん断波速度、 a :1/4波長の倍数、 f_L :解析における最低振動数)。 $V_s=500\text{m/s}$ の地盤で、1Hz以上の振動数領域で精度を確保する場合は、 $H=50\text{m}$ となる。

一方、建物による地盤の振動性状を考慮すると、地盤内への応力の影響範囲も考慮するのが良い。正方形基礎の圧力球根が1/10になる範囲を考慮すると建物基礎幅の2倍程度必要と考えられる。

なお支持地盤が非常に固い場合について、NUREG/CR-7230¹⁹には、 V_s が2438 m/s以上の地盤に設置された構造物は、基礎固定モデルとすることが示されている。また、NUREG/CR-6896²⁰、ASCE SE 4-16¹⁰も参考になる。

(d) 解析対象範囲としての隣接建物

解析対象の建物と隣接建物が同等(質量が同等か、固有振動数が近接)で、地盤が比較的柔らかい場合は、解析対象の建物への影響が大きい。

¹⁸ 日本電気協会：“原子力発電所耐震設計技術指針”，JEAG4601-1987，(1987).

¹⁹ NUREG/CR-7230：“Seismic Design Standards and Calculational Methods in the United States and Japan”，(2017).

²⁰ NUREG/CR-6896：“Assessment of Seismic Analysis Methodologies for Deeply Embedded Nuclear Power Plant Structure”，(2006).

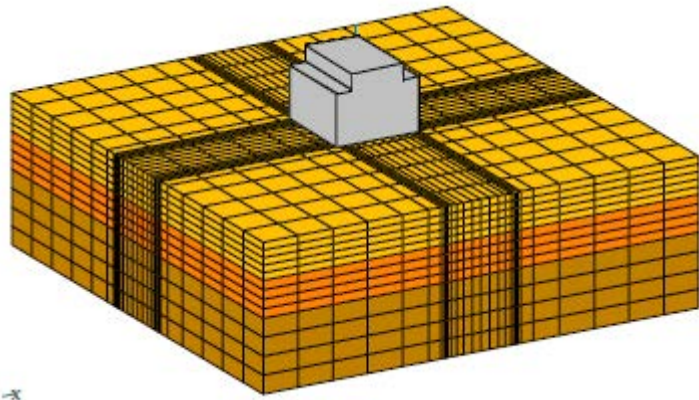


図 3.2.4-4 建物と周辺地盤の模式図

4) 形状モデルの作成

(a) はじめに

解析目的に応じて適切に形状モデルを作成する。

【解説】

有限要素解析においては、解析対象の建物・地盤を幾何学形状を有限要素メッシュとして作成する必要がある。このためはじめに3次元CADソフトにより形状モデルデータを作成し、これに基づいて構造モデルデータ（FEM解析データ）を作成する。ここで形状モデルデータとは、線形状、面形状、立体形状のパーツで構成される形状データ（ジオメトリデータ）を指し、構造モデルデータとは、この形状データから作成される有限要素メッシュに質量、材料、境界条件、減衰、入力地震動、初期条件を設定したモデルデータをいう。

形状モデルデータの作成とは、立体的なモデルを計算機上に作成することである。一般に、形状モデルデータは、3次元CADソフト又はFEMのプリソフトにより作成する。構造解析に用いる立体モデルは、柱、梁、床、壁などを線形状、面形状、立体形状（立方体、円筒、円錐等）の部品で構成する。これらのデータを交換するためのデータ形式には、ACIS、Parasolid、STEP、dwg、IGES等が用いられる。

従来は、形状モデルデータを作成せず有限要素メッシュデータを直接作成することもあったが、複雑なモデル作成に多大の労力が必要で、かつ形状の追加・変更及びモデルの正しさの確認が困難であることから、3次元CADなどにより形状モデルデータを作成し、それを基にFEMメッシュデータを作成する方法が普及しつつある。

機械系の解析においては、3次元CADデータ（形状データ／ジオメトリデータ）から、FEM解析データを作成するのが一般的になっている。建築系においてもBIM(Building Information Modeling)ソフトの発展等により同じステップをふむ傾向にある。

(b) 建物の形状モデルの作成

建物の形状モデルは、根拠資料を明らかにし、構造モデルの構築方法を考慮しながら適切に作成する。

【解説】

構造図面に基づいて構造部材ごとに形状モデルを作成する。構造部材のモデル化方法は、モデル化に用いる有限要素、部材の種類（鉄筋コンクリート、鉄骨、鉄骨鉄筋コンクリート等）によって、適切なモデル化ルールを設定し、一定のルールで作成する。

既存建物の地震時の性能照査などにおいては、必要に応じて、3次元FEM解析モデルが図面及び実際と整合しているか実地調査(プラントウォークダウン)等で確認する。また、

大地震後の耐震安全性確認における地震応答解析では、地震記録だけでなく、建物を詳細に観測し、解析データに反映することもある。

図面どおり（実物どおり）の立体モデルを作成することは難しいので、解析結果に影響が小さいと根拠が示せる場合は、柱・梁・壁の通り芯よりのずれ、勾配、段違い床等を簡略化することができる。

3次元 FEM 解析は、実在の建物と同等にみられがちであるが、実際の建物と全く同じ解析モデルを作成することは困難で、いくつかの簡略化をせざるを得ない。その簡略化が解析対象の応答に影響を与えることのないように、モデル化を行う必要があり、適切なモデル化ルールが必要である。

形状モデルは、作成する構造モデルのタイプにより作成方法が異なる。以下に2つの例を示す。

- ・ 構造モデルに梁・シェル要素モデルを用いる場合（梁・シェル構造モデルと称す）
- ・ 構造モデルにソリッド要素モデルを用いる場合（ソリッド構造モデル）

ソリッド構造モデルの場合、形状モデルの作成は、建物の部材形状を有限要素メッシュと関係なく立方体・円筒・球等のソリッド形状で、そのままモデル化すればよいが、梁・シェル構造モデルの場合は、柱・梁について断面情報をもつ線形状で、床・壁について厚さを持つ面形状でモデル化し、それら断面情報を属性データとして付与する。いずれの場合も、形状モデル作成開始時点で、解析者は構造モデルの構築方法を設定する必要がある。

断面設計に3次元 FEM 解析を用いる場合は、一般的に部材の断面力が直接得られる梁・シェル構造モデルが用いられる。

形状モデルと構造モデル：形状モデルと構造モデルの違いを図 3.2.4-5 に示す。

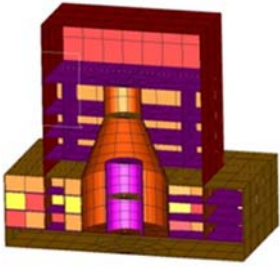
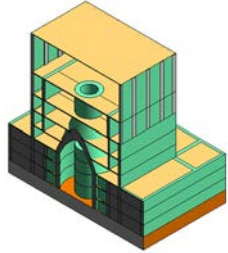
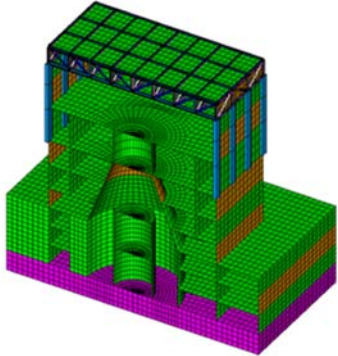
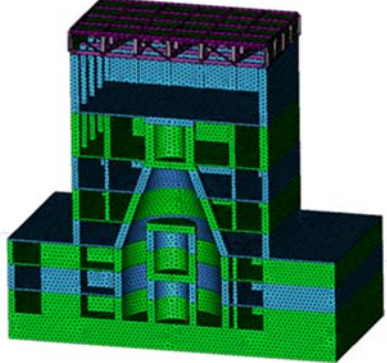
形状モデル		
構造モデル (FEM メッシュモデル)		
	梁・シェルモデル	ソリッドモデル

図 3.2.4-5 形状モデル及び構造モデルの構築例²¹

構造モデルを梁・シェル要素で構築する場合は、形状モデルとしては最も粗いメッシュモデルを面形状で作成することになり、構造モデルではそれを適切な大きさに再分割したメッシュを作成することになる。

構造モデルをソリッド要素で構築する場合は、柱・梁・床・壁等の部材ごとに直方体、シェル壁を円筒形状等でモデル化しメッシュ分割をすることになる。

a) 梁・シェル要素によるモデル化ルール例

構造モデルを梁・シェル要素でモデル化する場合は、部材ごとにモデル化の適切なルールを設定し、一定のルールで作成する。

たとえば、柱、梁、床、壁の解析モデル芯を柱端部、梁・床の解析モデル芯の高さ位置を各階床面、柱・梁の解析モデル芯を平面図上で一致させるように設定する。この場合、部材芯と解析モデル芯にずれが生じるので正確にモデル化する場合は、接合部の領域を剛域等で配慮する必要がある。

以下、代表的な部材、部位について形状モデル作成例を示す。

・鉄筋コンクリート柱・梁

高さは基準床上の高さとし、柱芯を通り芯位置とし、梁の端部を柱芯とする。梁モデル

²¹ 塩見忠彦：“原子力建屋の地震応答解析における V&V 第一歩”，計算工学講演会論文集, Vol.18, (2013).

の平面方向の解析モデル芯は通り芯とする。これが柱モデル芯と大きくずれる場合は、適宜梁が取りつく先に接合するための節点を設ける。

- ・ 鉄骨鉄筋コンクリート柱・梁

柱、梁の位置や解析モデル芯は鉄筋コンクリート部材と同じである。鉄骨部と鉄筋コンクリート部の弾性定数が異なるので、両者を合成した梁要素としてモデル化するか、それぞれ個別にモデル化し、節点を共有することができる。

- ・ 鉄筋コンクリート壁

鉄筋コンクリート壁の厚さ方向の位置は壁厚中心位置が原則であるが、これが梁や柱の解析モデル芯とずれている場合、梁芯や柱芯に合わせるが多い。また、外壁については、外壁面に合わせる場合もある。

オペレーションフロア（以下、オペフロ）上部の壁のように大スパンの壁は面外振動に対して精度のよいメッシュ分割をする必要がある。

- ・ 鉄筋コンクリート床

接合する梁の解析モデル芯位置でモデル化する。段差が大きい場合は、その影響を検討する必要がある。一般の骨組み構造物では梁芯でモデル化されるが、原子力発電施設では基準床の高さでモデル化されることが多い。

- ・ 鉄骨梁

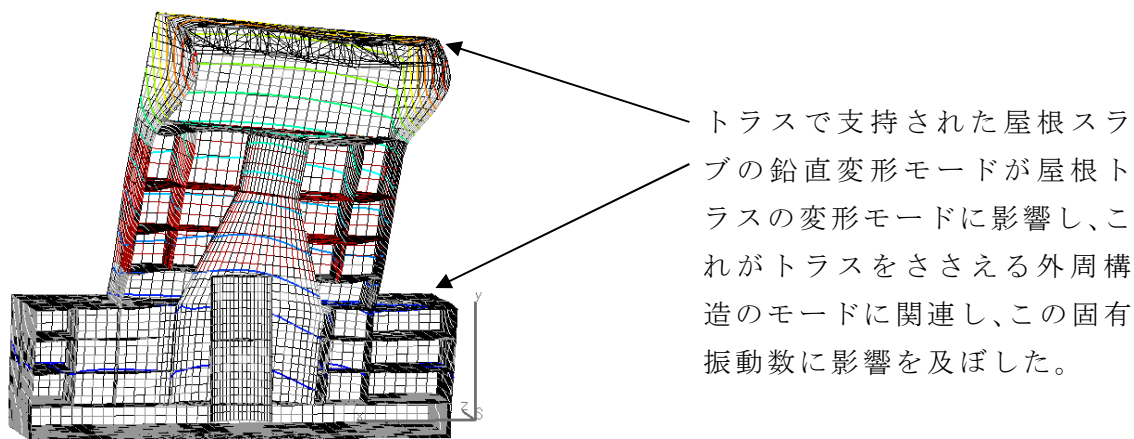
鉄筋コンクリート梁と同様にモデル化し、適切な断面情報を属性データとして設定する。

- ・ 鉄骨トラス

原子炉建屋の鉄骨トラスは、部材芯の交点を節点としてモデル化されるが、梁成が大きいために、屋根スラブとモデルの間に隙間ができる。ここで、屋根スラブの解析モデル芯と鉄骨トラスの上弦材の解析モデル芯のずれをオフセット等で解析目的に応じて考慮する。

- ・ 屋根スラブ

屋根の厚さは薄く面外変形が起りやすいので、屋根トラスとの接合部を適切にモデル化する。このモデル化が建物の主要固有振動数に影響を及ぼす場合がある。図 3.2.4-6 の解析モデルの 1 次モードでは、屋根の上下変形とそれを支える外壁の面外変形が連携して、外壁が外側に膨らむ箇所では屋根が下に撓んでいる。



トラスで支持された屋根スラブの鉛直変形モードが屋根トラスの変形モードに影響し、これがトラスをささえる外周構造のモードに関連し、この固有振動数に影響を及ぼした。

図 3.2.4-6 屋根の鉛直変形モードと建物の水平変形モードの連成^{2 1}

- ・ プール水

プール水は一般に付加質量でモデル化し、構造モデル作成時に考慮する。

- ・ 圧力容器及びその支持部

圧力容器及びその支持部を質量のみ考慮する場合は、構造モデル作成時に考慮する。梁やシェル要素で簡略化したモデルを作成することも考えられる。

b) ソリッド要素によるモデル化ルールの例

構造モデルをソリッド要素でモデル化する場合は、部材接合部の境界を一定のルールに基づきモデル化することに留意する。

- ・ 鉄筋コンクリート柱・梁・床・壁・屋根

鉄筋コンクリート造の柱、梁、床、壁は、ソリッド形状（直方体、円筒等）でモデル化する。たとえば、柱、壁は各階ごとに床上面を区切りとし、大梁は柱面で、小梁は大梁の面を、床は柱、梁の面を、壁は柱面、梁底面を区切りとして、立方体等のソリッド形状でモデル化する。

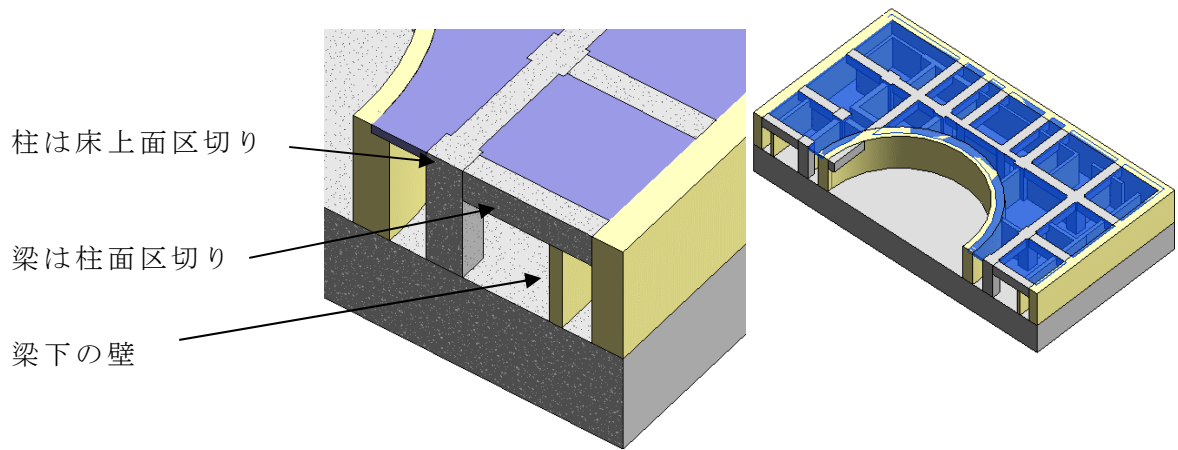


図 3.2.4-7 ソリッド要素による形状モデルの模式図

- ・ 鉄骨梁

鉄骨梁の柱、梁はソリッド形状で作成する。鉄骨と鉄骨の接合部のモデル化においては一定のルールが必要である。

- ・ 鉄骨鉄筋コンクリート梁・柱

鉄骨鉄筋コンクリートの梁・柱はソリッド形状でモデル化し、等価な物性を割り当てるか、個別にモデル化する。

- ・ 鉄骨トラス

鉄骨トラスは、ソリッド形状でモデル化する。屋根とトラスの接合部は実際の構造を考慮したモデルとする。

- ・ プール水

プール水のモデル化は、動水圧のモデル方法に依存するが、流体要素で解析する場合は、形状モデルとしてモデル化する。付加質量でモデル化する場合は、構造モデル作成時に考慮する。

- ・ 圧力容器及びその支持部

圧力容器及びその支持部をすべてソリッド要素でモデル化された研究的事例があるが、一般的な計算環境ではソリッド要素とシェル要素を組み合わせでモデル化する。

(c) 地盤の形状モデルの作成

地盤の形状モデルは、地盤調査資料等にもとづいて、構造モデルを考慮しながら適切に作成する。

【解説】

解析対象領域の地盤のモデル化は、地盤調査資料等に基づいて地層区分（地盤材料）を考慮して、立体形状でモデル化する。

作成したモデルが形状、材料定数ともに調査資料と一致していることを確認する。

有限の限られた地点の地盤情報に基づいて地層モデルを作成する場合には、適切な内挿／外挿方法を用いる。

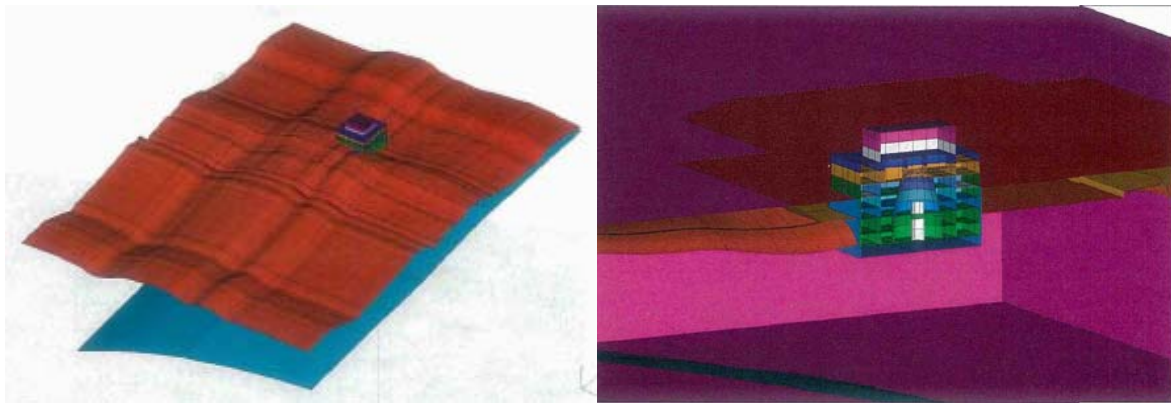


図 3.2.4-8 地層を考慮したモデル化のイメージ図

入力動が水平1方向＋鉛直の場合は、建物を3次元FEMでモデル化し、地盤をばねでモデル化することがあるが、3方向同時入力時の地盤ばねの設定は困難である。

5) 構造モデルの作成

(a) はじめに

形状モデルをもとに、適切な有限要素タイプを用いて適切にメッシュ分割した構造モデルを作成する。

【解説】

有限要素を用いて構造モデル（有限要素メッシュ）を作成する。要素の設定は解析結果に影響を与えるため、解析目的に応じて適切に設定する。メッシュ作成においては要素のタイプ、メッシュの細かさと精度について感度解析等であらかじめ確認する。

メッシュのゆがみ、アスペクト比等のメッシュの品質指標を確認し、メッシュの品質を保つ。

ソリッド要素によるメッシュ作成において部材接合をグルー（接着）要素でモデル化する場合は解析結果への影響が小さいことを確認する。

(b) 有限要素タイプの違い

形状モデルから、適切な有限要素タイプを用いて適切にメッシュを作成する。部材芯のずれ、メッシュのゆがみ、アスペクト比等メッシュの品質指標に留意する。

【解説】

構造モデルは有限要素で構成されるモデルである。有限要素には、棒要素、梁要素、板要素、シェル要素、4面体要素・6面体要素等のソリッド要素などがある。また、それぞれの要素は、精度、非線形の考慮などにより複数の定式がある。

構造モデルには、前節で説明したように、有限要素タイプとして、構造梁・柱を梁要素で、壁床をシェル要素でモデル化する場合と、それらをソリッド要素でモデル化する場合がある。

前者は各部材の断面力が直接得られるメリットがあり、後者は部材接合部の現実的モデルが可能で建物変形、固有モードをより正確に評価できるメリットがある。

a) 梁・シェル要素モデルによるモデル化の例

梁・シェル要素モデルの場合は、各部材を次のようにモデル化することができる。

・柱、梁部材

梁要素でモデル化し、シェル要素と節点を共有するようにメッシュを作成する。鉄筋コンクリート造、鉄骨造も同じように梁要素でモデル化し、断面性能で部材の違いを考慮する。鉄骨鉄筋コンクリート造については、鉄筋コンクリートと鉄骨を合成したものとする。

・床、壁部材

シェル要素でモデル化し、床、梁部材に接続する梁・柱をモデル化した梁要素と節点を

共有するようにメッシュを作成する。

- ・ 壁同士等、隅部

厚い壁同士の部材接合部については、隅部を適切に評価する。図 3.2.4-9 に考慮方法の一例を示す。

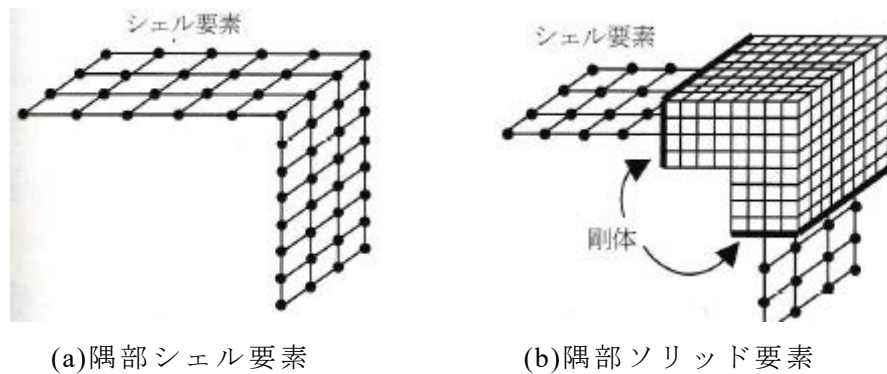


図 3.2.4-9 隅部のモデル化（空間構造の数値解析ガイドブック¹¹より引用）

- ・ 床と梁（壁と柱）部材

床と梁の解析モデル芯にはずれがある。解析結果に違いが生じる場合は、その距離を考慮してモデル化する。

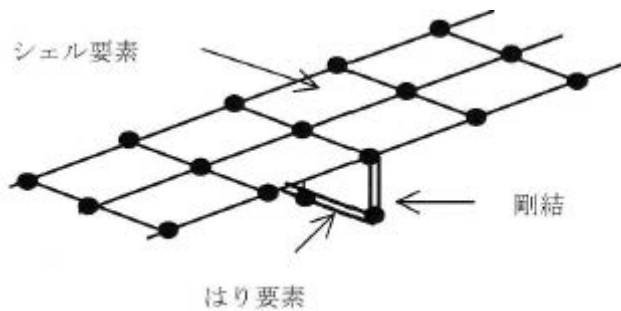


図 3.2.4-10 面要素と梁要素の部材接合の例

（空間構造の数値解析ガイドブック¹¹より引用）

- ・ 屋根スラブ及び屋根トラス部材

屋根スラブのメッシュにその支持部材を適切に接合させるものとする。

- ・ 鉄骨トラス部材

トラス材の両端接合条件を考慮する。ピン接合と剛接合の部材接合がある。

- ・プール水

付加質量を用いてモデル化を行う場合は、プール水の付加質量を求めプール周面の節点に加える。

- ・圧力容器及びその支持部

付加質量を用いてモデル化を行う場合は、圧力容器及びその支持部の付加質量を求め、各階の支持部に該当する箇所の節点に適切に加える。

b) ソリッド要素によるモデル化の例

- ・柱、梁、床、壁

柱、梁、床、壁部材は、ソリッド要素（4面体、6面体）でモデル化する。四面体1次要素を用いる場合は、2次要素でも解析し、その精度が十分であることを確認したメッシュとする。

- ・プール水

構造一流体連成機能を用いてプール水を流体要素でモデル化するかまたは、付加質量でモデル化する。スロッシング現象を対象とする場合は、それに対応できる要素を用いる。

- ・鉄骨トラス部材

梁要素又はシェル要素でモデル化する。研究目的ではソリッド要素でモデル化された例があるが、一般の計算環境では実施困難である。

本標準の別紙2（附属書2-1）の解析事例1にKARISMAプロジェクトの建物モデルから基礎~B2F間を取り出し、梁・シェル要素モデルとソリッド要素モデルによる解析を行い、その結果の違いを示している。NS方向に水平慣性力を作用させた解析では、全体的に梁・シェル要素モデルの方が変形が大きく、最も大きく変形した箇所の変位については約2割大きい。同じ解析モデルでそれぞれの1次~3次の固有振動数を基礎固定条件での比較結果は梁・シェル要素モデルが約15%低い。

表 3.2.4-3 梁・シェル要素とソリッド要素によるモデルの固有振動数比較

	梁・シェル要素モデル	ソリッド要素モデル
1次	27.8Hz	33.8Hz
2次	34.7Hz	40.7Hz
3次	38.9Hz	44.5Hz

また、柱幅、柱成の大きな3F建ての建物について、梁・シェル要素モデルとソリッド

要素モデルの比較が報告されており²²、その結果でもソリッド要素モデルの固有振動数が高い。一方、壁中心の簡易な原子炉建屋モデルについて両要素モデルの固有振動数の比較が報告されている²¹が、その差は小さい。

壁厚に比較して、柱幅・梁幅・梁成が大きい場合に、違いが大きくなるようである。

(c) 有限要素メッシュの精度

有限要素のメッシュの大きさは、解析目的に応じた精度を満足するように設定する。また、解析結果がメッシュに依存しないよう十分に小さなメッシュでモデルを作成する。さらに、メッシュのゆがみなどの品質が適切であることを確認する。

【解説】

有限要素のメッシュサイズは、静的解析及び動的解析において十分な解析精度を得られるように適切なサイズとする。適切なサイズは感度解析や過去の類似の解析事例から求める。

a) 静的解析のメッシュサイズ

静的解析においては、部材のひずみ、応力がそれ以上メッシュサイズを小さくしても、あまり変わらないサイズとする。ASCE SEI 4-16¹⁰では、Martin and Ostad²³を参照し、スラブや地下外壁の曲げ評価においては短辺方向/6より小さく、壁の曲げ評価に対して鉛直方向に4要素以上、開口周りは再分割するなどのルールを示している。

一般に1次元アイソパラメトリック4節点要素で曲げ問題を解くには多くのメッシュを要する。日本コンクリート工学協会の解析事例²⁴によると、長さが100 cm、断面が10 cm×10 cmの長い片持ち梁の解析において理論解に対して98.9%の精度を得るために、2 cm角の正方メッシュ（長さ方向50メッシュ、幅方向5メッシュ）が必要である。一方、NASTRANのCQUAD4では、5 cm角の正方メッシュ（長さ方向10メッシュ、幅方向2メッシュ）で、同等の精度が得られる。

²² 吉田洋之ら：“3DFEMを用いた建物のモデル化に関する研究”，日本建築学会大会学術梗概集，p.281-282,(2019)

²³ Martin, D. S. and Ostadan, F.: “Summary structural report, HLW vitrification building”, 24590-WTP-RPT-ST-03-001, Bechtel, (2004)

²⁴ 日本コンクリート工学協会：“コンクリート構造物の設計にFEM解析を適用するためのガイドライン”，(1989).

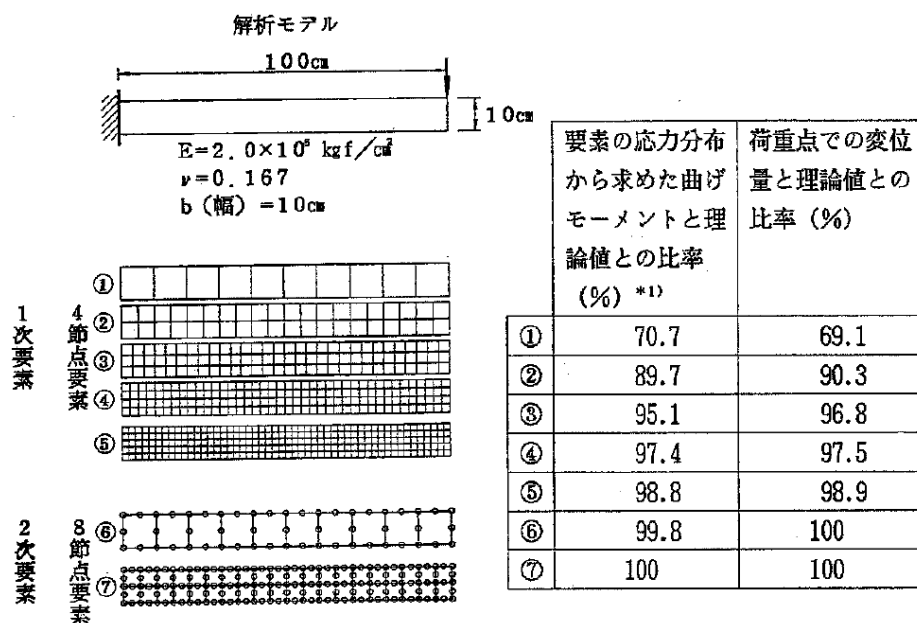


図 3.2.4-11 アイソパラメトリック正方 4 角形要素による片持ち梁解析
(文献²⁴より引用)

b) 動的解析のメッシュサイズ

動的解析においては、透過振動数 f_{max} から求まる(3.2.4-1)式におけるサイズ以下とする。JEAG4601-1987¹⁸では、(3.2.4-1)式における係数 a を Lysemer の提案²⁵を参照し 8~12 に言及しているが、既往の経験値として 5 が目安とされているとしている。ASCE/SEI 4-16¹⁰, 5.34 Soil Element Size では、一次元地盤のメッシュサイズについて $a=5$ としている。

$$\Delta h < \frac{f_{max}}{a \cdot V_s} \tag{3.2.4-1}$$

ここで、 Δh は、メッシュ辺の大きい方の長さである。また、 f_{max} は、50 Hz 以上が NRC スタッフガイド²⁶では求められており、MHI による US-APWR 標準プラントの Seismic Desing Bases²⁷では 70Hz を用いて検討している。

また、同 ASCE/SEI 4-16¹⁰ で非線形地盤建物連成解析では波長の 1/10 を超えない大きさとしている。

²⁵ J. Lysmer, et al: "Finite dynamic model for infinite media", J. of the Engineering Mechanics Division, ASCE, (1969)

²⁶ Nuclear Regulatory Commision: "NRC Interim Staff Guidance Associated with Combined License Application and Desing Certification for New Reactor Applicants", COL/DC-ISG-1, (2008)

²⁷ Mitsubishi Heavy Industries Ltd.: "Seismic Desing Bases of the US-APWR Standard Plant", (2011)

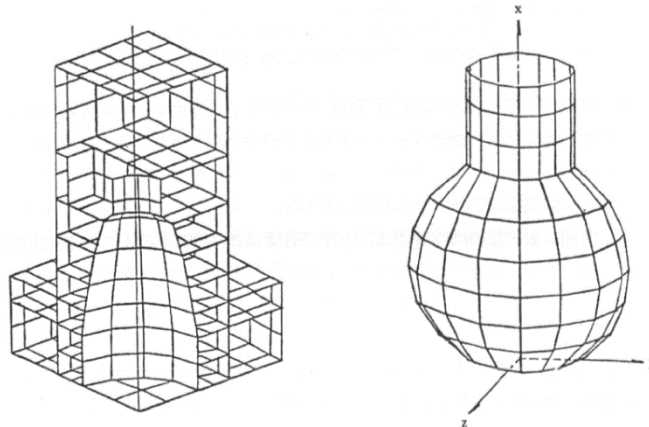
① 建物のメッシュサイズ

耐力壁のひび割れ、局所的な損傷を評価するための応力を求める場合には、より詳細なメッシュ分割が必要なこともある。例えば耐震壁の加力試験の再現解析においては、ひび割れ及び損傷評価を試験体高さ（上下を基礎と梁で拘束されている）を10分割程度でモデル化している²⁸。

1990年ごろは計算機的能力もあり、3次元有限要素法で用いられた建物高さ方向のメッシュは1メッシュ/階という例もみられる(JEAG4601-1987¹⁸)。一辺が2m程度の壁開口を考慮すると4メッシュ/階程度になる²⁹。Fc40程度の鉄筋コンクリートで透過振動数を $f_c=50\text{Hz}$ とし、下記の式から求めると $L \approx 10\text{m}$ となり、4要素/階は弾性範囲の建物の変形を求めるに十分な細かさといえる。弾塑性解析を行う場合は、局所に発生する応力を弾性解析により求め、適切にメッシュを細かくする。

$$L = \frac{V_s}{5 \cdot f_c} \quad (3.2.4-2)$$

ここで、 V_s は、鉄筋コンクリート材料のせん断波速度 (m/s)である。

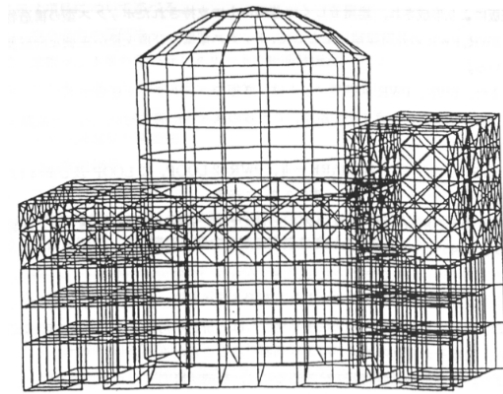


(a) 原子炉建屋の3次元モデル
(1/4部分モデル)

(b) 任意形状殻体の3次元モデル

²⁸ OECD : "Seismic shear wall ISP NUPEC's seismic ultimate dynamic response test; comparison report", NEA/CSNI/R(96)10, (1996)

²⁹ 土方勝一郎ら : "新潟県中越沖地震における柏崎刈羽原子力発電所5号機原子炉建屋の3次元挙動の分析", 日本建築学会構造系論文集, 第75巻, 第658号, (2010)



(c) 外部遮蔽建屋、周辺建屋モデル

図 3.2.4-12 JEAG4601-1987 におけるメッシュ例¹⁸

原子炉建屋におけるメッシュの比較例：KARISMA の建物の壁及び床のメッシュサイズを 4 倍（面積で 16 倍）違えたモデルの固有振動数及び地震応答解析の応答値にほとんど違いはなかった（別紙 2（附属書 2-7）の解析事例 7）。これは原子炉建屋の主要振動モードが外壁のせん断挙動で、この挙動に対しては十分に詳細なメッシュサイズであったためと考えられる。

一方、KARISMA のクレーン階の床レベルのスラブ（4F 屋根スラブ）は、MITS 要素でモデル化しているが、四方を固定条件で、固有振動数を求めたところ、短辺方向 4 分割で 12.6Hz、短辺方向 16 分割で 11.0Hz の違いがみられた。これは、MITS 要素の面外変形の精度を考慮するためには、4 分割では少ないことを示すと考えられる（別紙 2（附属書 2-6）の解析事例 6）。

② 地盤のメッシュ

地盤のメッシュは、地層形状及び建物の有限要素メッシュとの整合性の制約からメッシュの品質が悪くなる可能性があるため、面接触要素、接着要素（グルー要素）等を用いることも考えられる。

建物基礎下の地盤のメッシュは、地盤反力を精度よく評価できるものとする。また基礎端部の応力集中を考慮して、詳細なメッシュを用いる。

c) メッシュの品質

有限要素法のメッシュの品質指標についてはヤコビアン、アスペクト比などがあり、市販の多くの有限要素法プリソフトが、これらの指標とガイドを提供しているため、それらの指標が適切であることを確認する。指標として、ソフトウェアによっては、無効（解析不能）、不良、不十分、良好などの区分を示すものがある。アスペクト比であれば 5 以下が望ましい。

壁・床の開口回りの応力集中状態を把握するためには、さらに詳細なメッシュが必要と

なる場合もある。ただし、応力集中が問題になる場合については、感度解析や過去の類似の解析事例などから十分に小さく適切なメッシュサイズを設定する。

(d) 接着条件

柱・梁・床・壁の部材間の接続を接着要素でモデル化する場合には、それら部材のメッシュサイズについて感度解析を行い、応答値への影響が十分に小さいことを確認する。

6) 質量モデル

(a) はじめに

固有振動数に対して及ぼす影響が十分小さいように質量モデルを作成する。

(b) 質量を考慮する範囲

解析における質量は、想定する解析状態における質量をすべて考慮する。地震応答解析においては、地震時に作用する重量を考慮する。

【解説】

3次元 FEM モデルの質量は、建物全体質量に対する比率が求める解析精度以上になるよう部材の質量を考慮する。これらは、二次部材、非構造部材を含めた建物自身の質量及び設備・機器の質量を含む。

機器荷重としては、各階の床全体でならした機器荷重や、床ごとにならした機器荷重として提示される場合と、ならした機器荷重 (EL)、配管荷重 (PL)、積載荷重 (LL) とは別途重量機器の重量と位置が配置図上に提示される場合があり、後者の場合は、それぞれの位置に質量をモデル化する。

3次元 FEM 解析では、建物ねじれなどの3次元挙動を把握するために、機器荷重等は、それらの設置位置に考慮する。設置された部屋や部分の床の質量に含むなどの考慮をする。

階ごとの前床位置にならし荷重として分布させると、質点系モデルにより近い応答を求めることになる。

(c) 質量の有限要素モデル

質量の有限要素モデルには、集中質量 (Lumped mass)、分布質量 (Consistent mass) を適切に設定する。

【解説】

建物自身の質量は、ソリッド要素モデルの場合は、形状モデルの単位体積質量を設定すればよいが、梁・シェル要素モデルの場合は、接合部に要素の重複が生じるために、それを考慮して、単位質量密度を設定し各階の質量が実際と一致するように設定する。

このためには、形状モデル等を用いて各階ごとに質量を求め、この値と梁・シェル要素モデルの体積×質量密度を比較し、その違いを床の質量で調整することが考えられる。

梁要素、シェル要素の集中質量の算定においては、3軸方向及び3回転慣性質量を考慮する。

7) 材料モデル

(a) はじめに

3次元 FEM モデルによる解析に用いる材料モデルは、解析目的に応じて適切に設定し、その妥当性を確認する。材料非線形挙動を考慮する場合は、用いる材料モデル（構成則）の定義を明らかにし、必要な材料パラメータを設定する。

【解説】

材料モデルは、応力とひずみ関係の数理モデル（構成則）をさし、これらを規定するパラメータとして剛性、強度、減衰、塑性関連の材料パラメータがある。これらの材料パラメータについては、解析目的に応じて材料のバラつきによる変動幅を考慮する必要がある。

原子力規制委員会の「耐震設計に係る工認審査ガイド」¹⁵の「現実的な剛性評価」や IAEA の Safety Guide⁸の「seismic capacity of the as-is structure」のように、実際により近いパラメータの設定が求められる。

設計時においては構造計算規準等の関連規準・ガイドに従った値を用いた解析がなされ、大きな地震を経験した時、構造変更がされた時などにモデルが更新される。

PRA 検討や材料非線形解析による性能照査においては材料試験等により必要な材料パラメータを設定する。

弾塑性解析では、用いる材料モデル（弾塑性構成則）の妥当性をあらかじめ把握する。一般に解析ソフト提供者は必ずしもソフトウェアの正しさを保証していないし、解析ソフト利用者が気づかずに検証されていない領域の解析をすることもある。これらについては一般に利用者がその責任を負うことになる。利用者は、事前に類似解析の実施、実験、または観測記録との比較により、妥当性が証明された解析ソフトとの比較等の情報により材料モデルの妥当性を確認する。

それらを踏まえて、関連規準や試験結果より材料パラメータを設定する。

弾塑性解析については、同じ構成則でも解析ソフトによってパラメータが異なることがある。これらについては、要素試験・部材試験等、既往の再現解析等を参考に設定する。適用して良い構成則があれば、具体的に内容も含めて列記する。

原子炉建屋の3次元 FEM による地震応答解析においては、鉄筋コンクリート、鉄骨の弾塑性を考慮した解析が可能となっている。こうした弾塑性解析においては、それぞれの材料又は部材の構成則及びそのパラメータが解析精度に影響を及ぼすために、解析に用いている構成則の妥当性の検討が重要である。原子炉建屋の地震応答解析に適用するにあたっては、事前に部材試験等を対象とした再現解析により構成則の妥当性及びその設定方法を確認する必要がある。

(b) 鉄筋コンクリート

鉄筋コンクリートの構成則及びその材料定数は根拠が明らかなものを用いる。

【解説】

審査ガイドでは、機器や配管系の入力地震動として建物の応答が用いられることから、現実的な剛性評価をすることや、設計基準強度と実強度の関係に留意することとしている。

耐震設計のための3次元FEMモデルによる解析におけるコンクリート及び鋼材の材料定数及び許容応力度は、日本建築学会の「原子力施設鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説」³⁰等の発電用原子炉施設に関連する指針によることができる。

弾塑性構成則については、日本建築学会の「空間構造の数値解析ガイドブック」¹¹、土木学会の「コンクリート標準示方書(2017)」¹³等に記載された適用実績がある構成則を用いることができる。

鉄筋コンクリートの構成則については、ひび割れのモデル、ひび割れ発生以降のコンクリートと鉄筋の相互作用モデル、ひび割れ面での応力伝達モデル、鋼材の弾塑性履歴モデル等において、様々な提案がなされており、解析対象に応じて適切に選択することが必要である³⁰。

原子力施設の構造物の解析においては、前川らの提案モデル⁶の適用が多くみられるが、解析ソフトにより定式化の詳細なところが異なることもある。また、部材の解析事例で野口らによる構成則³¹や、3次元構造物の実験への適用で長沼らによる構成則³²の適用例がある。

(c) 鉄骨

鋼材の構成則及び材料定数は規格・規準等を含め妥当性が明らかなものを用いる。

【解説】

耐震設計では、日本建築学会の「鋼構造設計規準 同解説」³³、及び日本機械学会の「発電用原子力設備規格 設計・建設規格」³⁴、再現解析ではミルシート等の材料定数を用いることができる。

(d) 鉄骨鉄筋コンクリート

鉄骨・鉄筋コンクリートの構成則は基準を含め妥当性が明らかなものを用いる。

解析目的に応じて、耐震設計における鉄骨鉄筋コンクリート部材の材料定数については、

³⁰ 日本建築学会：“原子力施設鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説”，(2013)。

³¹ 洪傑：“3次元FEM解析によるRC造柱梁接合部のせん断強度に関する研究”，千葉大学大学院学位論文，(2009)。<-できれば論文に置き換える。

³² 長沼一洋：“繰り返し応力下における鉄筋コンクリート板の解析モデル”，日本建築学会構造系論文集，第536号，p.135-142，(2000)

³³ 日本建築学会：“鋼構造設計規準 同解説”，(2005)。

³⁴ 日本機械学会：“発電用原子力施設規格 設計・建設規格”，JSME S NC1-2016，(2016)。

日本建築学会の「鉄骨鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説」^{3 5}によることができる。実測値が得られている場合はその値を用いる。

(e) 地盤

地盤の材料定数は地盤調査及び室内試験結果に基づいて設定する。また、材料非線形については、応答ひずみのレベルに応じて適切な構成則と解析方法を用いる。

【解説】

解析で用いる質量密度は規格に基づいた物理試験により、強度、材料非線形物性については、サンプリング試験体の室内試験により設定する。初期剛性については弾性波速度検層（PS 検層）試験等に基づいて設定する。構成則の種類によっては、その他の材料定数が必要になることがある。

地盤のヤング率 $E(N/m^2)$ 、せん断弾性係数 $G(N/m^2)$ 、質量密度 $\rho(kg/m^3)$ 、ポアソン比 ν と地盤の縦波速度 $V_p(m/s)$ 、せん断波速度 $V_s(m/s)$ と間には以下の関係がある。

$$V_s = \sqrt{\frac{G}{\rho}}, \quad V_p = \sqrt{\frac{\lambda + 2G}{\rho}}, \quad \lambda = \frac{\nu E}{(1 + \nu)(1 - 2\nu)} \quad (3.2.4-3)$$

a) 地盤の弾塑性挙動

地盤の弾塑性挙動については、多数の構成則が提案されており、その材料定数は構成則特有のものがある。これらの特有な材料定数は、通常試験によって求めることが困難な場合があり、類似地盤の既往の妥当性解析等を根拠に設定することがある。このような場合には、感度解析などにより、その材料定数の影響を十分に確認する必要がある。

地盤の弾塑性構成則には、古典的な Mohr Coulomb モデル、Drucker-Prager モデルがあるほか、より高度な構成則として、国内では橋口（下負荷面モデル面モデル）^{3 6}、浅岡ら（SYS カムクレイモデル）^{3 7}、岡ら^{3 8}、井合らによる構成則^{3 9}などがある。ASCE SEI 4-16^{1 0}に紹介されている OpenSees^{4 0}には、複数の構成則が提供されている。

^{3 5} 日本建築学会：“鉄骨鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説”，(2014).

^{3 6} 橋口公一：“最新弾塑性力学”，朝倉書店，(1990)

^{3 7} A. Asaoka, T. Noda, E. Yamada, K. Kaneda, M. Nakano: “AN ELASTO-PLASTIC DESCRIPTION OF TWO DISTINCT VOLUME CHANGE MECHANISMS OF SOILS.”, Soils and Foundations, 42(5), 47-57. doi:10.3208/sandf.42.5_47, (2002).

^{3 8} Oka, F., Kodaka, T., Kim, Y. S: “A cyclic viscoelastic-viscoplastic constitutive model for clay and liquefaction analysis of multi - layered ground”, International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics, 28(2), 131-179, (2004).

^{3 9} Iai, S., Ozutsumi, O.: “Yield and cyclic behaviour of a strain space multiple mechanism model for granular materials”, International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics, 29(4), 417-442, (2005).

^{4 0} Mozzoni, S., McKenna, F., Scott, M. H., Fenves, G. L. El Al: “OpenSees Comand Language

これらの構成則を用いて実地盤の地震応答解析を行うには、多くの知識及び経験が求められる。

一方、地盤の弾塑性挙動を簡易的に考慮する方法として、有効せん断ひずみ時の割線剛性（等価剛性）で線形解析を行う方法（等価線形化手法）があるが（図 3.2.4-14）、この方法には適用範囲があるので注意が必要である。石原は 0.2%～0.8%程度をその限界とした表を示している^{4 1}。

Shear strain	10 ⁻⁶	10 ⁻⁵	10 ⁻⁴	10 ⁻³	10 ⁻²	10 ⁻¹
	Small strain	Medium strain		Large strain	Failure strain	
Elastic	[Elastic region diagram]					
Elasto-plastic	[Elasto-plastic region diagram]					
Failure	[Failure region diagram]					
Effect of load-repetition	[Load-repetition effect diagram]					
Effect of loading rate	[Loading rate effect diagram]					
Model	Linear elastic model		Visco-elastic model		Load history tracing type model	
Method of response analysis	Linear method		Equivalent linear method		Step-by-step integration method	

図 3.2.4-13 せん断ひずみの大きさと地盤構成則の関係（K. Ishihara^{4 1}に加筆）

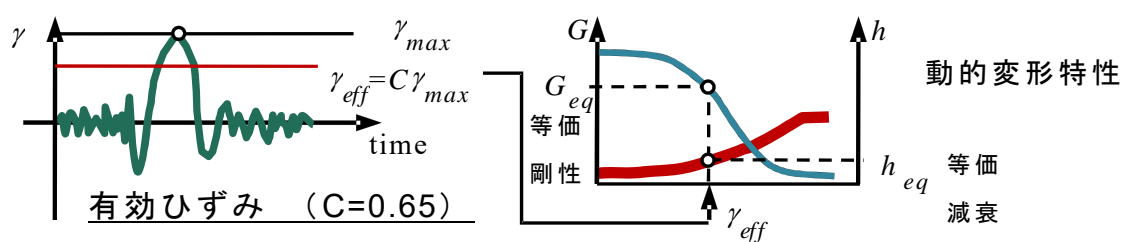


図 3.2.4-14 等価線形解析における等価剛性と等価減衰

等価線形解析における有効ひずみ

有効せん断ひずみ γ_{eff} は、Schnabel ら^{4 2} は実験値から最大せん断ひずみ γ_{max} に対して

Manual”, (2006).

^{4 1} K. Ishihara : “Soil Behaviour in Earthquake Geotechnics”, Oxford : Clarendon Press, (2003).

^{4 2} PER B. Schnabel: “SHAKE A computer program for eqrthquake response analysis of

0.5~0.7 倍としているが、一般的な表層地盤では 0.65 倍が、原子力施設における解析では 0.7 が用いられることが多い。

(f) 材料減衰

材料減衰定数は、材料試験値など根拠ある数値を用いる。

【解説】

減衰の原因としては、微小ひずみ時の部材材料の粘性、接合部での摩擦、地盤への逸散、2次部材・仕上げ材との摩擦等がある。これらの材料減衰定数は、材料固有の減衰を粘性減衰（速度に比例する減衰）として評価される。

材料減衰定数は大きいほど、動的解析の応答値は小さくなる。したがって耐震設計では、減衰定数を小さく見積もることが安全側の設計を行うことになり、過大な減衰を設定することは、建物の応答値を過小評価し危険側の評価となることに留意する。

a) 建物の減衰

耐震設計に関しては、粘性減衰定数がいくつかのガイドで示されている。表 3.2.4-4 に弾性応答解析における ASCE 標準の値を示す¹⁰。応答レベルが大きくなるに従い減衰が大きいのは、大きな応答では材料非線形の影響が大きくなるためである。

表 3.2.4-4 材料の粘性減衰定数（ASCE/SEI 4-16¹⁰より引用）

	応答レベル 1	応答レベル 2	応答レベル 3
鉄筋コンクリート	4 %	7 %	10 %
プレストレストコンクリート	2 %	5 %	7 %
溶接又は摩擦ボルト接合の鋼製構造物	2 %	4 %	7 %
ベアリングボルト接合の鋼製構造物	4 %	7 %	10 %

NRC:RG1.61 Revision 1, 2007にも次のように SSE地震動(safe shutdown earthquake ground motion) に対する構造物の材料減衰値が示されているが、応答レベルによる区別は示されていない。

- ・鉄筋コンクリート： 7%
- ・プレストレストコンクリート： 5%
- ・鉄骨造における溶接又はせん断摩擦ボルト接合部： 4%

horizontally layered sites”, Report No. EERC 72-12, (1972)

- ・ 鋼製格納容器： 4%
- ・ 鉄骨フレーム建物： 4～7%
- ・ ボルト又はリベット接合による構造物： 4～7%

JEAG4601-1987¹⁸では弾性応答解析における減衰を次のように規定している。

表 3.2.4-5 材料の粘性減衰定数 (JEAG4601-1987)

構造形式	減衰定数
RC 構造物	5%
PCCV	3%
鋼製格納容器	1%
鉄骨構造物	2%

中村ら⁴³はより現実的な減衰定数を振動実験及び地震観測記録の再現解析で用いられた値を整理し、地震応答解析における原子力施設の鉄筋コンクリート耐震壁の減衰定数は3%程度が適切としている。

b) 地盤の減衰

地盤は、微小ひずみから弾塑性挙動を示し、応力-ひずみ関係が履歴ループを描く。この履歴ループにおけるエネルギー消費を減衰として評価する。減衰はひずみ速度ではなく、ひずみの大きさに依存する。減衰とひずみの関係は動的変形試験によって求めるのが一般的である。

⁴³ 中村尚弘ら：“原子力発電所建屋のフラジリティ評価における建屋の強非線形領域でのモデル化誤差の検討”，日本建築学会技術報告集，第13巻，第26号，p.499-504, (2007)

8) 減衰の数理モデル

(a) はじめに

建物、地盤の内部減衰を適切な数理モデルを用いて設定する。

【解説】

減衰の数理モデルは、時間積分法によって2つに分かれ、時間領域の逐次積分する方法では、レーリー減衰、複合減衰、複合モード減衰等複数のモデルが提案されている複合減衰には、要素別レーリー減衰、要素別モード減衰がある。

また、周波数領域の時間積分法では複素減衰がよく用いられるが、上記の減衰を用いることも可能である。

(b) 時間領域における数理モデル

時間領域応答解析においては、複数の数理モデルがあるので、その違いを考慮して適切なものを用いる。

時刻歴応答解析では、剛性比例減衰、又はレーリー減衰によって近似されることが多い。その場合には、1点又は2点の固有振動数において減衰定数を設定するが、3次元解析では、水平挙動と上下挙動を同時に解析するので、それぞれの固有振動数が異なることを考慮して設定する。

なお、これらの妥当性は観測記録の再現解析等により確認する。感度解析により設定の違いの影響が小さいことを確認したり、線形計算で複素減衰と解析結果が同様の値となることを確認することも必要である。

また、非線形材料については非線形履歴による減衰効果が付加されるが、履歴による減衰効果が付加されない領域でレーリー減衰を用いる場合は、そのパラメータの設定には、非線形領域で過減衰になる可能性があるので注意を要する。また、履歴による減衰効果に加えて、粘性減衰を考慮する場合は、初期剛性または瞬間瞬間の接線剛性を用いる方法があるが、その減衰の妥当性を感度解析などで確認する。

さらに数値解析上の安定を目的として粘性減衰を用いる場合には、それが構造物の応答に及ぼす影響が十分に小さいことを確認したうえで用いる。

以下に代表的な減衰の定式化を示す。この中で、レーリー減衰は、(3.2.4-4)式の f_1 を水平動の固有振動数とし、 f_2 を上下動の固有振動数とすることが考えられる。2つの振動数における減衰定数でモデル化され、これらの振動数の間では減衰は小さく評価され、小さい側及び大きい側では大きく評価される。したがって、耐震設計においては、設計で考慮すべき振動数（地盤・建物連成の各成分1次固有振動及び建物の各成分の1次固有振動）がすべて2つの振動数の間に入るように設定するべきである。

観測記録の再現解析では、主要なモードに対する減衰が、材料減衰に近いように設定することがあり、耐震設計とは異なる値を用いることになることもある。

a) 全体レーリー減衰

レーリー減衰は速度の係数を次式とする数理モデルである。単一材料の場合に用いられる。解析対象が地盤、コンクリートなど減衰の異なる材料で構成される場合は、次の要素別レーリー減衰が用いられることが多い。

$$\mathbf{C} = \alpha \mathbf{M} + \beta \mathbf{K} \quad (3.2.4-4)$$

ここで、 $\alpha = \frac{2hf_1f_2}{f_1+f_2}$ $\beta = \frac{2h}{f_1+f_2}$

\mathbf{M} は質量行列、 \mathbf{K} は剛性行列、 h は減衰係数、 f_1 と f_2 は主要な固有振動数

非線形化によって固有振動数が低下した場合に減衰を過大に評価する場合がある。

KARISMA の解析モデル・条件でレーリー減衰と複素減衰による地震応答解析結果を比較すると、レーリー減衰による応答が大きかった（ただし、 f_1 =連成水平 1 次固有振動数、 $f_2=20\text{Hz}$ （別紙 2（附属書 2-2）））。これは $f_1 \sim f_2$ 間の減衰が複素減衰に比べて小さいためと考えられる。ただし、 f_2 の設定値によってこの傾向が変わることも考えられるので、 f_2 より大きな振動モードが地震応答に影響する場合には、感度解析などにより確認が必要である。

b) 要素別レーリー減衰

有限要素ごとにレーリー減衰（上記の α 、 β による減衰行列 \mathbf{C} ）を設定し、それを全体行列にアセンブルした減衰。

c) 複合減衰（要素別モード減衰）

ある領域ごと（例えば質点系建物）について境界フリーの固有モードによるモード減衰を求め、剛体モードを加えて、全体行列にアセンブルした減衰。

d) 複合モード減衰

モード解析に用いる減衰。要素別減衰より求めた減衰行列から、固有モードを用いて求めたモード減衰。

$$h_j = \frac{\{\varphi_j\}^T \mathbf{C} \{\varphi_j\}}{2h_j} \quad (3.2.4-5)$$

$\{\varphi_j\}$ は、固有モード。

e) モード減衰

要素剛性にモードの重みをかけて求めたモード減衰。

$$h_j = \frac{\{\varphi_j\}^T \sum_{k=1}^N [hK]_k \{\varphi_j\}}{\omega_j^2} \quad (3.2.4-6)$$

ここで、 $[hK]_k$ は、 h の重みづけをした要素剛性。

9) 周波数領域における数理モデル

周波数応答解析では、前節の減衰モデルに加えて、複素減衰を用いることができる。

【解説】

周波数応答解析では一般に複素減衰が用いられるが、前節のレーリー減衰などの数理モデルを用いることも可能である。

(a) 複素減衰

【解説】

複素減衰は、複素数を用いて表され(3.2.4-7)式の h に係る項である。周波数応答では、この減衰を用いることが多い。

周波数応答では解析振動数の上限値をナイキスト振動数以下に設定することがある。これは、上限値以上の振動数成分の応答をゼロとみなすことになるので、注意が必要である。

$$K^* = K(1 - 2h^2 + 2ih\sqrt{1 - h^2}) \quad \text{又は、} \quad K^* = K(1 + 2ih) \quad (3.2.4-7)$$

K^* は複素剛性、 K は剛性、 i は虚数単位

初期の等価線形法は後者であったが、SHAKE91⁴⁴以降は前者が用いられている。この違いの応答への影響は小さい。

⁴⁴ Schnabel, P. B., Lysmer, J., & Seed, H. B.: "SHAKE-91: equivalent linear seismic response analysis of horizontally layered soil deposits", the earthquake engineering online archive NISEE e-library, (1992).

10) 境界接合部モデル

(a) はじめに

建物内外の接合部のモデル化については、それぞれ適切な構造モデル化を行う。

【解説】

主要な接合部としては、建物基礎底面と支持地盤、建物地下外壁と周辺地盤、建物の部材接合等がある。

(b) 埋め込まれた建物と地盤の接合部のモデル化

大振幅の場合には、埋め込まれた建物と地盤との接合部を、剥離・接触、滑りを考慮できるような有限要素、例えばジョイント要素等でモデル化する。

【解説】

地盤に埋め込まれた原子炉建屋を 3 次元 FEM 解析でモデル化する場合に、地下外壁と周辺地盤間の相互作用（剥離・再接触／滑り・摩擦）を考慮したモデル化を行う。モデル化にはジョイント要素（ここではギャップ要素を含む総称）を用いる。ジョイント要素には、建物節点と地盤節点間をばねでモデル化するものと、建物・地盤間を厚みの無いソリッド要素としてモデル化するものがある。前者は節点間の相対変位と内力で、後者は要素ひずみと応力で構成則の定式化を行う。

ジョイント要素の初期応力は、その分布が動的解析における反力分布と整合性のとれたものとする。この初期応力が、剥離が生じたときに剥離面に対して解放力として評価されることを確認する。

ジョイント要素における剥離・滑りの構成則は、有限要素タイプにかかわらず、接触面に垂直面と平行方向それぞれについて応力（又は力）の軸方向成分及びせん断方向成分として定義される。軸方向成分は剥離・再接触現象をモデル化し、せん断方向成分は滑りをモデル化する。表 3.2.4-6 と図 3.2.4-15 及び図 3.2.4-16(a)にジョイント要素の構成側を示す。

接合部の摩擦には、付着力と垂直力に比例する摩擦力がある。両者ともに実際の建設状況に即した材料試験に基づいて設定する。建物地下外壁と地盤の間の防水層を考慮した摩擦係数については、地下壁面と地盤の間の動摩擦係数が 0.35 という実験の報告^{4 5}がある。静摩擦係数はこれよりは大きい、0.5~1.0 とばらつきが大きい。

この知見を考慮して地下外壁と地盤の境界に作用する建物回転振動によるせん断力は、地震動、摩擦係数などについて感度解析によりその影響を確認するのが望ましい。図 3.2.4-16(b)に接合部の摩擦の付着力とせん断強度の関係を示す。

^{4 5} 東京電力ホールディングス(株)：“柏崎刈羽原子力発電所 6 号及び 7 号炉，地震による損傷の防止について”，(2016).

表 3.2.4-6 ジョイント要素の構成則

	軸方向成分	せん断方向成分
圧縮側力／応力	弾性	摩擦則
引張側力／応力	付着力まで弾性、以後剥離	付着力まで、摩擦則、剥離後ゼロ

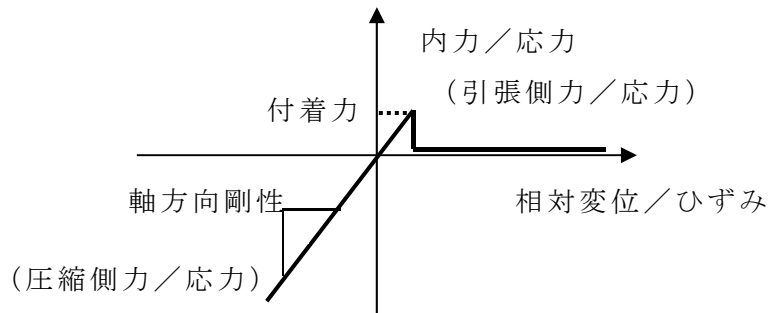
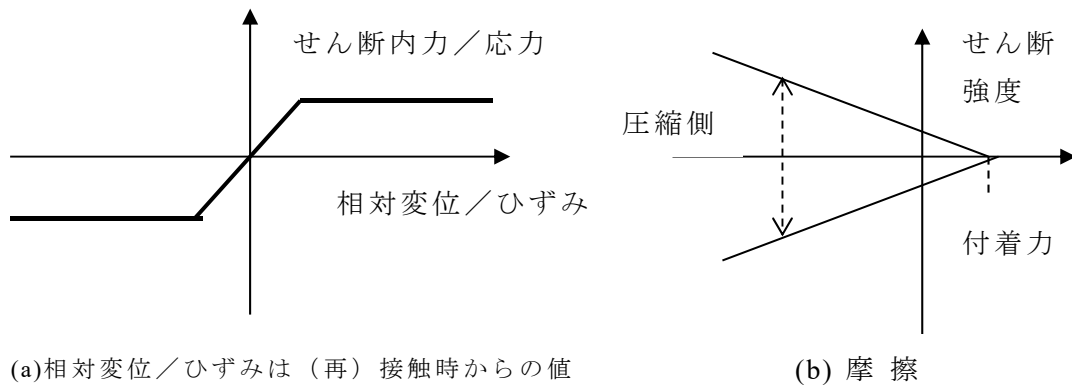


図 3.2.4-15 ジョイント要素の構成則（軸方向成分）



(a) 相対変位／ひずみは（再）接触時からの値

(b) 摩擦

図 3.2.4-16 ジョイント要素の構成則（せん断方向成分）

剥離を考慮したジョイント要素による地震応答解析では、再接触時に変位（反力も）が急に変化するために、接触点の加速度（変位の2回微分）が非常に大きくなり、時刻歴ではスパイク状の加速度となる。このスパイク状の加速度を含め、接触点の加速度については、非線形解析アルゴリズムの工夫や、ジョイント要素の軸方向剛性の値に適切な値を用いることにより現実的な加速度を求める。

軸方向剛性で回避する場合は、感度解析により解析結果が変わらない適切な剛性値を用いる必要がある。一般的には振動アドミッタンス理論等から得られる鉛直地盤ばねから得た単位面積当たりの剛性を50~1000倍した値が用いられている⁴⁶。

⁴⁶ 中村尚弘ら：“基礎浮上りを考慮した3次元FEMモデルによる原子力施設建屋の水平・鉛直同時入力時の応答性状に関する検討”，構造工学論文集, Vol.54B, pp.581-589, (2008).

(c) 建物部材同士の接合

建物の部材同士の接合部の力学性状を考慮してモデル化する。

【解説】

梁・シェルモデルにおける建物の柱と梁、柱・梁及び壁等の部材同士の接合部と部材芯の間の重複部は、解析結果に影響が少ないモデル化方法を採用する。

ソリッドモデルにおいては、接合部の部材境界面に作用する応力集中に留意する。

(d) 解析地盤領域の底面及び側面境界

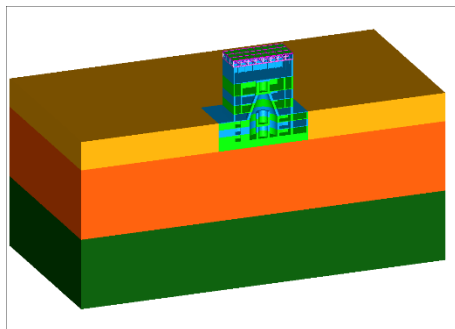
解析地盤領域の側面及び底面境界は、内部加振問題及び外部加振問題の半無限領域への逸散を適切に評価できるモデル化を行う。

【解説】

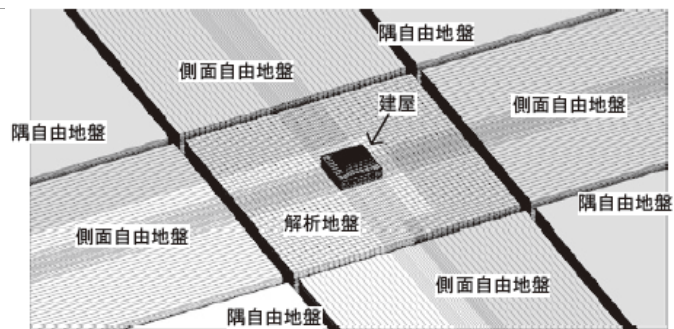
3次元 FEM 解析モデルにおいて地盤の底面、側面は、半無限に続く成層の地盤（以下、半無限地盤）とみなすことになる。実際の地盤に対するモデル化の妥当性は解析対象範囲の節で扱い、ここでは、半無限地盤の解析手法について述べる。

半無限地盤が建物の応答におよぼす影響には、内部加振問題と外部加振問題がある。内部加振問題とは建物応答により地盤に生じる波動が半無限地盤に逸散する問題である。外部加振問題とは、側方の自由地盤からの入力を考慮しても解析領域内の運動が自由地盤と一致するかという問題である。半無限境界を考慮した地盤・建物連成問題の解析法には、直接法とサブストラクチャ法がある。

これらを考慮できる計算モデルとして、無反射境界[Cundall]⁵⁰、伝達境界[Lysmer]⁴⁷、粘性境界[Lysmer]⁴⁷、切欠き力等のモデル化がある。これらを適切に用いて、半無限地盤を適切にモデル化し、建物の応答を評価する。



(a)底面地盤



(b)側面地盤⁴⁸

⁴⁷ Lysmer, J. Et al: “FLUSH- acomputer program for approximate 3-D analysis of soil-structure interaction problems”, EERC-75-30, (1975)

⁴⁸ 土方勝一郎ら：“新潟県中越沖地震における柏崎刈羽原子力発電所5号機原子炉建屋の3次元挙動の分析”，日本建築学会構造系論文集，第75巻，第658号，2179-2187，(2010).

図 3.2.4-17 解析地盤領域のモデル化

解析地盤領域底面は一般に粘性ダンパーでモデル化される。

側面は、地盤が成層地盤の場合は、

- ① 周期境界モデル
- ② 遠方地盤を1次元の自由地盤とみなした粘性境界⁴⁷、切欠き力モデル
- ③ 周波数領域エネルギー伝達境界⁴⁷
- ④ paraxial モデル⁴⁹
- ⑤ 無反射境界モデル⁵⁰
- ⑥ 無限境界モデル⁵¹
- ⑦ 時間領域エネルギー伝達境界⁵²

等が提案されているが、④から⑦は、実務ではあまり使われていない。

地盤が成層の場合、図 3.2.4-17(b)に示される側面自由地盤は「周期境界モデル」であらわされ、側面自由地盤及び隅自由地盤を「粘性ダンパー」と「切欠き力」で結ぶモデルは計算規模が大きくなることから用いられることは少ない。

周期条件は、地盤が成層地盤の場合に、ある側面地盤とその反対の側面地盤の相対する点の変位が同じとする条件である。

⁴⁹ Kim, Hee Seok: "Finite Element Analysis with Paraxial & Viscous Boundary Conditions for Elastic Wave Propagation", Engineering. 04., 843-849, (2012)..

⁵⁰ P.A. Cundall, R.R. Kunar, P.C. Carpenter, J. Marti: "Solution of infinite dynamic problems by finite modelling in the time domain", Second International Conference on Applied Numerical Modelling, Madrid, Spain, (1978)

⁵¹ Peter Bettess : "Infinite elements", Int. J. for Num. Methods in Engineering, Vol.11, p.53-64,(1977)

⁵² 秋道昇道ら : "時間領域エネルギー伝達境界の計算効率化と地盤-建物連成系の詳細な地震応答解析への適用性に関する研究", 日本建築学会構造系論文集, 第 689 巻, p.1263-1272, (2013)

11) 入力地震動

(a) はじめに

解析目的に応じて、解析地盤領域底面に対して、適切な入力地震動を設定する。

【解説】

地震応答解析に用いる地震動は解析目的に応じて設定されるが、3次元解析では、設定された地震動から解析領域底面への入力地震動に換算し用いる。

耐震設計用地震力の算定などでは審査ガイドラインにもとづく。観測記録や実験のシミュレーション解析では、実際に近い入力動を設定する。

(b) 解放基盤で設定された地震動

解放基盤面で地震動が設定される場合は、解析地盤領域底面に対して、適切な方法でその入力地震動を設定する。

【解説】

耐震設計及び安全性評価における入力地震動は、解放基盤表面で設定される基準地震動より、1次元波動論または2次元解析等で算定される解析地盤領域底面位置の地震応答を用いる。この基準地震動は、水平2方向及び鉛直方向について適切に組み合わせたものとする。

3次元 FEM の弾性解析においては3方向成分の入力地震動を独立に作用させた解析を行い、その解を重ね合わせることが可能であるが、弾塑性解析においては3方向同時に入力する。

3次元成分の入力動としては、解析対象サイトにおける地震観測記録を参考に設定することも考えられる。模擬地震動設定については、3方向の相関性や強地震動の特性を考慮する必要がある。

3次元方向の同時入力を想定した入力地震動の作成方法は研究段階であるため、3方向の入力地震動設定や、解析地盤領域底面での入力地震動の位相差等の地震動特性の空間分布について、最新の知見を反映した解析結果の評価を行う。

引き戻しにおいては2次元、3次元地盤モデルを用いることができる。

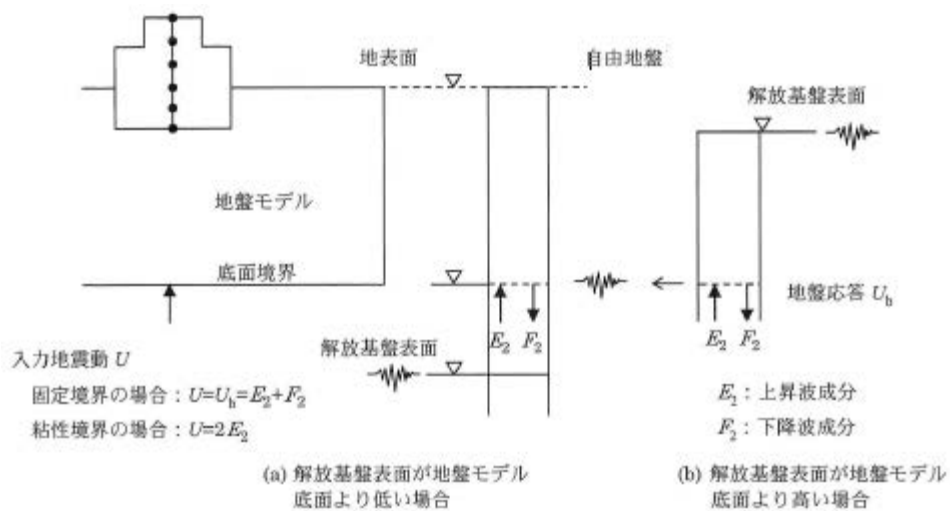


図 3.2.4-18 入力地震動作成の概要

建物の地震観測記録を用いた再現解析においては、基礎位置の観測記録を一致するように解析領域底面への入力波を求め、その地震動を用いた地震応答解析により他の観測位置の記録の再現を試み、解析諸条件の妥当性を検討することがある。

(c) 地震動以外の外力

必要に応じて地震動以外の荷重・外力を考慮する。

【解説】

地震時の建物の状況に応じて、地震動以外の質量、外力を考慮する。積雪、熱などが考えられる。

12) 初期状態モデル

(a) はじめに

自重及び温度分布に関しては、それぞれ適切な応力を初期値として設定する。

【解説】

鉄筋コンクリートの構成則、「建物基礎底面と支持地盤」や「建物地下外壁と側面地盤」の剥離・浮き上がり・滑りを考慮するジョイント要素に関しては、初期応力の違いが応答結果に影響を及ぼすことがあるため、初期値の設定には注意する。

建物の建設後の変化に対応して、それに応じた初期状態を設定する。

(b) 自重モデル

鉄筋コンクリート部材や地盤の弾塑性、建物基礎の浮上り、鉄筋コンクリートの材料非線形等を考慮する場合には、それぞれの部材・地盤の初期応力状態を適切に設定する。

【解説】

自重による初期応力計算モデルは、鉄筋コンクリートの弾塑性挙動、ジョイント要素による浮き上がり、剥離・滑りの応答に影響を与える。

動的解析では、質量行列には整合質量行列と集中質量行列の組合せが用いられることがある。これらから計算される自重が静的解析と整合するように考慮する。

初期応力状態の設定には、3次元 FEM モデルによる自重解析や、静止土圧を用いる。自重解析時には、解析モデルの底面は固定条件、側面は水平拘束が用いられることが多い。

自重解析で初期応力状態を求める場合、自重解析では解析領域の側面の水平成分を固定境界とするが、動的解析では周期境界とするなど境界条件が異なることに注意する。

(c) 熱応力モデル

地震時の応答に解析対象の温度による影響の考慮が必要な場合は、それを考慮する。

【解説】

地震時のように短時間の現象は、温度が定常状態と考えられるので、これを初期状態として考慮する。

13) 数値解析に関する条件設定

(a) はじめに

数値解析手法による誤差が、目的とする解析結果に影響しないように解析手法、解析条件を設定する。

【解説】

有限要素法による解析においては、有限要素、時間積分法、非線形解析アルゴリズム等の解析結果への影響が十分小さいように留意する必要がある。

(b) 有限要素の精度

解析ソフトが用いている有限要素の精度に留意する必要がある。

【解説】

有限要素には、梁要素、シェル要素、ソリッド要素それぞれに様々な要素があり、解析ソフトが提供している要素の定式化や妥当性を確認し、解析目的に応じて、適切な要素を選択する。

また、有限要素によって、せん断ロック、アワーグラスモードなど有限要素法特有の変形挙動を示すことがあり、注意を要する。

これらの要素精度は要素を開発した論文で示されたり、NAFEMS^{1 4)}が提供する例題との比較等で示されることがある。解析者は事前にその精度を確認する必要がある。ただし、既往の検討結果があれば、それを確認してもよい。

a) 梁要素

梁要素は、理論解による梁要素及びアイソパラメトリック要素が代表的な要素である。前者は弾塑性解析に用いることができないので、弾性解析と弾塑性解析を行う場合には、その精度の違い、妥当性を本解析より前に確認しておく必要がある。

b) シェル要素

空間構造の数値解析ガイドブック⁴⁾の「表 3.2.1 板構造の解析に用いられる要素の概念」に示されるように、板構造のための様々な有限要素がある。使用する解析ソフトがどのような定式化を用いているかを把握して用いる必要がある。

c) ソリッド要素

3次元 FEM 解析による解析ではメッシュモデルの自動作成が容易であることから、機械系の3次元解析では2次の4面体要素が使われることが多い。なお、1次の4面体による解析モデルは一般に精度が悪いので、用いる場合には注意が必要である。

1次の6面体要素はメッシュの作成が困難なので、従来使われることが少なかったが、

最近は解析対象構造をいくつかの部分構造に分けてメッシュを作成し、部分構造間を接着要素で連結したメッシュモデルも利用されている。この場合も定式化やその精度を事前に調査、確認する。

(c) 地震応答解析法

地震応答解析法には、時間領域と周波数領域の方法がある。それぞれに特性を考慮して適切な方法及びパラメータを設定する。

【解説】

地震応答解析法には、弾性応答解析法、等価線形解析法、非線形解析法がある。いずれも、入力地震動に対する時々刻々の解析対象の応答を時間積分によって求める。

弾性解析の場合は、時間積分法として、時間領域の積分法と周波数領域の積分法があり、それぞれ逐次応答解析法と周波数応答解析法と分けられる。時間積分法には、直接時間積分法とモーダル法がある。3次元 FEM 解析ではモーダル法は、ほとんど使われていない。また、スペクトルモーダル法もあるが、3次元 FEM 解析と合わせて用いられることはほとんどない。

非線形解析の場合は、逐次応答解析法に非線形解析法を組み入れた解法が用いられる。

等価線形解析法は、非線形挙動を応答ひずみに応じた割線剛性による線形解析で求める方法で、周波数応答解析法と組み合わせられることが多い。

a) 直接時間積分法

直接時間積分による応答解析法には計算時間刻みに対して無条件安定の陰解法である Newmark- β 法、Wilson- θ 法がよく用いられるが、ほかに陽解法として中央差分法、条件安定の Runge-Kutta 法、Houbolt 法などがある^{5 3, 5 4}。

K.J. Bathe^{5 3}及び O.C. Ziewiewicz^{5 4}が指摘するように、逐次積分の時間積分を用いる場合は、数値安定と数値減衰について留意する必要がある。

3次元 FEM 解析では、最大固有振動数が非常に大きくなる。一方、時間積分法は刻み時間により、高振動数に対する応答の精度が悪くなる。一般に線形計算に用いられる 0.01 秒の場合、10Hz を超えると精度が悪くなる。積分方法、計算時間刻みによる数値減衰にも留意する。

ASCE SEI4/16^{1 0}では、時間刻みを、 $\Delta t \leq \frac{\Delta h}{v_s}$ としている。ここで Δh は、有限要素の最小の長さ、 v_s はせん断波速度である。

また、非線形解析においては、非線形解析アルゴリズムによっては、線形解析よりも計

^{5 3} K.J. Bathe : “Finite Element Procedures in Engineering Analysis”, Prentice-Hall, (1982).

^{5 4} O.C. Ziewiewicz and R. Taylor : “The Finite Element Method”, Vol2, McGraw-Hill Book Company, (1989).

算刻み時間を小さくする必要がある。その度合いは非線形解析アルゴリズムによって異なる。

b) 周波数応答解析法

周波数領域の時間積分法を用いる場合は、周波数刻み（伝達関数の補間）、打ち切り振動数が、解析目的とする結果に影響しないように留意する。

具体的には、周波数応答解析では、伝達関数を飛び飛びの振動数きざみで計算し、その他の振動数については補間した伝達関数を用いる場合があり、3次元 FEM 解析では、多くの振動モードを含むために、適切な計算振動数刻みを用いる必要がある。

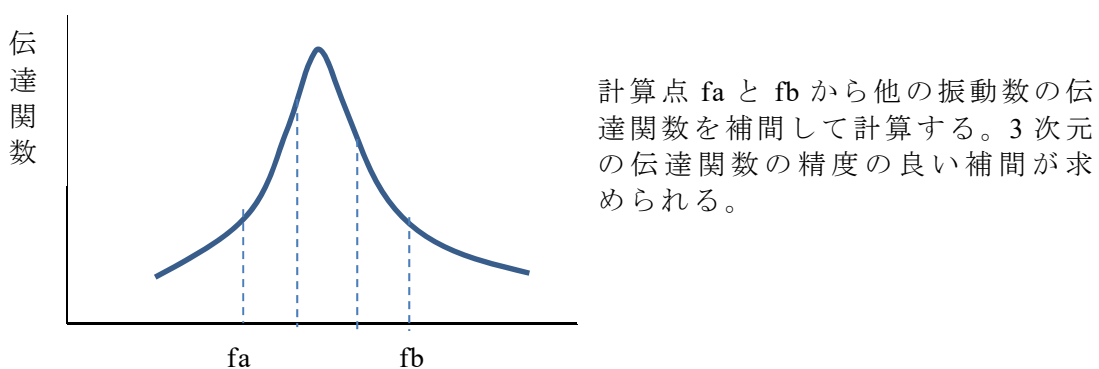


図 3.2.4-19 周波数応答解析における伝達関数補間の模式図

(d) 非線形解析法

非線形解析においては、各ステップで行う反復計算の収束性を確認する。

【解説】

非線形計算アルゴリズムには、初期剛性法、ニュートン法、修正ニュートン法等が用いられる。これらの方法は計算ステップにおいて反復により解を求める方法である。この時、各ステップで残差が許容値以下に収束する必要がある。

動的解析においては外力の方向が反転するステップで残差を積み残すと正確な解が得られない可能性がある。

このために、解析ステップごとの反復回数、残差、収束性を確認し、解析結果への影響が小さいことが確認する。

多くの非線形解析アルゴリズムで、あるステップの反復計算において解が収束しない場合に、その残差を次のステップに繰り越す処理をするが、各反復における解を求める剛性（接線剛性、割線剛性、類推剛性など）によって、数値振動を起こす可能性があるため、それらの剛性を含む解析アルゴリズムの適用性に留意する。

a) 鉄筋コンクリート非線形解析の特徴

鉄筋コンクリートは2つの特徴がある。鉄筋とコンクリートの複合材でそれぞれに非線形挙動を示すことと、コンクリートのひび割れによる材料の等方性がなくなることである。これらのモデル化方法は多岐にわたるが、あらゆるひび割れや応力状態を表現することは困難である。複数の構成則による感度解析を行い、解析解の妥当性を確認することが望ましい。

b) 基礎浮き上がり非線形解析の特徴

基礎底面と地盤が剥離後に再接触するときに、衝突が起こる。この時地盤は建物の回転と同調した挙動をしており、場合によっては、剥離した基礎底面がほぼ同時に再接触することがある。この場合、建物全体に大きな上下加速度(誘発上下動)が生じることがある。解析では、ぶつかった瞬間の大きな力をジョイント要素で受け止めることになるが、このジョイント要素の剛性が非常に大きい場合、計算刻み時間が十分小さくないと、非現実的なスパイク状の加速度が生じる。一般にこのスパイクのエネルギーは小さく、建物の応答への影響は小さいことが多いが、建物地下壁の応力に影響を与える可能性がある。このため、解析結果を調べ、建物地下壁の応力等に影響がある場合は、計算時間間隔を短くするなど、より精度の高い計算を行う必要がある。

数値解析においてジョイント要素に減衰を考慮する場合、浮き上がり(剥離)状態を小さく評価する可能性があるので注意する。

c) 地下壁側面と地盤の剥離・接触の非線形解析の特徴

建物と地盤が剥離後に再接触するときに、衝突による大きな加速度が生じるのは、基礎浮き上がりと同じであるが、表層地盤が支持地盤より柔らかい場合には、建物の振動と側面地盤が独自に振動するために、再接触時の状態が複雑になりやすい。

d) 地下壁側面と地盤の滑りの非線形解析の特徴

滑り剛性を非常に大きくし、滑り時の剛性をゼロ勾配とし接線剛性法で解くと、滑り勾配に応答値が入るほど Δt を小さくしなくてはなくなる。これを無視すると数値振動が発生する。このため、滑り剛性は極端に大きくはできないことから、適切な剛性及び減衰を感度解析により求める。

滑り状態においては、数値解析を安定させるための減衰を考慮することも可能であるが、滑り量を左右する可能性があるため、感度解析により影響を確認するのが望ましい。

材料構成則

材料の非線形性を考慮した解析を行う場合は、材料試験の再現解析により、用いる構成則の妥当性を事前に確認する。

14) 解析結果の妥当性確認

(a) はじめに

解析結果の妥当性を確認する前に、解析が正常に終了していることを確認しなければならない。そのうえで、入力データの妥当性の確認を行い、次に荷重変位関係、変形図、断面力図等巨視的な視点で解析結果の妥当性を確認する。ここでの妥当性とは、材料非線形解析の場合は、解析条件及び解が解析手法の適用範囲にあり、物理的に意味のあるものであることをいう。必要に応じて、解析モデルの改善を行い、再解析を行う。

【解説】

解析が正常に終了していることの確認は、つぎのような項目について行うことができる。

- 計算のエラー記録
- 計算ソフト（バージョン）、計算機（計算環境）：計画との比較
- 計算時間：想定時間との比較
- 入力ファイル名称、出力ファイル名称：ケースの取違え確認
- 日時、担当者：処理ファイルの取り違え確認

入力データの確認は、次のような項目について行う。

- 要素分割図（構造図）、部材リスト：形状の確認
- 拘束図：拘束条件の確認
- 地震動波形図：入力地震動の確認
- 材料分布図：材料設定の確認
- 固有振動数及び固有モード：予想した振動数や振動モードであるかの確認。建物及び地盤・建物連成モデルの固有振動数、固有モードによる振動モデルの性状のチェックは、形状モデル、構造モデル、材料、境界条件など解析モデルの精度を確認するための効果的な方法である。

解析結果の妥当性の確認は、次のような変量に対して、解析ソフトの適用範囲にあること及び物理的に意味のあるものであることを確認する。

- ① 節点変量（加速度、速度、変位）、応答スペクトル
- ② 断面力／強度評価
- ③ 要素変量／強度評価
- ④ 反力

(b) 解析結果の正常終了確認

解析が正常に終了したことの確認を行う。

【解説】

解析規模、解析時間、解析環境などについて経験値として、類似解析の記録を参照にするとよい。

(c) 入力データの妥当性確認

入力データの形状については、解析前に元データとの違いがないことを確認する。

メッシュ図（構造図）、部材リスト、拘束図、地震動波形図、材料図も解析データから出力できるものは、元データと比較チェックする。可能な限り数値で比較する。

構造モデルデータについては、本解析前に固有値解析により、固有振動数、固有モードに異常値がないかを調べ、形状、拘束、接合条件に間違いがないことを確認する。

境界条件、入力動、初期状態などについては、それぞれの条件、状態を適切に図化し、間違いがないことを確認する。

(d) 解析結果の妥当性確認

解析結果については、解析手法の適用範囲にあることを確認のうえ、その内容について妥当性を確認する。

計算処理情報、計算のエラー、計算時間に問題がないことを確認したうえで、解析結果の内容については、次のような項目について確認する。これらの確認には動画の利用が効果的である。

- 加速度・変形／変位分布と荷重の対応
- 加速度・変位／応力と簡便計算値／理論解の比率
- 加速度・変位の正負、対称性、過大・過小
- 加速度・応力と変位のバランス
- 加速度・変位、応力分布の傾向
- 引張・圧縮の発生場所
- 剛体移動防止位置の反力
- 拘束位置の反力／荷重との整合性
- 接合部のひずみ／応力分布
- 応力と降伏強度

妥当性確認の一つとして、より簡易なモデルの解析との比較は有用である。より簡易な解析モデルとしては、質点系モデルによる解析がある^{5 5}。質点系モデルによる解析は、3

^{5 5} José A. Abell, Nebojša Orbović, David B. McCallen, Boris Jeremic: “Earthquake soil - structure interaction of nuclear power plants, differences in response to 3 - D, 3 × 1 - D,

次元解析からするといわゆる「1次元解析」に相当し、主要な挙動を把握、解析結果の妥当性を確認するのに重要な役割を果たすものである。3次元解析結果の平均値を質点系モデルによる解析結果と比較するなどにより、主要な挙動の特性、精度を確認することができる。一方、質点系モデルによる解析の方が安全側であるという根拠はない。

and 1 - D excitations”, Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Volume47, Issue6, 1478-1495, (2018).

15) 解析結果利用の留意点

(a) はじめに

妥当性が確認された解析結果の利用については、その結果処理における誤差に留意する。

【解説】

解析結果には次のような変量がある。解析目的に応じて必要な変量を出力する場合の誤差に留意する。

節点の変量は、有限要素法における直接計算された値で、結果処理による誤差は出力桁数のみである。変量としては、加速度、速度、変位がある。

- 時刻歴：出力する時間刻みに留意する。
- 最大値：最大値を求める時間刻みが計算と異なる場合がある。
- 最大値コンター図：節点値を補間して等値線を描く。

要素の変量には、ひずみ、応力がある。非線形計算ではそれに加えて非線形状態の変量がある。要素の変量はガウス点などで計算されるが、出力は、要素の中心位置の平均値の場合もある。

- 時刻歴：出力値が要素内の計算値か平均値か、またその違いに留意する。時刻については計算刻みかについて留意する。
- 最大値：最大値を求める時刻刻み及び出力値に留意する。
- コンター図：等高値の計算方法に留意する。
- ひび割れ状態図：閉じたひび割れの出力方法に留意する。
- 接触・剥離：ジョイント要素の内力と相対変位の履歴を確認する。加速度の最大値については、感度解析を参考にして、現実的な値を求める。結果にローパスフィルターを掛けることも考えられる（14.2 参照）。
- 誘発上下動：浮き上がりにおいては、大きな誘発上下加速度が生じるので、感度解析などを参考に、現実的な値を求める。

(b) 非線形解析における解析結果の利用

非線形解析における解析結果について、後処理については十分な検討が必要である。

【解説】

材料の非線形性、基礎底面の浮上り、建屋地下壁と地盤の剥離・再接触の解析においては、材料の非線形性が強くなったり、再接触時に急激な外力の変化が生じる。これにより加速度が大きく変化するが、通常地震応答解析の刻み時間では、これらの衝撃的な変化を正しく解析できず、非現実的な高振動を生じることがある。いわゆる「スパイク状の加速

度」波形に伴う非現実的な高振動波形である。この振動数は、1周期あたり4点が必要であることから計算刻み時間の4倍の振動数になることがある。この場合は、この振動数をローパスフィルタで取り除くことが可能である。

別紙2(附属書2-3)に、側面剥離・接触による高振動数波形を取り除いた例を示す。計算刻み時間1/1000秒で、4/1000秒周期(250Hz)を中心とした波が解析結果に含まれ、建物地下部の最大応答加速度が非現実的に大きくなっている。これに対して、100Hz以上の成分をカットすると、最大応答加速度分布は現実的な値に近づくが、剥離・接触位置の応答スペクトルは高振動数領域の応答が大きい。これは再接触によるものと考えられる。この値の精度についてはさらなる検討が必要であるが、このスパイク状の加速度の建物中央や建物上部に対する影響は小さいようである。

別紙2(附属書2-5)には鉄筋コンクリートの非線形を考慮した解析においても、ひび割れに起因する高振動数波形が含まれることを示している。

(c) 解析結果のばらつきの考慮

解析目的に応じて構造解析係数などによりばらつきを考慮する。

【解説】

地震応答解析結果を性能照査に用いる場合は、構造解析係数を考量する。構造解析係数は解析結果の利用目的に応じて、責任技術者が解析根拠資料及び解析条件の精度や解析者の解法に関する知識や経験を判断して設定するものである。

解析目的が実験や観測記録の再現解析である場合には、材料定数などのばらつきを考慮する。

解析による性能照査を行う場合について、土木学会の「コンクリート標準示方書」¹³では安全係数の一つとして構造解析係数 γ_A を応答値算定時の構造解析の不確実性等を考慮して定められており、本文では一般には1.0としているが、非線形解析については、土木学会の「コンクリート標準示方書(2017)」¹³における「10編 非線形有限要素解析による性能照査」で、部材係数も合わせた解析係数が一般に1.1から1.5としている。安全率の考え方については、土木学会の「原子力発電所屋外重要構造物の耐震性能照査指針・マニュアル」⁵⁶を参照している。

また、土木学会の「鋼・合成構造標準示方書」⁵⁷では、式(3.2.4-8)の γ_A で実構造の応答に対する数値解析の誤差を考慮している。

$$S \leq R_a = \frac{1}{\gamma_A \gamma_B \gamma_i} R \quad (3.2.4-8)$$

ここで、

⁵⁶ 土木学会：“原子力発電所屋外重要構造物の耐震性能照査指針・マニュアル”，(2005).

⁵⁷ 土木学会：“鋼・合成構造標準示方書 耐震設計編”，(2008).

S : 応答値 (解析により計算される応力、ひずみ、変位)

Ra : 限界値 (材料特性を考慮した応力、ひずみ、変位の限界値)

γ_A : 構造解析係数 (1.0~1.1)

γ_B : 部材係数 (1.1~1.3)

γ_i : 構造物係数 (構造物の重要度 1.0~1.2)

(d) ピアチェック

解析結果の妥当性や信頼性を保証するためには第三者による確認が望ましい。

【解説】

解析結果の評価については、ピアチェックを行う。コンクリート標準示方書^{1 3}では、鉄筋コンクリート構造の妥当性の保証のために第三者評価を推奨している。また、土木学会では、数値解析認証評価^{5 8}を実施している。

^{5 8} 土木学会ホームページ: <http://committees.jsce.or.jp/opcet/hyoka>

3.2.5 3.2節のまとめ

原子炉建屋の地震応答解析の信頼性向上のため、原子炉建屋の地震応答解析を実施し、建屋の三次元有限要素モデル等の三次元詳細モデルのモデル化因子が地震応答解析結果に与える影響の確認を行った。

過年度までに、仮想の地盤条件とした原子炉建屋を対象に、仮想の入力地震動を用いてモデル化因子の影響評価を実施し、原子炉建屋三次元詳細モデル構築手法の標準案を作成した。本年度は過年度までの成果を踏まえ、原子炉建屋で計測された地震観測記録の再現解析を実施して標準案の適用性を確認した。また、再現解析で得られた知見等を踏まえて標準案を見直した。

具体的には、以下の3項目について検討を行った。

- (1) 地震観測記録の再現解析に関わる文献調査
- (2) 原子炉建屋三次元詳細モデルを用いた地震観測記録の再現解析
- (3) 原子炉建屋三次元詳細モデル構築手法に係る標準案の見直し

(1) 地震観測記録の再現解析に関わる文献調査

原子炉建屋で計測された地震観測記録の再現解析を実施するにあたり、原子炉建屋で観測された地震観測記録及び地震観測記録の再現解析に関わる文献調査を実施した。いずれも、地盤と建屋の相互作用を考慮した解析モデルを用いていた。また、KARISMA プロジェクトを除いて、基礎上の観測記録が一致するように解析モデルへの入力を設定し、3階の観測記録と地震応答解析結果を比較していた。その結果、水平方向は観測記録と良い対応をしていたが、上下方向については、周期0.08秒近傍のピーク振動に対する精度があまりよくなかった。この精度は、解析モデルや解析条件等、いわゆる解析の仕方に依存するものと考えられる。KARISMA プロジェクトでは、解析者によって1割程度の違いが見られた。これらの解析結果を利用する場合は、その解析根拠についても十分に把握する必要があると考えられる。

(2) 原子炉建屋三次元詳細モデルを用いた地震観測記録の再現解析

過年度までに作成された「原子炉建屋三次元詳細モデルの構築手法の標準案」に沿って、IAEAのKARISMAプロジェクトのモデル情報を参考に原子炉建屋三次元詳細モデルを作成し、原子炉建屋で計測された地震観測記録の再現解析を行った。比較に用いる地震観測記録は、平成19年(2007年)新潟県中越沖地震の東京電力柏崎刈羽原子力発電所の7号機原子炉建屋の本震記録とした。本再現解析を通して、以下の知見を得た。

- ・弾性解析結果と観測記録との比較では、水平応答は観測記録とよく整合した。上下応答は観測記録よりも全体的に過大な応答となった。その原因として、耐震壁以外の間仕切り壁等がモデル化されていない影響、小梁等の二次部材がモデル化されていない影響など、解析モデルと実構造物との違いがあるほか、地盤の非線形挙動を考慮して

いない影響等が考えられる。上下方向の再現性を向上させるためには、より詳細な壁のモデル化が必要と考えられる。

- ・ 時刻歴応答解析と周波数応答解析の結果の比較では、最大応答値への影響は小さかったが、床応答スペクトルについては、若干の違いがみられた。両者の結果は同様と考えられるが、レーリー減衰の他に、周波数応答の計算振動数の上限等の数値解析面での違いの影響も確認する必要があると考えられる。
- ・ 弾性解析結果と側面剥離・滑り考慮の結果の比較では、側面剥離・滑り考慮の結果において、側面剥離が生じた箇所の近傍でスパイク状の加速度がみられた。本検討では、計算時間間隔 0.001 秒に対して 100 Hz のローパスフィルターを適用することにより、現実的な応答が得られた。また、表層地盤において滑りが発生したが、床応答スペクトルへの影響はみられなかった。なお、剥離による上下応答、回転運動への影響も小さかった。
- ・ 本再現解析では基礎浮上り現象はほとんどみられなかった。
- ・ RC 非線形を考慮した結果では、局部的に非線形領域に入る箇所があったが、建屋応答への影響は小さかった。一方、収束性の問題が確認され、収束計算なしの場合には、数値振動が生じた。このことから、非線形解析では収束計算を実施するのが望ましいといえる。今回は詳細を確認し、100 Hz のローパスフィルターを適用して分析した。側面剥離・滑りや RC 非線形の建屋応答への影響については、適切な時間刻みや収束条件の設定と、適切なフィルター処理により、数値誤差を回避できることを確認した。

(3) 原子炉建屋三次元詳細モデル構築手法に係る標準案の見直し

三次元詳細モデルの応答特性、非線形解析におけるパラメータの設定方法、再現解析を通して得られた側面剥離・滑り及び RC 非線形によるスパイク状の加速度の取り扱いに関する知見等を踏まえ、過年度までに作成された原子炉建屋三次元詳細モデルの構築手法に係る標準案の全体的な見直しを行った。

3.3 原子炉建屋を対象としたフラジリティ評価手法の整備

3.3.1 目的及び実施概要

建屋・構築物内に設置された耐震重要設備の地震応答評価の精緻化のため、設計を超える地震動を入力とする原子炉建屋の地震応答解析を実施し、建屋のフラジリティ評価手法の高度化について検討した。

過年度までに、三次元詳細モデルの強非線形域への適用性検討として、原子炉建屋の三次元詳細モデルによる荷重漸増解析を実施し、その課題を抽出するとともに終局耐力評価を行った。本年度は過年度までの成果を踏まえ、強非線形域を対象とした原子炉建屋の地震応答解析を実施し、地震に対するフラジリティ評価手法の高度化について検討した。

本章では、以下、次の3つの項目について実施内容及び得られた成果を記載する。

- (1) 設計を超える地震動を入力とする原子炉建屋の地震応答解析
- (2) 機器のフラジリティ評価のための配管応答解析の実施
- (3) 地震に対する建屋のフラジリティ評価手法の高度化

3.3.2 設計を超える地震動を入力とする原子炉建屋の地震応答解析

建屋フラジリティ評価手法の高度化に資するため、設計を超える地震動を入力とする原子炉建屋の地震応答解析を実施した。

具体的には、過年度までに作成された三次元詳細モデルをもとに、過年度までに作成された「原子炉建屋三次元詳細モデルの構築手法の標準案」に沿って見直した三次元詳細モデルを用いて、平成 19 年（2007 年）新潟県中越沖地震の観測記録を定数倍した波を入力地震動とする複数の地震応答解析を行い、その結果を評価した。入力地震動の荷重レベルは、過年度までに実施された荷重漸増解析の荷重—変位関係等の結果を踏まえて観測記録を 2、4、6 倍に設定した。

なお、解析コード FINAS/STAR に加えて、解析コード FINAL による解析も実施し、二つの解析コードにおける RC の構成則等の違いによる応答結果の違いについても比較検討した。FINAL は三次元有限要素法によるコンクリート系構造物の非線形解析プログラムであり、株式会社大林組が開発したプログラムである。解析対象モデルは、原子炉建屋のみとし、地震応答解析は、基礎固定条件で行った。

はじめに、平成 19 年（2007 年）新潟県中越沖地震における柏崎刈羽原子力発電所 7 号機原子炉建屋の基礎上の観測記録（1 倍）を入力地震動とし、弾性条件による地震応答解析を実施し、解析結果を再現解析と比較検討した。その後、RC 非線形性を考慮し、地震動レベルを観測記録の 2、4、6 倍とした入力地震動による地震応答解析を実施し、強非線形領域における建屋応答について検討した。解析条件及び解析コードの違いを検討するために次の 8 ケースについて解析を行った。

表 3.3.2-1 解析ケース

ケース	解析コード	建屋の材料物性	地震動レベル	剥離・滑り・浮上り	解析方法
C2-1-1	FINAS/STAR	弾性	観測記録 1 倍	無視	時刻歴応答
C2-1-2	FINAL				
C2-2-1	FINAS/STAR	RC 非線形	観測記録 2 倍		
C2-2-2	FINAL				
C2-4-1	FINAS/STAR		観測記録 4 倍		
C2-4-2	FINAL				
C2-6-1	FINAS/STAR		観測記録 6 倍		
C2-6-2	FINAL				

解析条件は、最初弾性解析の条件を共通解析条件として示し、それに続く解析条件については、弾性解析と異なる部分を示す。

各解析条件が地震応答解析結果に与える影響は以下の点に着目して確認した。

- ・最大応答加速度、最大応答変位、伝達関数、ひずみコンター図、層せん断応力と層間変形角等

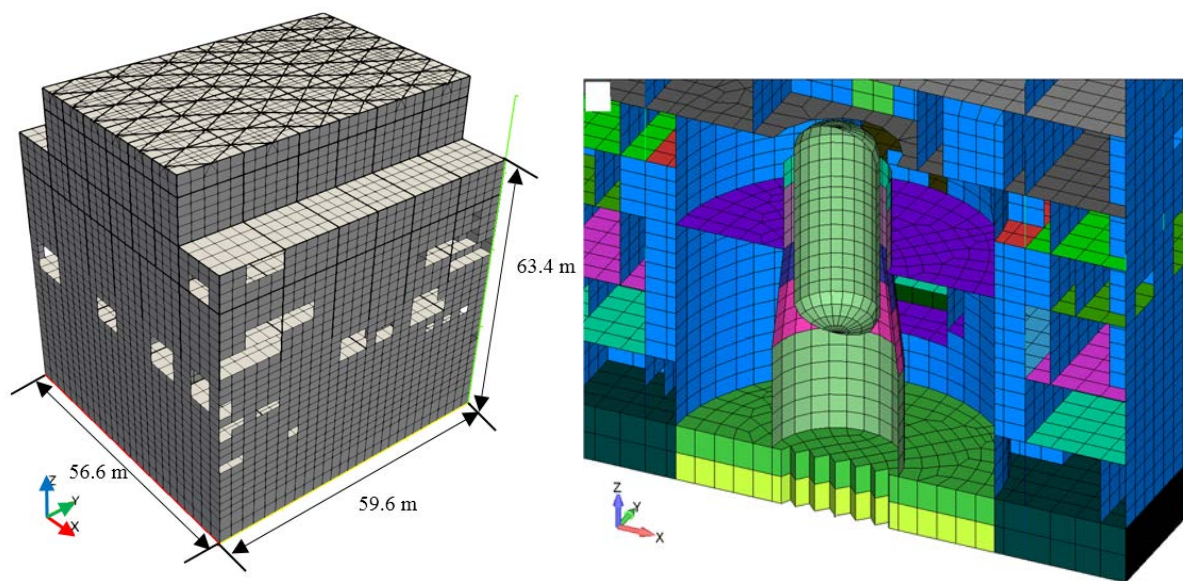
(1) 解析条件

ここでは強非線形解析の解析条件として、解析モデルと入力地震動の概要を示す。詳細は別紙 3（附属書 3-1）解析条件に示す。

1) 解析モデル

柏崎刈羽原子力発電所の 7 号機原子炉建屋を解析対象とし、解析の諸元は、IAEA の KARISMA プロジェクトで用いられたデータを用いた。また、解析に用いる解析モデルは、4 章の経年配管を対象した脆弱性評価のために建屋応答を提供することを考慮し、大型機器（圧力容器及びその支持部）を含むモデルとした。大型機器はシェル要素を用いてモデル化した。本解析は建屋の強非線形解析に着目していることや、計算コストの条件等を考慮し、建屋を基礎固定としたモデルを用いることとした。

解析に用いる建屋モデル及び大型機器モデルの三次元詳細モデルの概要を図 3.3.2-1 に示す。図 3.3.2-2 に固有値解析結果及び建屋 1 次モード図を示す。



(1) 建屋モデル

(2) 圧力容器及びその支持部のモデル化の様子

図 3.3.2-1 三次元詳細モデルの概要

振動数 Hz	周期 sec	刺激係数			有効質量比			備考
		NS(X)	EW(Y)	UD(Z)	NS(X)	EW(Y)	UD(Z)	
4.254	0.235	2.569	0.001	-0.043	0.530	0.000	0.000	NS1次
4.474	0.204	-0.013	-3.176	0.007	0.000	0.566	0.000	EW1次
5.309	0.188	0.056	3.968	0.078	0.000	0.017	0.000	EW2次
7.329	0.136	-3.782	0.242	-0.035	0.087	0.000	0.000	NS2次
11.847	0.084	-0.024	0.064	-14.526	0.000	0.000	0.100	UD1次

※主要モード抜粋

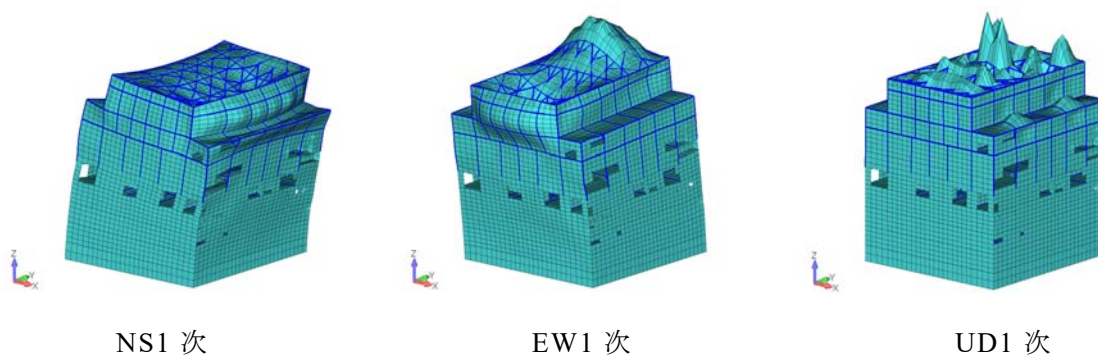


図 3.3.2-2 基礎固定 固有値解析結果及び 1 次モード図 (NS,EW,UD)

2) 材料構成モデル

コンクリート、鉄筋の応力ひずみ関係及び物性値を図 3.3.2-3 から図 3.3.2-5、表 3.3.2-2 から表 3.3.2-5 に示す。

(a) FINAS/STAR

FINAS/STAR では、鉄筋コンクリートの材料モデルは前川モデル⁶を適用した。コンクリート構成則の圧縮側については KARISMA ベンチマークモデルと同様の値となるように前川モデルを設定した(図 3.3.2-3)。一方、コンクリート構成則の引張側(図 3.3.2-4)については、KARISMA ベンチマークモデルの応力ひずみ関係は前川モデルと異なり、ピーク部分にフラットな領域が無い。FINAS/STAR には、このような特性に正確に対応する構成則が実装されていないため、出雲らのモデル⁵⁹で代用した。付着係数 C の値については、コンクリート標準示方書⁷より、異形鉄筋が十分に配置されているという想定のもと、本解析では 0.4 とした。鉄筋については KARISMA ベンチマークモデルと同様にバイリニアの構成則を設定した。2 次勾配の剛性低下率(弾性域の剛性に対する低下率)については表 3.3.2-3 中の降伏強度、極限強度より 1/100 程度とした。

⁵⁹ 出雲淳一他 “面内力を受ける鉄筋コンクリート板要素の解析モデル”，コンクリート工学論文, No.87.9-1, pp.107-120, (1987)

(b) FINAL

FINALでは鉄筋コンクリートの材料モデルは、圧縮側、引張側、ひび割れ後のせん断伝達特性にそれぞれのモデルを定義できる。コンクリート構成則の圧縮側は修正 Ahmad モデル⁶⁰を適用した(図 3.3.2-3)。初期勾配、ピークひずみは KARISMA ベンチマークモデルと同様の値となるように設定した。引張側(図 3.3.2-4)は FINAS/STAR と同様、出雲らのモデルを用い、付着係数も同様に $C=0.4$ とした。但し、FINAL の引張側特性は柵がないモデルを用いている。ひび割れ後のせん断伝達特性は各種用意されているが、ここでは長沼の提案モデルを用いた。これは、ある程度の縦横筋が存在する壁が面内せん断により鉄筋を斜めに横切るひび割れが生じる場合に適したモデルとなっている。

⁶⁰ 長沼一洋, “三軸圧縮下のコンクリートの応力～ひずみ関係”, 日本建築学会構造系論文集, No.474, pp.163-170, (1995).

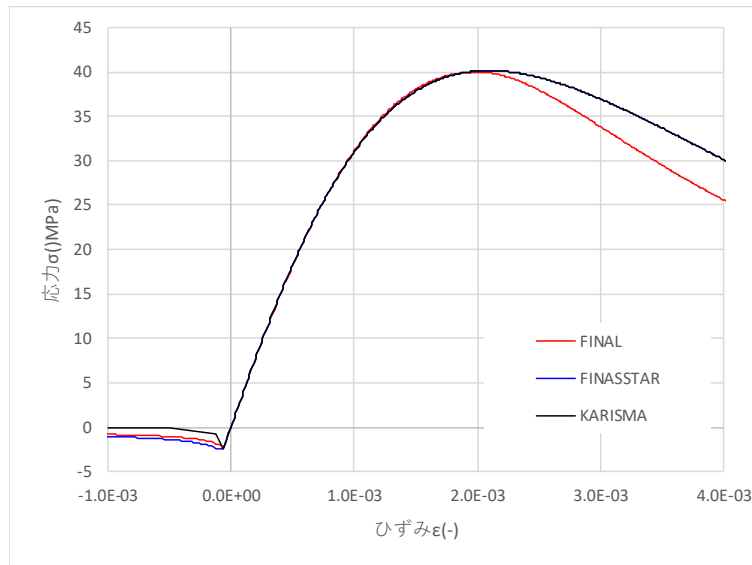


図 3.3.2-3 コンクリートの応力-ひずみ関係（圧縮側：正、引張側：負）

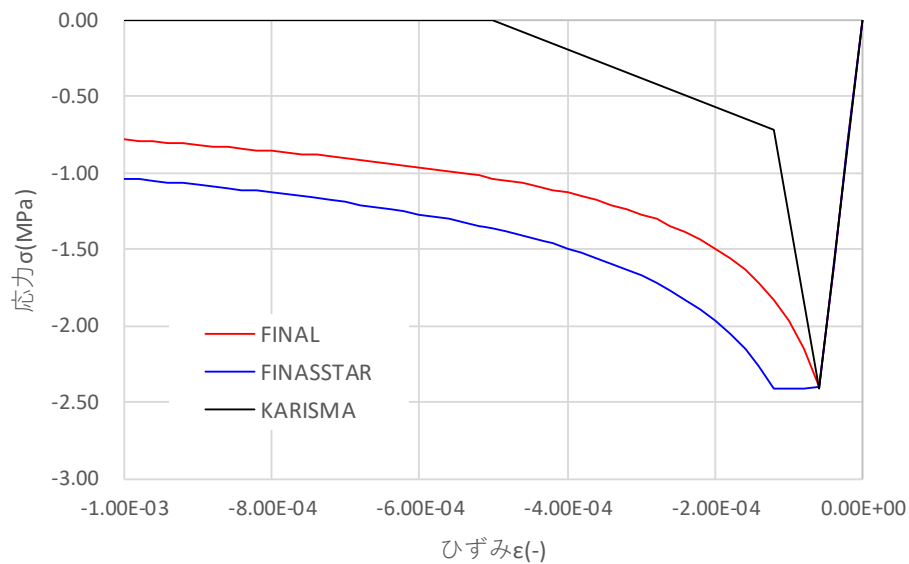


図 3.3.2-4 コンクリートの応力-ひずみ関係（引張側）

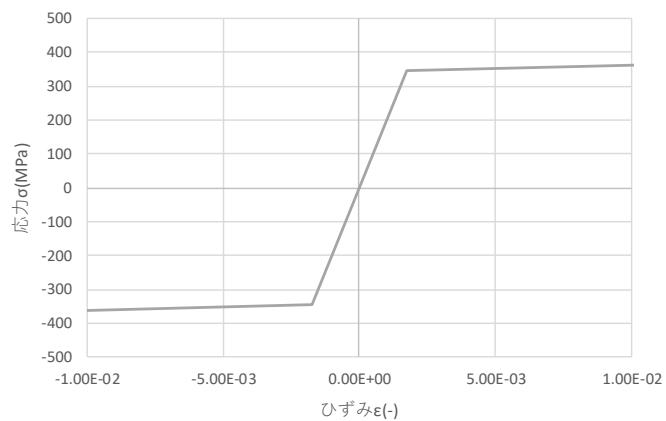


図 3.3.2-5 鉄筋の応力-ひずみ関係（圧縮側：負、引張側：正）

表 3.3.2-2 コンクリートの構成則

項目	構成則	
	FINAS/STAR	FINAL
引張側	出雲らのモデル	出雲らのモデル
圧縮側	前川モデル	修正 Ahmad モデル
ひび割れ後のせん断伝達特性	前川モデル	長沼の提案モデル
ひび割れモデル	多方向固定 分散ひび割れモデル	多方向固定 分散ひび割れモデル
ひび割れ軸	4 方向	4 方向

表 3.3.2-3 鉄筋の構成則

項目	設定値
履歴モデル	バイリニア
2 次勾配の剛性低下率	1/100

表 3.3.2-4 コンクリートの物性値

初期剛性 E_0 (kN/m^2)	ポアソン比 ν	圧縮強度 σ_c (kN/m^2)	圧縮強度 σ_c に対応するひずみ ε_c (%)	引張強度 σ_t (kN/m^2)
4.00×10^7	0.20	4.00×10^4	0.2	2.41×10^3

※初期剛性 E_0 は圧縮強度 σ_c 及びそれに対応するひずみ ε_c の比から算出 ($2\sigma_c / \varepsilon_c$)

表 3.3.2-5 鉄筋の物性値

ヤング係数 E (kN/m^2)	ポアソン比 ν	降伏応力 σ_y (kN/m^2)
2.00×10^8	0.30	3.45×10^5

(c) せん断ひずみとせん断応力の関係

図 3.3.2-6 にせん断ひずみとせん断応力の関係を示す。前川モデルが最もせん断剛性が高く、Al-Mahaidi モデル⁶¹が最も低いことが分かる。せん断ひずみが最大となるときのせん断応力は前川モデルと長沼の提案モデルで同程度である。ただし、履歴ループの形状は大きく異なり、前川モデルの方が多くのひずみエネルギーが消費されることが分かる。そのため、動的解析時には前川モデルの方が履歴減衰が強く作用する可能性がある。

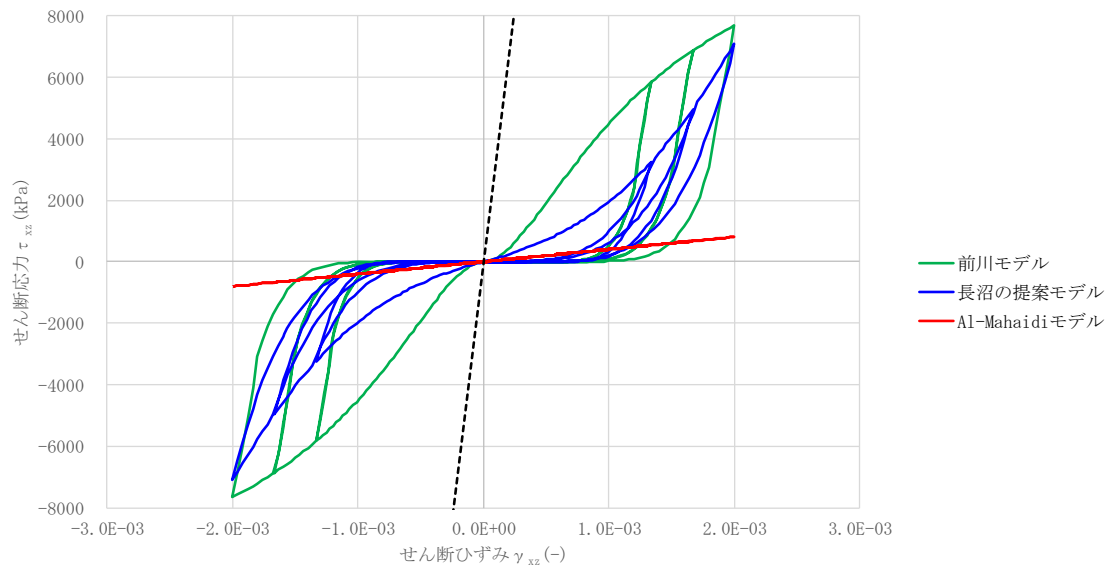


図 3.3.2-6 せん断ひずみ γ_{xz} -せん断応力 τ_{xz} 関係

⁶¹ Al-Mahaidi, R.S.H.: “Nonlinear Finite Element Analysis of Reinforced Concrete Deep Members”, Report 79-1, Dep. of Structural Engineering, Cornell Univ., (1979).

3) 数値解析条件

表 3.3.2-6 に数値解析条件をまとめて示す。

表 3.3.2-6 解析条件

項目	FINAS/STAR	FINAL
解析手法	直接積分法による逐次非線形解析	同左
数値積分法	Newmark β 法 ($\beta = 1/4$ 、 $\gamma = 1/2$)	同左
積分時間間隔	$\Delta t = 0.001 \text{sec}$	同左
非線形解析	割線剛性法	接線剛性法
残差力の収束計算	収束計算はあり、最大収束回数は3回 収束しない残差力は次のステップに持ち越す	収束計算は無し、残差力は次のステップに持ち越す
減衰	部材別レーリー減衰(初期剛性に対して減衰を設定)	同左

4) 入力地震動

図 3.3.2-7 に平成 19 年（2007 年）新潟県中越沖地震における原子炉建屋基礎上の観測記録を示す。計算コストの観点から、観測記録の主要動である 29.78 秒から 43.77 秒までの 14 秒間（図 3.3.2-7 の赤線部）を基準とし、振幅を定数倍したものを入力地震動として用いることとした。入力地震動は基礎底面に一様に作用させた。

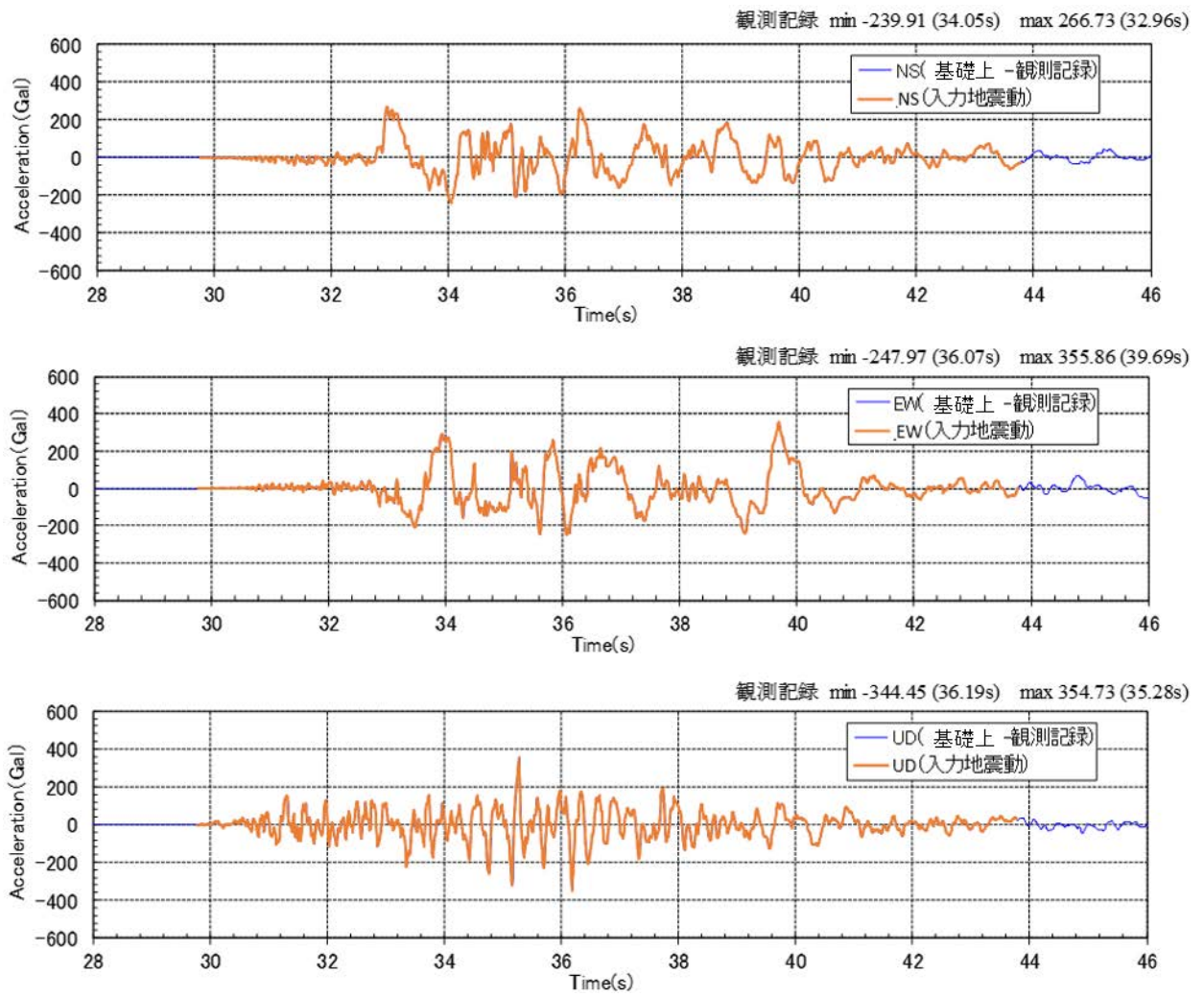


図 3.3.2-7 入力地震動（上から NS、EW、UD）

5) 結果の評価

(d) 評価項目

地震応答解析の一般的な応答性状を、最大応答加速度、最大応答変位、伝達関数、層せん断応力と層間変形角、ひずみコンター図の 5 種類の応答値について評価することを基本とした。このうち、最大応答加速度及び最大応答変位については、高さ方向分布図で評価した。ここで、最大応答変位は、基礎底面中心位置からの相対変位を出力するものとした。伝達関数については、建屋基礎上の観測点に対する 3F の観測点の応答のフーリエ振幅の比で評価した。ひずみコンター図は壁及び床の最大ひずみコンタープロット等の図表である。

(e) 評価点

本節における評価点は、3.2.3 節の再現解析と同様とし、三次元詳細モデルによる原子炉建屋の応答について各層の外壁コーナー部 4 点及びその中間位置の 4 点、建屋中央部の 4 点の計 12 点の代表節点と、当該層の全節点の最大加速度のコンタープロット及びその平均値並びに最大・最小値から評価した。この他に、上下動による床の水平方向のはらみ出しの影響等を確認する目的で、2F～4F の使用済燃料プール近傍の節点及び B3F のペDESTAL と基礎の接合部の節点についても別途評価点として応答を抽出した。なお、屋根階 (RF) については、KARISMA プロジェクトにおける剛性評価範囲に当該層の床スラブが含まれていないことから、実建屋相当の剛性を RF で期待できないため、評価対象から除外した。

(2) 弾性解析（入力 1 倍）

1) 解析方針

本地震応答解析では、平成 19 年(2007 年)新潟県中越沖地震の柏崎刈羽原子力発電所の 7 号機原子炉建屋の基礎上の本震記録を用いて、基礎固定条件、弾性解析条件とし、二つの解析コードによる時刻歴応答解析を行った。

2) 解析条件

別紙 3（附属書 3-1）解析条件に示した。

3) 解析結果

基礎上の観測記録が一致するように解析モデルへの入力地震動を設定した弾性地震応答解析結果を、下記の基本評価項目に沿って報告する。

- ・ 最大応答加速度分布
- ・ 最大応答変位分布
- ・ 伝達関数
- ・ 層せん断応力と層間変形角
- ・ 壁の最大せん断ひずみコンター
- ・ 床の最大主ひずみコンター

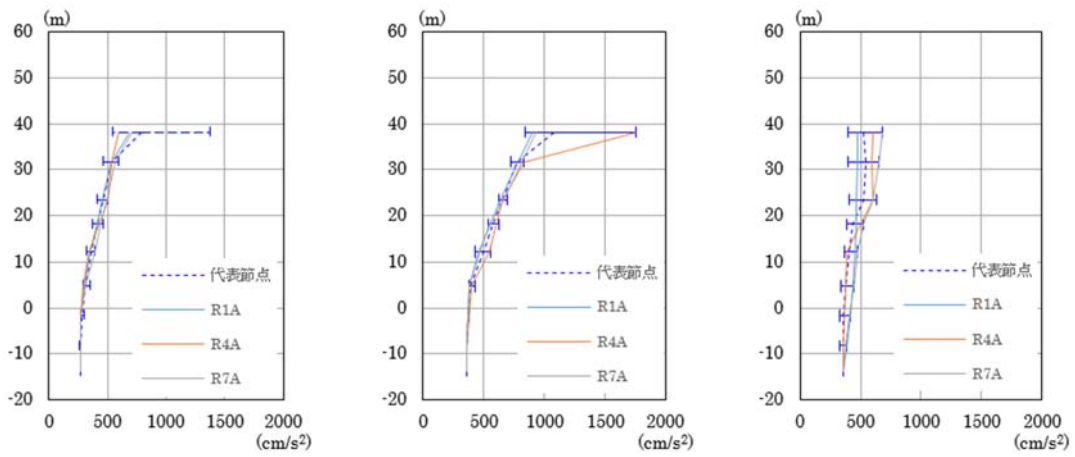
(a) 最大応答加速度

RA 通りの最大応答加速度の高さ方向分布図を図 3.3.2-8 に示す。

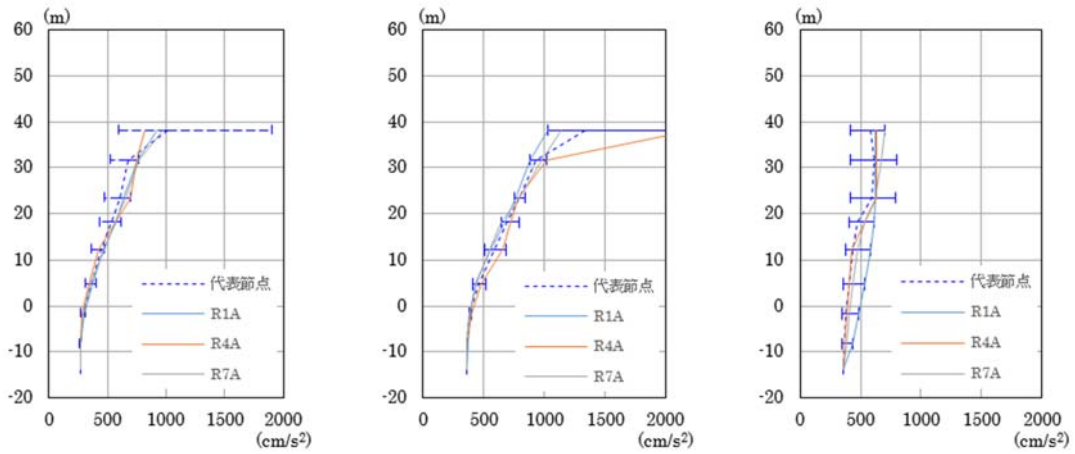
水平応答について、二つの解析コードで比較した結果、全体的に FINAS/STAR による応答結果が FINAL による応答結果より最大で 2 割程度小さい傾向を確認した。なお、代表節点間の応答のばらつきは FINAS/STAR の結果より FINAL の結果の方が大きくなっている。特に CRF(標高 38.2 m)のばらつきは他の階に比べて非常に大きくなっている。

上下応答については、全体的に FINAS/STAR の方が FINAL の結果より 1 割程度小さい傾向を確認した。ばらつきについては、FINAS/STAR の結果より FINAL の結果の方が若干大きかったが、高さ方向の傾向は水平方向と異なり、標高によらずほぼ一定であった。

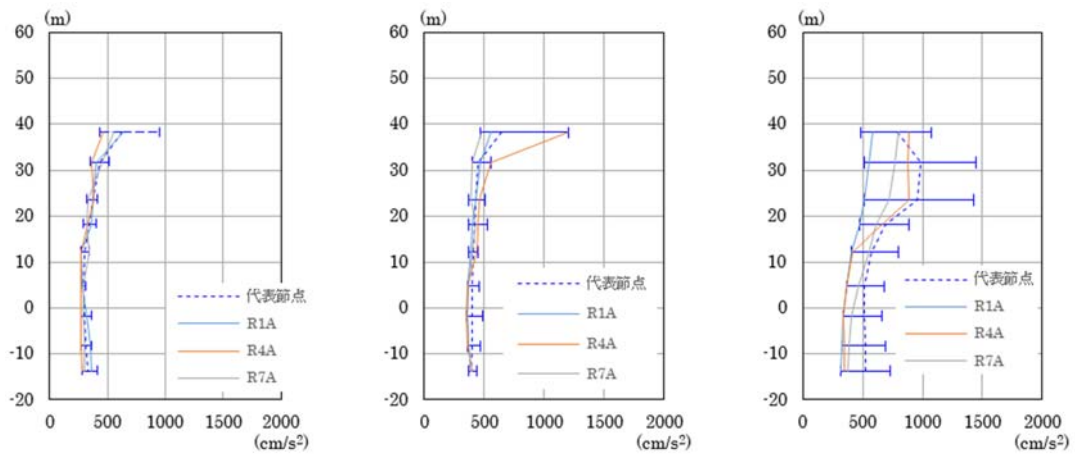
また、参考のため、図 3.3.2-8(3)に再現解析の弾性解析(時刻歴応答)の結果を再掲する。建屋のみの弾性解析(入力 1 倍)では、大型機器をシェル要素でモデル化し、地盤はモデル化せず、基礎固定としている。一方、再現解析の弾性解析(時刻歴応答)では、大型機器はモデル化せず重量として考慮し、地盤をモデル化した点が異なる。両モデルの最大応答加速度結果を比較すると、建屋のみの解析では、側方地盤が無いために地下部の応答が大きくなり、建屋全体としても大きな応答を示した。上下応答については、再現解析の方が全体的に大きく、ばらつきも大きくなっている。



(a) NS 方向 (RA 通り) (b) EW 方向 (RA 通り) (c) UD 方向 (RA 通り)
 (1) 弾性解析 (FINAS/STAR)



(a) NS 方向 (RA 通り) (b) EW 方向 (RA 通り) (c) UD 方向 (RA 通り)
 (2) 弾性解析 (FINAL)



(a) NS 方向 (RA 通り) (b) EW 方向 (RA 通り) (c) UD 方向 (RA 通り)
 (3) 再現解析の弾性解析 (FINAS/STAR)

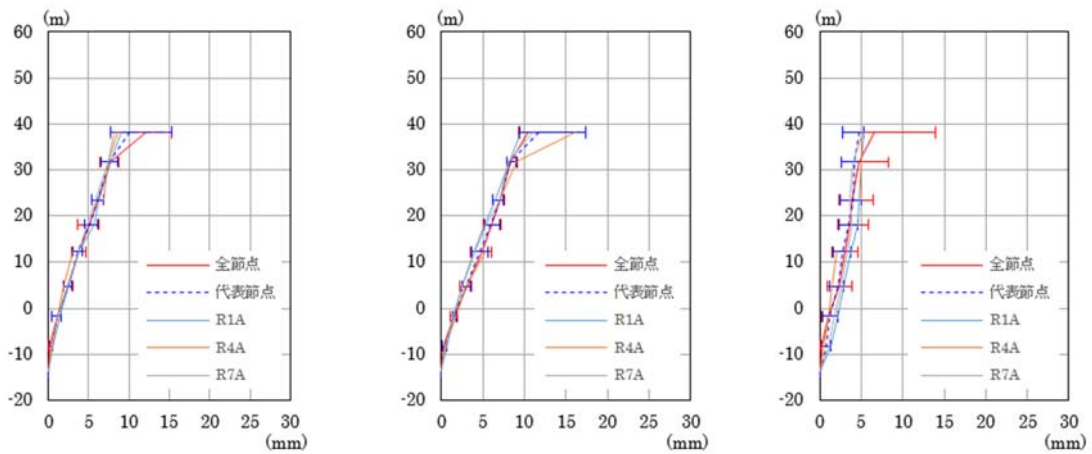
図 3.3.2-8 最大応答加速度の比較

(b) 最大応答変位

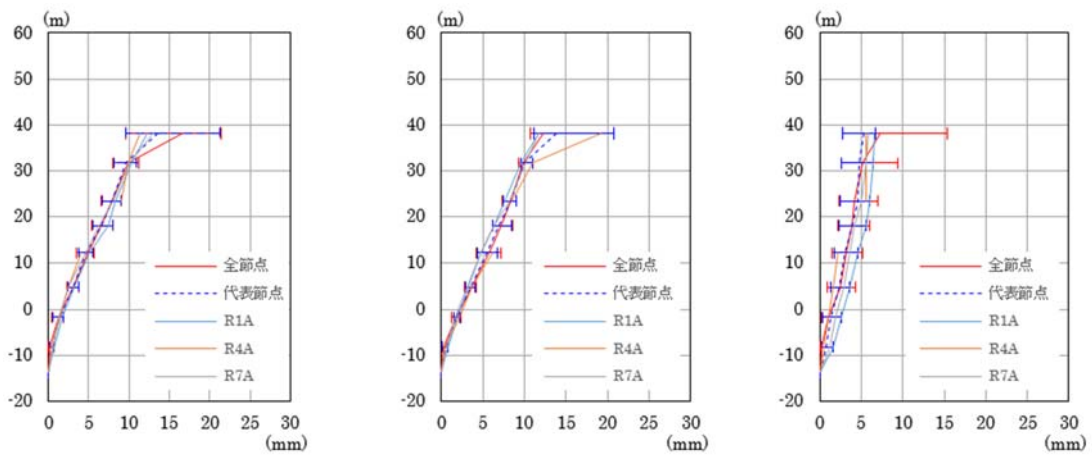
最大応答変位の高さ方向分布図を図 3.3.2-9 に示す。

最大応答加速度と同様、FINAS/STAR より FINAL の方が 2 割程度大きい傾向を確認した。また、水平方向より上下方向のばらつきが大きくなっている。

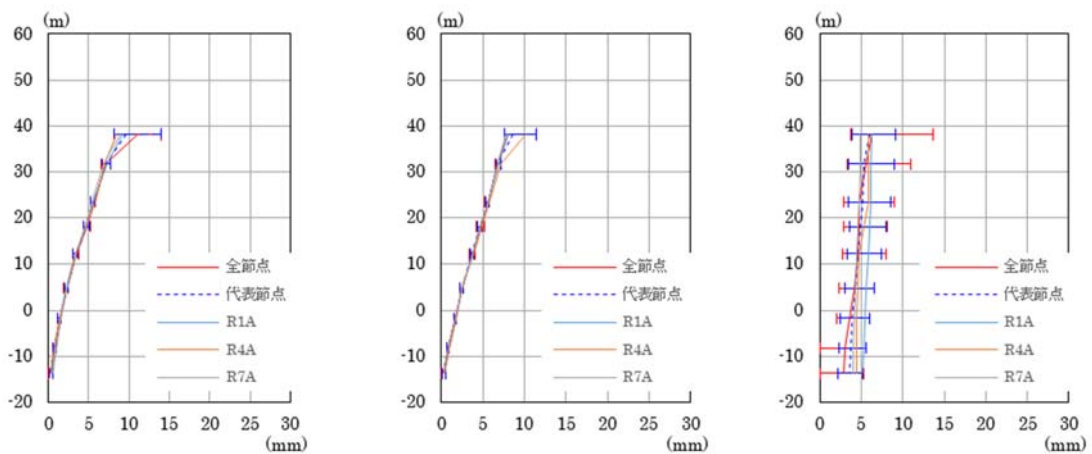
また、参考のため、図 3.3.2-9(3)に示す再現解析の弾性解析（時刻歴応答）の結果と比較すると、水平応答については、地盤をモデル化した再現解析の結果が全体的に少し小さくなっており、ばらつきも小さくなっている。一方、上下応答については、再現解析のばらつきが全体的に大きくなっている。



(a) NS 方向 (RA 通り) (b) EW 方向 (RA 通り) (c) UD 方向 (RA 通り)
 (1) 弾性解析 (FINAS/STAR)



(a) NS 方向 (RA 通り) (b) EW 方向 (RA 通り) (c) UD 方向 (RA 通り)
 (2) 弾性解析 (FINAL)



(a) NS 方向 (RA 通り) (b) EW 方向 (RA 通り) (c) UD 方向 (RA 通り)
 (3) 再現解析の弾性解析 (FINAS/STAR)

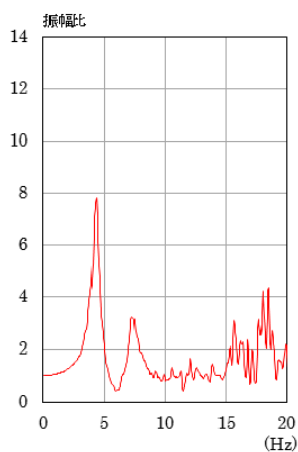
図 3.3.2-9 最大応答変位分布

(c) 伝達関数

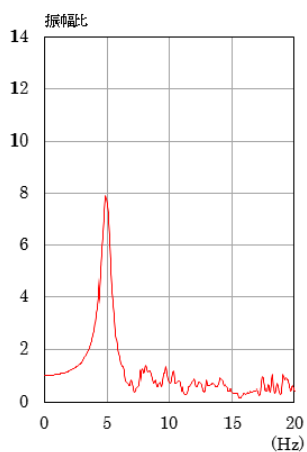
基礎上の観測点に対する 3F の観測点のフーリエ振幅比として求めた伝達関数の比較図を図 3.3.2-10 に示す。

まず、0-5 Hz の NS 方向、EW 方向では、FINAS/STAR 及び FINAL とともに約 4 Hz 近傍に卓越振動を確認した。UD 方向においても 5 Hz 近傍に卓越振動があり、二つの解析コード間の傾向はよく一致している。振幅は FINAL の方が FINAS/STAR より大きい傾向があった。5-10 Hz の卓越振動においても各方向成分共に、二つの解析コード間の傾向は一致している。10 Hz 以上についても、各方向成分とも全体的に対応している。ただし、上下方向については、10 Hz 近傍のピークはあっているが、10-20 Hz における振幅に違いがみられた。

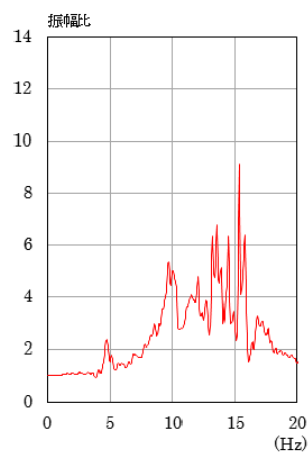
また、参考のため、図 3.3.2-10(3)に示す再現解析の弾性解析（時刻歴応答）の結果と比較すると、水平方向については、地盤をモデル化した再現解析の結果だけに約 12.5 Hz でピークがみられ、この振動モードには基礎の回転運動が影響していることが推測される。また、5 Hz 近傍の卓越振動数が若干小さくなっている。また、上下方向についても、再現解析では約 12.5 Hz のピークの影響がみられている。



(a) NS 方向

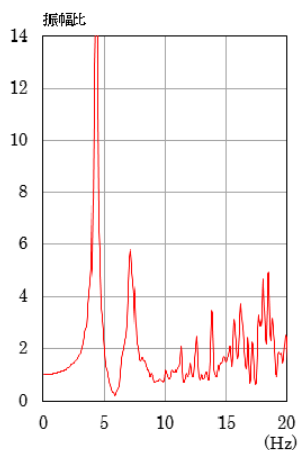


(b) EW 方向

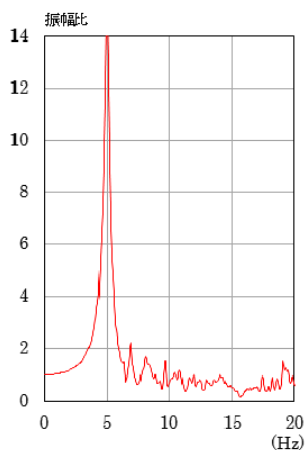


(c) UD 方向

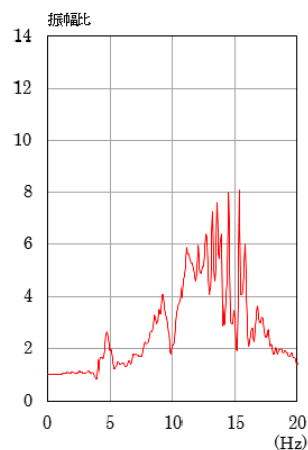
(1) 弾性解析 (FINAS/STAR)



(a) NS 方向

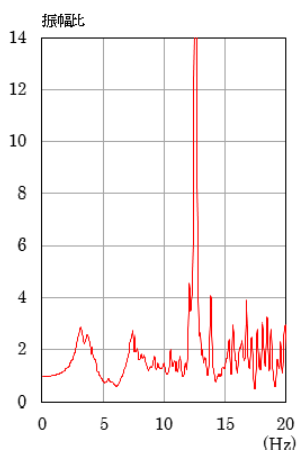


(b) EW 方向

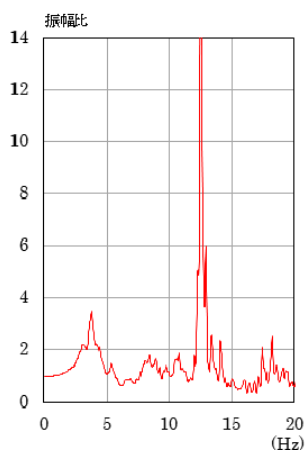


(c) UD 方向

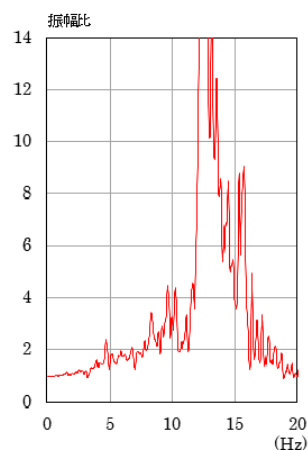
(2) 弾性解析 (FINAL)



(a) NS 方向



(b) EW 方向



(c) UD 方向

(3) 再現解析の弾性解析 (FINAS/STAR)

図 3.3.2-10 基礎上の観測点に対する 3F の観測点の伝達関数の比較

(c) 層せん断応力と層間変形角

図 3.3.2-11 にせん断力の算出手順を、図 3.3.2-12 に層間変形角の求め方の概略を示す。層間変位は代表節点の変位より算出し、曲げ変形を含んだ変位、曲げ変形を差し引いた変位の 2 通りが考えられるが、ここでは曲げ変形を含んだ層間変位及び層間変形角で整理する。

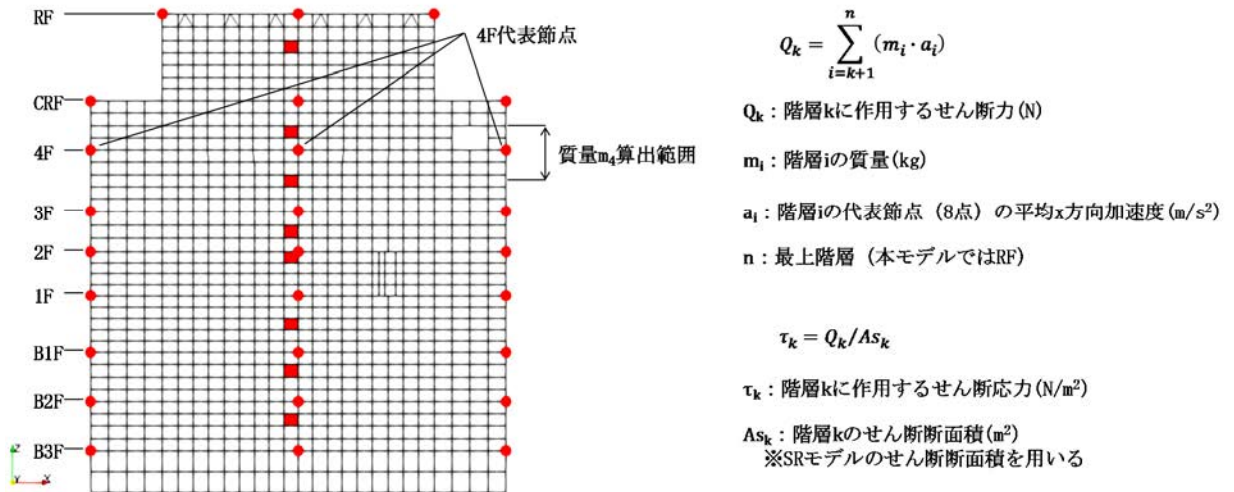


図 3.3.2-11 層せん断力の算出手順

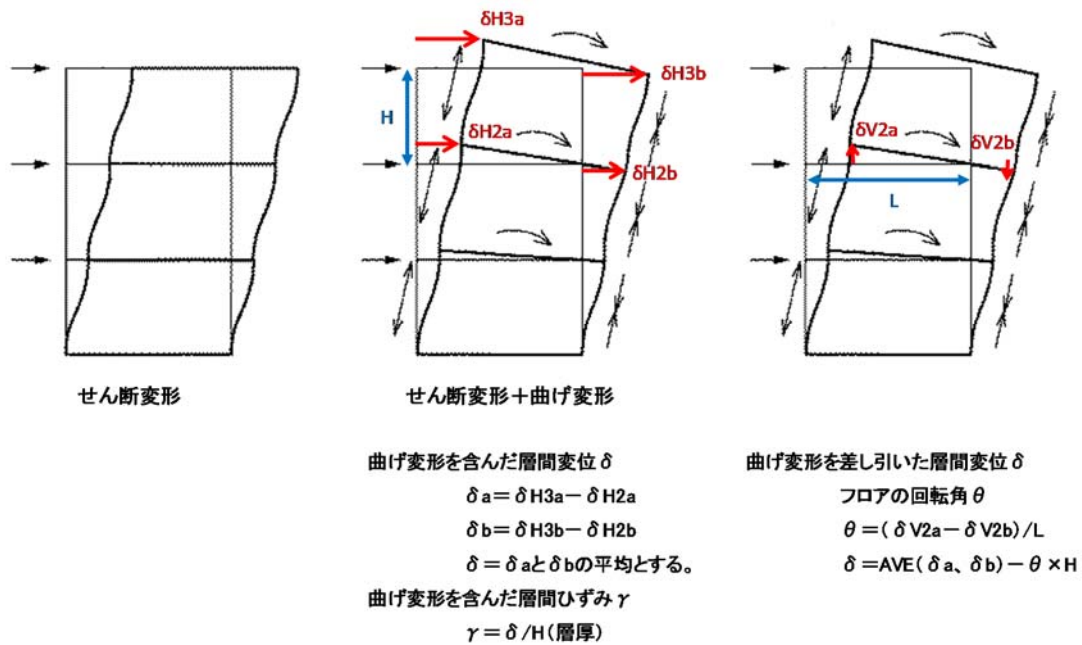
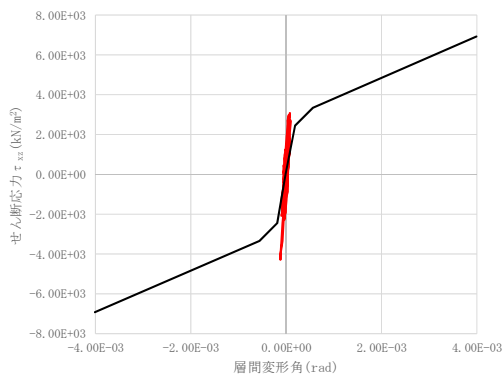


図 3.3.2-12 層間変形角の概略図

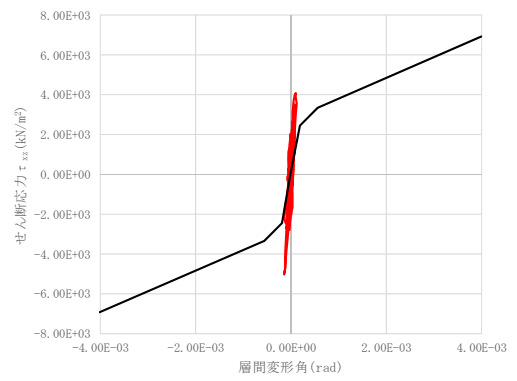
各層のせん断応力-層間変形角の履歴図（EW 方向）を図 3.3.2-13 及び図 3.3.2-14 に示す。参考値として、質点系モデルのせん断スケルトンカーブも一緒に示す。

まず、地下階では FINAS/STAR、FINAL ともに、質点系モデルの第一勾配に相当する線形領域の剛性とほぼ同様の値であった。一方、地上階では曲げ変形が含まれているため、質点系モデルの線形領域の剛性より低くなる傾向であった。また、2 種類の解析コードの結果を比較すると、ほぼ同様な傾向であるが、FINAS/STAR の方が FINAL より最大層間変形角が小さくなっている。

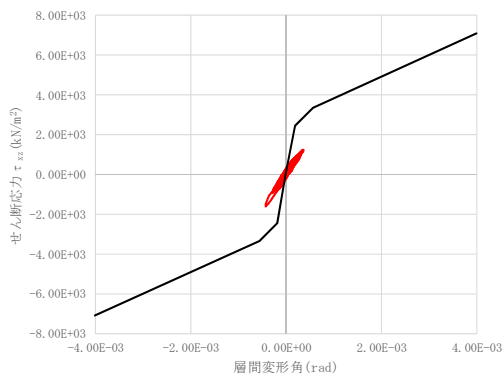
■ CRF



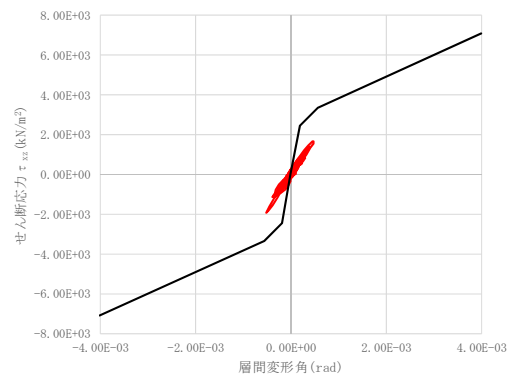
■ CRF



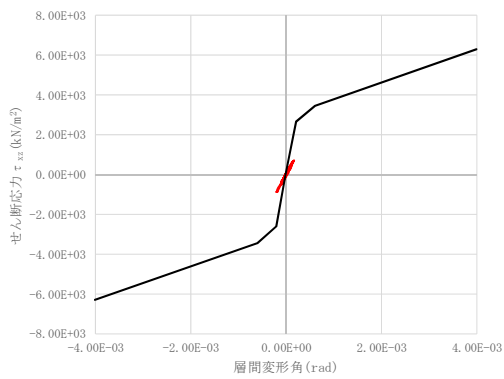
■ 4F



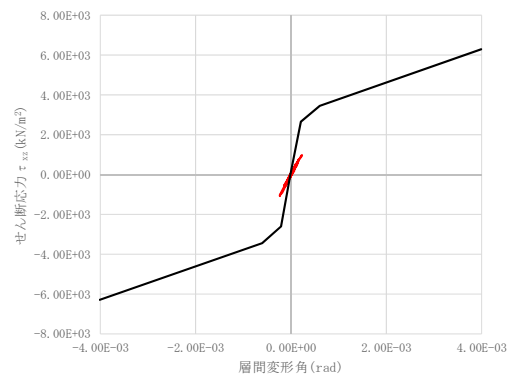
■ 4F



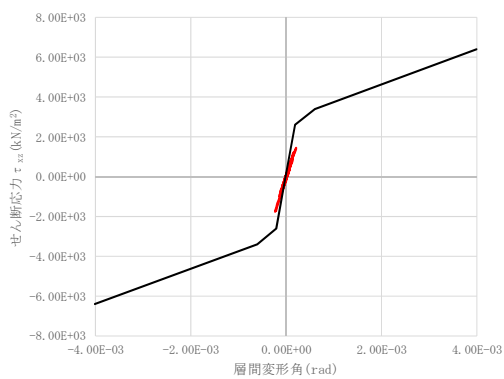
■ 3F



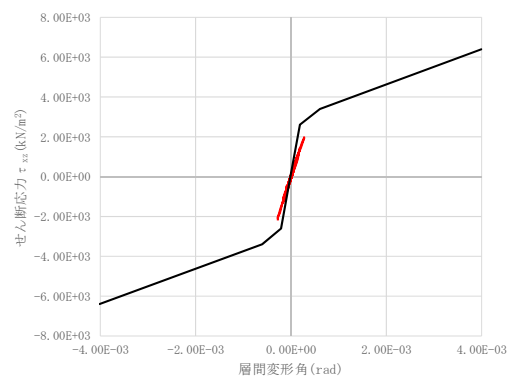
■ 3F



■ 2F



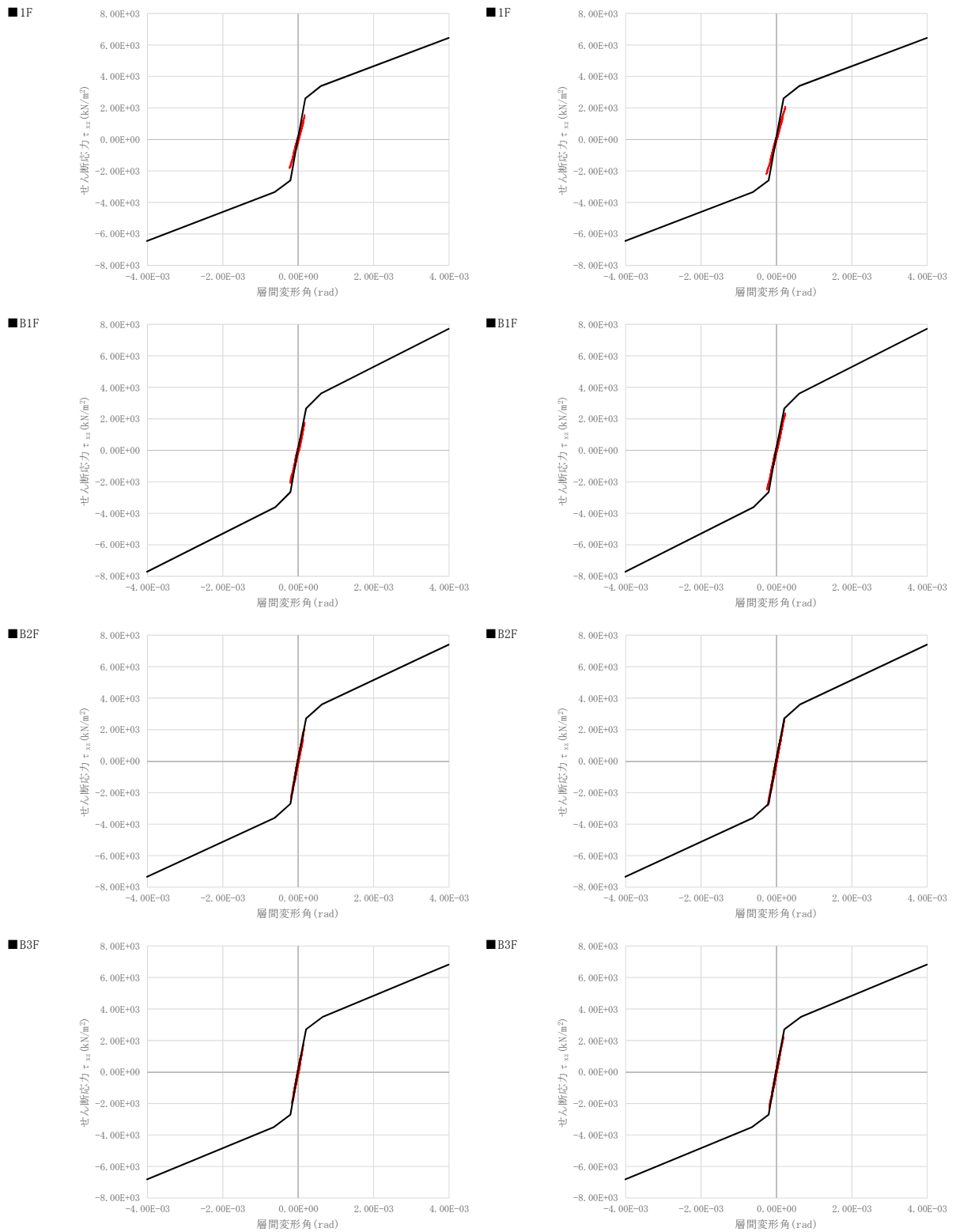
■ 2F



(1) FINAS/STAR

(2) FINAL

図 3.3.2-13 層せん断応力-層間変形角履歴図 (弾性解析、EW 方向) (その 1)



(1) FINAS/STAR

(2) FINAL

図 3.3.2-14 層せん断応力-層間変形角履歴図 (弾性解析、EW 方向) (その 2)

(e) 壁の最大せん断ひずみコンター

外壁の最大せん断ひずみ分布を図 3.3.2-15 及び図 3.3.2-16 に示す。3F（標高 +23.5m）から 4F（標高 +31.7m）の間における応答が小さい傾向を確認した。これは、燃料プールがあることで剛性が高くなっていることによる影響と考えられる。また、最大せん断ひずみは、FINAS/STAR の結果において 350μ 程度、FINAL の結果で 400μ 程度であった。全体的に FINAS/STAR の結果より、FINAL の結果が大きくなっている。

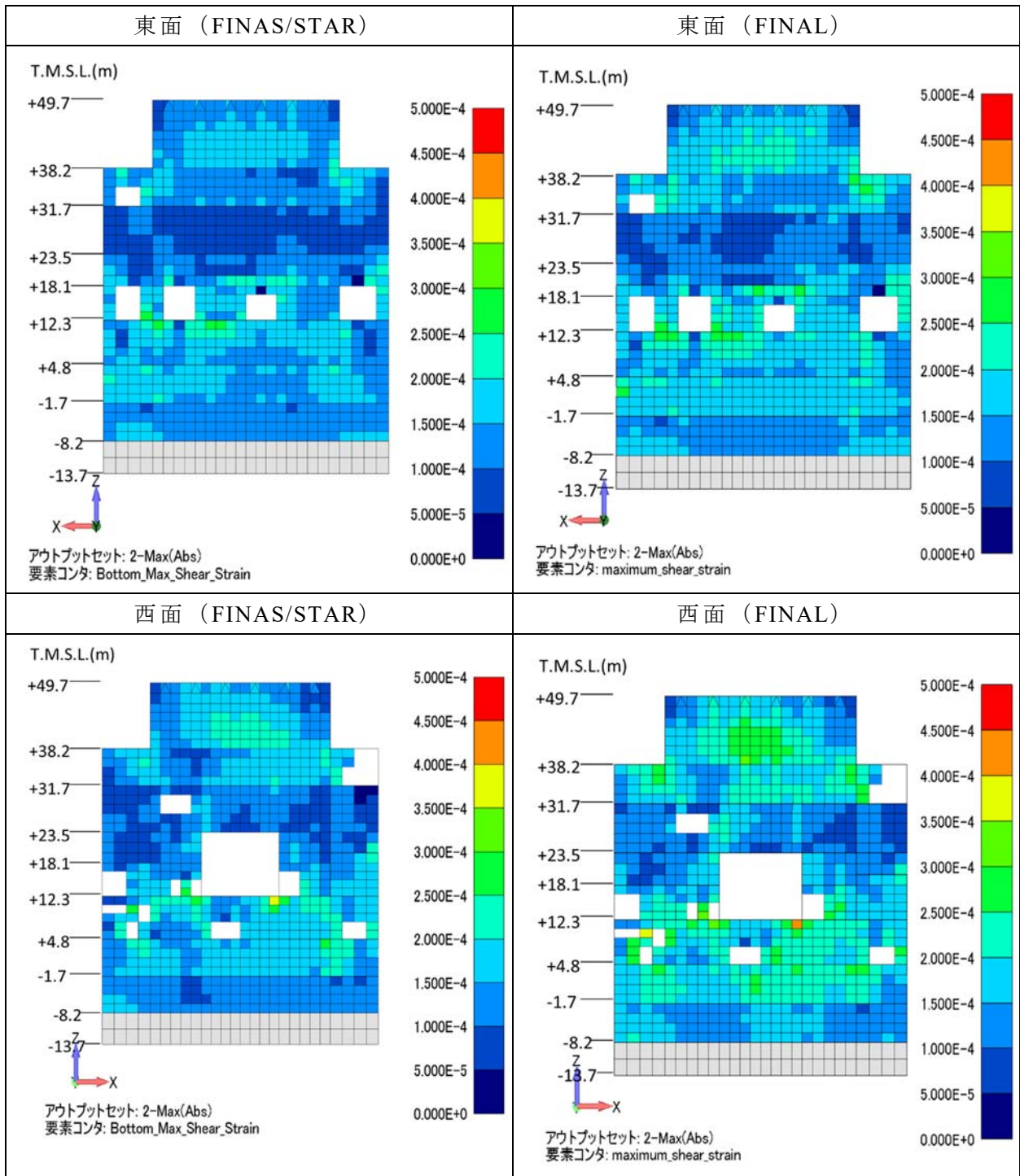


図 3.3.2-15 外壁の最大せん断ひずみ分布 (弾性解析) (その 1)

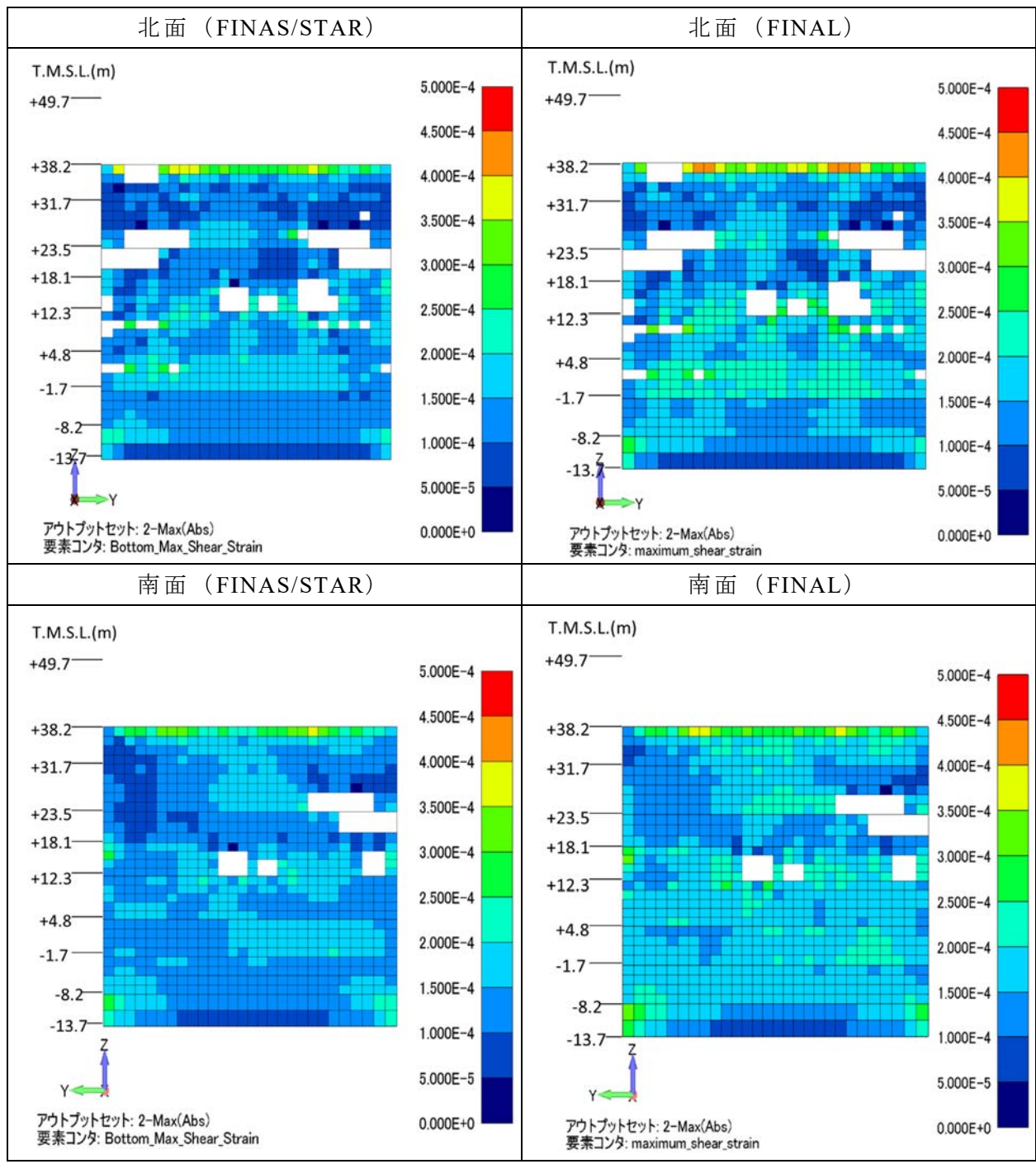


図 3.3.2-16 外壁の最大せん断ひずみ分布 (弾性解析) (その 2)

(e) 床の最大主ひずみコンター

床の最大主ひずみ分布を図 3.3.2-17 に示す。最大主ひずみは、FINAS/STAR の結果において B1F で 200μ 程度、FINAL の結果でも同様の箇所で 200μ 程度であることを確認した。

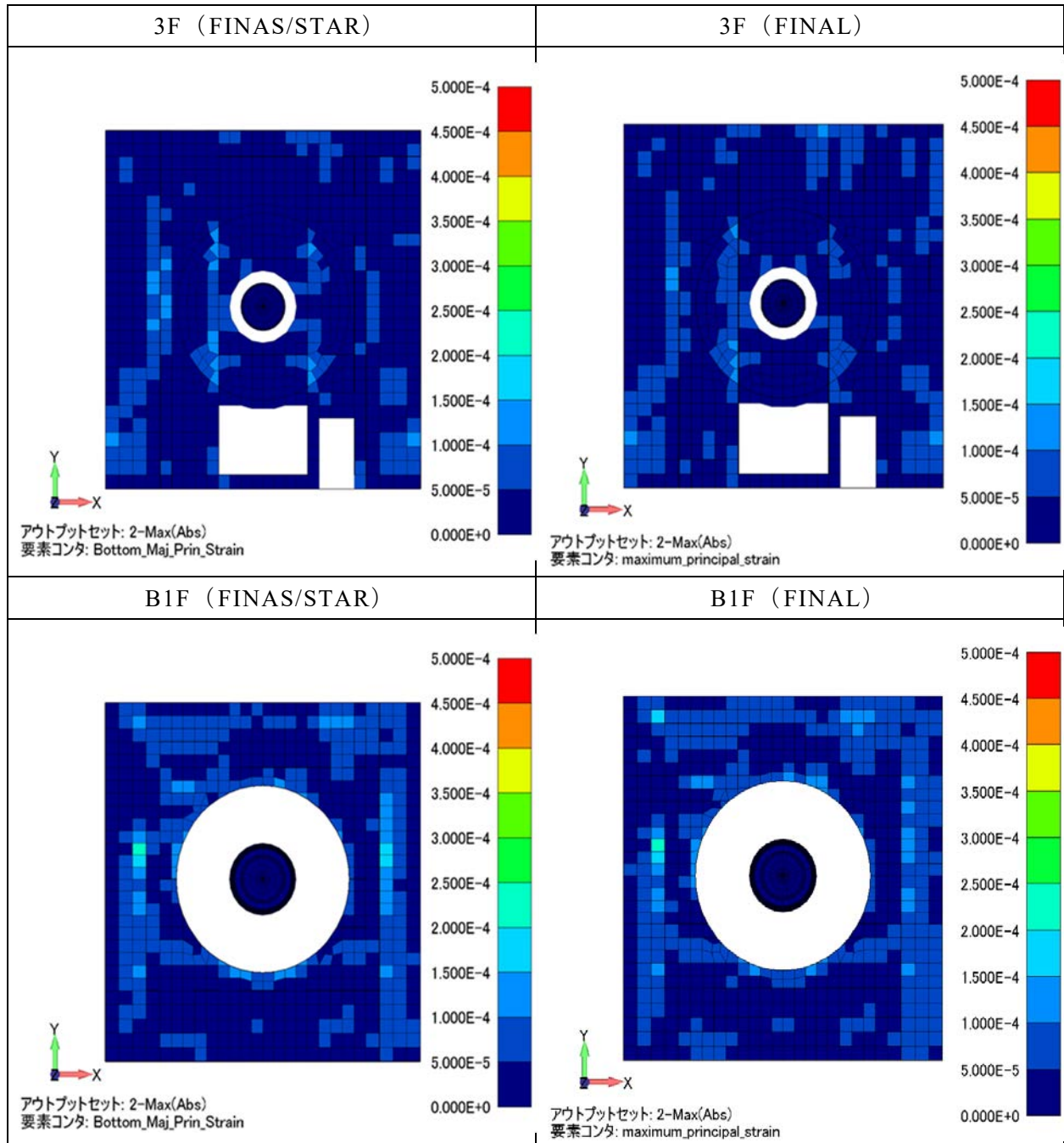


図 3.3.2-17 床の最大主ひずみ分布 (弾性解析)

(3) 強非線形解析（入力 2 倍）

1) 解析方針

本地震応答解析では、平成 19 年(2007 年)新潟県中越沖地震の柏崎刈羽原子力発電所の 7 号機原子炉建屋の基礎上の観測記録を 2 倍にした入力地震動を用いて、基礎固定条件、RC 非線形性を考慮し、二つの解析コードによる時刻歴応答解析を行った。

2) 解析条件

別紙 3（附属書 3-1）解析条件に示した。

- ・ RC 非線形性の考慮
- ・ 地震動レベル：観測記録の 2 倍

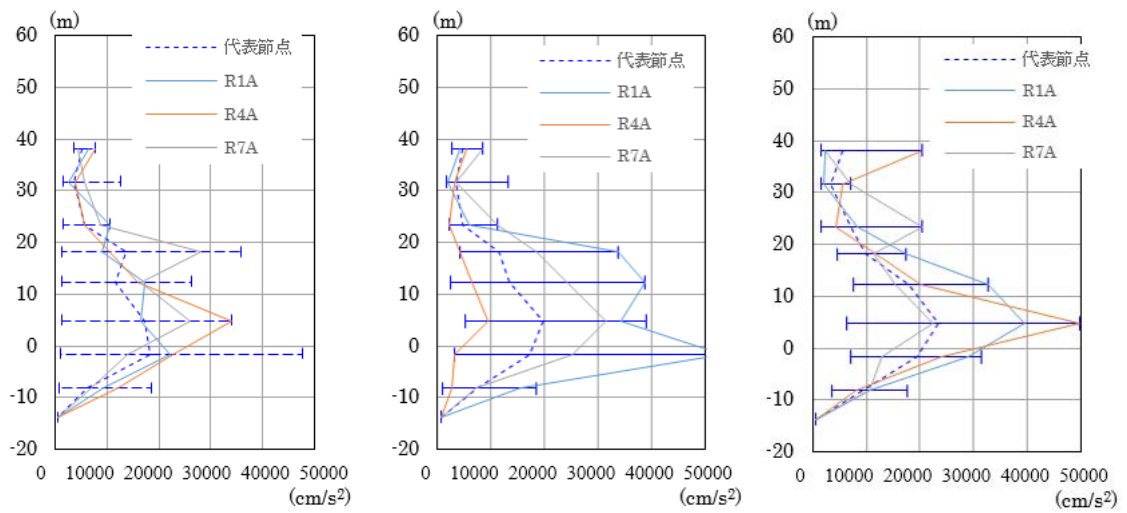
3) 解析結果

下記の基本評価項目に沿って報告する。

- ・ 最大応答加速度分布
- ・ 最大応答変位分布
- ・ 伝達関数
- ・ 層せん断応力と層間変形角
- ・ 壁のせん断ひずみコンター
- ・ 床の最大主ひずみコンター

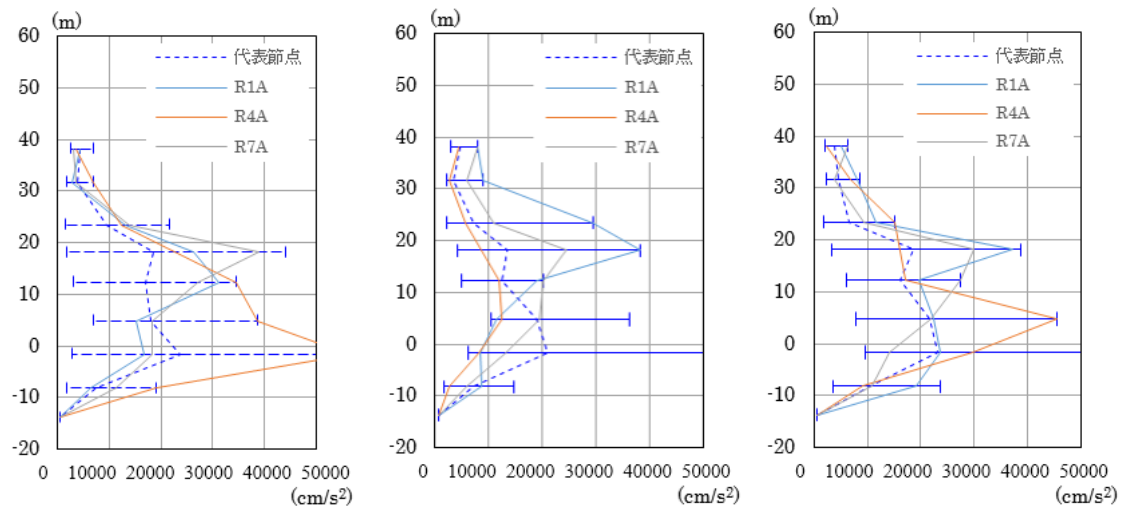
(a) 最大応答加速度

RA 通りの最大応答加速度を図 3.3.2-18 に示す。地表面（標高+12 m）以下において最大応答加速度及びそのばらつきが非常に大きくなっている。これは、コンクリートにひび割れが発生し、スパイク状の加速度が生じたためと考えられる。そこで、100 Hz を超える高振動数については建屋損傷に大きな影響を与えないと考え、100 Hz のローパスフィルターを適用することとした。ローパスフィルターの効果を確認するため、代表点（B3F の R4A 通り）におけるフィルタ有り・無しの応答加速度の時刻歴及びフーリエスペクトルを図 3.3.2-19 に示す。その結果、フィルターを適用することで、スパイク上の加速度が適切に除外されることを確認した。図 3.3.2-20 に 100 Hz ローパスフィルターを適用したときの最大応答加速度分布図を示す。以降、加速度応答については 100Hz のローパスフィルターを適用した結果を用いて比較検討を行う。



(a) NS 方向 (RA 通り) (b) EW 方向 (RA 通り) (c) UD 方向 (RA 通り)

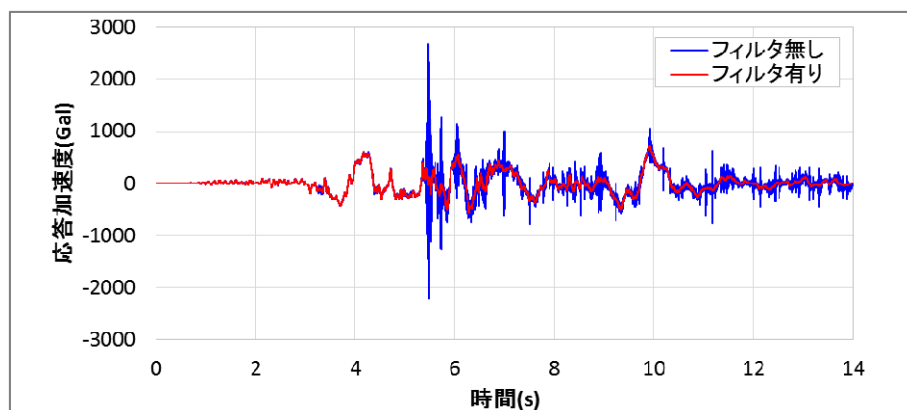
(1) 入力 2 倍 (FINAS/STAR)



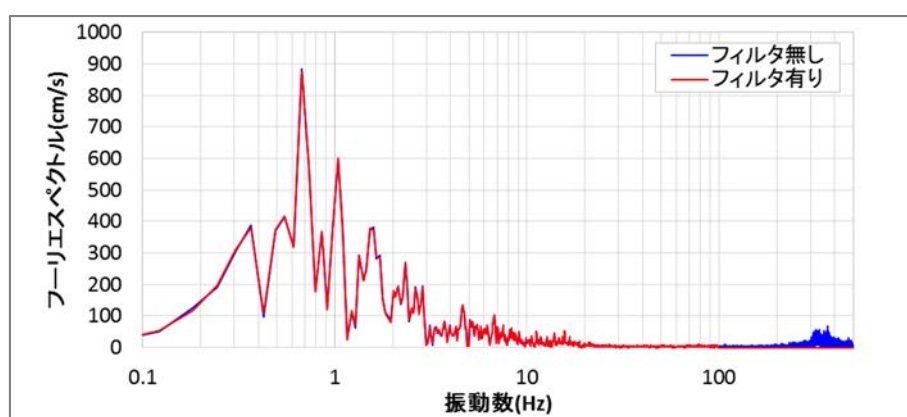
(a) NS 方向 (RA 通り) (b) EW 方向 (RA 通り) (c) UD 方向 (RA 通り)

(2) 入力 2 倍 (FINAL)

図 3.3.2-18 最大応答加速度の比較 (フィルター無し)



(a) 応答加速度の時刻歴



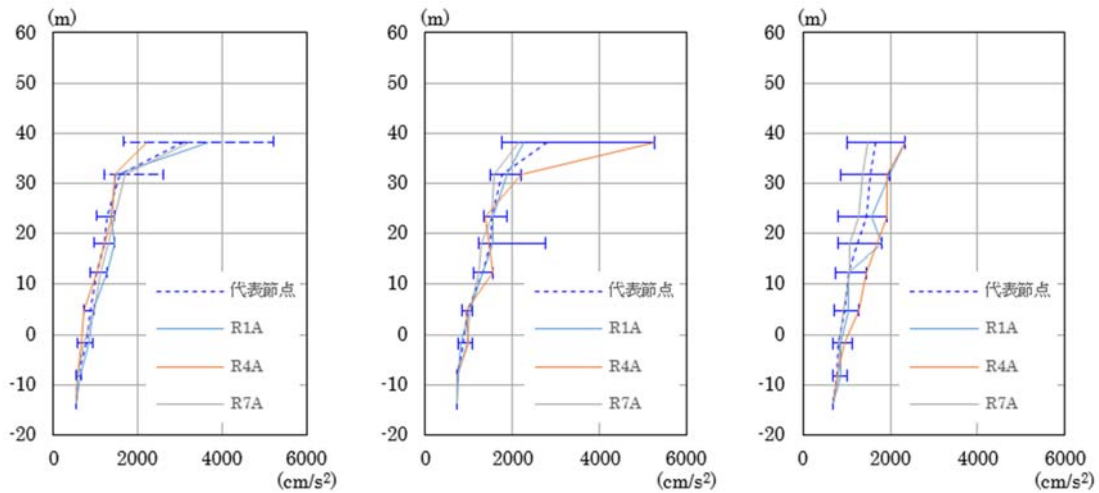
(b) フーリエスペクトル

図 3.3.2-19 代表点の応答加速度の比較 (B3F の R4A 通り、EW 方向)

水平応答について、全体的に FINAS/STAR と FINAL による応答結果はほぼ同様であった。しかし、地下階の代表節点におけるばらつきは FINAS/STAR の結果より FINAL の結果の方が大きくなっている。

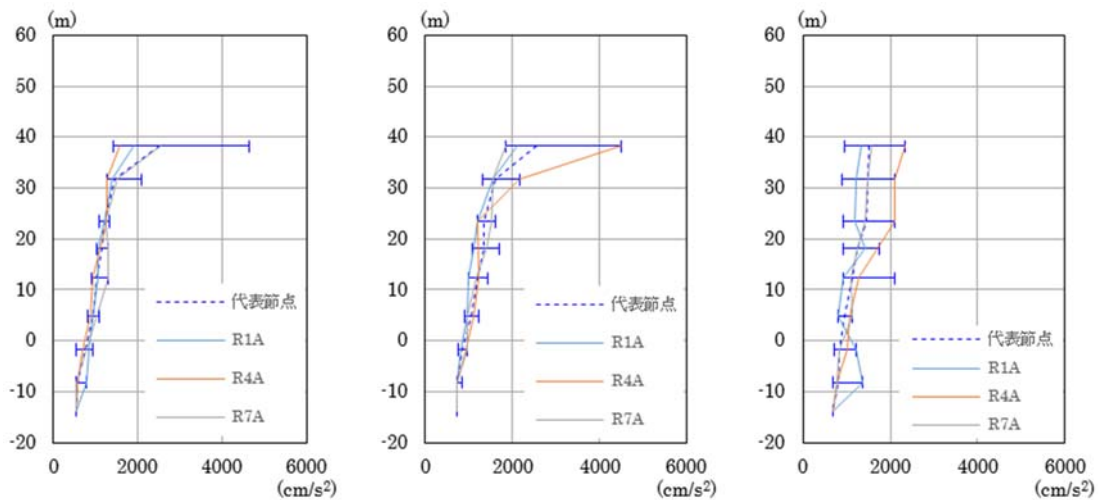
上下応答については、全体的に FINAS/STAR と FINAL の結果はほぼ同様であった。地下階の代表節点におけるばらつきも解析コードによらずほぼ同様であった。

また、各階の水平応答加速度のばらつきが図 3.3.2-8 の弾性解析のばらつきより全体的に大きくなっている。



(a) NS 方向 (RA 通り) (b) EW 方向 (RA 通り) (c) UD 方向 (RA 通り)

(1) 入力 2 倍 (FINAS/STAR)



(a) NS 方向 (RA 通り) (b) EW 方向 (RA 通り) (c) UD 方向 (RA 通り)

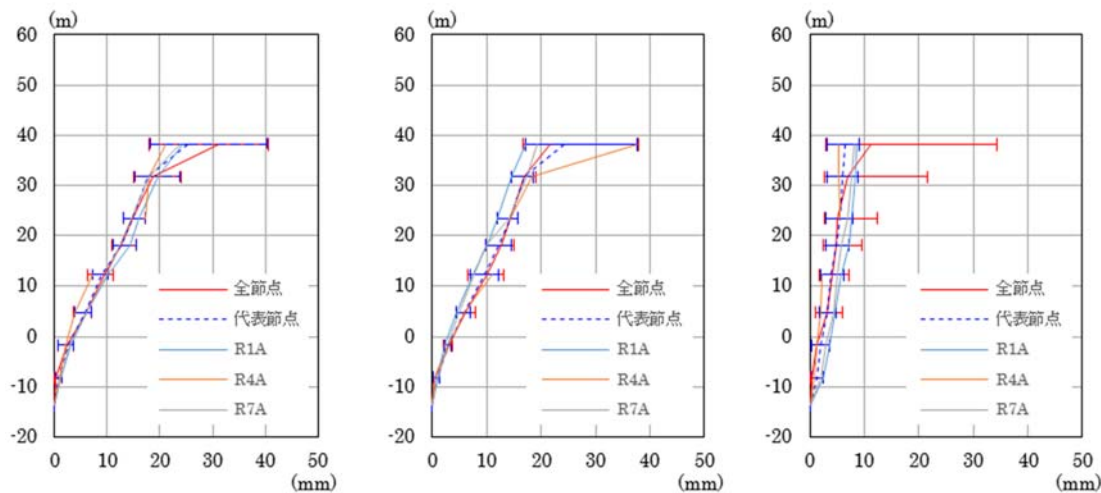
(2) 入力 2 倍 (FINAL)

図 3.3.2-20 最大応答加速度の比較 (100 Hz ローパスフィルター適用)

(b) 最大応答変位

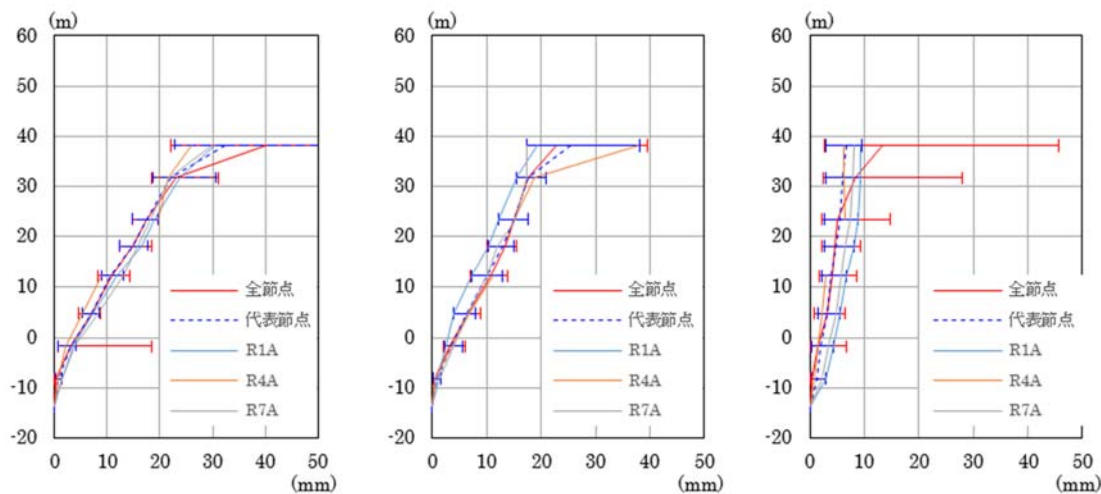
最大応答変位の高さ方向分布図を図 3.3.2-21 に示す。

全体的に入力 1 倍の弾性解析の結果と比較して、ほぼ 2 倍の結果となっている。二つの解析コードによる結果を比較すると、EW 方向及び UD 方向の結果は FINAS/STAR 及び FINAL の結果においてほぼ同様であるが、NS 方向では FINAL の方が FINAS/STAR より 2 割程度大きい傾向を確認した。



(a) NS 方向 (RA 通り) (b) EW 方向 (RA 通り) (c) UD 方向 (RA 通り)

(1) 入力 2 倍 (FINAS/STAR)



(a) NS 方向 (RA 通り) (b) EW 方向 (RA 通り) (c) UD 方向 (RA 通り)

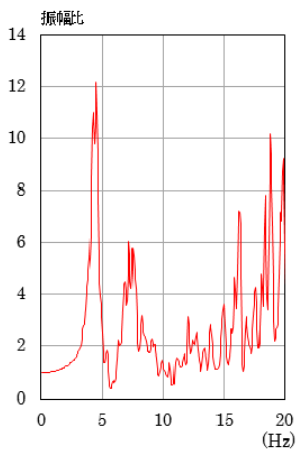
(2) 入力 2 倍 (FINAL)

図 3.3.2-21 最大応答変位分布

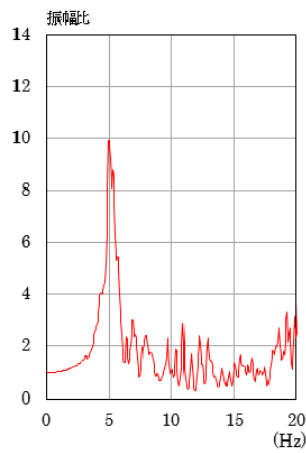
(c) 伝達関数

基礎上の観測点に対する 3F の観測点のフーリエ振幅比として求めた伝達関数の比較図を図 3.3.2-22 に示す。

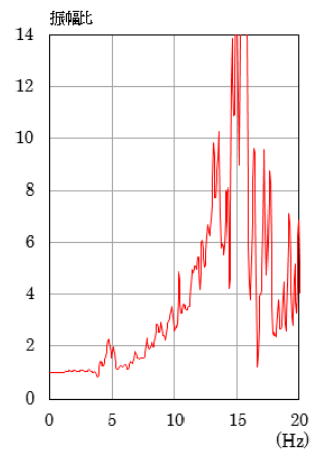
まず、0-5 Hz の卓越振動は、NS 方向で 4.5 Hz、EW 方向で 5 Hz、UD 方向で 5 Hz 近傍にあり、FINAS/STAR 及び FINAL でよく一致している。5-10 Hz の各成分の傾向は二つの解析コードでよく対応している。10 Hz 以上については、各方向成分とも全体的に対応しているが、卓越振動数については合っていないところもあった。また、UD 方向については弾性解析の結果と比べて、15 Hz 近傍の振幅が大きくなっている。



(a) NS 方向

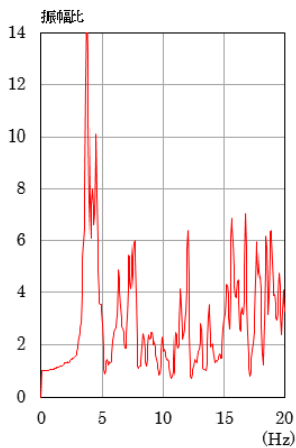


(b) EW 方向

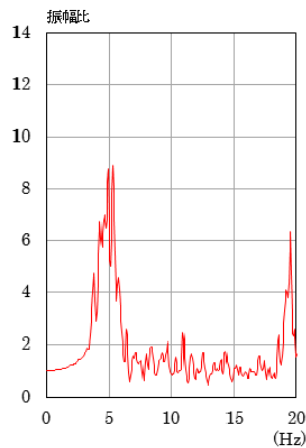


(c) UD 方向

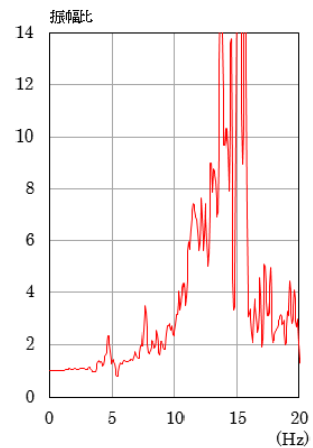
(1) 入力 2 倍 (FINAS/STAR)



(a) NS 方向



(b) EW 方向



(c) UD 方向

(2) 入力 2 倍 (FINAL)

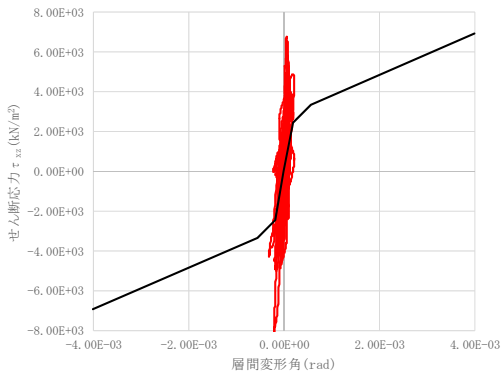
図 3.3.2-22 基礎上の観測点に対する 3F の観測点の伝達関数の比較

(d) 層せん断応力と層間変形角

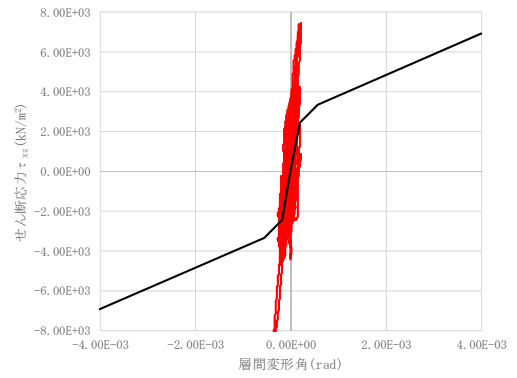
各層のせん断応力-層間変形角の履歴図を図 3.3.2-23 及び図 3.3.2-24 に示す。

まず、地下階では FINAS/STAR、FINAL とともに、質点系モデルの第一勾配に相当する線形領域の剛性とほぼ同様の値になっている。一方、地上階では曲げ変形の影響により質点系モデルの線形領域の剛性より低くなる傾向を確認した。また、2 種類の解析コードの結果を比較すると、ほぼ同様な傾向であった。

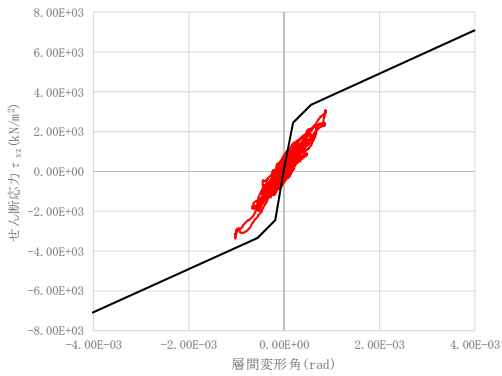
■ CRF



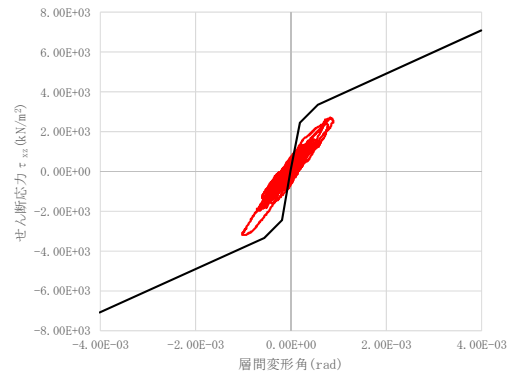
■ CRF



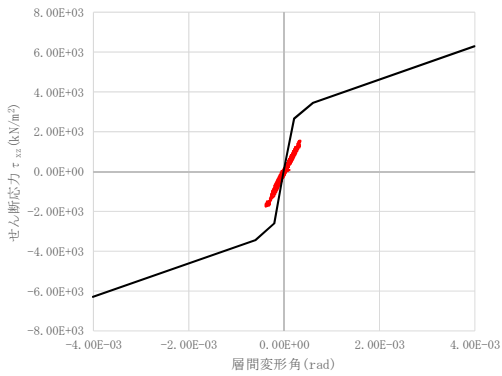
■ 4F



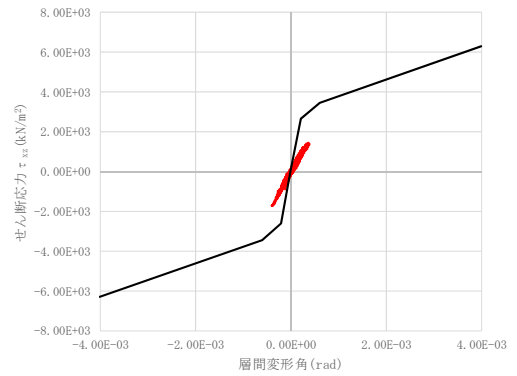
■ 4F



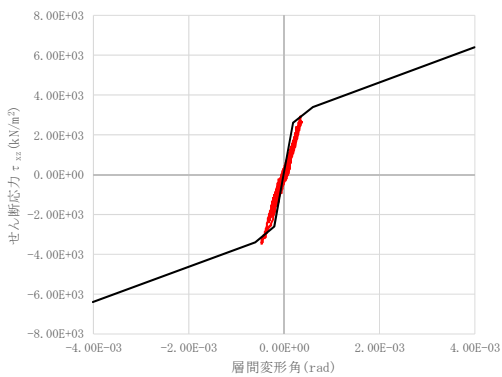
■ 3F



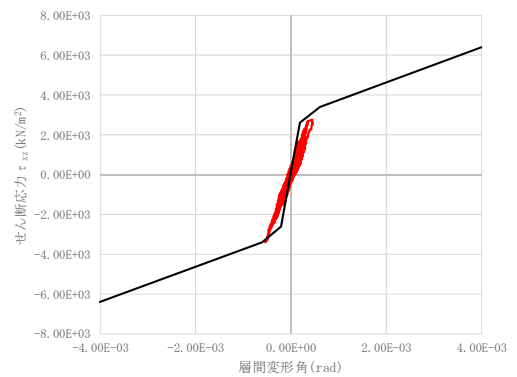
■ 3F



■ 2F



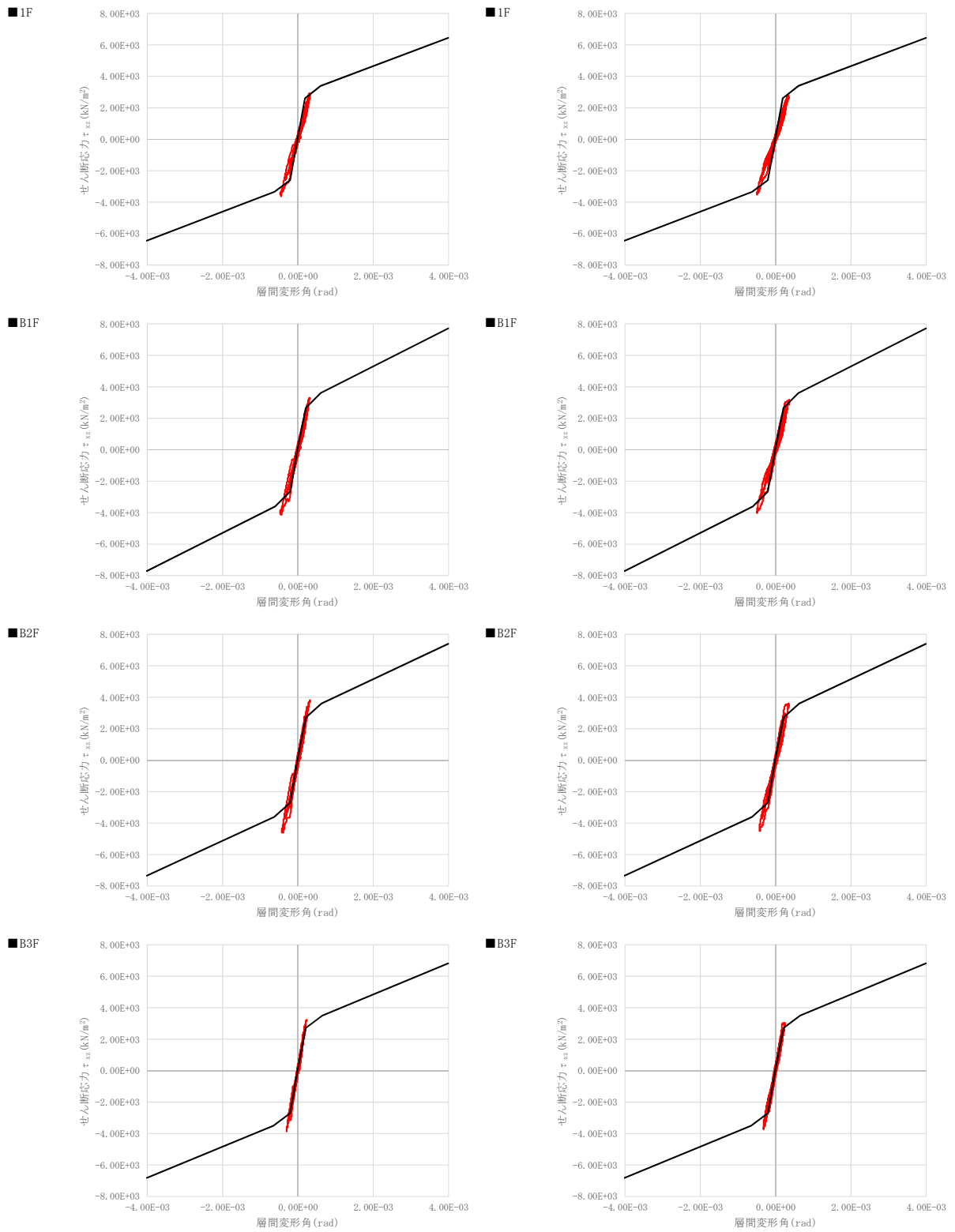
■ 2F



(1) FINAS/STAR

(2) FINAL

図 3.3.2-23 層せん断応力-層間変形角履歴図 (入力 2 倍、EW 方向) (その 1)



(1) FINAS/STAR

(2) FINAL

図 3.3.2-24 層せん断応力-層間変形角履歴図 (入力 2 倍、EW 方向) (その 2)

(e) 壁の最大せん断ひずみコンター

外壁の最大せん断ひずみ分布を図 3.3.2-25 及び図 3.3.2-26 に示す。燃料プールが位置する 3F (標高 +23.5 m) から 4F (標高 +31.7 m) の応答が小さい特徴がある。最大せん断ひずみは、FINAS/STAR の結果において 1000μ 程度、FINAL の結果で 1200μ 程度であった。全体的に FINAS/STAR の結果より、FINAL の結果が大きくなっている。

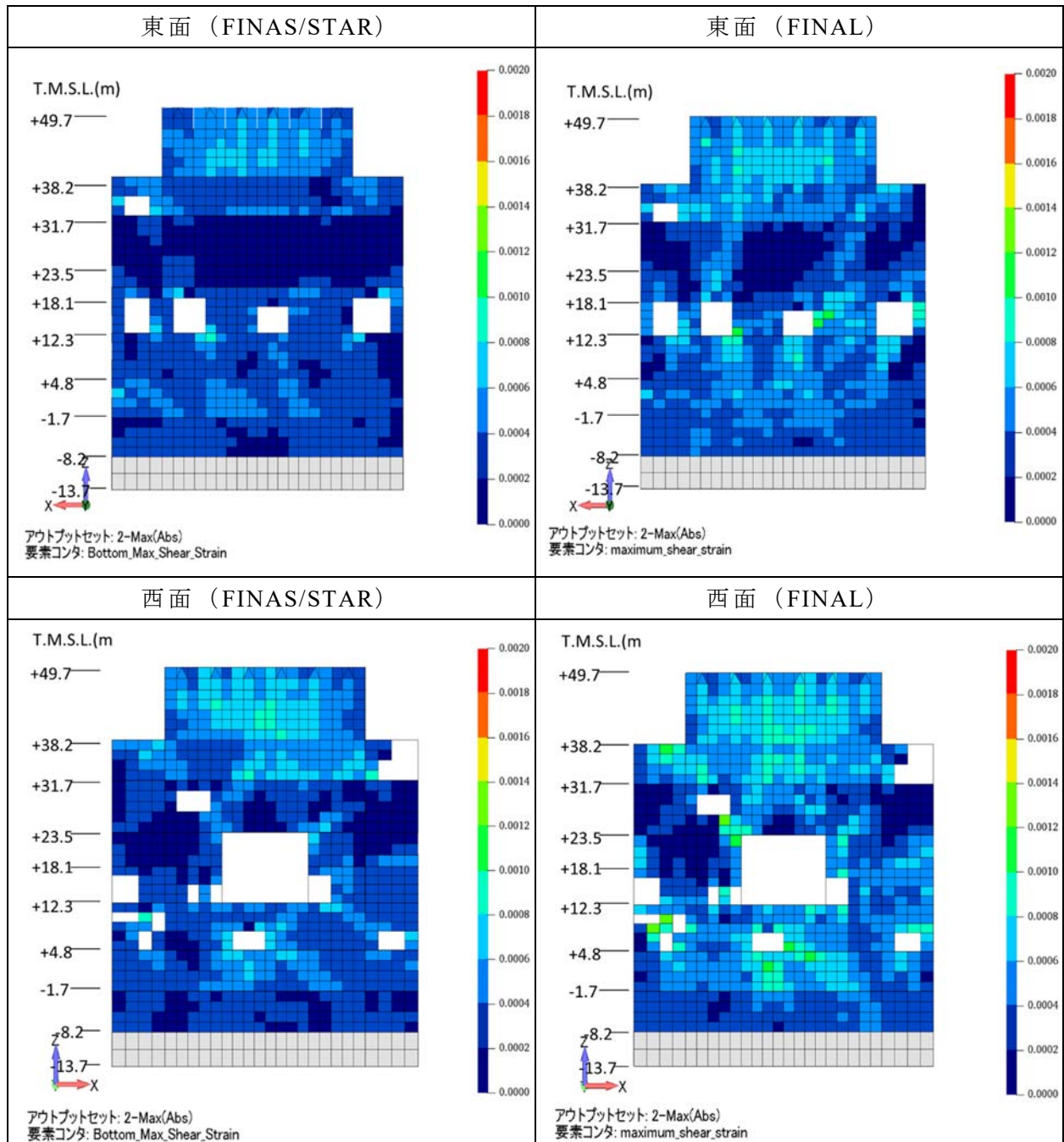


図 3.3.2-25 外壁の最大せん断ひずみ分布 (入力 2 倍) (その 1)

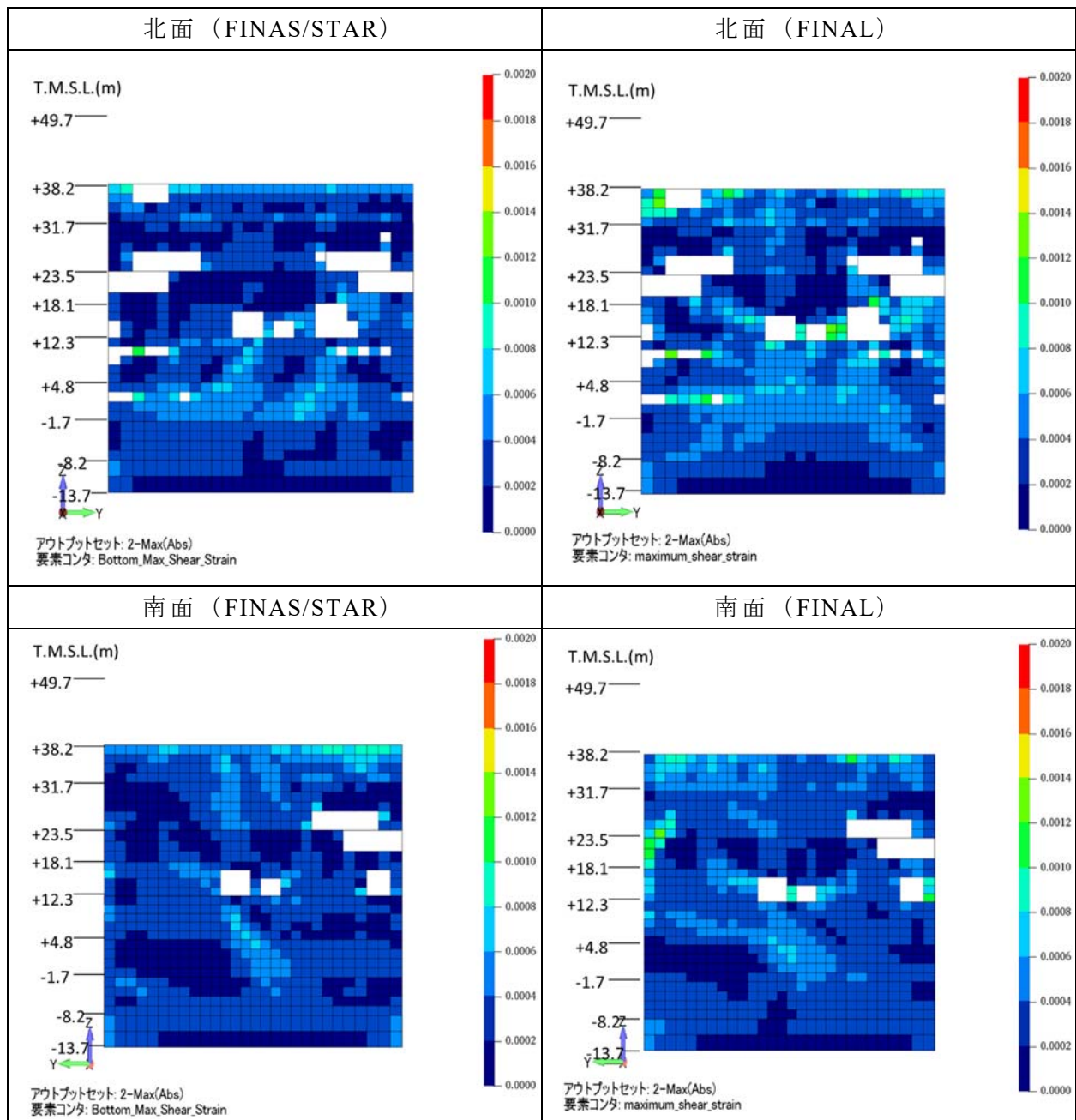


図 3.3.2-26 外壁の最大せん断ひずみ分布 (入力 2 倍) (その 2)

(f) 床の最大主ひずみコンター

床の最大主ひずみ分布を図 3.3.2-27 及び図 3.3.2-28 に示す。最大主ひずみは、FINAS/STAR 及び FINAL の結果において、1F のダイアフラム近傍で 1000μ 程度であり、FINAL の 3F のダイアフラム外側で約 1800μ の局所的な最大主ひずみがみられた。

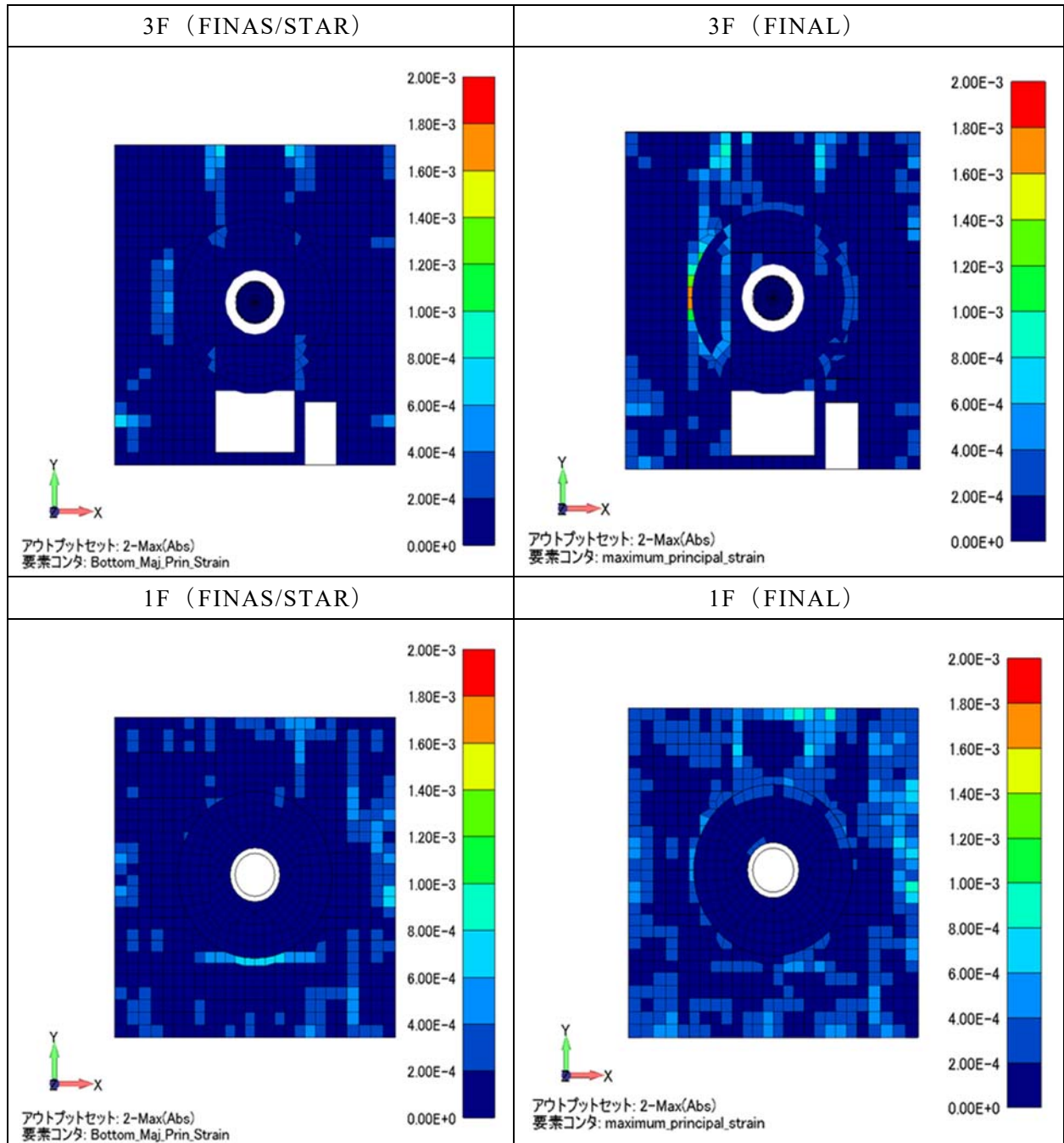


図 3.3.2-27 床の最大主ひずみ分布 (入力 2 倍) (その 1)

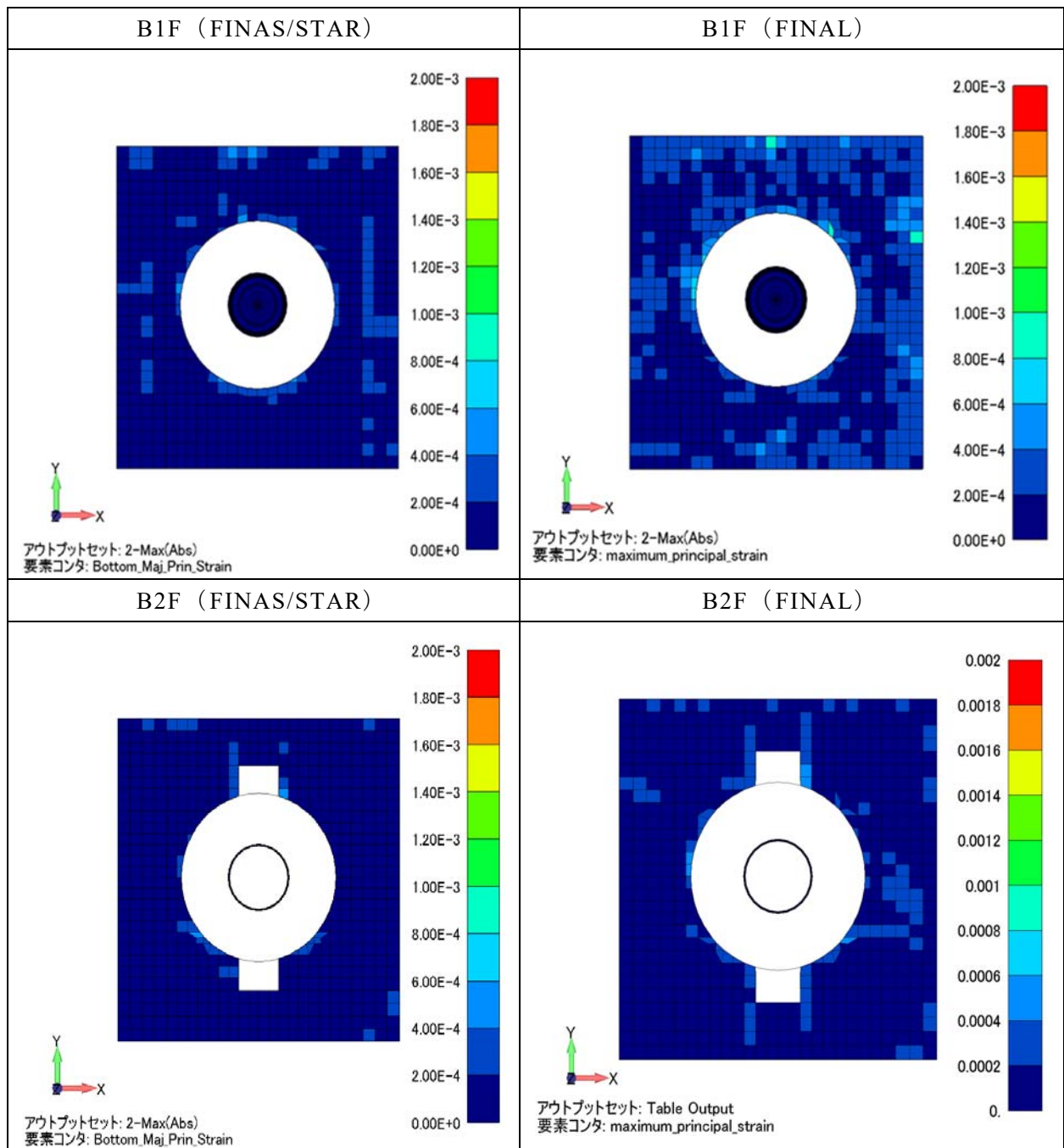


図 3.3.2-28 床の最大主ひずみ分布 (入力 2 倍) (その 2)

(4) 強非線形解析（入力 4 倍）

1) 解析方針

本地震応答解析では、平成 19 年(2007 年)新潟県中越沖地震の柏崎刈羽原子力発電所の 7 号機原子炉建屋の基礎上の観測記録を 4 倍にした入力地震動を用いて、基礎固定条件、RC 非線形性を考慮し、二つの解析コードによる時刻歴応答解析を行い、下記のように応答値を比較した。

2) 解析条件

別紙 3（附属書 3-1）解析条件に示した。

- ・ RC 非線形性の考慮
- ・ 地震動レベル：観測記録の 4 倍

3) 解析結果

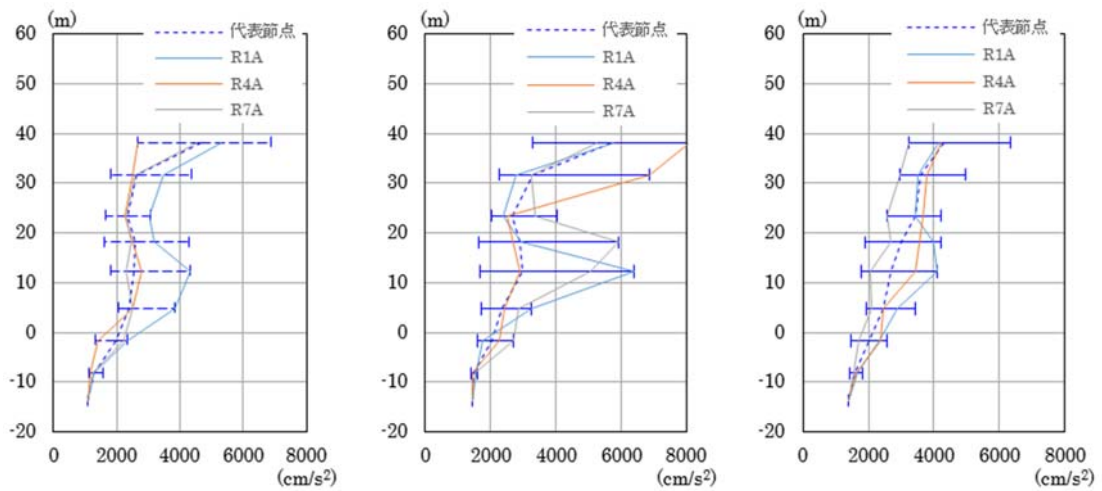
下記の基本評価項目に沿って報告する。

- ・ 最大応答加速度分布
- ・ 最大応答変位分布
- ・ 伝達関数
- ・ 層せん断応力と層間変形角
- ・ 壁のせん断ひずみコンター
- ・ 床の最大主ひずみコンター

(a) 最大応答加速度

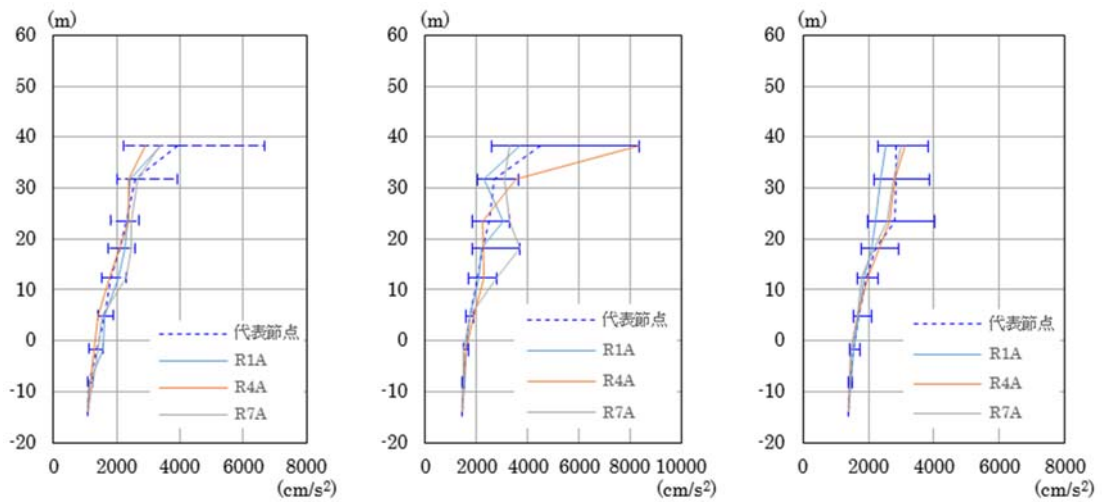
RA 通りの最大応答加速度を図 3.3.2-29 に示す。

二つの解析コードによる結果を比較すると、水平方向及び上下方向ともに、全体的に FINAS/STAR の結果が FINAL による結果より大きな傾向であった。また、代表節点におけるばらつきについても、FINAS/STAR の方が FINAL の結果より全体的に大きくなっている。



(a) NS 方向 (RA 通り) (b) EW 方向 (RA 通り) (c) UD 方向 (RA 通り)

(1) 入力 4 倍 (FINAS/STAR)



(a) NS 方向 (RA 通り) (b) EW 方向 (RA 通り) (c) UD 方向 (RA 通り)

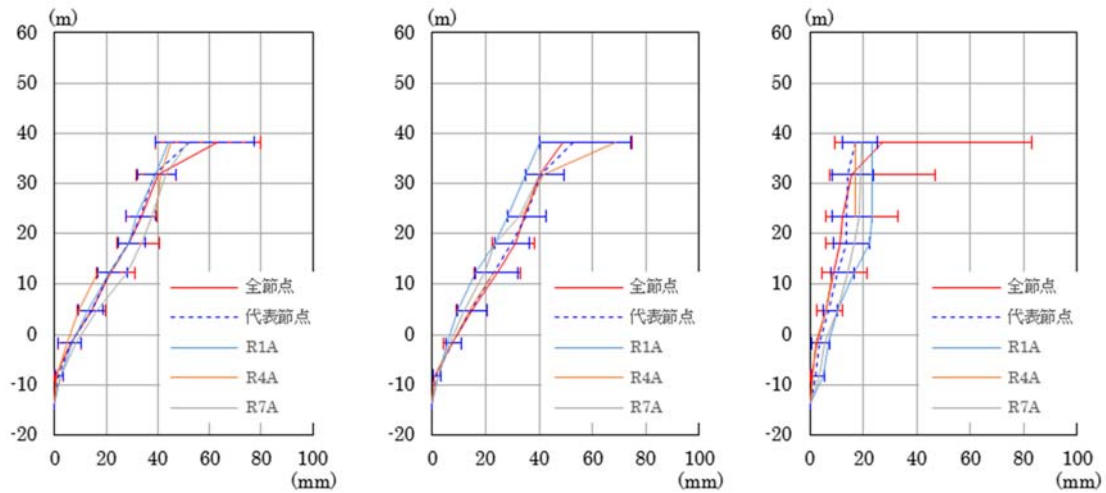
(2) 入力 4 倍 (FINAL)

図 3.3.2-29 最大応答加速度の比較 (100 Hz ローパスフィルター)

(b) 最大応答変位

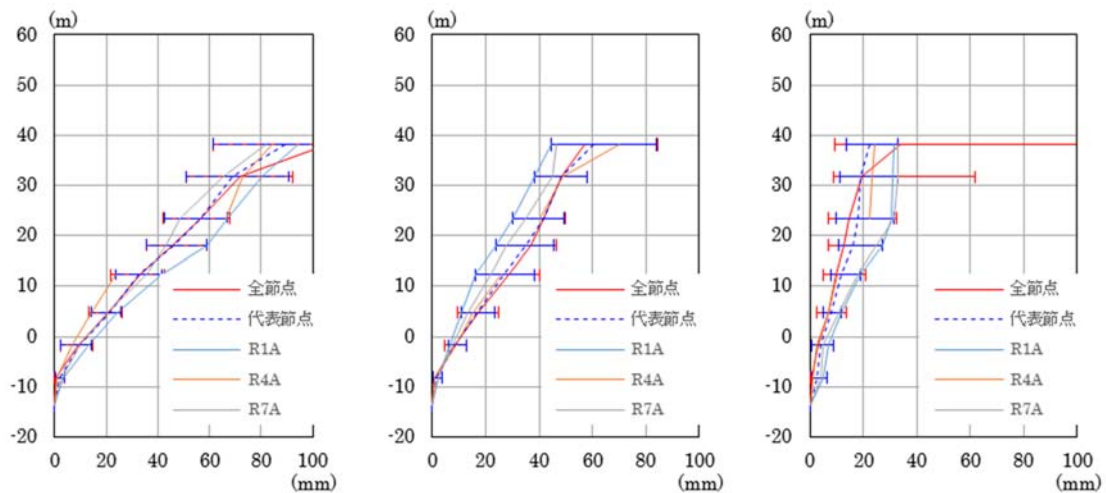
最大応答変位の高さ方向分布図を図 3.3.2-30 に示す。

FINAS/STAR の結果は、全体的に入力 1 倍の弾性解析の結果と比較して、ほぼ 4 倍の結果となっている。しかし、FINAL の NS 方向の結果は、入力 1 倍の弾性解析の結果と比較して、ほぼ 8 倍の結果となっており、損傷の可能性が考えられる。また、水平方向及び上下方向のばらつきについても入力 2 倍の結果と比べ、大きくなっている。



(a) NS 方向 (RA 通り) (b) EW 方向 (RA 通り) (c) UD 方向 (RA 通り)

(1) 入力 4 倍 (FINAS/STAR)



(a) NS 方向 (RA 通り) (b) EW 方向 (RA 通り) (c) UD 方向 (RA 通り)

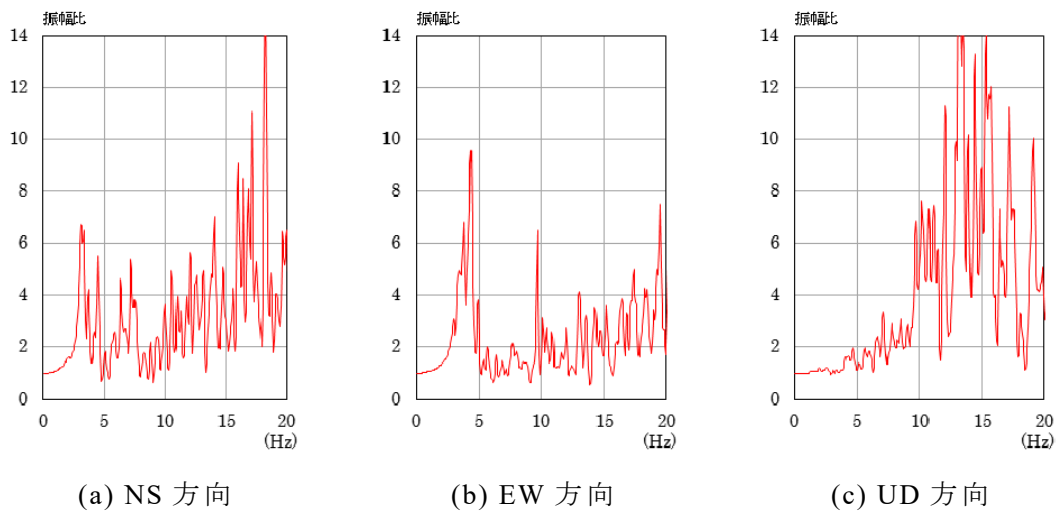
(2) 入力 4 倍 (FINAL)

図 3.3.2-30 最大応答変位分布

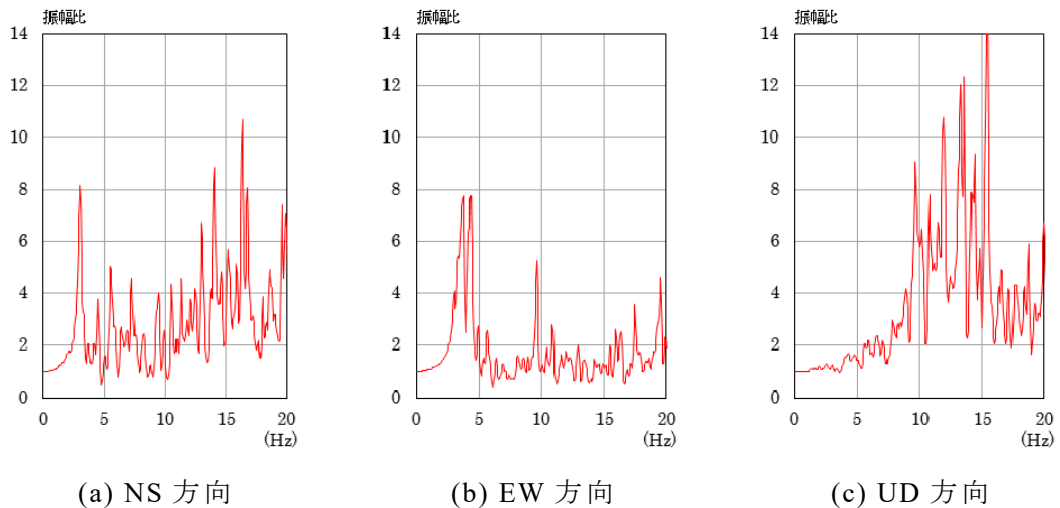
(c) 伝達関数

基礎上の観測点に対する 3F の観測点のフーリエ振幅比として求めた伝達関数の比較図を図 3.3.2-31 に示す。

まず、0-5 Hz の卓越振動は、NS 方向で 3 Hz、EW 方向で 4 Hz 近傍で確認でき、二つの解析コードともに入力 2 倍の卓越振動数と比べ、低下している。UD 方向においては卓越振動はみられなかった。5-10 Hz については、各方向成分において振動している傾向を確認した。10 Hz 以上については、10 Hz 近傍の振幅が大きくなっている。また、各方向成分とも全体的に対応しているが、卓越振動数については合っていないところもあった。



(1) 入力 4 倍 (FINAS/STAR)



(2) 入力 4 倍 (FINAL)

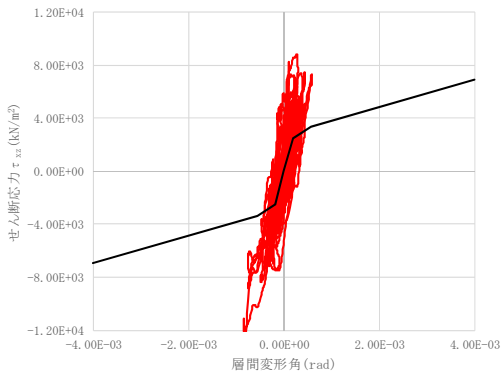
図 3.3.2-31 基礎上の観測点に対する 3F の観測点の伝達関数の比較

(d) 層せん断応力と層間変形角

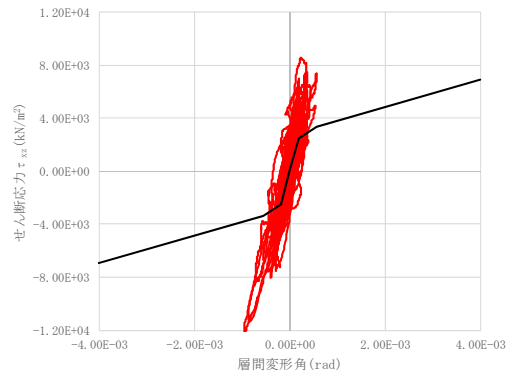
各層の層せん断応力-層間変形角履歴図を図 3.3.2-32 及び図 3.3.2-33 に示す。

まず、FINAS/STAR、FINAL とともに、地下階においても質点系モデルの第一勾配に相当する線形領域の剛性より低くなっており、非線形挙動があらわれている。なお、この傾向は標高が高くなるほど顕著であった。また、2 種類の解析コードの結果を比較すると、ほぼ同様な傾向であった。

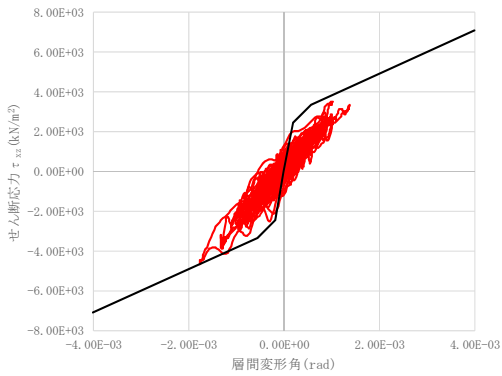
■ CRF



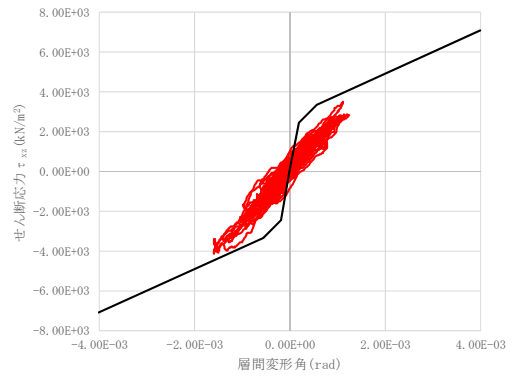
■ CRF



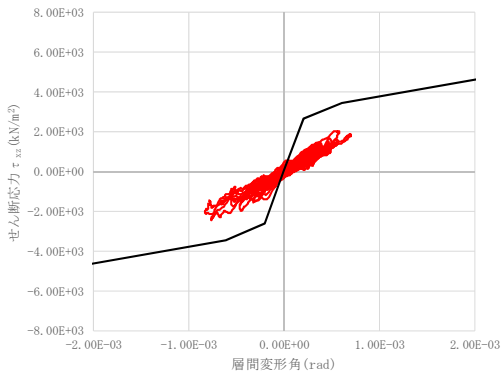
■ 4F



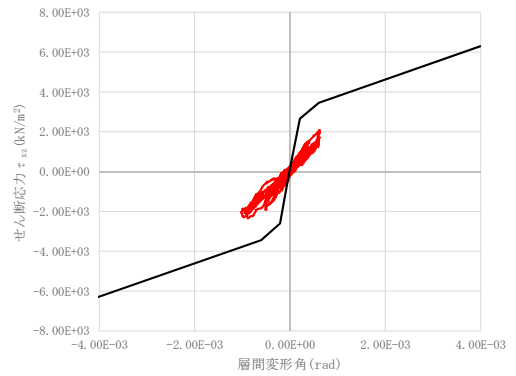
■ 4F



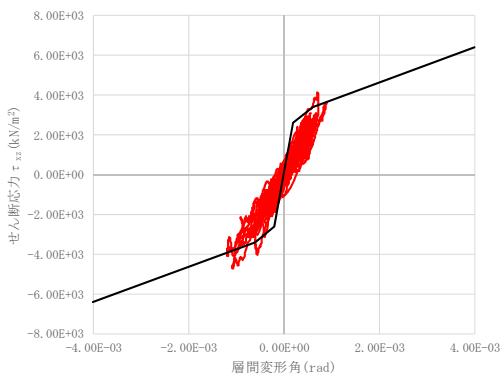
■ 3F



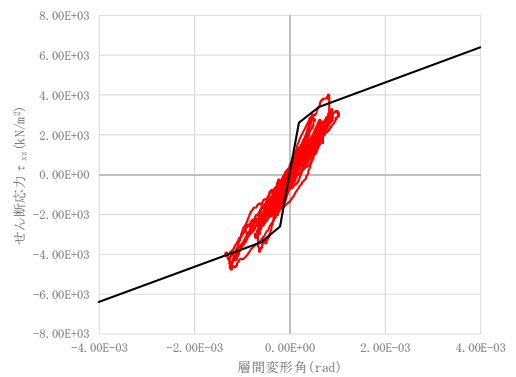
■ 3F



■ 2F



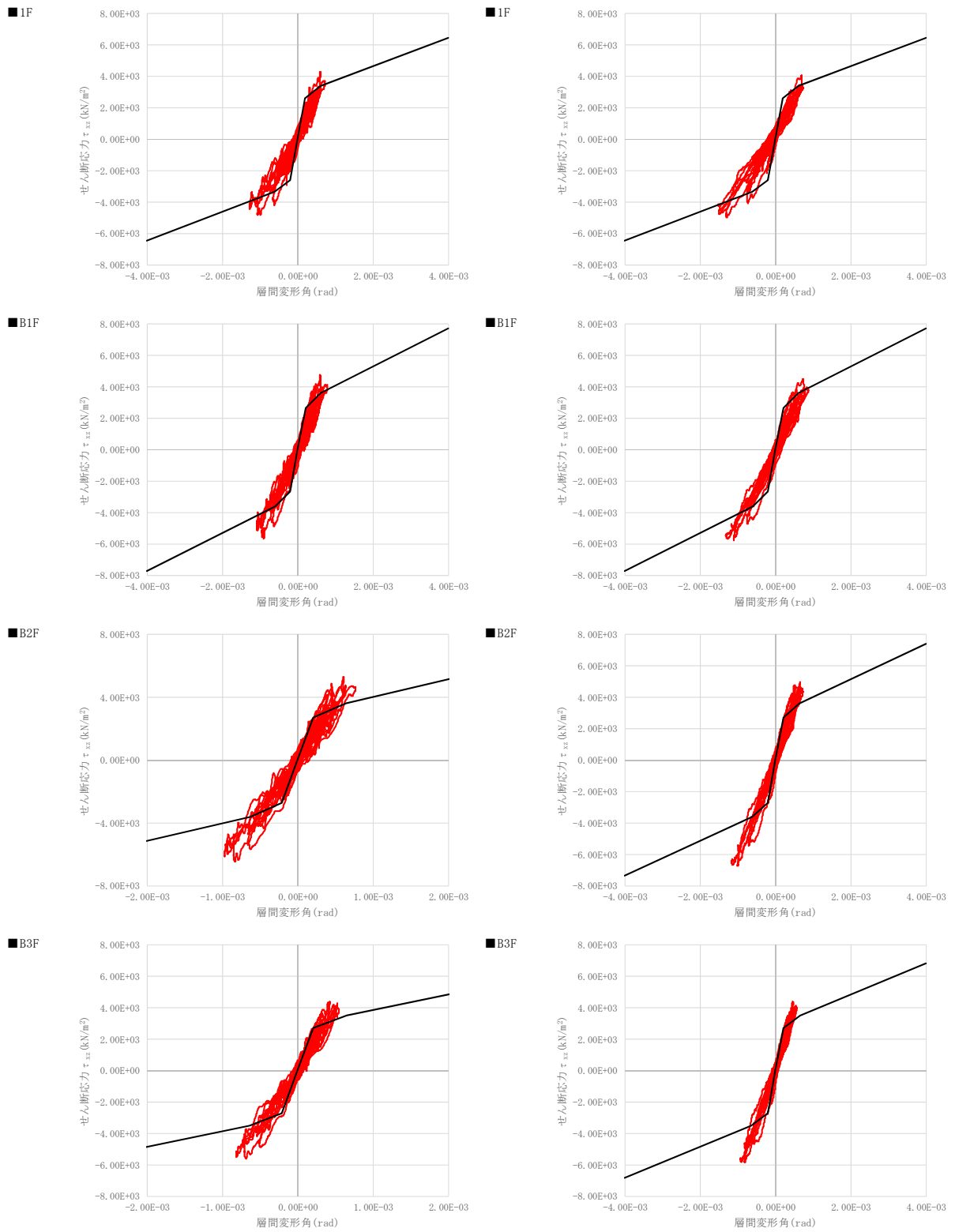
■ 2F



(1) FINAS/STAR

(2) FINAL

図 3.3.2-32 層せん断応力-層間変形角履歴図 (入力 4 倍、EW 方向) (その 1)



(1) FINAS/STAR

(2) FINAL

図 3.3.2-33 層せん断応力-層間変形角履歴図 (入力 4 倍、EW 方向) (その 2)

(e) 壁の最大せん断ひずみコンター

外壁の最大せん断ひずみ分布を図 3.3.2-34 及び図 3.3.2-35 に示す。最大せん断ひずみが 1800μ を超える箇所は、FINAS/STAR の結果において 1F (標高 12 m) の開口部近傍で確認できるが、FINAL の結果では非常に広範囲に渡って発生している。

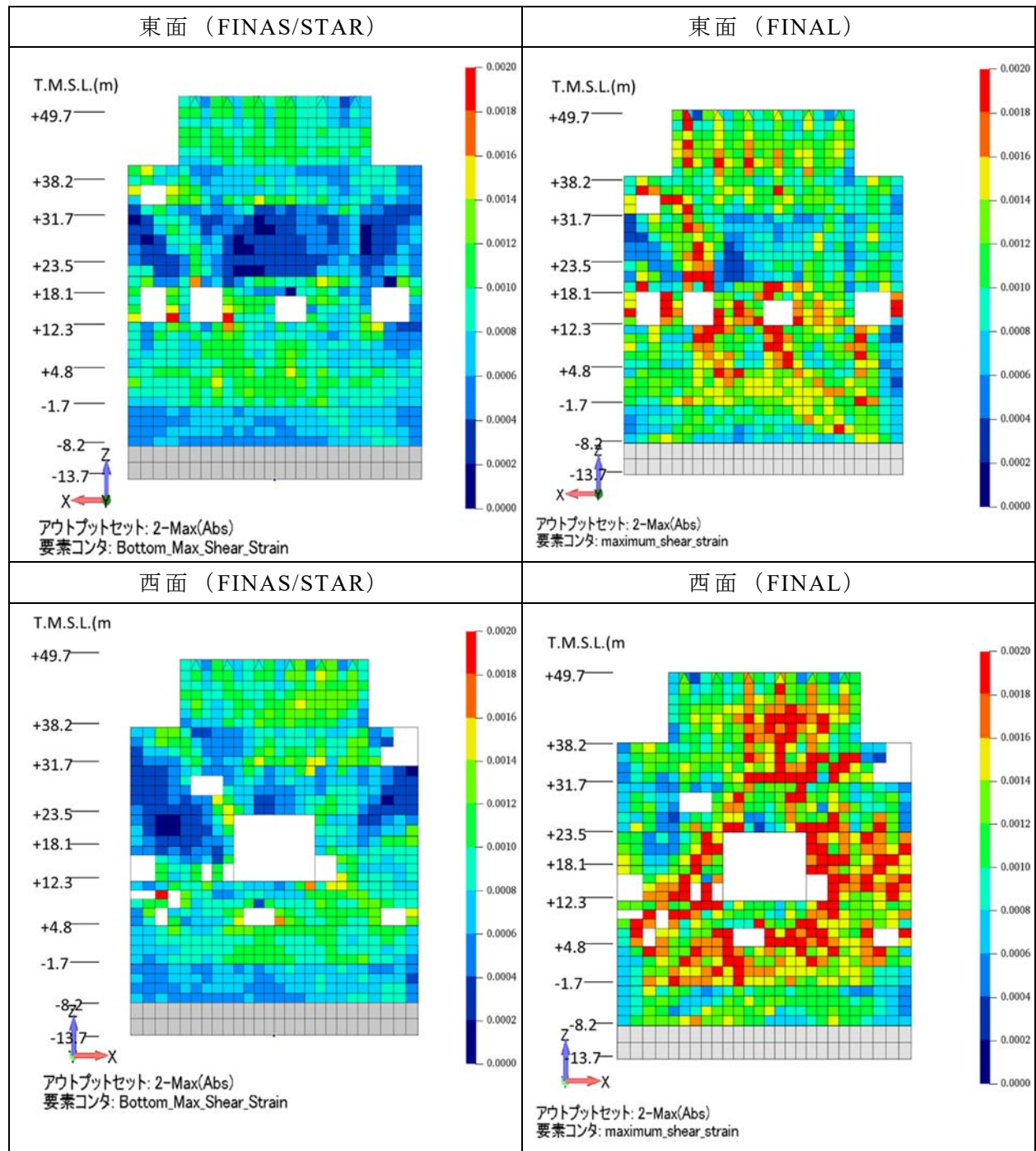


図 3.3.2-34 外壁の最大せん断ひずみ分布 (入力 4 倍) (その 1)

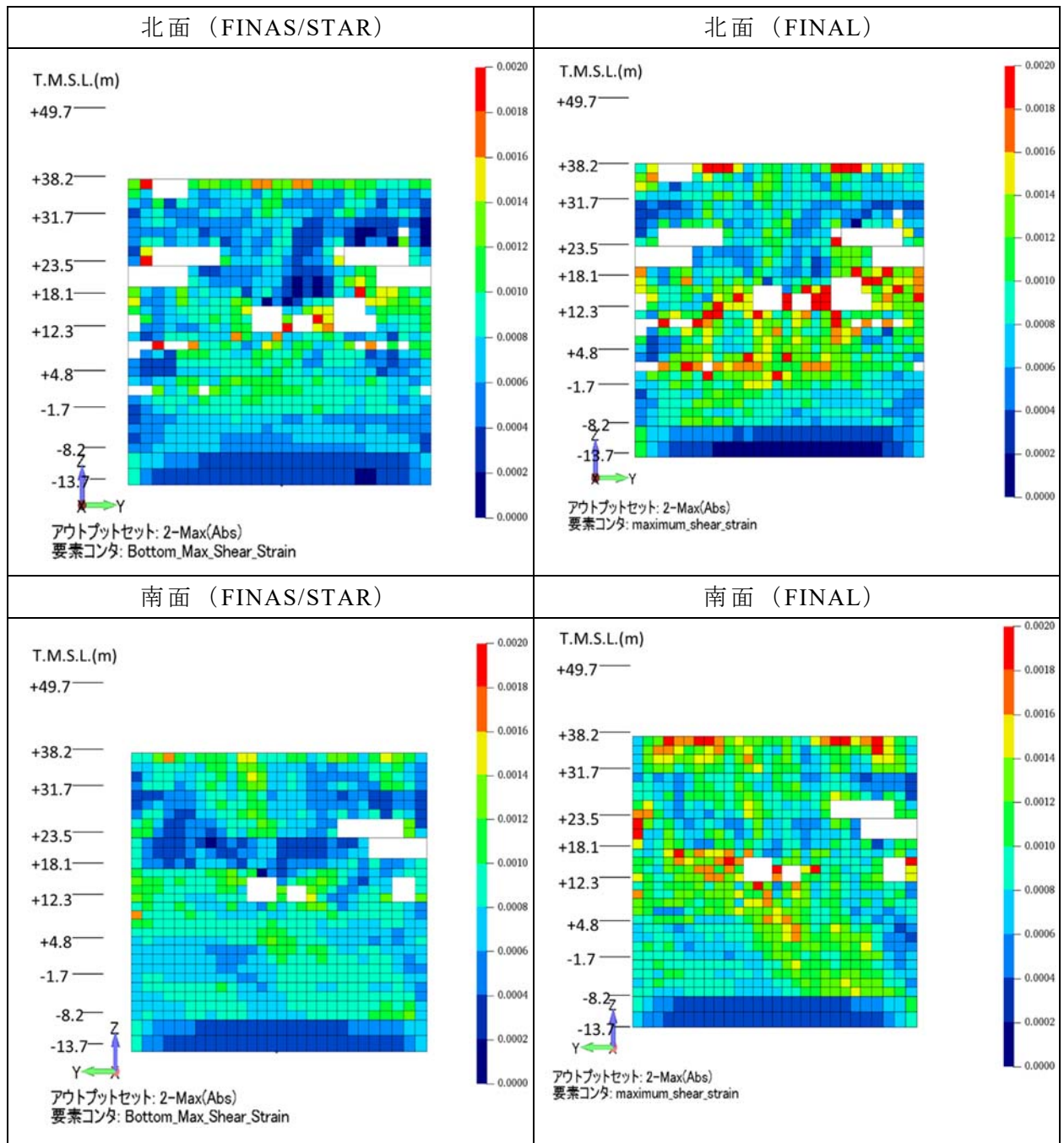


図 3.3.2-35 外壁の最大せん断ひずみ分布 (入力 4 倍) (その 2)

(f) 床の最大主ひずみコンター

床の最大主ひずみ分布を図 3.3.2-36 及び図 3.3.2-37 に示す。最大主ひずみは、FINAS/STAR 及び FINAL の結果において、1F のダイアフラム近傍で 2000μ 程度であった。また、全体的に FINAL の結果が FINAS/STAR の結果より大きい傾向となっている。

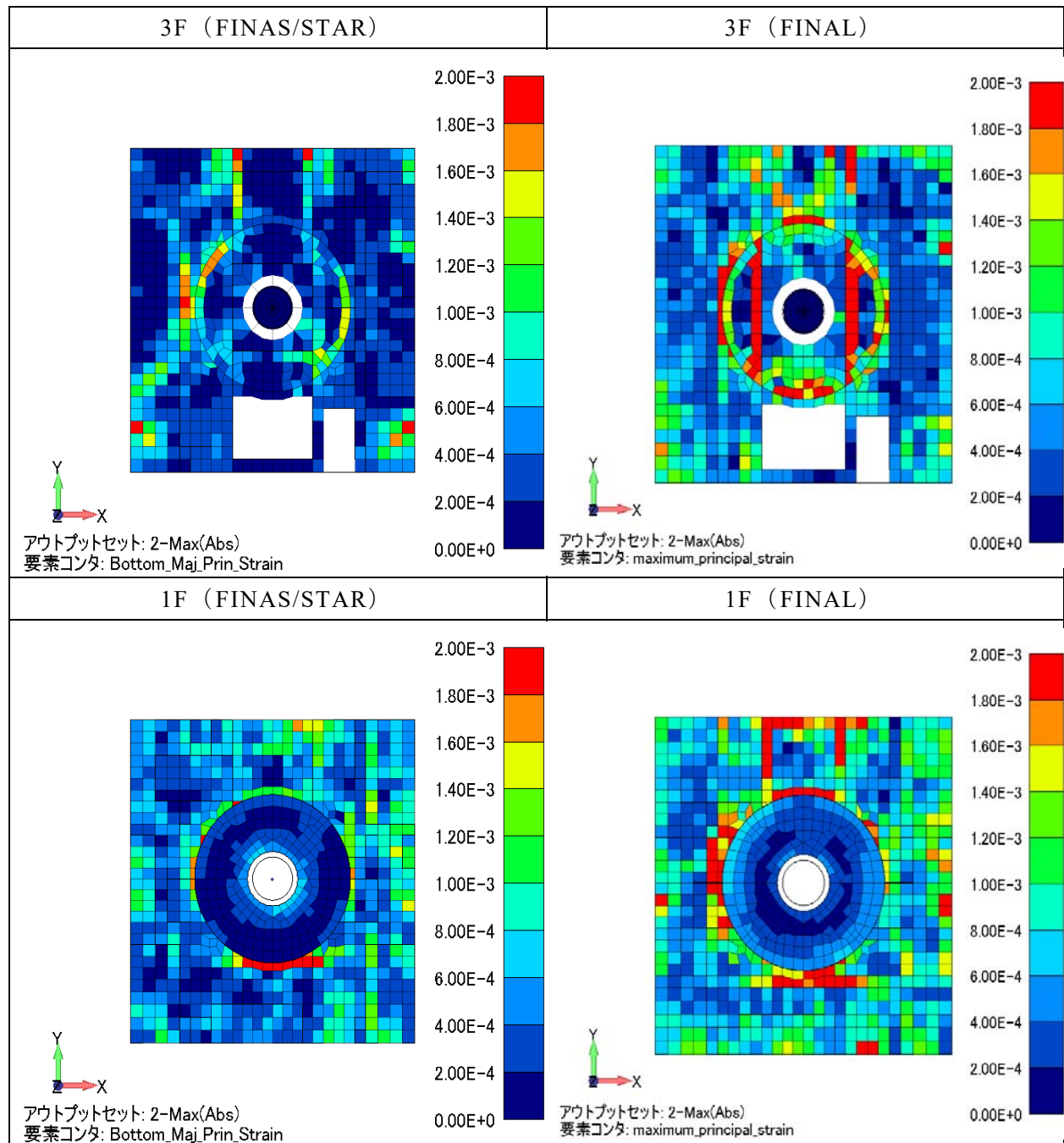


図 3.3.2-36 床の最大主ひずみ分布 (入力 4 倍) (その 1)

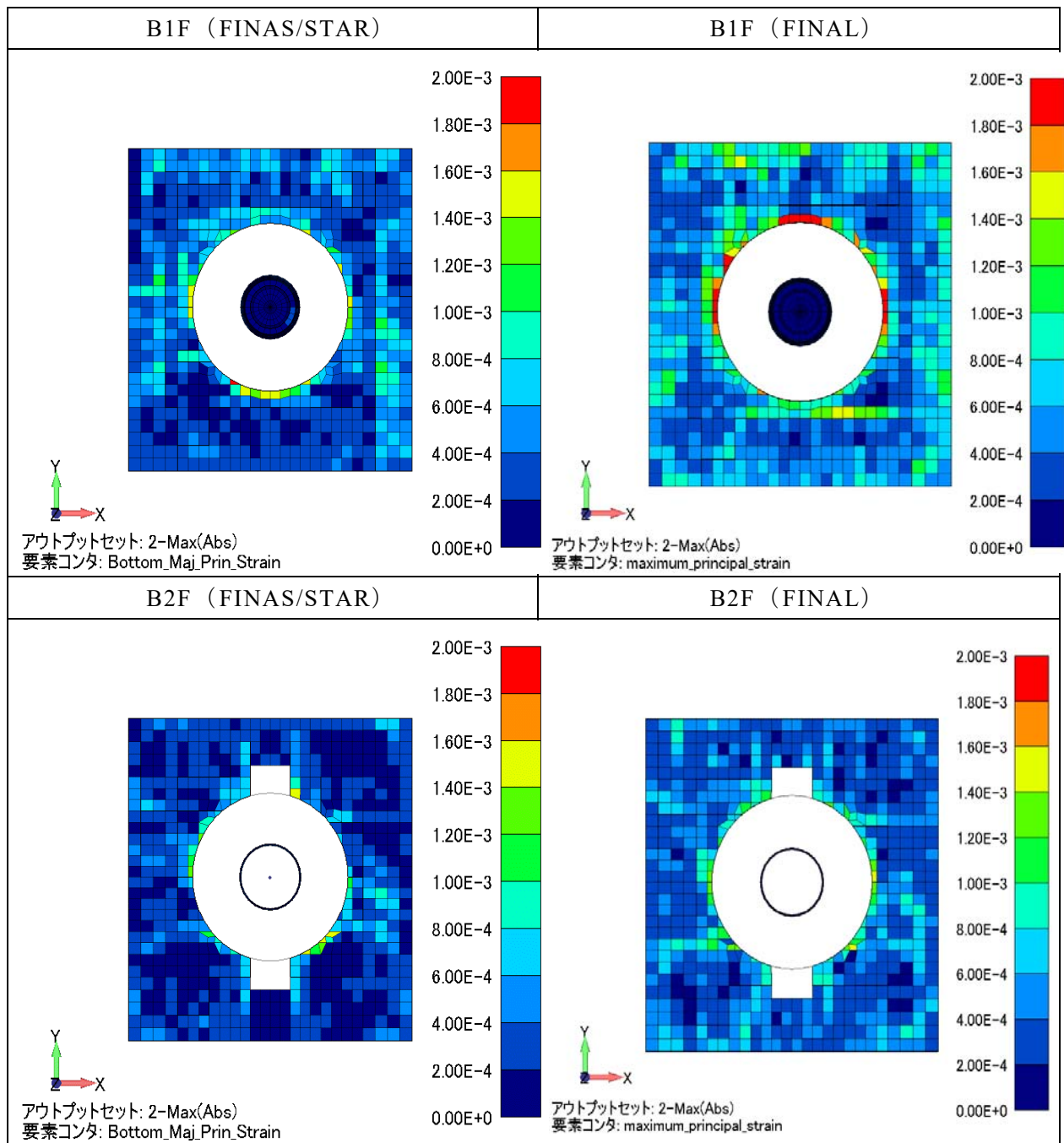


図 3.3.2-37 床の最大主ひずみ分布 (入力 4 倍) (その 2)

(5) 強非線形解析（入力 6 倍）

1) 解析方針

本地震応答解析では、平成 19 年(2007 年)新潟県中越沖地震の柏崎刈羽原子力発電所の 7 号機原子炉建屋の基礎上の観測記録を 6 倍にした入力地震動を用いて、基礎固定条件、RC 非線形性を考慮し、二つの解析コードによる時刻歴応答解析を行った。

2) 解析条件

別紙 3（附属書 3-1）解析条件に示した。

- ・ RC 非線形性の考慮
- ・ 地震動レベル：観測記録の 6 倍

3) 解析結果

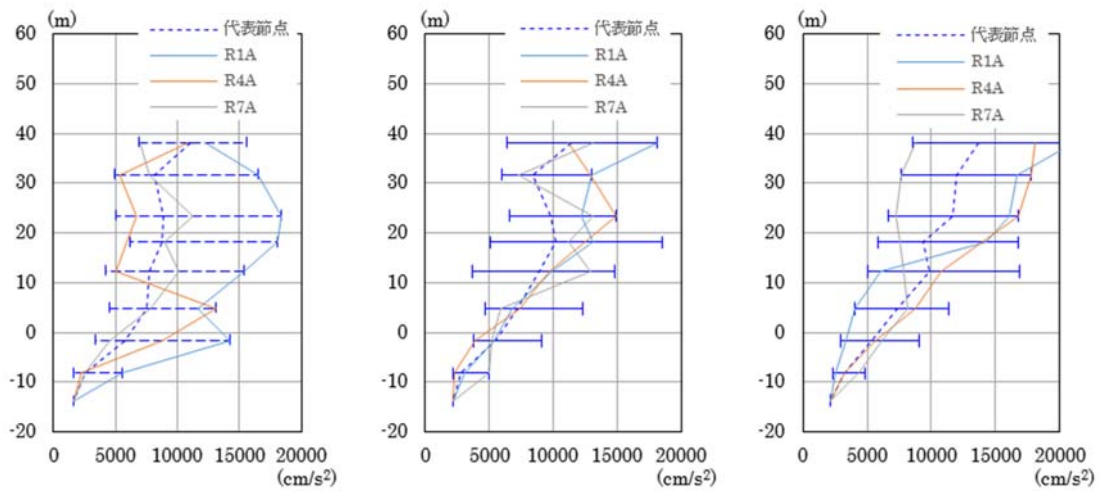
下記の基本評価項目に沿って報告する。

- ・ 最大応答加速度分布
- ・ 最大応答変位分布
- ・ 伝達関数
- ・ 層せん断応力と層間変形角
- ・ 壁のせん断ひずみコンター
- ・ 床の最大主ひずみコンター

(a) 最大応答加速度

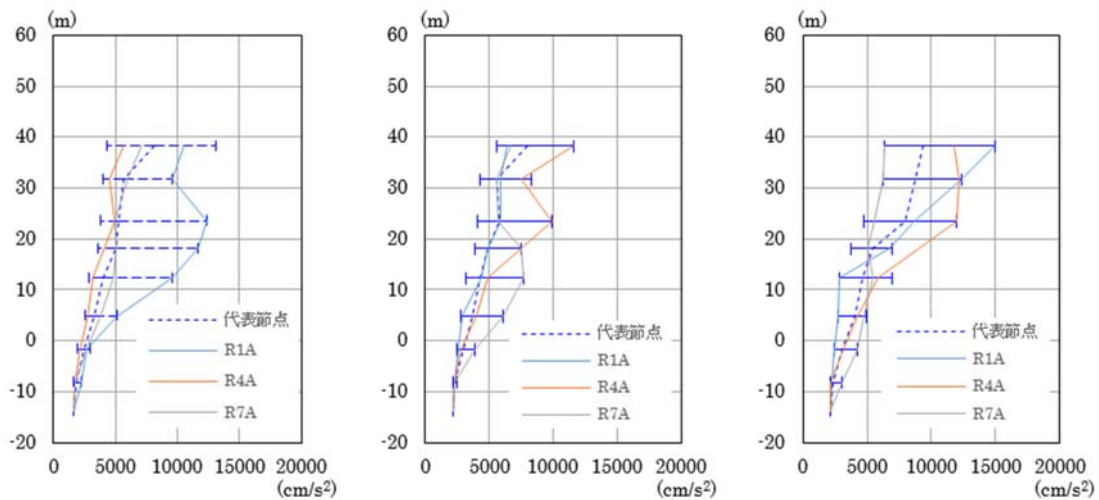
RA 通りの最大応答加速度を図 3.3.2-38 に示す。

二つの解析コードによる結果を比較すると、水平方向及び上下方向ともに、全体的に FINAS/STAR の結果が FINAL による結果より大きくなっている。また、代表節点におけるばらつきについても、FINAS/STAR の方が FINAL の結果より全体的に大きくなっている。4 倍までは、FINAL の方が大きかったが、6 倍では逆になった。



(a) NS 方向 (RA 通り) (b) EW 方向 (RA 通り) (c) UD 方向 (RA 通り)

(1) 入力 6 倍 (FINAS/STAR)



(a) NS 方向 (RA 通り) (b) EW 方向 (RA 通り) (c) UD 方向 (RA 通り)

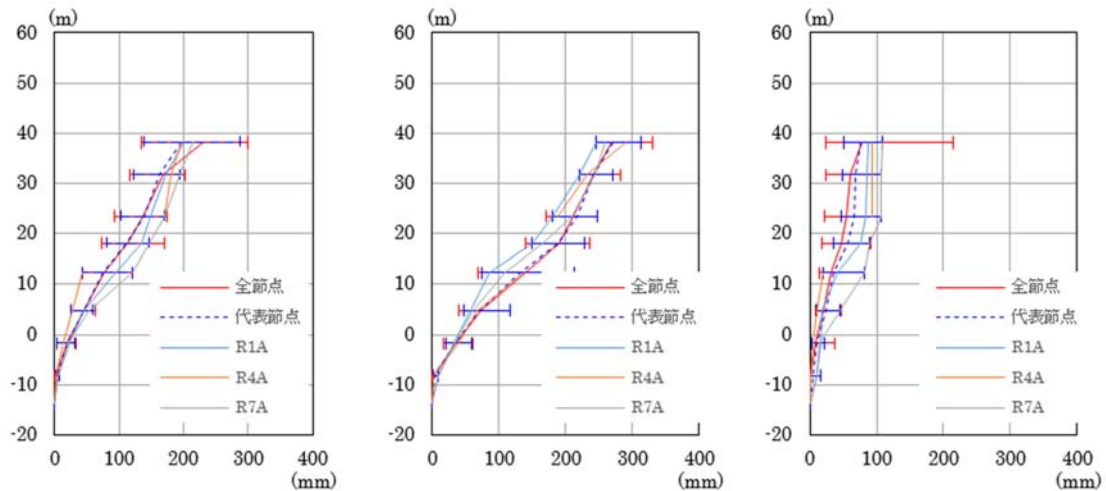
(2) 入力 6 倍 (FINAL)

図 3.3.2-38 最大応答加速度の比較 (100 Hz ローパスフィルター適用)

(b) 最大応答変位

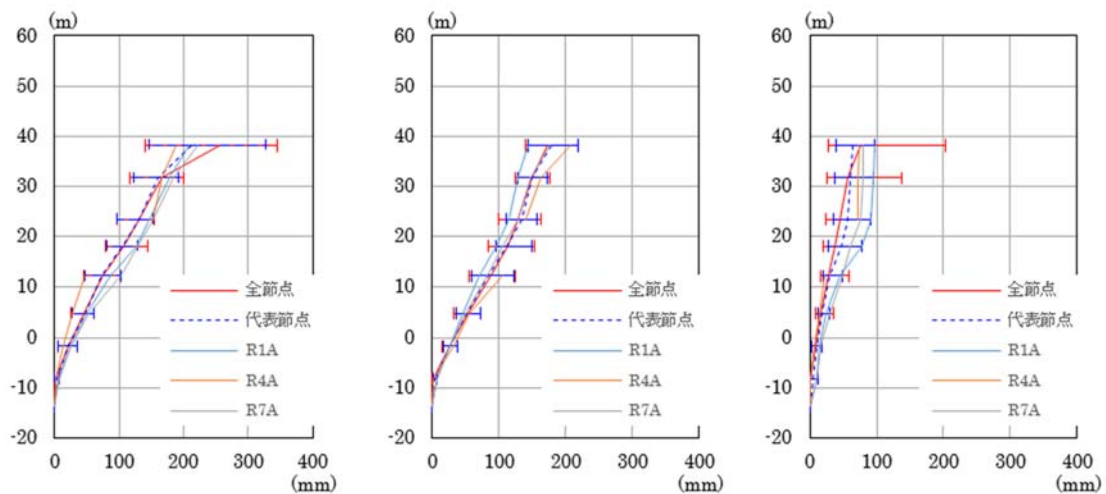
最大応答変位の高さ方向分布図を図 3.3.2-39 に示す。

全体的に入力 1 倍の弾性解析の結果と比較して、ほぼ 20 倍の結果となっている。また、ばらつきについても弾性解析と比較し大きくなっている。二つの解析コードによる結果を比較すると、NS 方向及び UD 方向の結果は FINAS/STAR 及び FINAL の結果においてほぼ同様であるが、EW 方向の地上階において FINAS/STAR の結果は FINAL の結果のほぼ 2 倍となっている。



(a) NS 方向 (RA 通り) (b) EW 方向 (RA 通り) (c) UD 方向 (RA 通り)

(1) 入力 6 倍 (FINAS/STAR)



(a) NS 方向 (RA 通り) (b) EW 方向 (RA 通り) (c) UD 方向 (RA 通り)

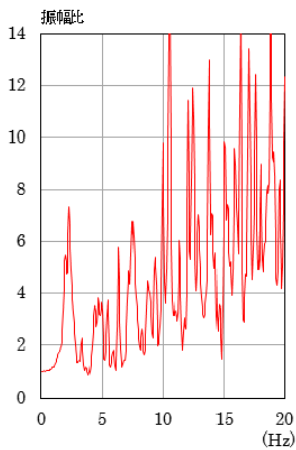
(2) 入力 6 倍 (FINAL)

図 3.3.2-39 最大応答変位分布

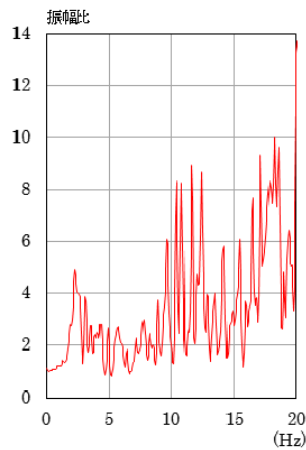
(c) 伝達関数

基礎上の観測点に対する 3F の観測点のフーリエ振幅比として求めた伝達関数の比較図を図 3.3.2-40 に示す。

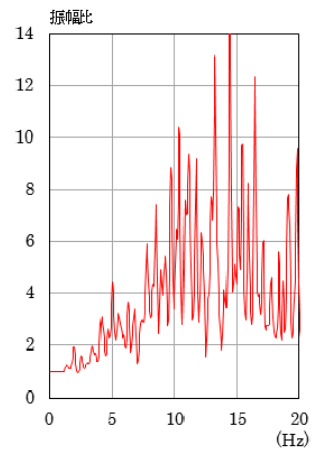
まず、0-5 Hz の卓越振動は、NS 方向で 3 Hz、EW 方向で 3 Hz 近傍で確認でき、入力 2 倍と比較して、卓越振動数がかなり低下している。5-10 Hz については、各方向成分において振動している。10 Hz 以上については、各方向成分とも全体的に対応しているが、卓越振動数については合っていないところもあった。



(a) NS 方向

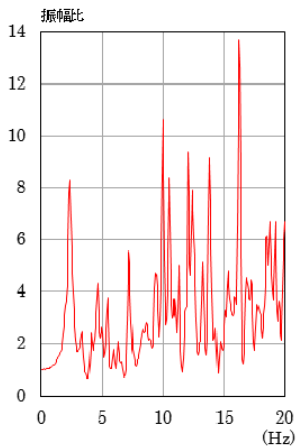


(b) EW 方向

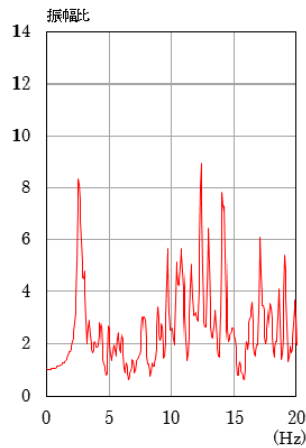


(c) UD 方向

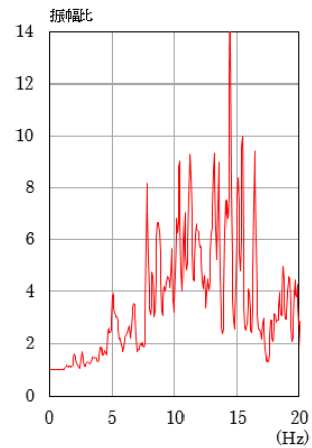
(1) 入力 6 倍 (FINAS/STAR)



(a) NS 方向



(b) EW 方向



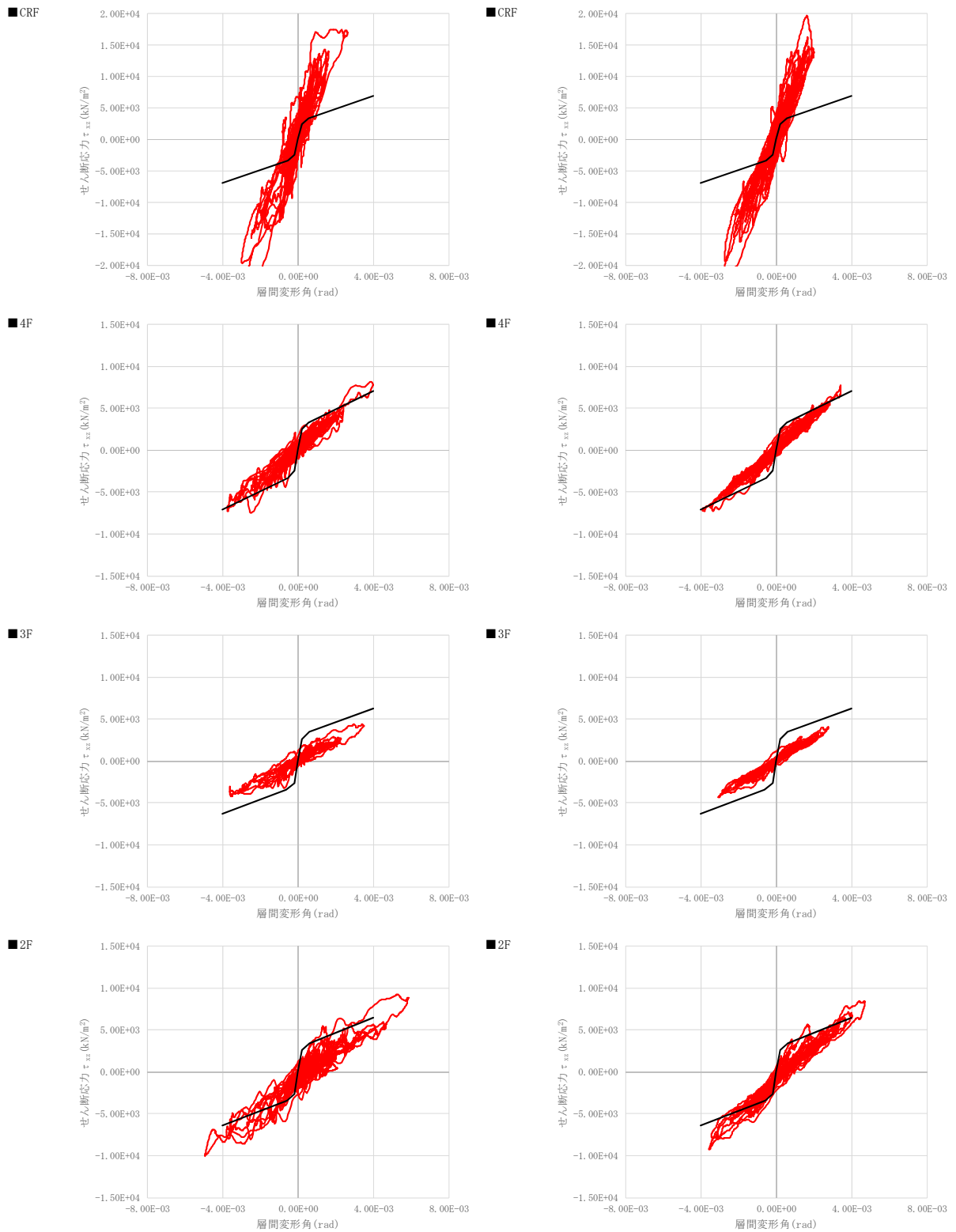
(c) UD 方向

(2) 入力 6 倍 (FINAL)

図 3.3.2-40 基礎上の観測点に対する 3F の観測点の伝達関数の比較

(d) 層せん断応力と層間変形角

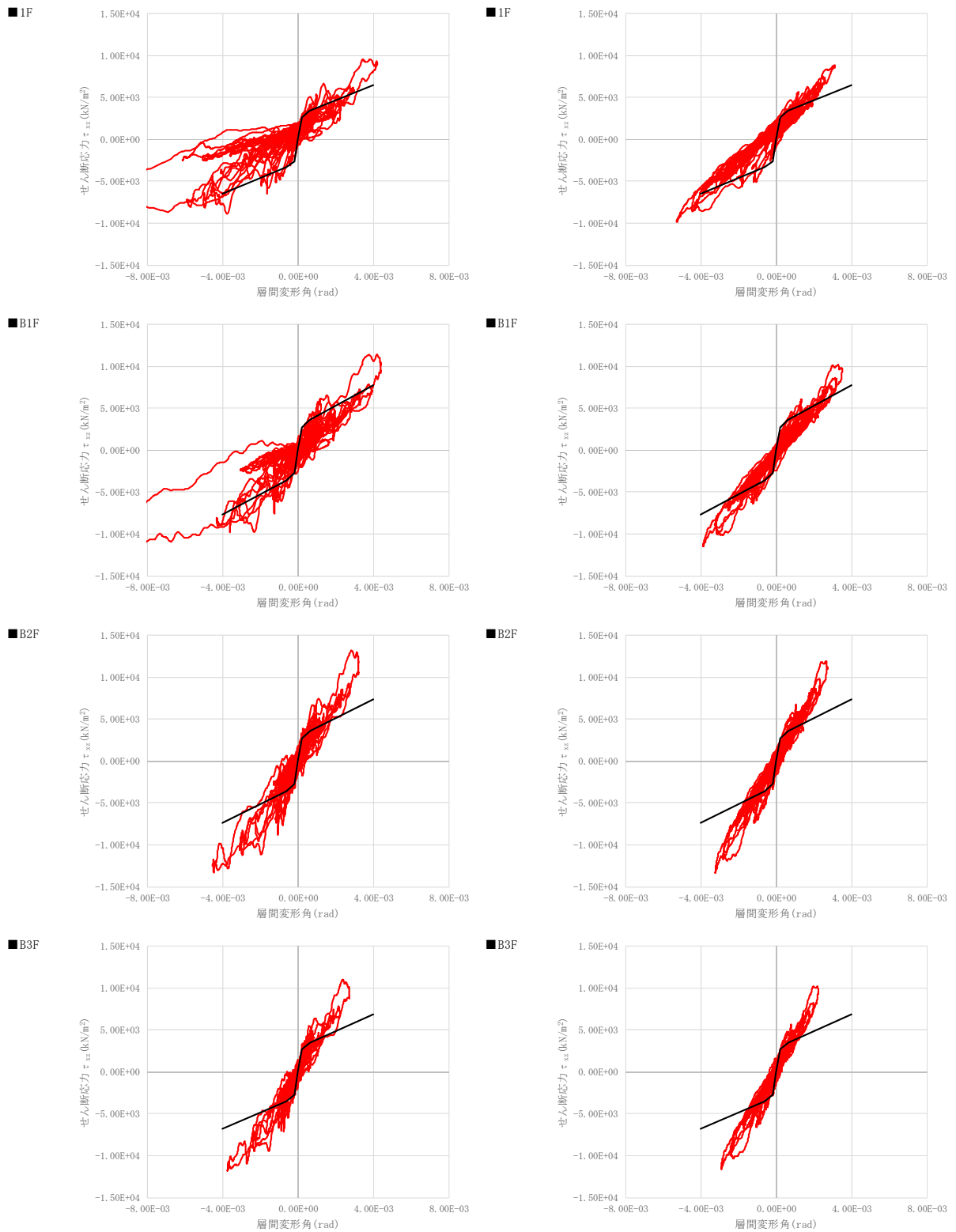
各層のせん断力-層間変形角の履歴図を図 3.3.2-41 及び図 3.3.2-42 に示す。FINAS/STAR、FINAL とともに、地下階及び地上階において質点系モデルの第一勾配に相当する線形領域の剛性よりかなり低くなっている。また、2 種類の解析コードの結果を比較すると、ほぼ同様な傾向であった。



(1) FINAS/STAR

(2) FINAL

図 3.3.2-41 層せん断応力-層間変形角履歴図 (入力 6 倍、EW 方向) (その 1)



(1) FINAS/STAR

(2) FINAL

図 3.3.2-42 層せん断応力-層間変形角履歴図 (入力 6 倍、EW 方向) (その 2)

(e) 壁の最大せん断ひずみコンター

外壁の最大せん断ひずみ分布を図 3.3.2-43 及び図 3.3.2-44 に示す。損傷の一つの目安である最大せん断ひずみが 4000μ を超える箇所は、FINAS/STAR の結果においては、北面、南面の 1F（標高 12 m）の開口部を中心にほぼ全領域、東面、西面では壁全体の対角線上において確認できる。一方、FINAL の結果でも同様な傾向が確認できるが、 4000μ を超える領域は FINAS/STAR の結果より狭くなっている。

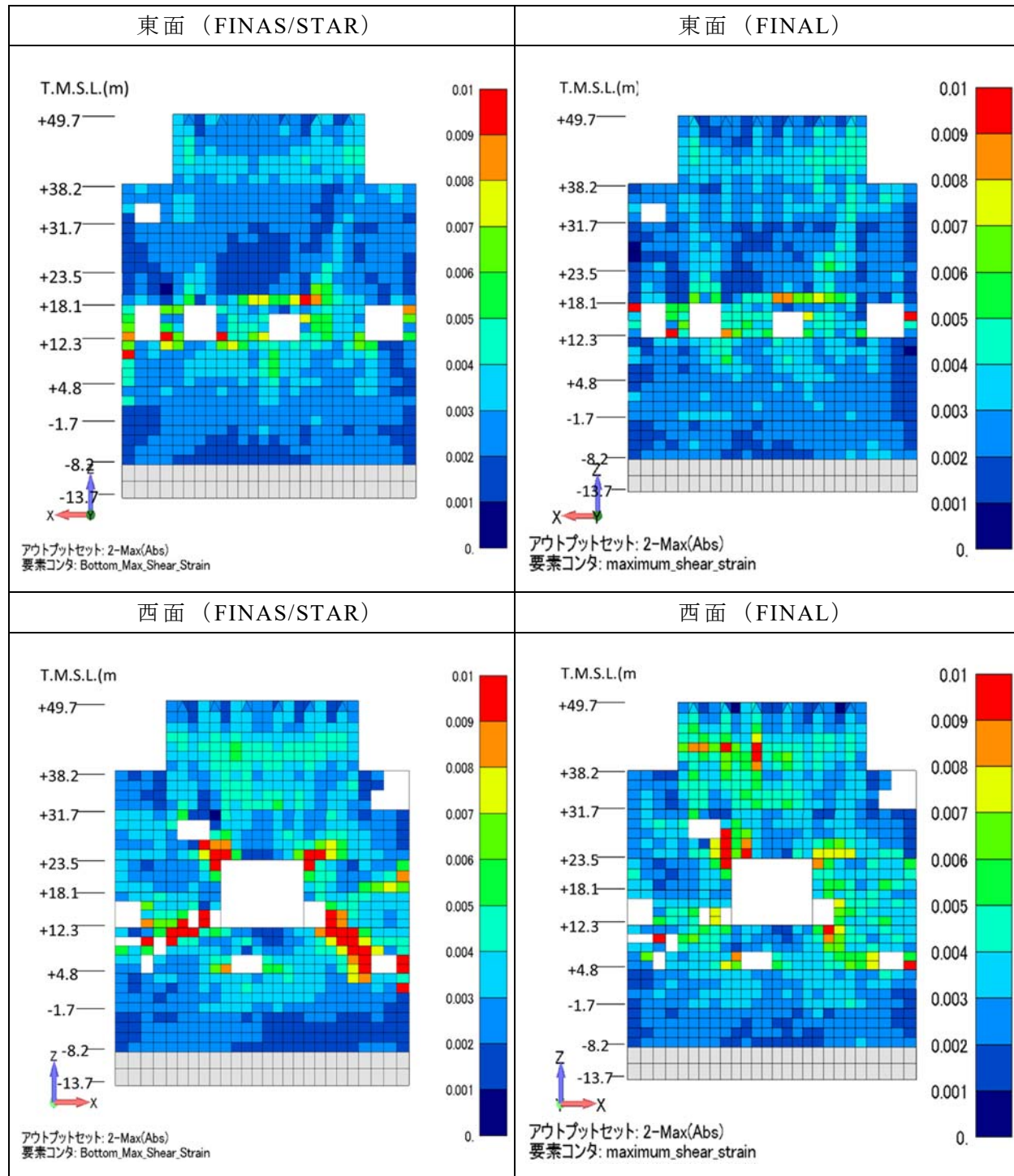


図 3.3.2-43 外壁の最大せん断ひずみ分布 (入力 6 倍) (その 1)

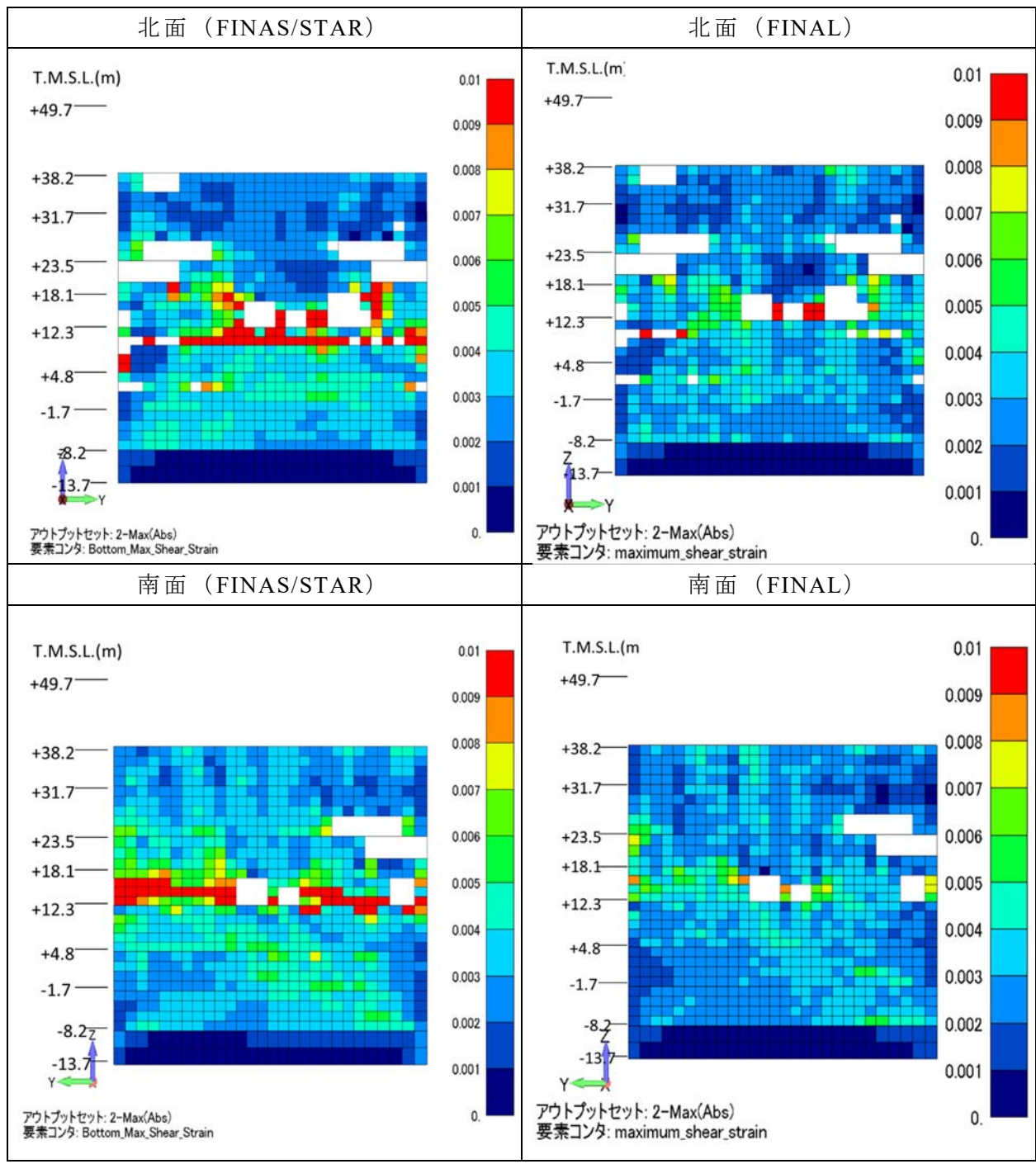


図 3.3.2-44 外壁の最大せん断ひずみ分布 (入力 6 倍) (その 2)

(f) 床の最大主ひずみコンター

床の最大主ひずみ分布を図 3.3.2-45 及び図 3.3.2-46 に示す。最大主ひずみは、FINAS/STAR 及び FINAL の結果において、1F のダイアフラム近傍で 9000μ を超える等損傷が確認された。ただし、本解析ではダイアフラムを弾性体と仮定していることに注意が必要である。また、床の主ひずみは、全体的に FINAS/STAR の結果が FINAL の結果よりも大きくなっている。

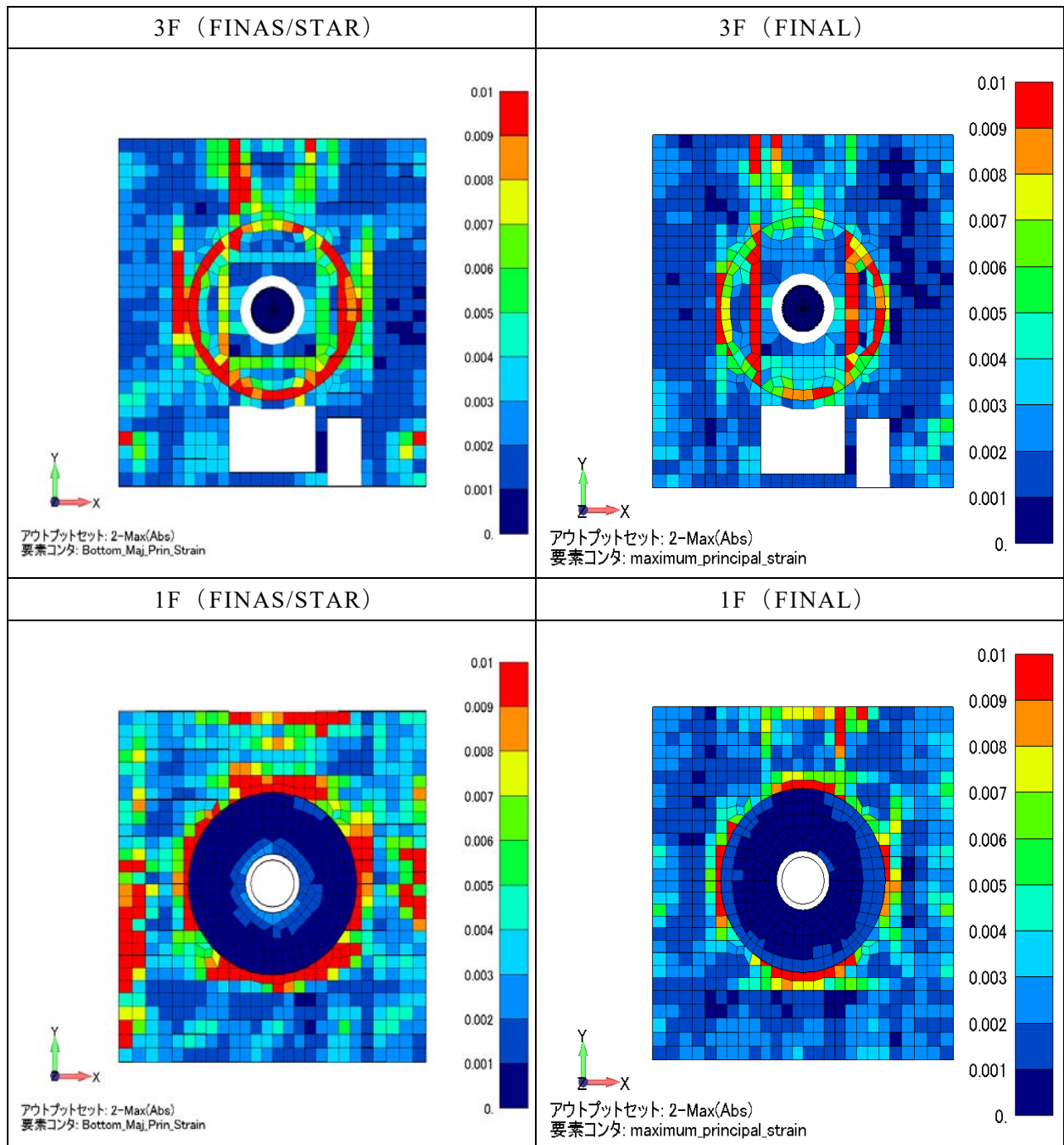


図 3.3.2-45 床の最大主ひずみ分布 (入力 6 倍) (その 1)

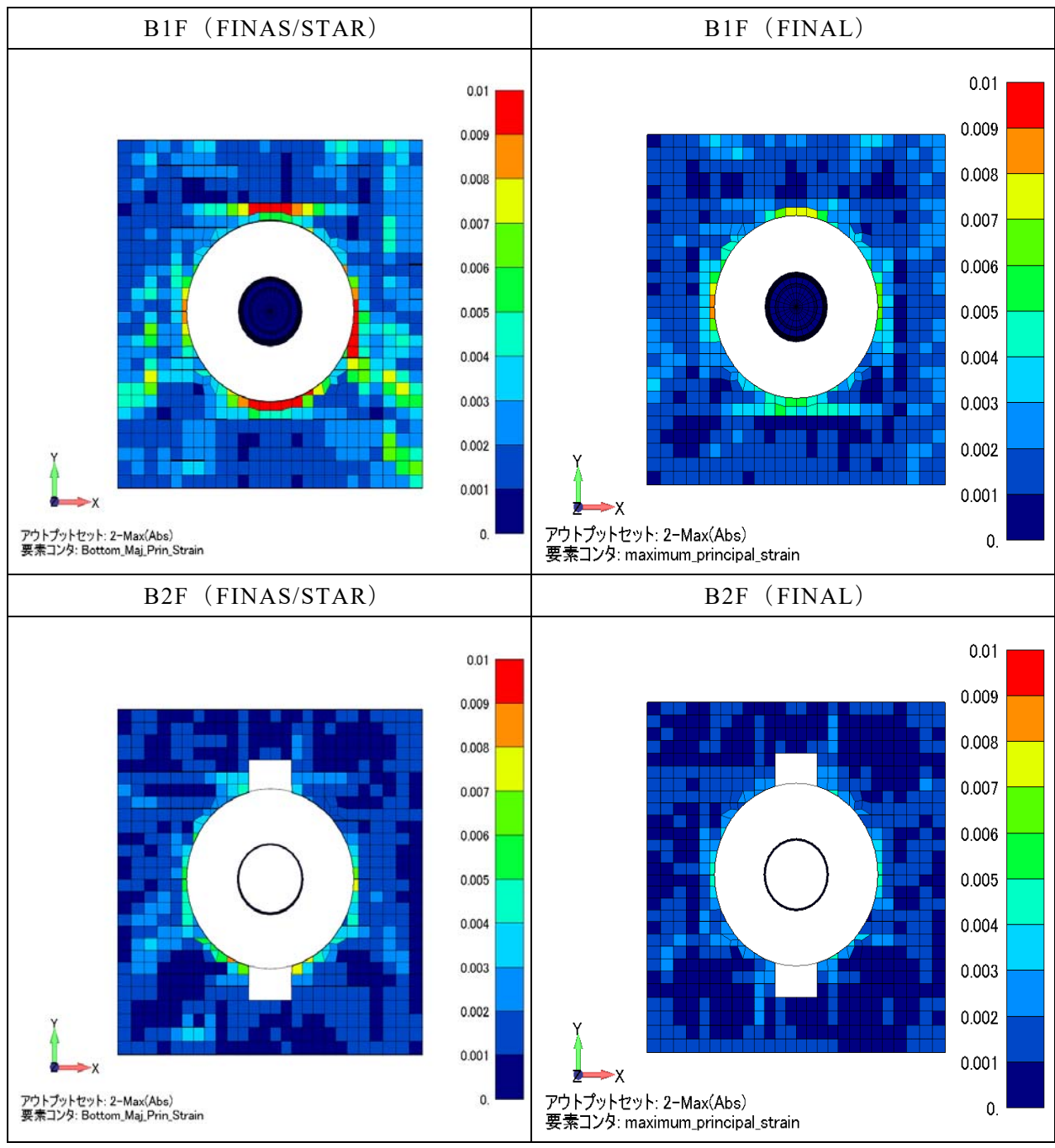


図 3.3.2-46 床の最大主ひずみ分布 (入力 6 倍) (その 2)

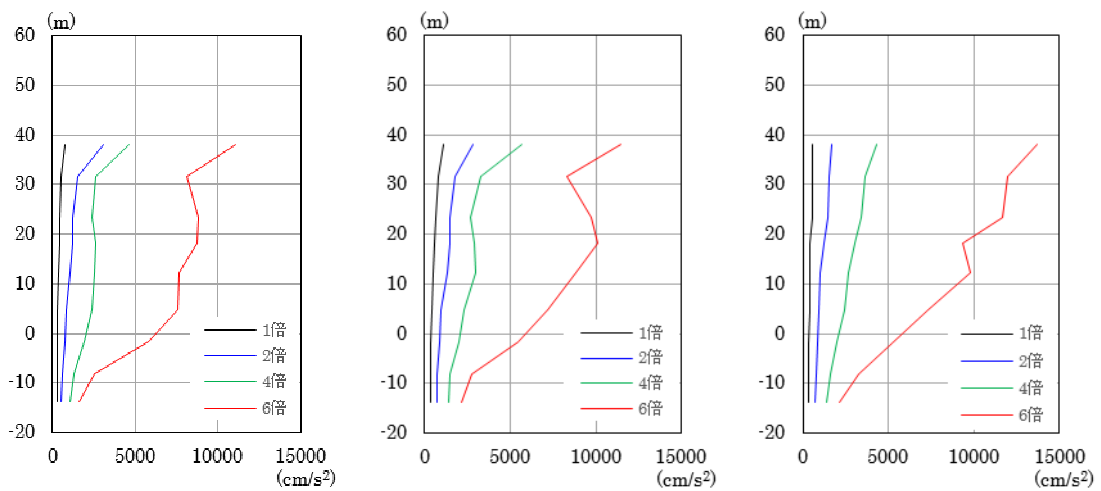
(6) 設計を超える入力地震動による比較検討

以上の結果を整理し、基礎上の観測記録に対する入力倍率及び 2 種類の解析コード (FINAS/STAR, FINAL) の影響を確認するための比較図を示す。

1) 最大応答加速度

(a) 最大応答加速度の高さ方向分布

FINAS/STAR と FINAL の全体的な傾向は一致しているが、FINAS/STAR の方が FINAL の結果より 2 割程度大きくなっている。入力 6 倍において FINAS/STAR 及び FINAL ともに応答が急激に大きくなっていることが確認できる。

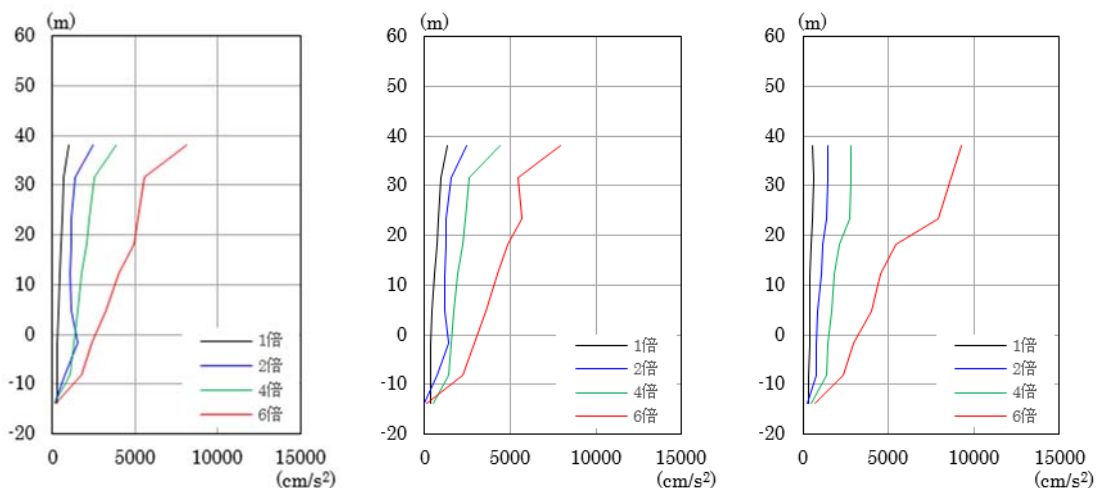


(a) NS 方向

(b) EW 方向

(c) UD 方向

(1) FINAS/STAR



(a) NS 方向

(b) EW 方向

(c) UD 方向

(2) FINAL

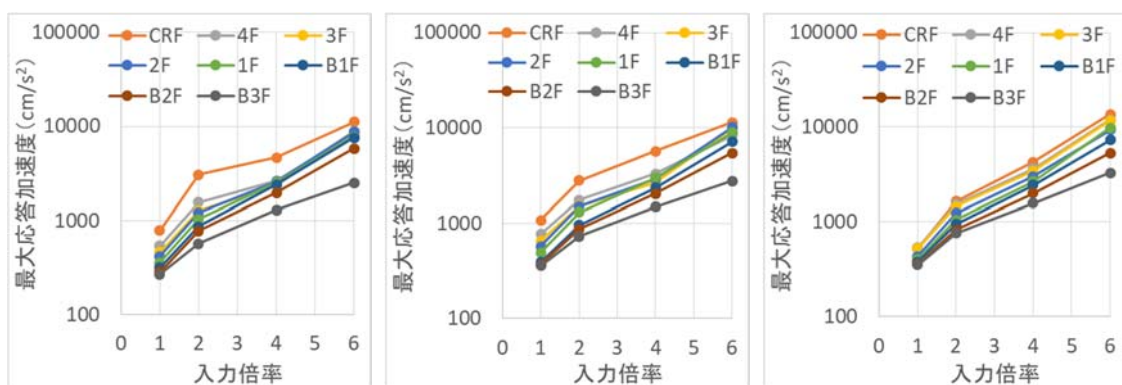
図 3.3.2-47 最大応答加速度分布 (代表節点平均) の比較

(b) 入力倍率と最大応答加速度の関係

NS方向では、入力1倍と2倍ではFINAS/STARとFINALの結果はほぼ同様であった。入力4倍ではFINALの結果が少し大きくなっている。入力6倍ではFINAS/STARの結果が急に大きくなっている。全体的に対数軸に対し直線上に乗っていることが分かる。

EW方向では、入力1倍、2倍、4倍まではFINAS/STARとFINALの結果はほぼ同様に増加している。入力6倍ではFINAS/STARとFINALの結果ともに急激に大きくなり、特にFINAS/STARの方が急激に大きくなっていることが分かる。

UD方向については、FINAS/STARとFINALの結果は全体的に似通っているが、入力6倍で急に大きくなっている。

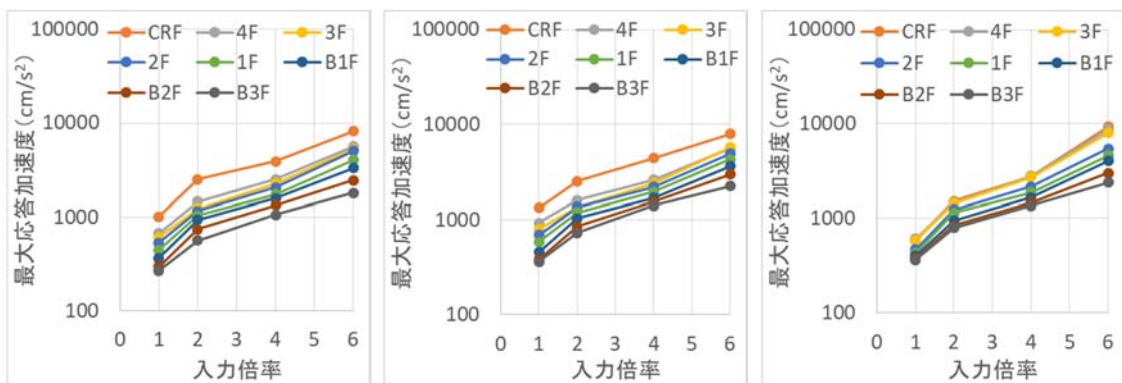


(a) NS 方向

(b) EW 方向

(c) UD 方向

(1) FINAS/STAR



(a) NS 方向

(b) EW 方向

(c) UD 方向

(2) FINAL

図 3.3.2-48 入力倍率と最大応答加速度（代表節点平均）の関係

図 3.3.2-49 に入力倍率と最大応答加速度の弾性解析結果との比の関係を示す。弾性解析結果との比が大きいほど、応答結果の非線形性が強いことがいえる。全体的に対数軸に対し、直線上に乗っていることが確認できる。一方、2種類の解析コード間で少し傾向が異なり、FINAS/STARの方がFINALより弾性解析結果との比が大きい傾向となっており、より非線形性状が強いと考えられる。これは2種類の解析コード間の非線形材料構成則が異なることが一因と考えられる。

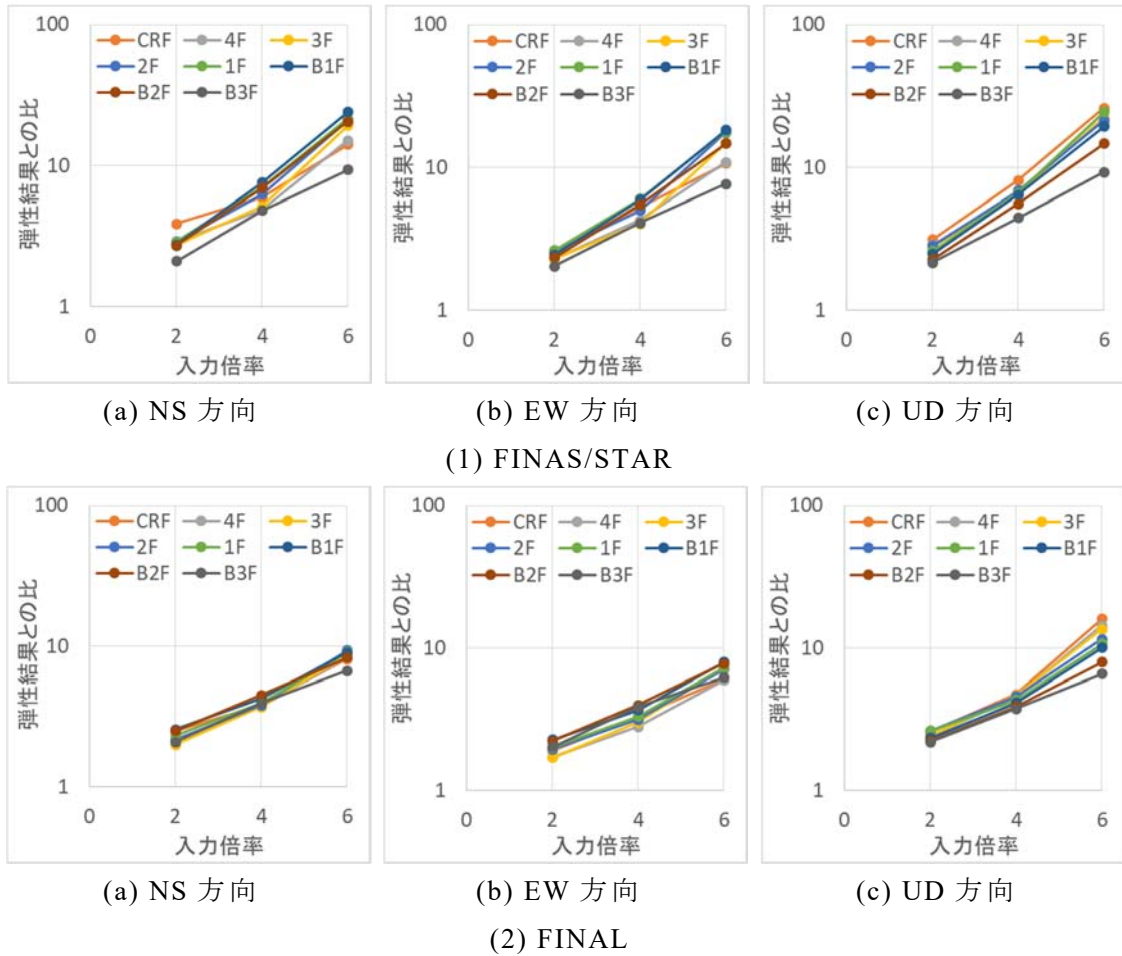
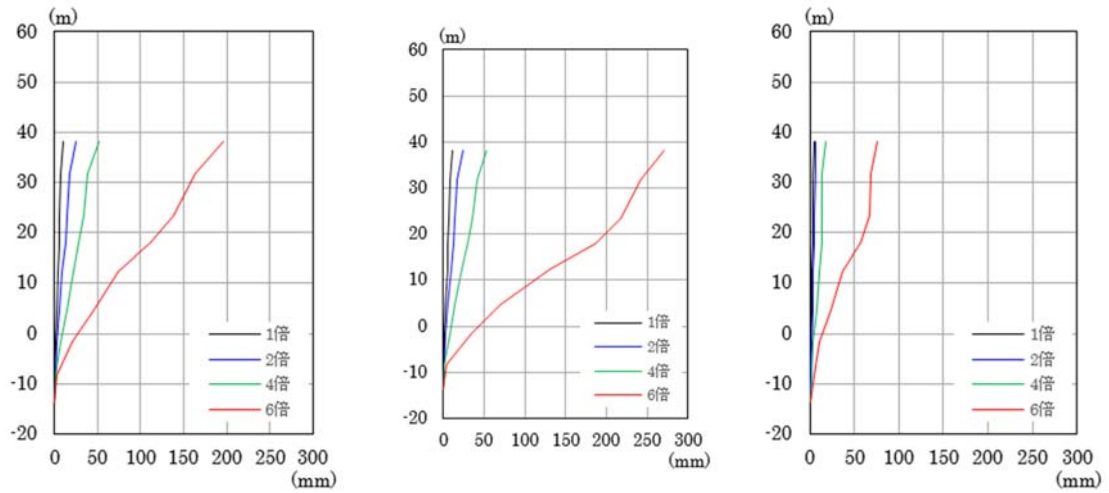


図 3.3.2-49 入力倍率と最大応答加速度の弾性解析結果との比の関係

2) 最大応答変位

(a) 最大応答変位の高さ方向分布

FINAS/STAR と FINAL の全体的な傾向は同様であった。NS 方向の入力 4 倍で、FINAL の結果が FINAS/STAR の結果より約 2 倍になっている。入力 6 倍において FINAS/STAR 及び FINAL とともに応答が急激に大きくなっていることが確認できる。

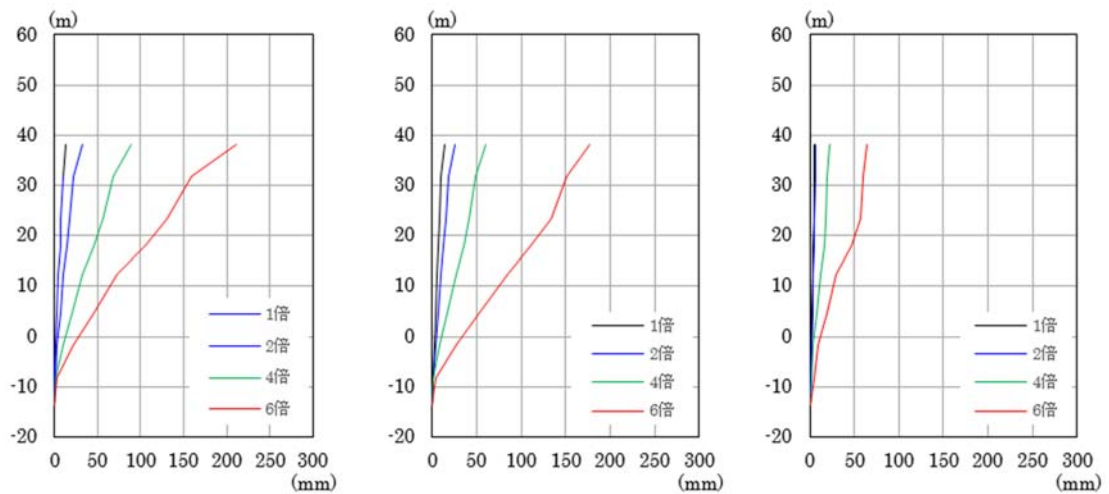


(a) NS 方向

(b) EW 方向

(c) UD 方向

(1) FINAS/STAR



(a) NS 方向

(b) EW 方向

(c) UD 方向

(2) FINAL

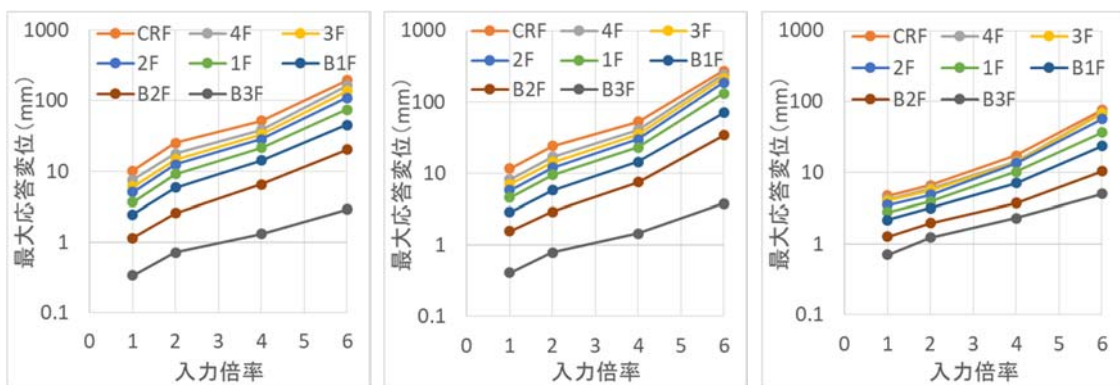
図 3.3.2-50 最大応答変位分布（代表節点平均）の比較

(b) 入力倍率と最大応答変位の関係

NS方向では、入力1倍と2倍ではFINAS/STARとFINALの結果はほぼ同様であった。入力4倍ではFINALの結果が大きくなっている。入力6倍ではFINAS/STARの結果が急に大きくなっている。全体的に対数軸に対し、直線上に乗っていることが確認できる。

EW方向では、入力1倍、2倍、4倍まではFINAS/STARとFINALの結果はほぼ同様に線形的に増加している。入力6倍ではFINAS/STARとFINALの結果ともに急激に大きくなり、特にFINAS/STARの方が急激に大きくなっていることが分かる。

UD方向については、FINAS/STARとFINALの結果は全体的に同様であり、入力6倍で急に大きくなっている。

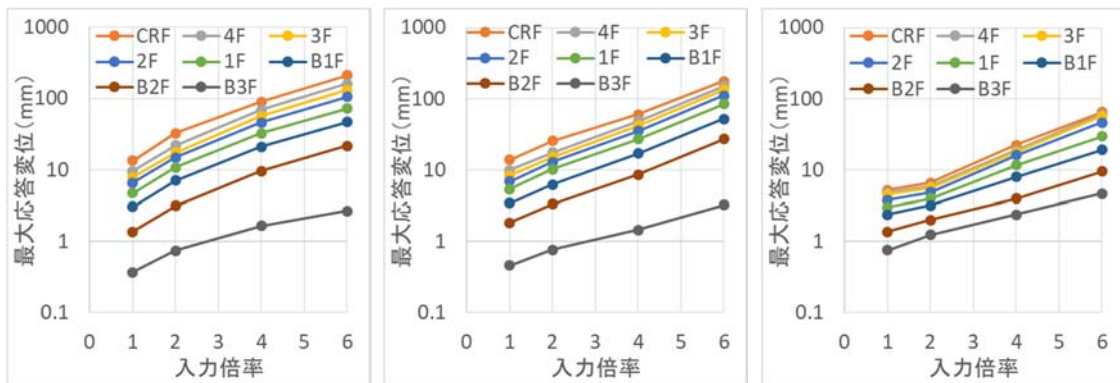


(a) NS 方向

(b) EW 方向

(c) UD 方向

(1) FINAS/STAR



(a) NS 方向

(b) EW 方向

(c) UD 方向

(2) FINAL

図 3.3.2-51 入力倍率と最大応答変位（代表節点平均）の関係

図 3.3.2-52 に入力倍率と最大応答変位の弾性解析結果との比の関係を示す。全体的に対数軸に対し、直線上に乗っていることが確認できる。一方、2種類の解析コード間で少し傾向が異なり、FINAS/STARの方がFINALより弾性解析結果との比が大きい傾向となっており、より非線形性状が強いと考えられる。これは2種類の解析コード間の非線形材料構成則が異なることが一因と考えられる。

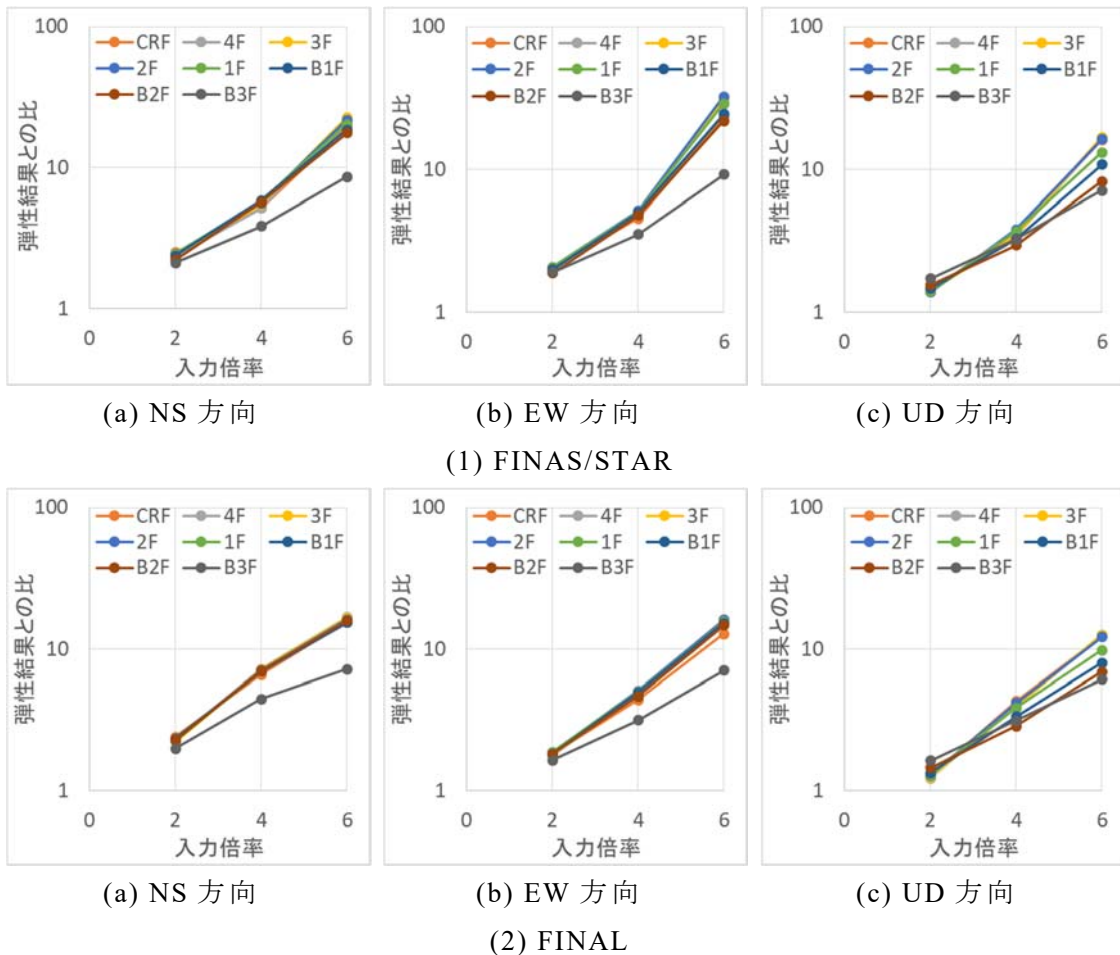


図 3.3.2-52 入力倍率と最大応答変位の弾性解析結果との比の関係

3) 伝達関数

各入力レベルの伝達関数の結果を図 3.3.2-53 に示す。FINAS/STAR と FINAL の結果は全体的に同様であった。入力 4 倍と 6 倍で、0-10 Hz の NS 方向及び EW 方向の主要卓越振動数が低下し、入力 6 倍では弾性時の約半分の 2 Hz 程度となっている。

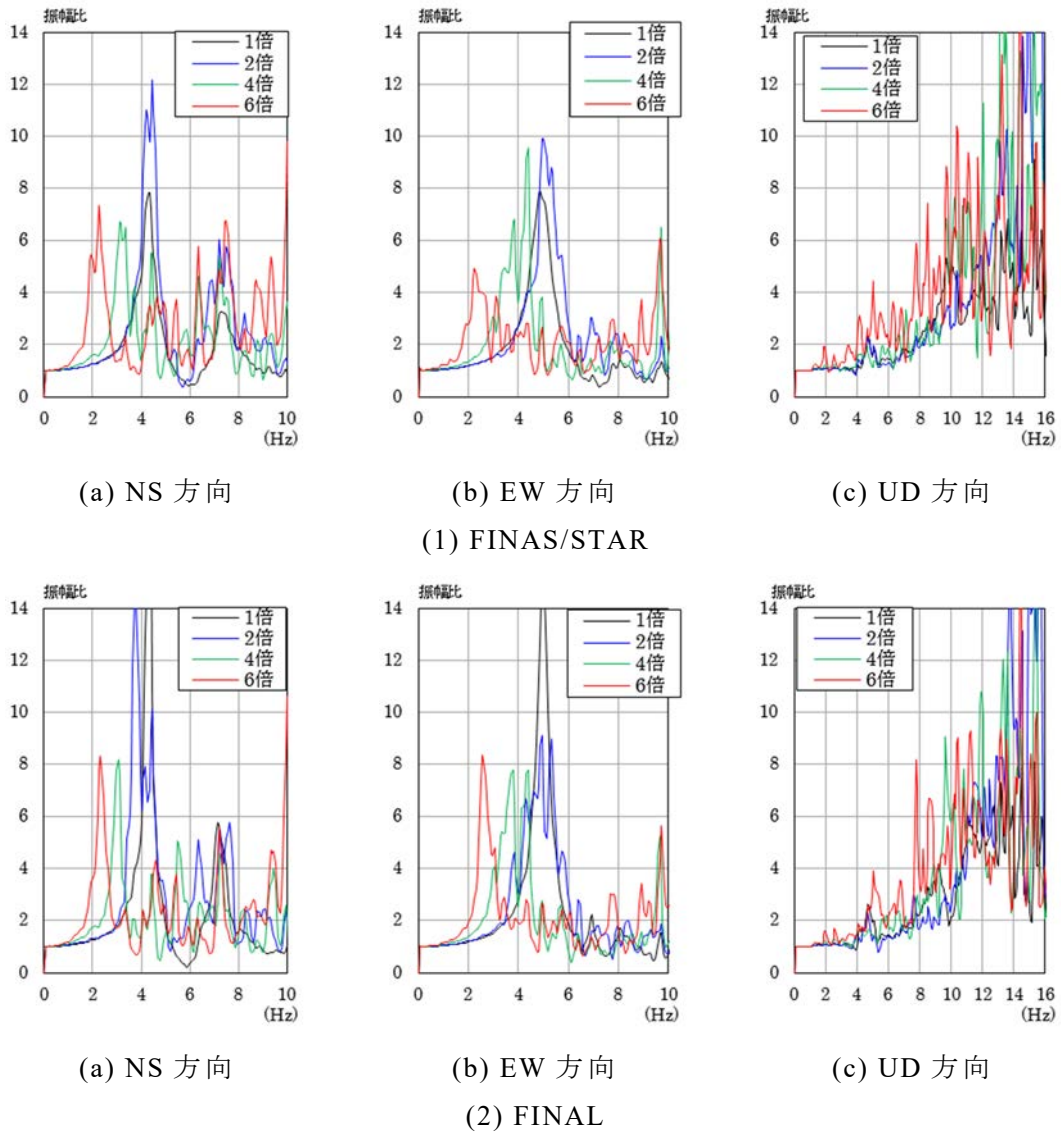
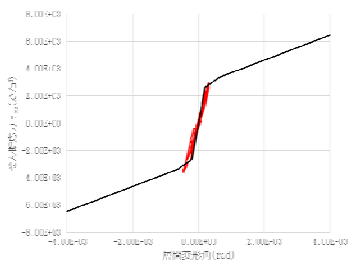


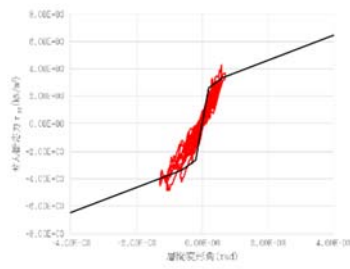
図 3.3.2-53 伝達関数の比較

4) 層せん断応力と層間変形角

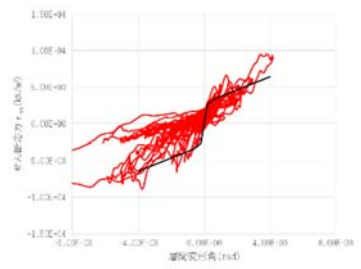
1Fの結果において、入力2倍ではFINAS/STAR、FINALともに、質点系モデルの第一勾配に相当する線形領域の剛性とほぼ同様の値になっている。入力4倍では、質点系モデルの第一勾配に相当する線形領域の剛性より低くなり、入力6倍では線形領域の剛性よりかなり低くなっている。B1Fでも1Fとほぼ同様な傾向となっている。



(a) 入力 2 倍

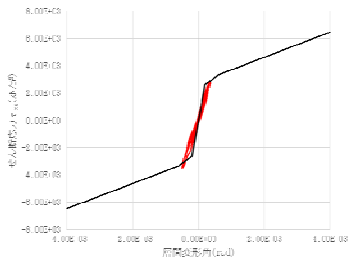


(b) 入力 4 倍

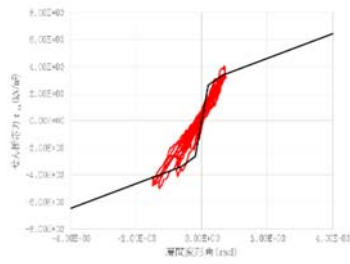


(c) 入力 6 倍

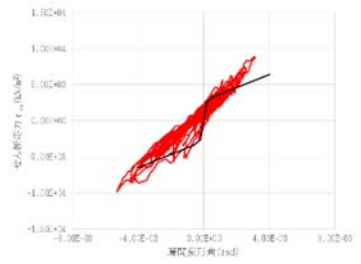
(1) FINAS/STAR



(a) 入力 2 倍



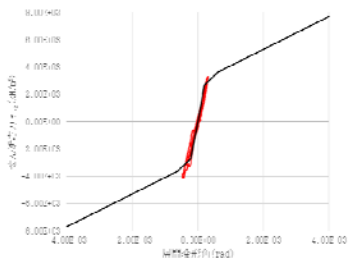
(b) 入力 4 倍



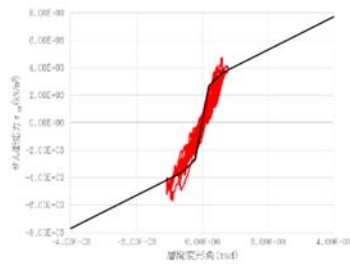
(c) 入力 6 倍

(2) FINAL

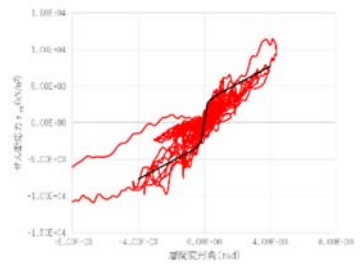
図 3.3.2-54 層せん断応力-層間変形角履歴図 (1F、EW 方向) の比較



(a) 入力 2 倍

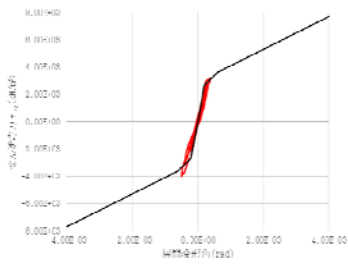


(b) 入力 4 倍

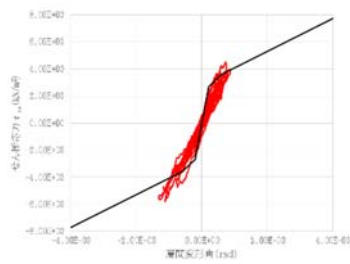


(c) 入力 6 倍

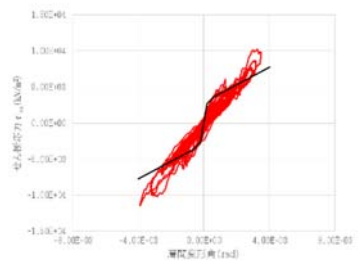
(1) FINAS/STAR



(a) 入力 2 倍



(b) 入力 4 倍



(c) 入力 6 倍

(2) FINAL

図 3.3.2-55 層せん断応力-層間変形角履歴図 (B1F、EW 方向) の比較

5) 壁の最大せん断ひずみコンター

入力 4 倍では、FINAS/STAR 及び FINAL の最大せん断ひずみは 2000 μ 程度となっている。入力 6 倍になると、外壁の損傷の一つの目安である最大せん断ひずみが 4000 μ を超える箇所は、FINAS/STAR の結果においては 1F（標高 12 m）の開口部を中心にはほぼ全領域において確認できる。

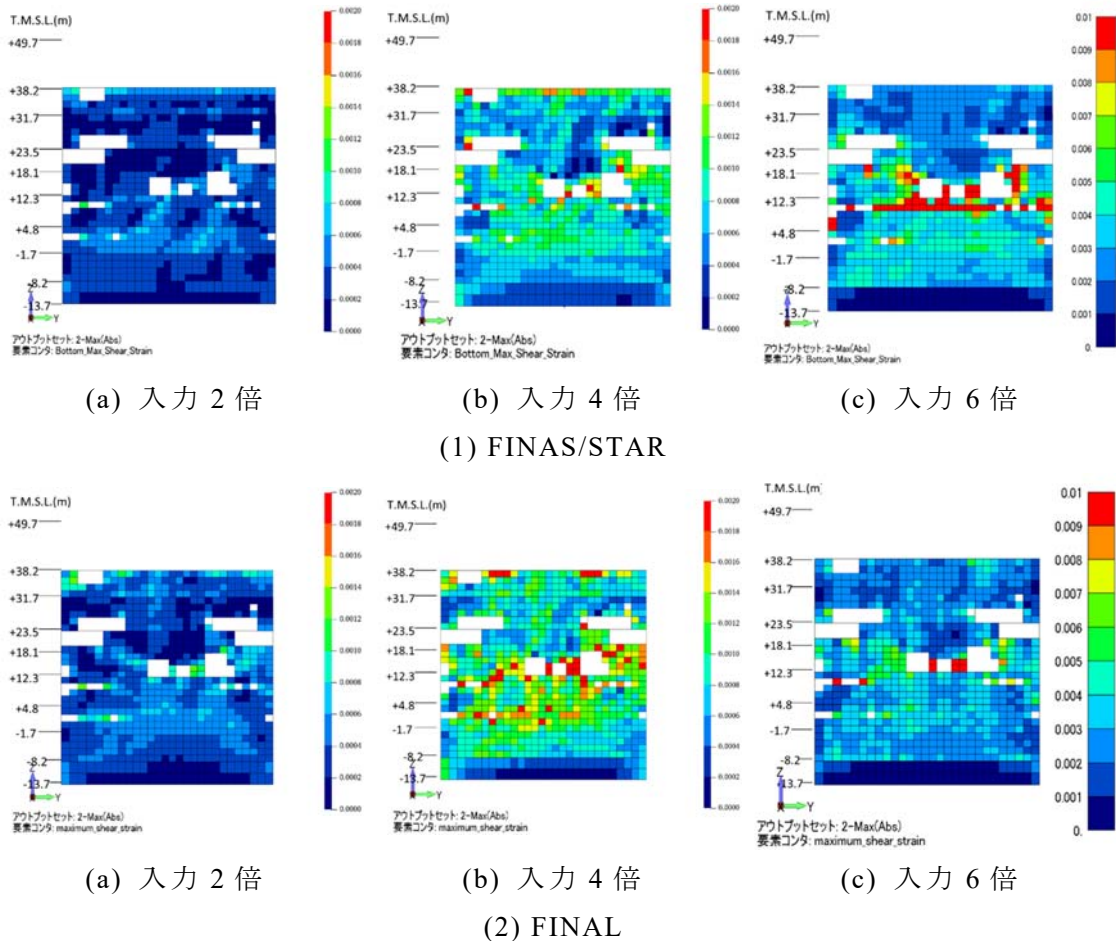
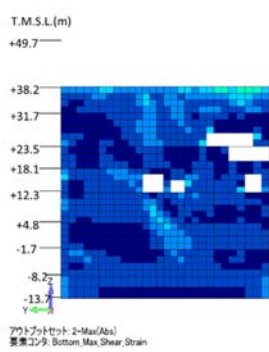
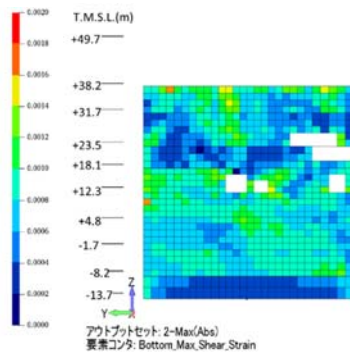


図 3.3.2-56 外壁の最大せん断ひずみ分布（北面）の比較

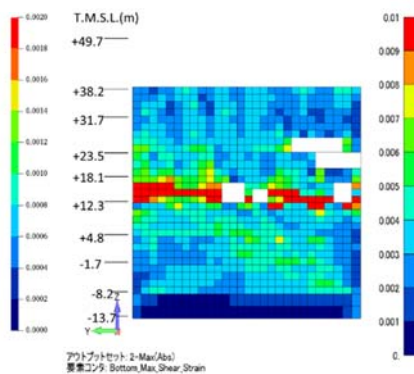


(a) 入力 2 倍

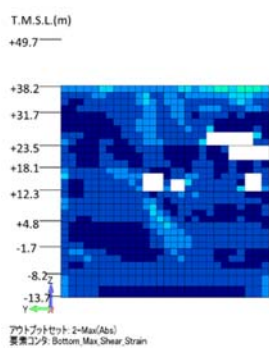


(b) 入力 4 倍

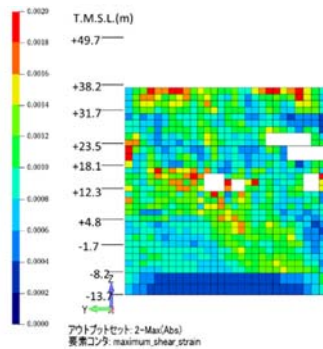
(1) FINAS/STAR



(c) 入力 6 倍

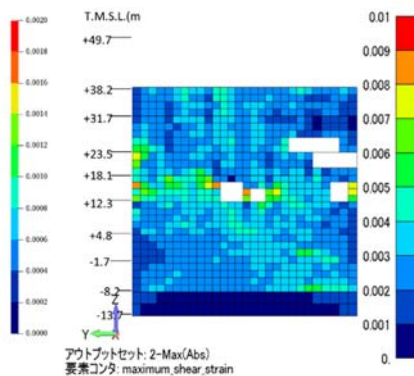


(a) 入力 2 倍



(b) 入力 4 倍

(2) FINAL



(c) 入力 6 倍

図 3.3.2-57 外壁の最大せん断ひずみ分布 (南面) の比較

3.3.3 機器のフラジリティ評価のための配管応答解析の実施

配管系を対象としたフラジリティ評価に必要な配管の地震応答応力を取得するため、異なる口径の配管を有する配管系モデルを構築し、地震応答解析を実施した。本地震応答解析では、原子炉建屋三次元詳細モデルの地震応答解析結果を踏まえ、異なるレベルの入力地震動を考慮した。

解析に用いる配管系モデルは、KARISMA プロジェクトの公開データである残留熱除去系（Residual Heat Removal system、以下、「RHR」という。）配管の情報に基づき作成した仮想の配管系モデルである。配管系モデルの概要を図 3.3.3-1 に示す。配管系モデルの諸元を表 3.3.3-1 に示す。作成した配管系モデルは固有値解析を実施し、一般的な配管系の一次固有周期 0.2 秒程度であることを確認した（表 3.3.3-2）。

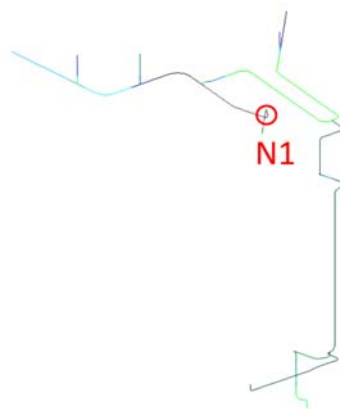


図 3.3.3-1 解析に用いた配管モデル



図 3.3.3-2 配管系モデルの 1 次固有振動モード

表 3.3.3-1 配管系モデルの諸元

評価点		材料	縦弾性係数 (Mpa)	単位質量 (kg/cm ³)	付加質量 (kg/m)
N1	N2	SFVQ1A	176920	7.85	53
N2	N3	SFVQ1A	176920	7.85	46
N3	N4	SFVQ1A	176920	7.85	36
N4	N5	SFVC2B	186920	7.85	36
N5	N6	SFVC2B	186920	7.85	36
N6	1N	SFVC2B	186920	7.85	43
1N	11	STS410	186920	7.85	416
13	17	STS410	186920	7.85	416
11	13	STS410	186920	7.85	416
12	32	STS410	186920	7.85	416
21	25	STS410	200400	7.85	416
29	31N	SFVC2B	200400	7.85	40
34	51	STS410	186920	7.85	287
55	57N	SFVC2B	186920	7.85	287
42	58	STS410	186920	7.85	181
59	72	STS410	186920	7.85	166
73	112N	STS410	186920	7.85	166
611	612	STS410	186920	7.85	166
70	114	STS410	186920	7.85	166
112N	NC6	SFVC2B	186920	7.85	12
NC6	NC5	SFVC2B	186920	7.85	12
NC5	NC4	SFVC2B	186920	7.85	14
NC4	NC2	SFVC2B	186920	7.85	14
NC2	NC1	SFVC2B	186920	7.85	14
95	126	STS410	186920	7.85	140
127	128	STS410	186920	7.85	140
128	129	STS410	186920	7.85	140
130	131	STPT410	200400	7.85	3
132	137A	STPT410	200400	7.85	3

表 3.3.3-2 配管系モデルの固有値解析結果

MODE	解析結果				
	周波数 (Hz)	周期 (s)	有効質量比		
			X	Y	Z
1	4.949	0.202	0.025	0.177	0.013
2	6.015	0.166	0.020	0.009	0.003
3	6.074	0.165	0.000	0.001	0.000
4	6.430	0.156	0.027	0.044	0.000
5	8.012	0.125	0.000	0.006	0.002
6	8.278	0.121	0.004	0.001	0.004
7	9.135	0.109	0.004	0.046	0.067
8	9.178	0.109	0.007	0.002	0.000
9	9.238	0.108	0.002	0.000	0.001
10	9.695	0.103	0.013	0.002	0.003
11	9.747	0.103	0.004	0.021	0.003
12	10.539	0.095	0.012	0.065	0.000
13	11.094	0.090	0.082	0.003	0.000
14	11.535	0.087	0.004	0.016	0.002
15	12.182	0.082	0.000	0.001	0.001
16	12.680	0.079	0.005	0.001	0.006
17	12.834	0.078	0.002	0.000	0.036
18	13.169	0.076	0.011	0.007	0.010
19	14.164	0.071	0.017	0.002	0.002
20	15.503	0.065	0.050	0.005	0.027
21	15.662	0.064	0.006	0.001	0.069
22	16.740	0.060	0.002	0.000	0.003
23	16.970	0.059	0.004	0.001	0.000
24	17.665	0.057	0.001	0.000	0.003
25	18.061	0.055	0.014	0.004	0.011

3.3.2「設計を超える地震動を入力とする原子炉建屋の地震応答解析」で報告した大型機器を含む原子炉建屋三次元詳細モデルの地震応答解析の結果を用いて、配管系モデルの地震応答解析を実施した。地震応答解析を実施するに当たり、配管系モデルと大型機器を含む原子炉建屋三次元詳細モデルを接合し、配管サポートの建屋壁や床との取付位置を確認した上で、建屋の地震応答解析結果の出力位置を決定した。三次元詳細モデルにおける配管系モデルの配置を図 3.3.3-3 に、建屋応答（加速度応答時刻歴）を入力する配管サポート位置を図 3.3.3-4 に示す。

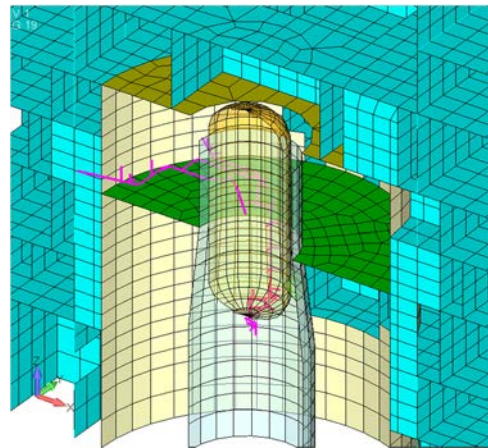
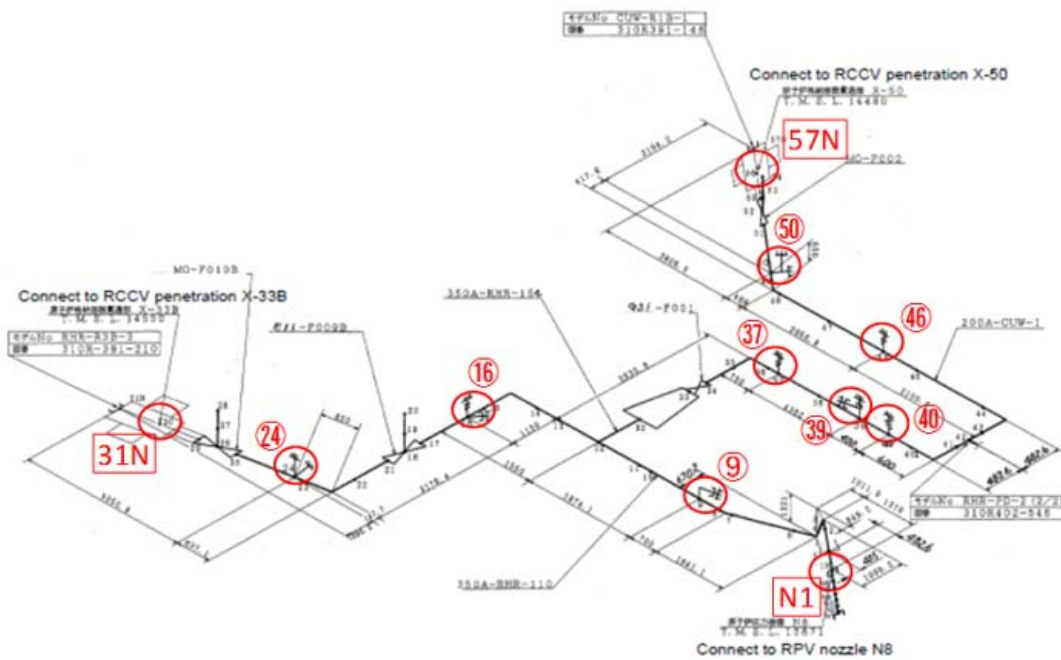
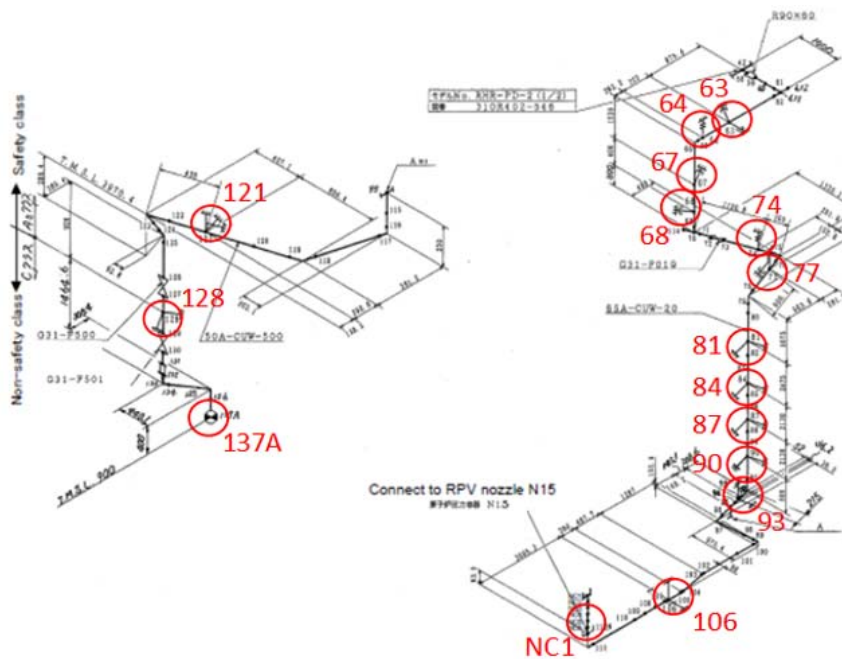


図 3.3.3-3 原子炉建屋三次元詳細モデルにおける配管系モデルの配置図



(1) 配管サポート位置 (その1)



(2) 配管サポート位置 (その2)

図 3.3.3-4 建屋応答の入力位置

建屋の解析は平成 19 年（2007 年）新潟県中越沖地震の観測記録を基礎底面に一様入力するケースを基本として、入力倍率を 2 倍、4 倍、6 倍とした解析を実施している。各配管サポート位置で出力された建屋床やペDESTAL 等の加速度応答時刻歴を用いて、配管系モデル（単独）の各配管サポート位置から入力した。例として、図 3.3.3-1 の N1 への入力加速度波形を図 3.3.3-5 から図 3.3.3-7 に示す。ここで、配管モデルの座標系は建屋モデルの座標系と異なり、X 方向、Z 方向が水平方向、Y 方向が上下方向である。また、入力として用いる加速度時刻歴は基線補正かつ 100Hz のローパスフィルターを適用した加速度時刻歴波形としている。

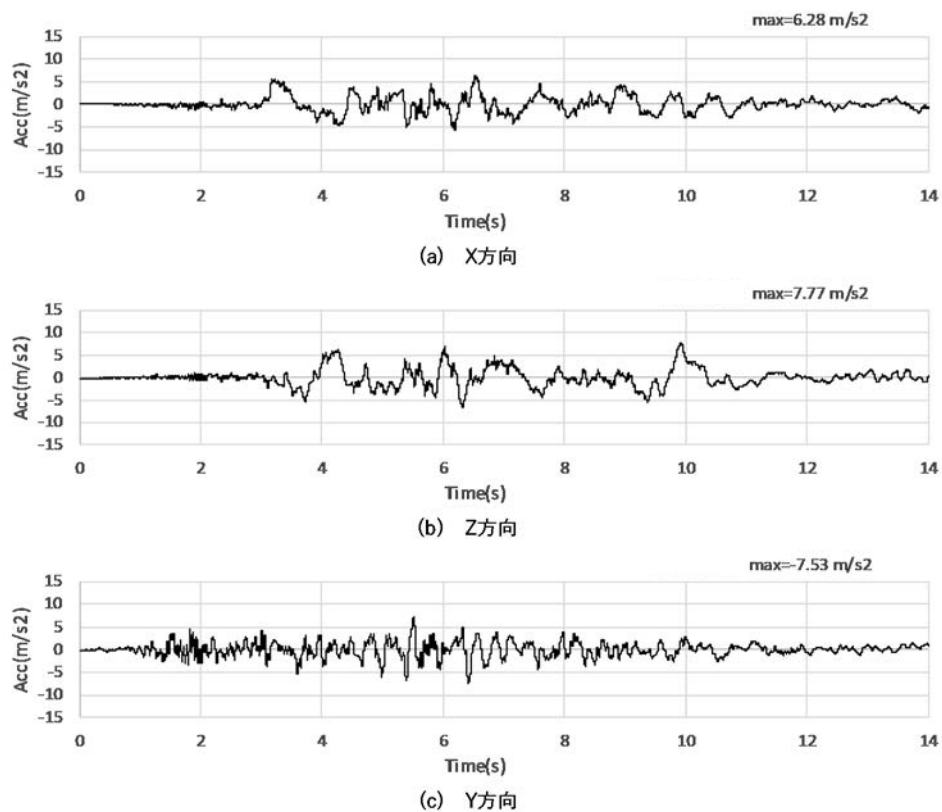


図 3.3.3-5 配管応答解析のための入力加速度波形の例（入力 2 倍）

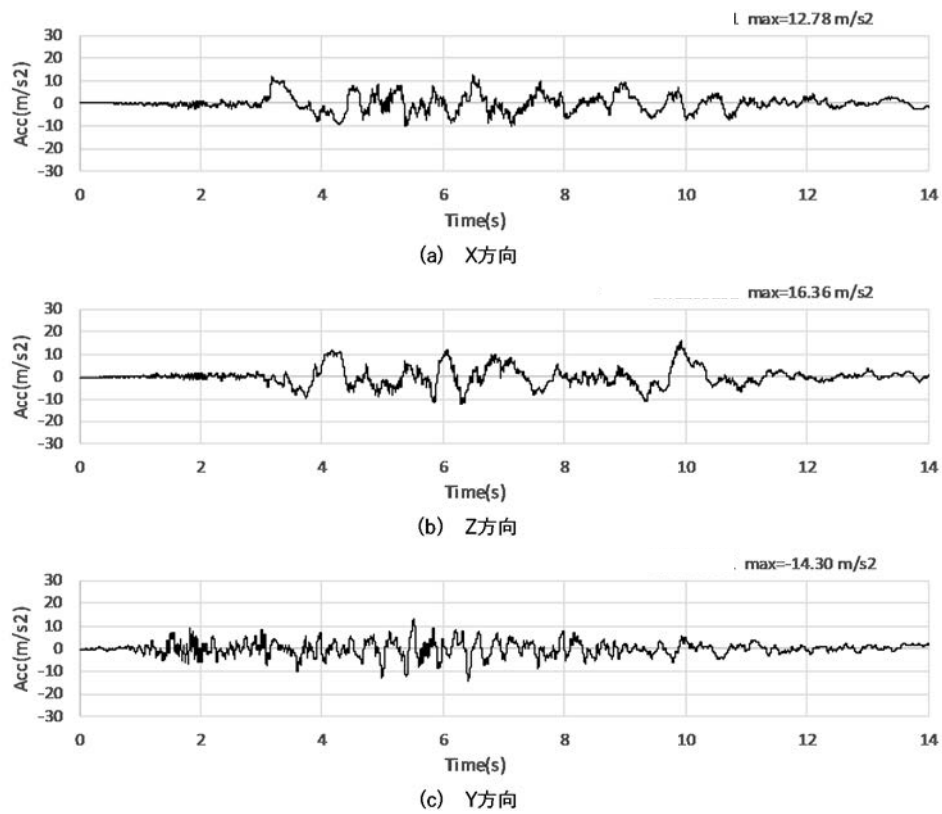


図 3.3.3-6 配管応答解析のための入力加速度波形の例（入力 4 倍）

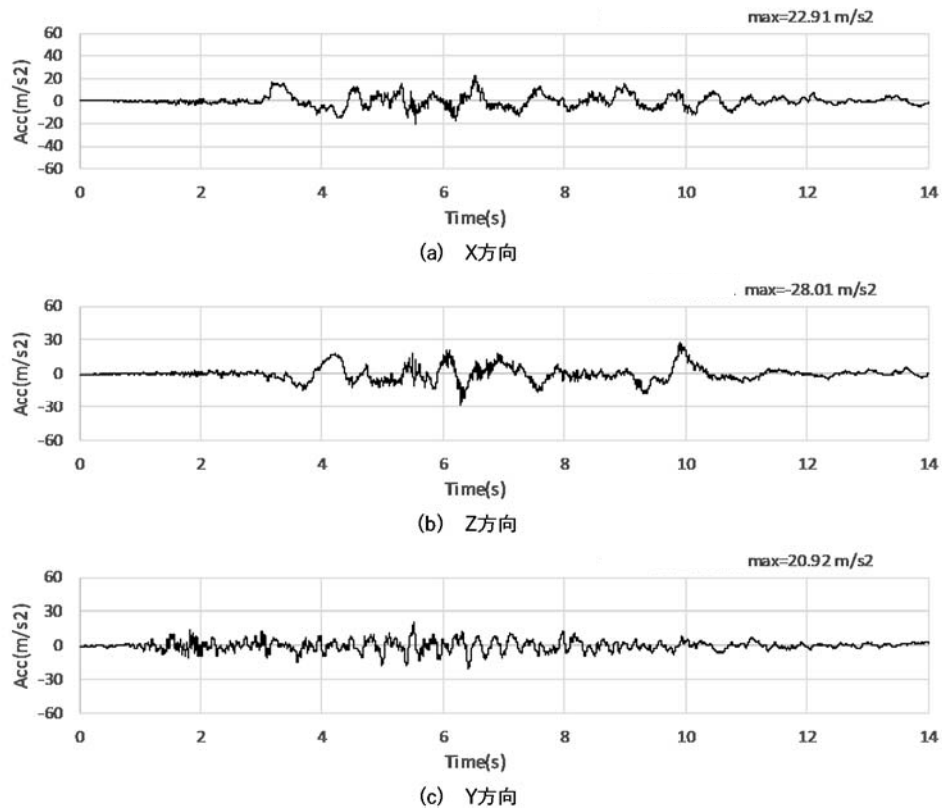
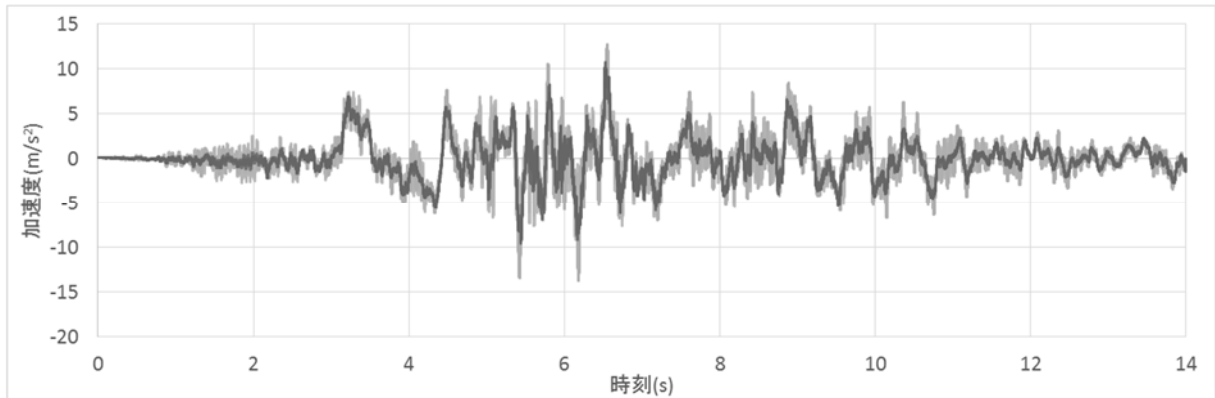
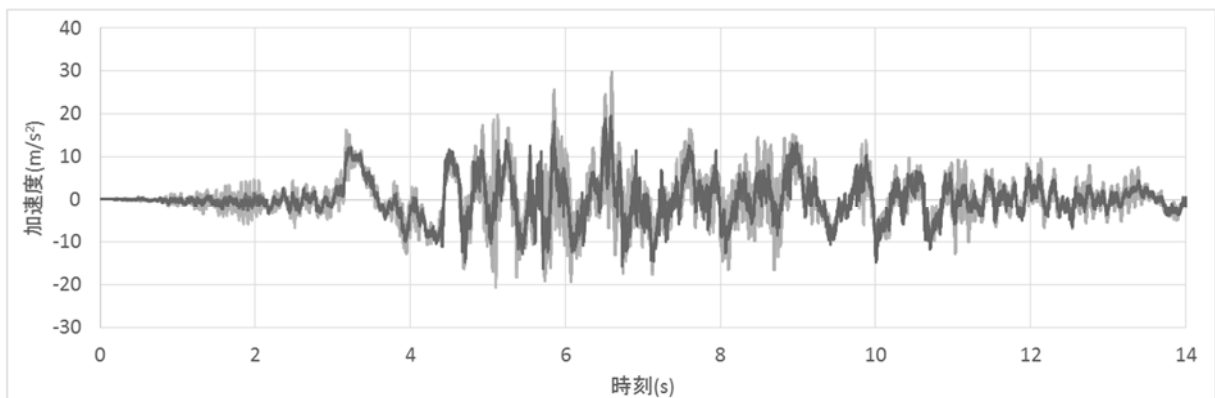


図 3.3.3-7 配管応答解析のための入力加速度波形の例（入力 6 倍）

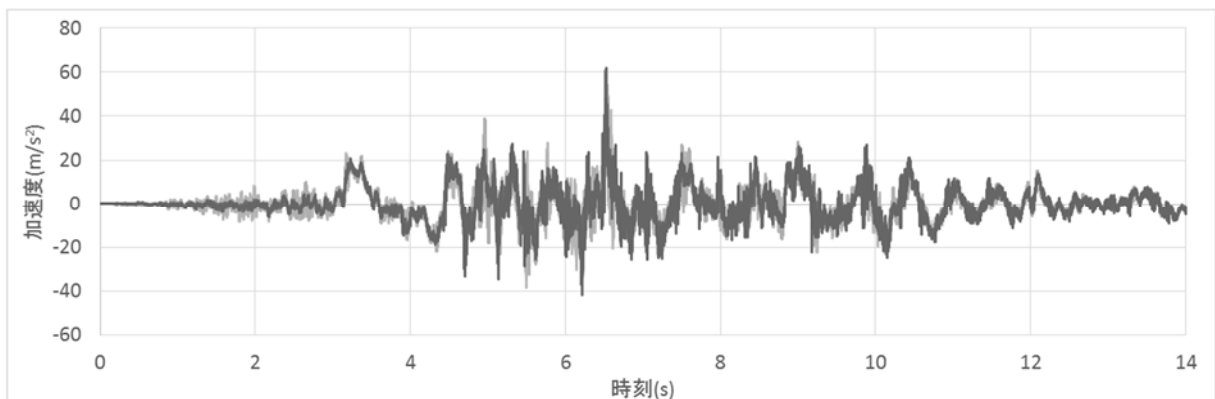
各配管サポート位置における入力加速度波形及び床応答スペクトル ($h = 2\%$) の重ね書き図を図 3.3.3-8 及び図 3.3.3-9 に示す。また、配管系モデルの地震応答解析で得られた配管の曲げモーメント（配管の断面に対して鉛直と水平の 2 方向）を出力し、配管のフラジリティ評価のために提供した。



(1) 入力 2 倍

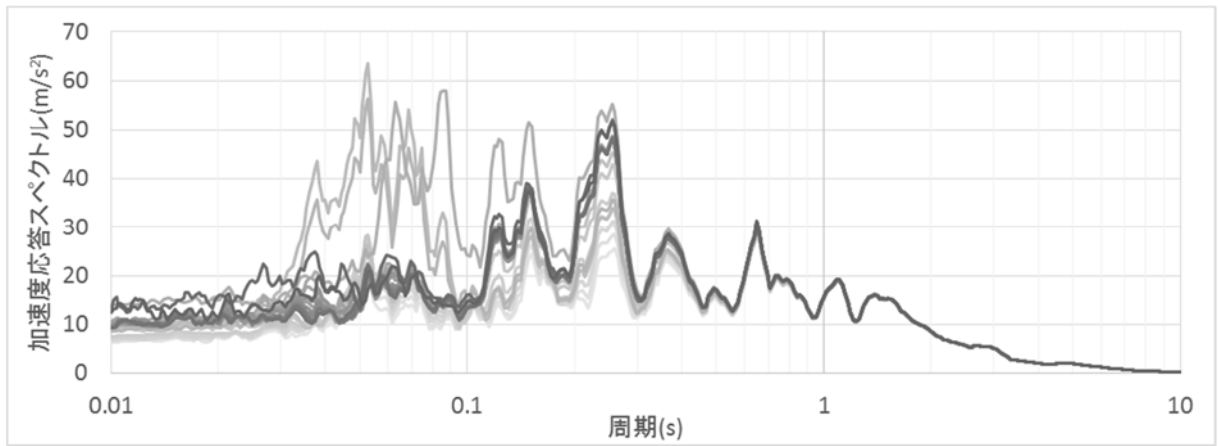


(2) 入力 4 倍

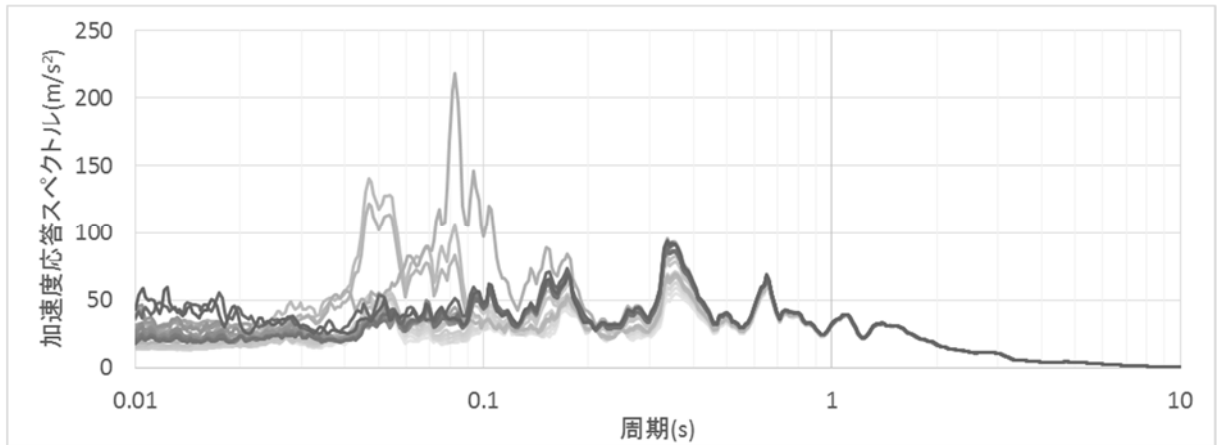


(3) 入力 6 倍

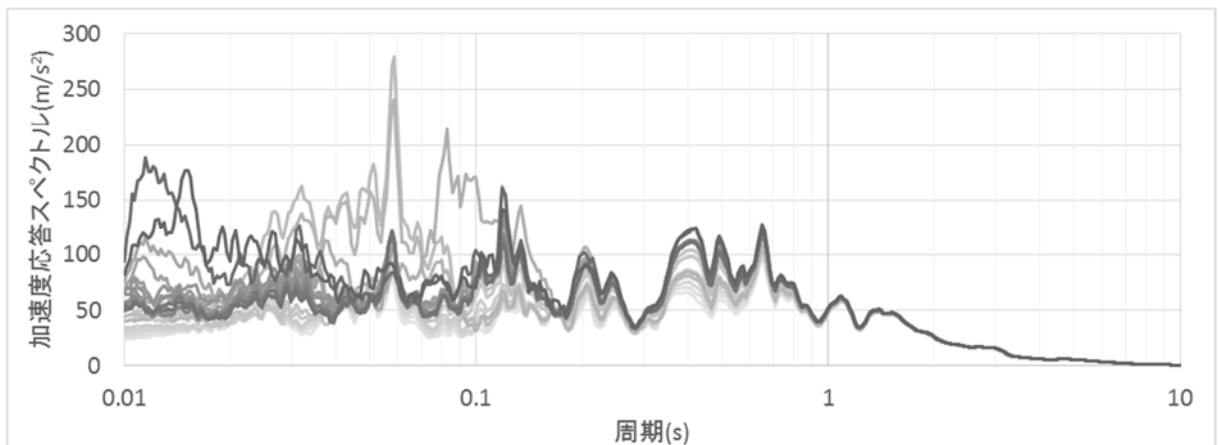
図 3.3.3-8 全入力加速度時刻歴波形の重ね書き図 (X 方向)



(1) 入力 2 倍



(2) 入力 4 倍



(3) 入力 6 倍

図 3.3.3-9 全入力の床応答スペクトル ($h=2\%$) の重ね書き図 (X 方向)

3.3.4 地震に対する建屋のフラジリティ評価手法の高度化

強非線形域を対象とした原子炉建屋の地震応答解析結果を踏まえ、建屋損傷性状をフラジリティ評価へ導入する方法論について検討し、地震に対する建屋のフラジリティ評価手法を高度化について検討した。ここでは、建屋全体のフラジリティと、重要機器への影響及び建屋局部損傷に着目した建屋注目部位のフラジリティについて評価した。建屋全体のフラジリティについては、従来手法との比較を行い、違いについてまとめた。

(1) フラジリティ評価手法の概要

フラジリティ評価のフローの例を図 3.3.4-1 にを示す。

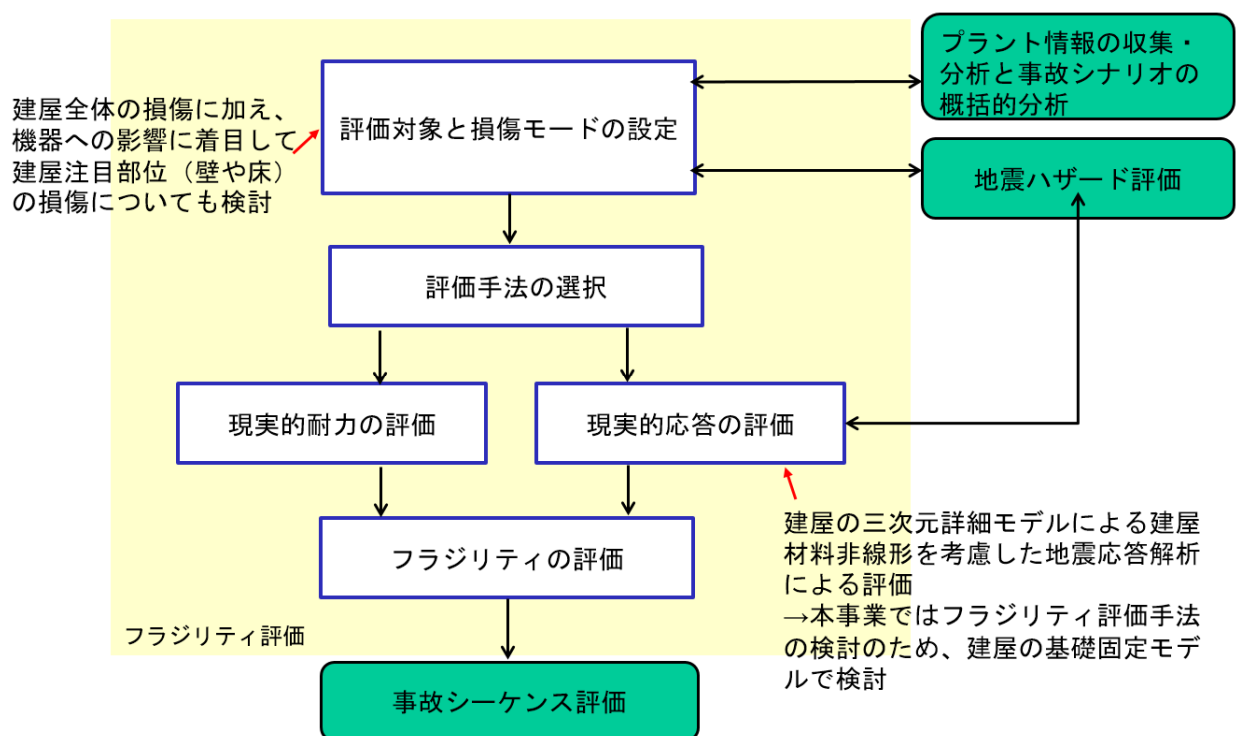


図 3.3.4-1 フラジリティ評価のフローの例

フラジリティ評価式は、過年度の検討結果を踏まえ、文献⁶²と同様に、応答 Y と入力 A が(3.3.4-1)式の関係に従うと仮定する。

$$\log Y = p \cdot \log A + q + E \quad (3.3.4-1)$$

⁶² 日本原子力研究開発機構，平成 29 年度文部科学省国家課題対応型研究開発推進事業，英知を結集した原子力科学技術・人材育成推進事業「原子力プラントの包括的安全性向上のための地震時クリフエッジ回避技術の開発」，再委託「原子力プラントの包括的安全性向上のため地震時クリフエッジ回避技術の開発（建屋システム及び原子炉容器・配管のクリフエッジ回避技術）」成果報告書，(2018).

ここで、 p と q は解析結果から求める係数である。また、 E は、関係式のばらつきで、入力地震動の特性や構造物の応答特性のうち、回帰式で表現できない部分を表すものである。一般的には、このばらつき E の確率分布自体を応答解析の結果から求めることが望ましい。文献⁶²の結果では、解析時間の制約があることを踏まえ、平均的な入力地震動を振幅調整した6ケースに対する応答解析結果に基づき係数 p と q を求め、ばらつき E は、既往の地震PRAの知見を踏まえ、対数正規分布に従い対数標準偏差が0.3であると仮定し、フラジリティ曲線を求めている。その上で、耐力の不確かさとしてせん断ひずみを指標とし、中央値5300 μ 、対数標準偏差0.3と設定し、フラジリティ曲線を試算している(図3.3.4-2)。

本事業では、文献⁶²と同じ手法を採用し、3.3.2節の強非線形解析の入力地震動である平成19年(2007年)新潟県中越沖地震の基礎上の観測記録を係数倍(2倍、4倍、6倍)した結果に8倍の結果も加えた4通りの入力倍率を用いて、フラジリティ曲線を求めることとした。さらに2種類の解析コード(FINAS/STAR、FINAL)の応答解析結果を用いて、合計8ケースに対する応答解析結果に基づき(3.3.4-1)式の係数 p と q を求めた。

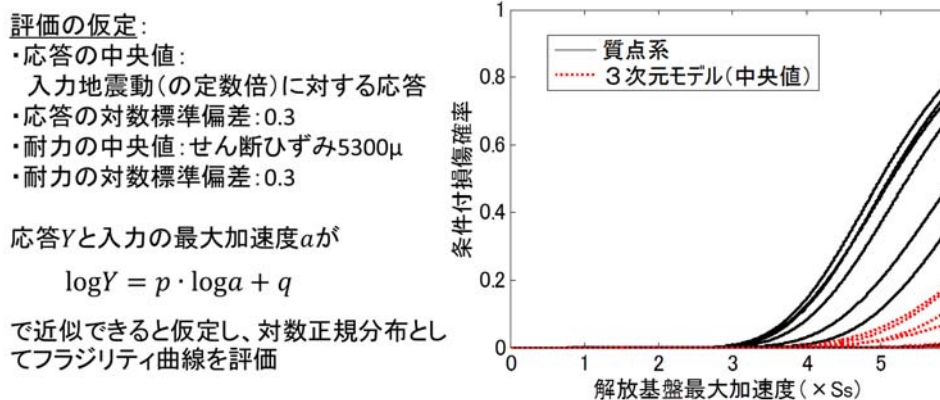


図 3.3.4-2 建屋各層のフラジリティ曲線の例⁶²

(2) 建屋全体のフラジリティ評価

建屋全体のフラジリティ評価のための仮定を以下に示す。

- ・ 応答値は方向（NS、EW）を問わず、解析時間内における最大層間変形角とした。
- ・ 層間変形角は各層の代表的なせん断ひずみであるとし、0.00536（5360 μ 。原子力学会の地震 PRA 実施基準⁶³によるコンクリートの耐力値）を機能損失せん断ひずみとした。
- ・ 応答及び耐力のばらつきの値は 0.3（原子力学会の地震 PRA 実施基準⁶³より引用）とした。

⁶³ 日本原子力学会,“原子力発電所に対する地震を起因とした確率論的リスク評価に関する実施基準：2015”, (2015).

表 3.3.4-1、表 3.3.4-2 に各層の最大層間変形角の一覧を、最大層間変形角と入力倍率に対応する最大入力加速度の関係を図 3.3.4-3 に示す。最大層間変形角と最大入力加速度の関係が対数軸グラフに対してほぼ直線にのることが確認できる。

表 3.3.4-1 最大層間変形角一覧 (FINAS/STAR)

入力倍率	最大層間変形角 (rad)							
	CRF	4F	3F	2F	1F	B1F	B2F	B3F
2	4.278E-04	1.169E-03	4.529E-04	4.912E-04	6.117E-04	4.629E-04	4.235E-04	2.963E-04
4	9.522E-04	2.413E-03	9.988E-04	1.193E-03	1.276E-03	1.087E-03	9.722E-04	8.215E-04
6	3.009E-03	5.946E-03	4.184E-03	5.854E-03	1.400E-02	9.396E-03	4.525E-03	3.736E-03

表 3.3.4-2 最大層間変形角一覧 (FINAL)

入力倍率	最大層間変形角 (rad)							
	CRF	4F	3F	2F	1F	B1F	B2F	B3F
2	3.852E-04	1.520E-03	6.139E-04	6.313E-04	7.224E-04	5.127E-04	4.550E-04	3.240E-04
4	1.010E-03	3.181E-03	1.729E-03	2.104E-03	2.378E-03	1.626E-03	1.371E-03	1.040E-03
6	2.810E-03	7.718E-03	4.693E-03	5.079E-03	5.598E-03	3.956E-03	3.186E-03	2.895E-03

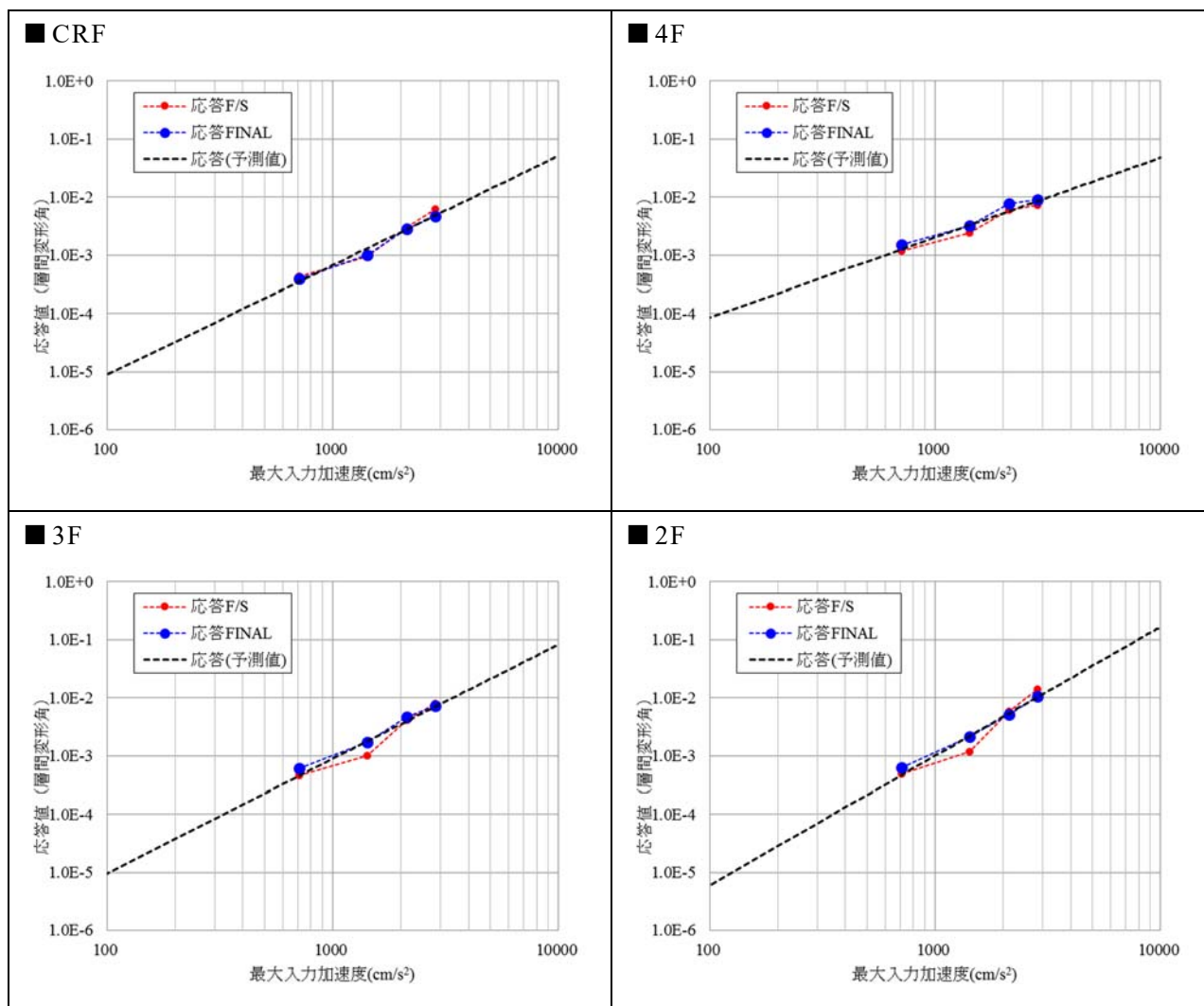


図 3.3.4-3 最大層間変形角と最大入力加速度の関係 (1/2)

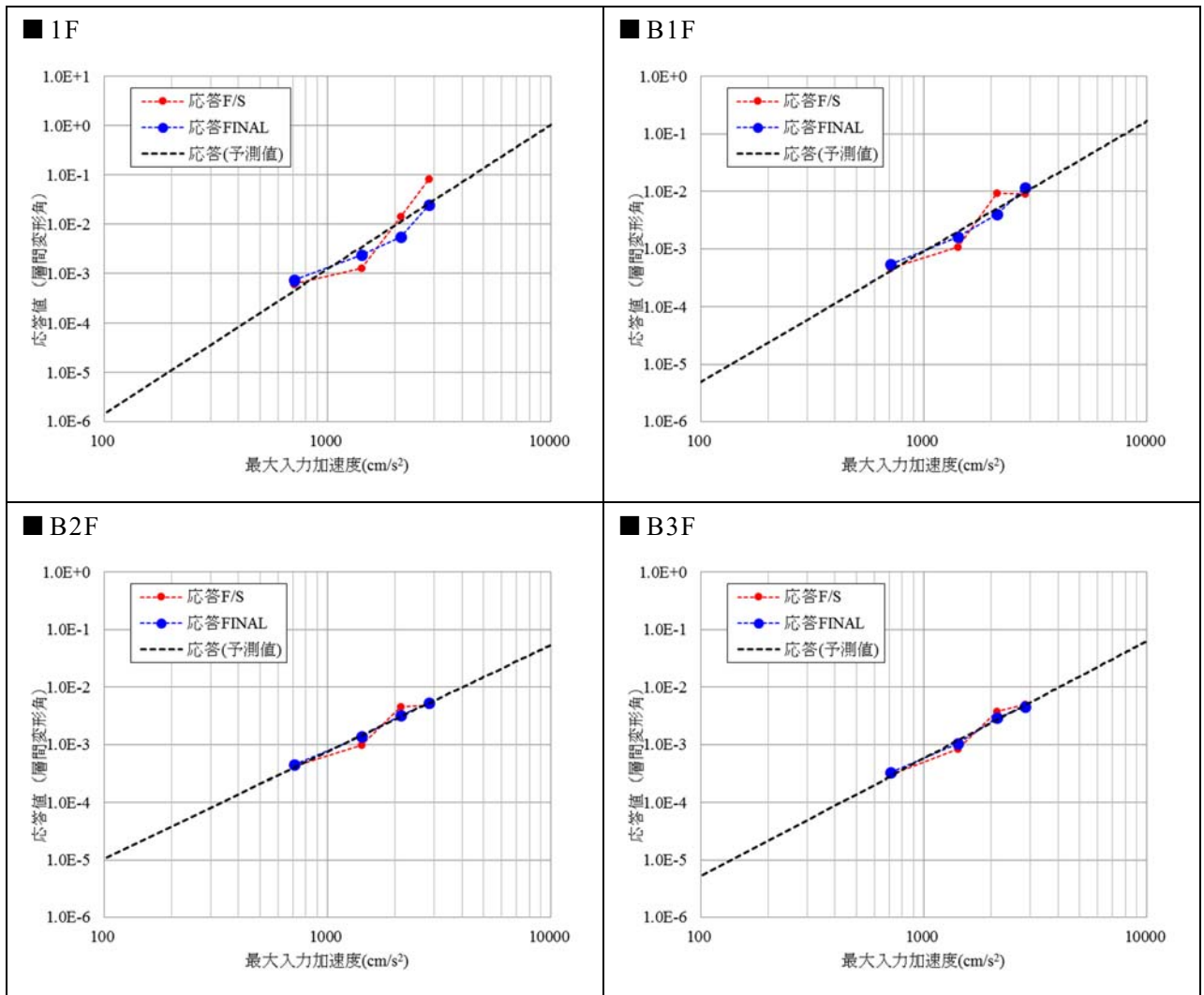


図 3.3.4-4 最大層間変形角と最大入力加速度の関係 (2/2)

図 3.3.4-5、図 3.3.4-6 に層ごとの建屋全体のフラジリティ曲線を示す。

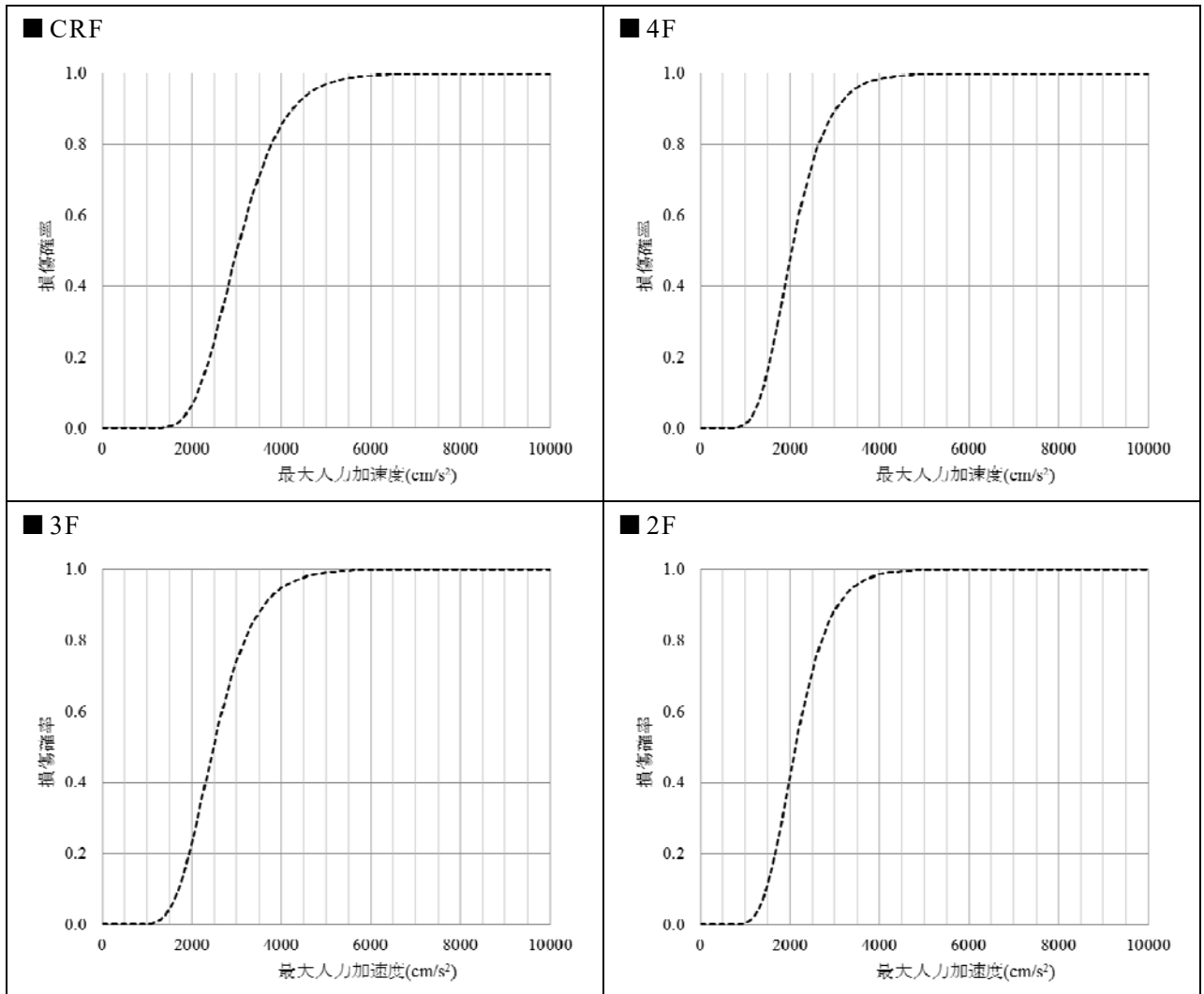


図 3.3.4-5 建屋全体のフラジリティ曲線 (1/2)

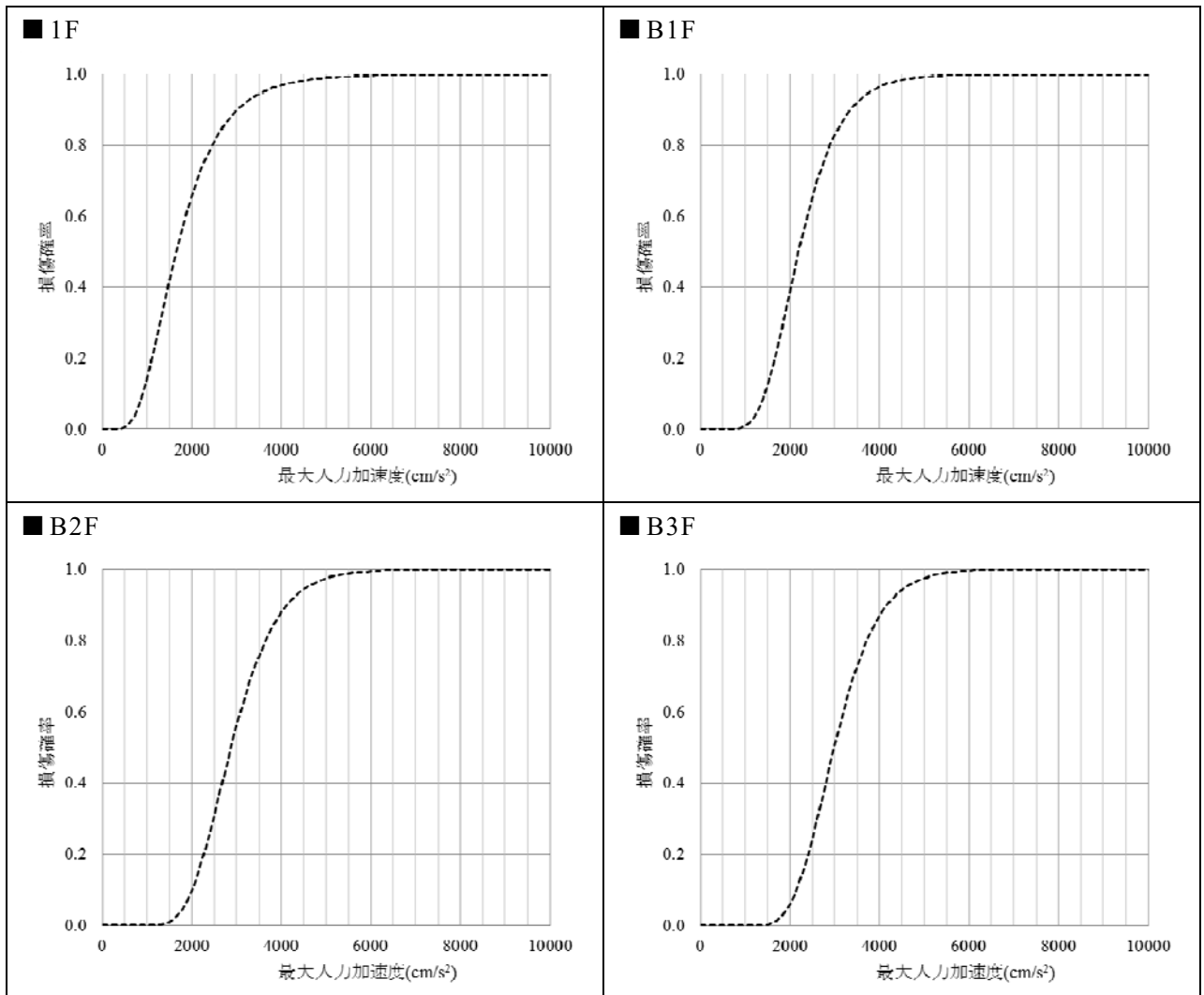
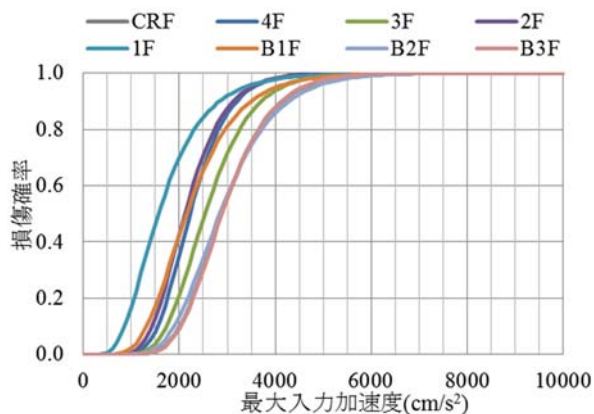
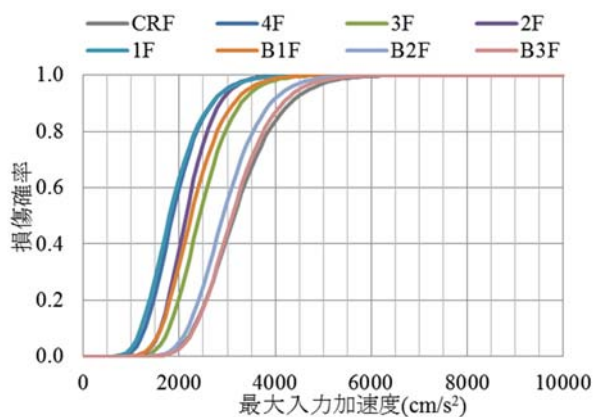


図 3.3.4-6 建屋全体のフラジリティ曲線 (2/2)

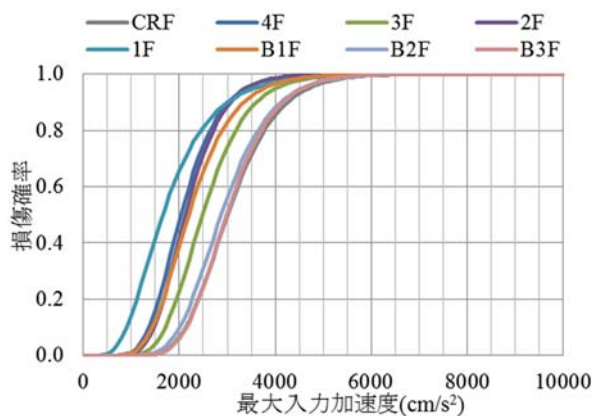
図 3.3.4-7 に建屋全体のフラジリティ曲線を示す。解析コードの違いにより若干の違いはあるものの全体的にはよく整合している。建屋全体のフラジリティ評価より、今回の基礎固定という解析条件では、建屋 1 階が大きく損傷し、建屋が崩壊するモードを確認した。



(1) FINAS/STAR の結果のみで評価



(2) FINAL の結果のみで評価



(3) FINAS/STAR と FINAL でまとめて評価

図 3.3.4-7 建屋全体のフラジリティ曲線

建屋全体のフラジリティについては、従来手法（質点系モデル）との比較を実施した。質点系モデルの主な解析条件は以下の通りである。

- ・ 地盤モデル：基礎固定
- ・ 入力地震動：NS 方向及び EW 方向の 1 方向入力（平成 19 年（2007 年）新潟県中越沖地震の観測記録の 2,4,6,8 倍）
- ・ フラジリティ評価条件：三次元詳細モデルと同様

基礎固定条件であるため、損傷が大きいと考えられる B3F における質点系モデルと三次元詳細モデルのフラジリティ曲線の比較結果を図 3.3.4-8 に示す。評価結果から、全体的に B3F の建屋全体のフラジリティは、三次元詳細モデルより質点系モデルの損傷確率が高いことが確認できた。これは、三次元詳細モデルによると、個々の壁や床が損傷しても建屋全体としてはフラジリティが低く、建屋崩壊にはいたらないことを示唆している。

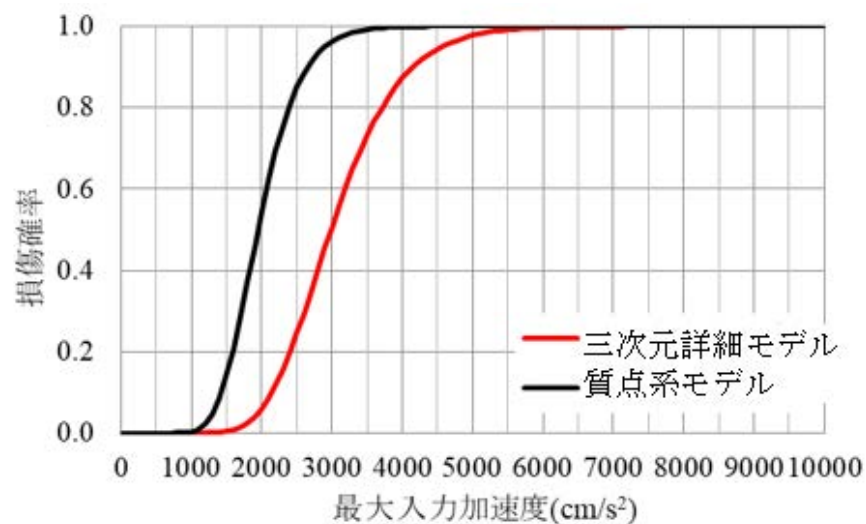


図 3.3.4-8 質点系モデルと三次元詳細モデルのフラジリティ曲線の比較（B3F）

(3) 建屋注目部位のフラジリティ評価

止める、冷やす、閉じ込めるに関わる重要機器への影響に着目した箇所（ホウ酸水注入系、外電喪失時の ECCS 用非常用電源、格納容器本体等）や建屋損傷に着目して平成 19 年（2007 年）新潟県中越沖地震でひび割れが発生した箇所、再現解析の主ひずみが比較的大きい箇所などを考慮し、建屋注目部位として 5 ヶ所の壁や床（図 3.3.4-9）及び円筒壁を選定し、フラジリティ評価を実施した。

1) 建屋注目部位（5 ヶ所）のフラジリティ

図 3.3.4-9 に建屋注目部位（5 ヶ所）の壁や床の位置を示す。壁は最大せん断ひずみ、床は最大主ひずみを評価項目とした。図 3.3.4-10 に建屋注目部位（5 ヶ所）のひとつである 3F 外壁部 3F12A（図 3.3.4-9 の黄色部）の入力 6 倍のせん断応力-せん断ひずみ履歴図を示す。

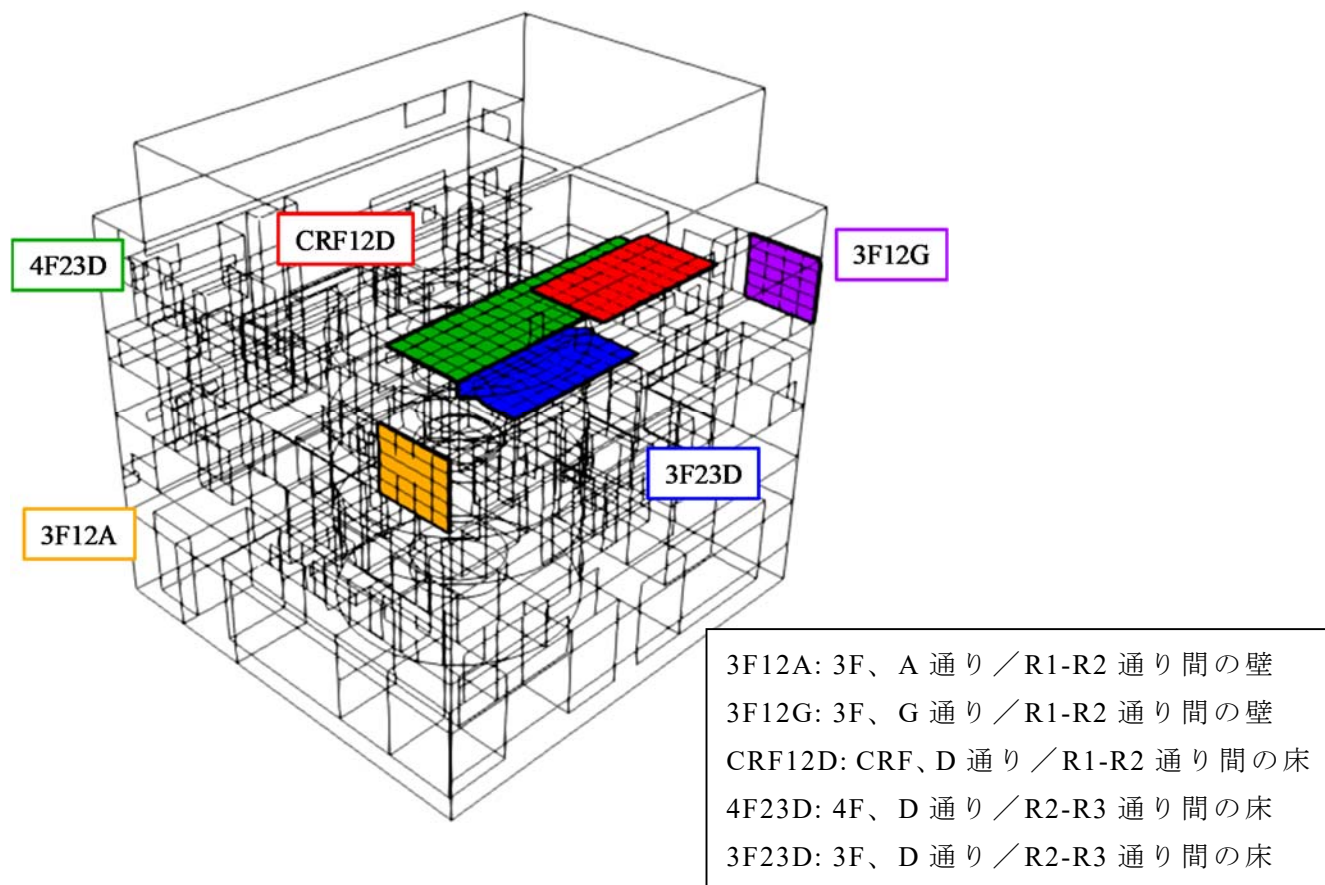
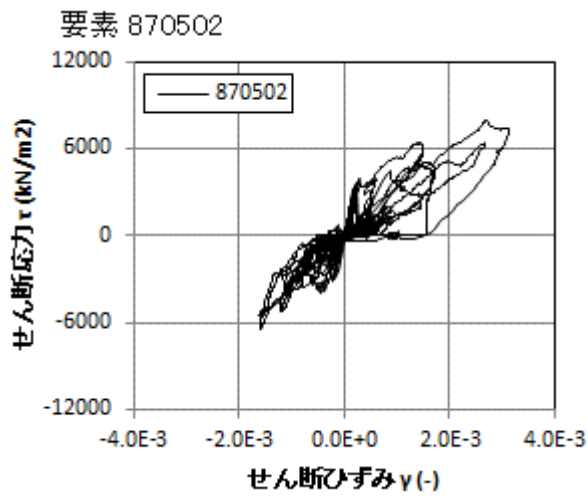
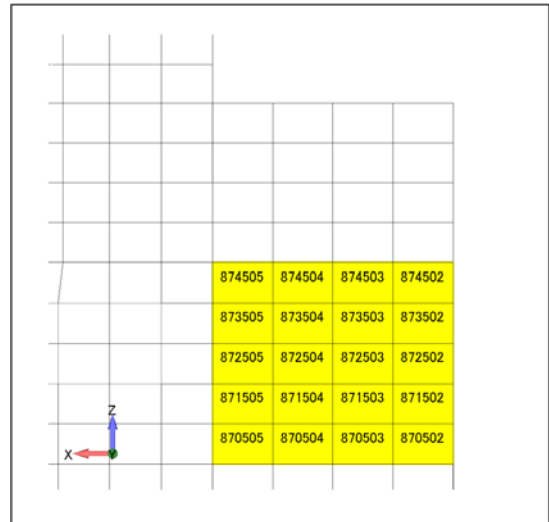
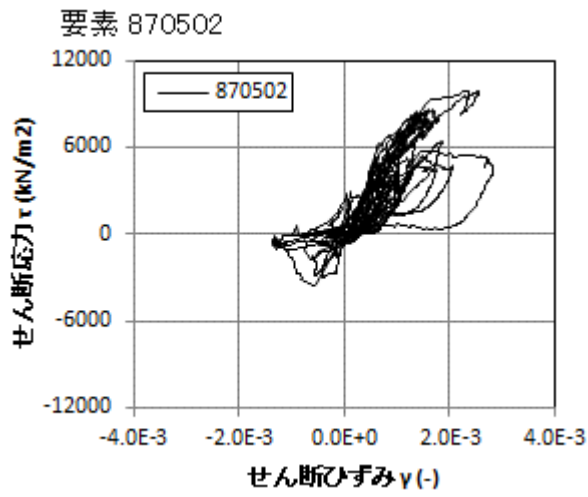


図 3.3.4-9 建屋注目部位（5 ヶ所）の位置



(1) FINAS/STAR



(2) FINAL

図 3.3.4-10 入力 6 倍における外壁代表要素のせん断応力-せん断ひずみ履歴図
(3F、A 通り / R1-R2 通り間の壁)

図 3.3.4-11 に建屋注目部位（5ヶ所）における層間変形角と最大入力加速度関係を示す。対象構造の全要素のうち各荷重に対してそれぞれ最大のひずみ値を選定し、 fragility 評価に用いることとする。本例についても、最大入力加速度と層間変形角の関係が対数軸グラフに対してほぼ直線にのることが確認できる。

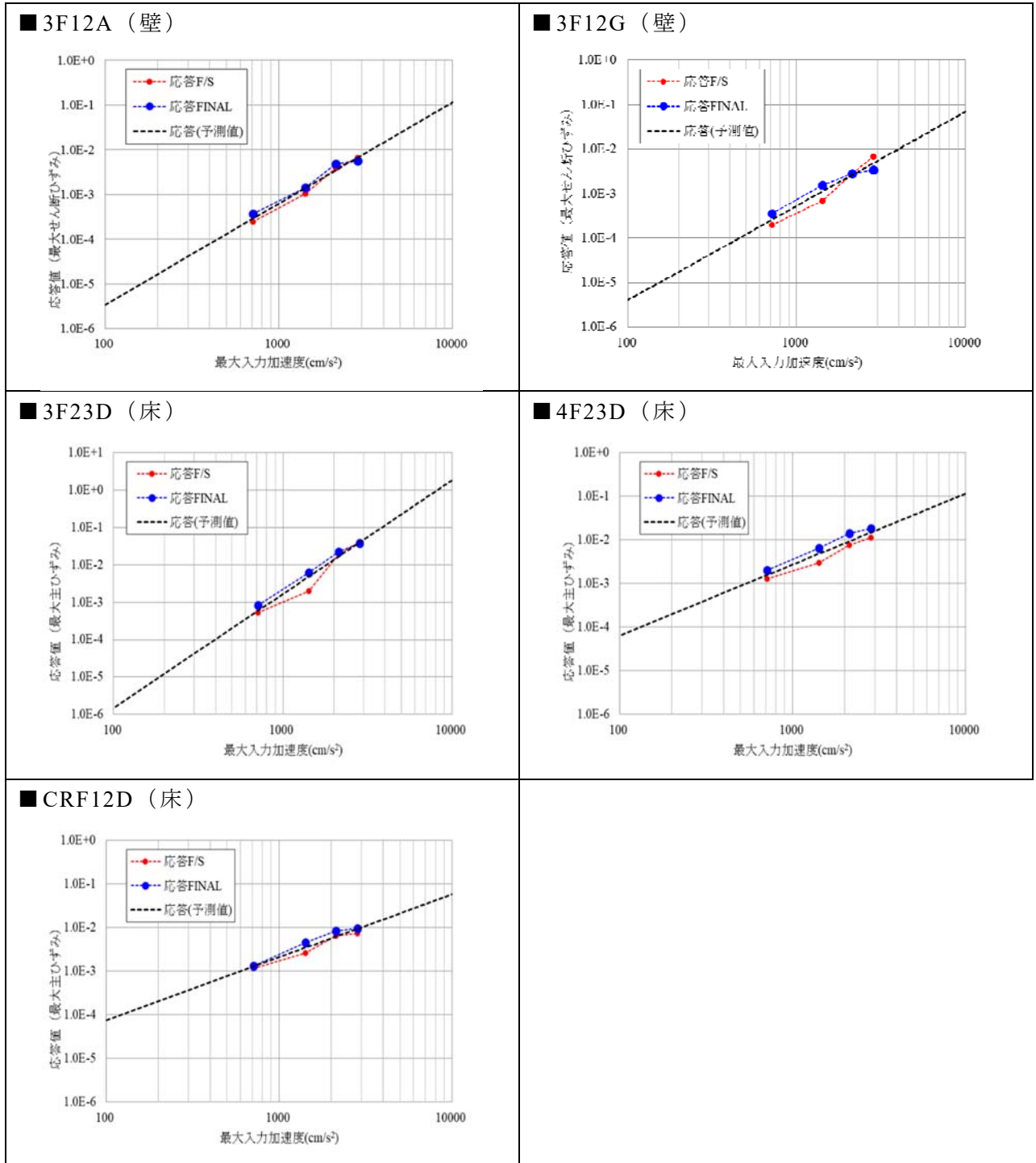


図 3.3.4-11 建屋注目部位（5ヶ所）の層間変形角と最大入力加速度関係

次に、図 3.3.4-12 及び図 3.3.4-13 に建屋注目部位（5ヶ所）のフラジリティ曲線を示す。

- ・ 損傷指標として、最大せん断ひずみは 0.00536（5360 μ ）、最大主ひずみは 0.001725（1725 μ ）（原子力学会の地震 PRA 実施基準⁶³）とした。
- ・ ばらつきの値（損傷限界の応答値に対する対数標準偏差）は 0.3（原子力学会の地震 PRA 実施基準⁶³より引用）とした。

評価結果から、建屋注目部位の壁や床の個別のフラジリティがそれほど大きく変わらないことを確認するとともに、個々の壁や床が損傷しても建屋全体のフラジリティ（図 3.3.4-7）のほうが低く、建屋崩壊にはいたらないことを確認した。

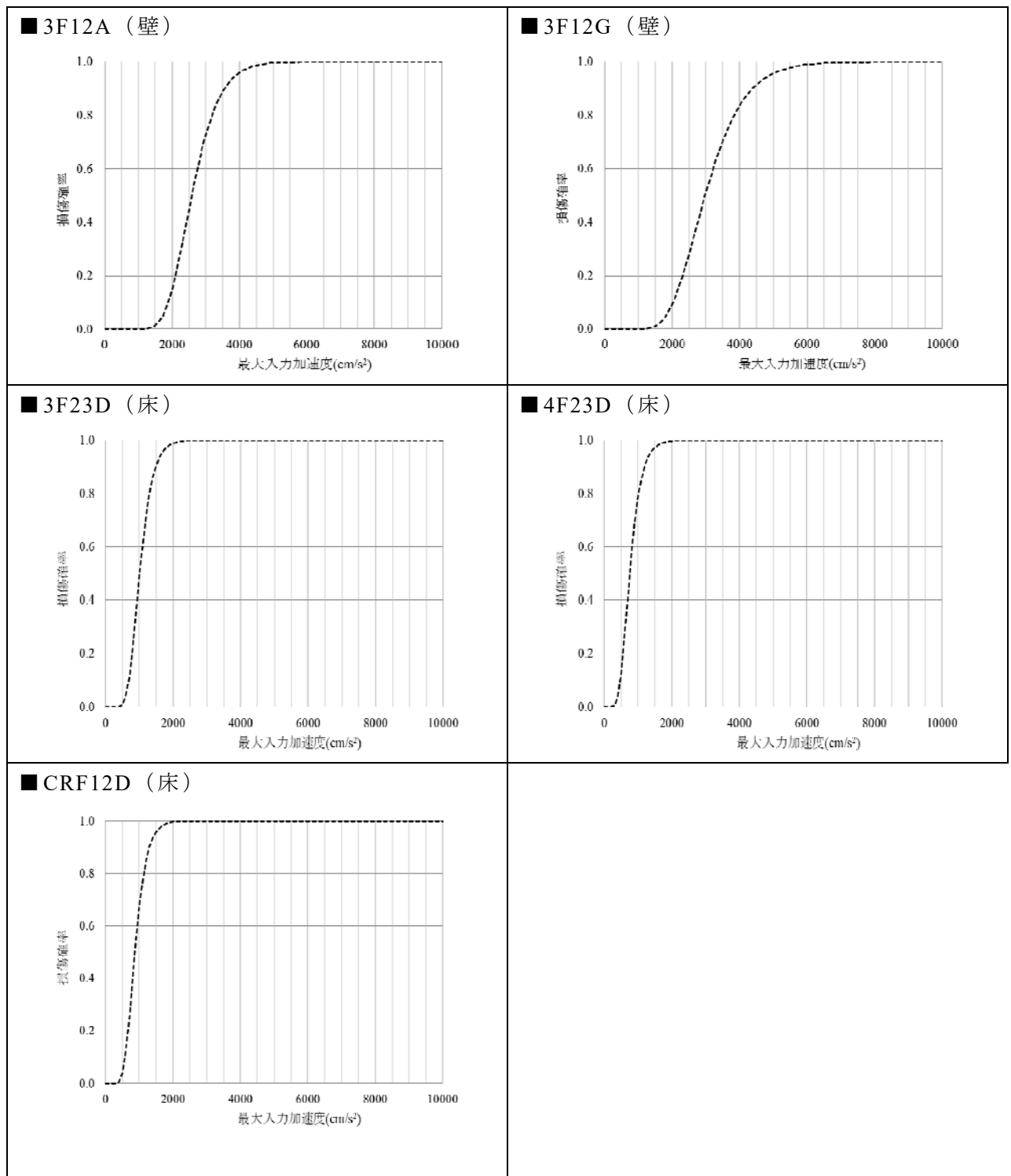


図 3.3.4-12 建屋注目部位 (5ヶ所) のフラジリティ曲線

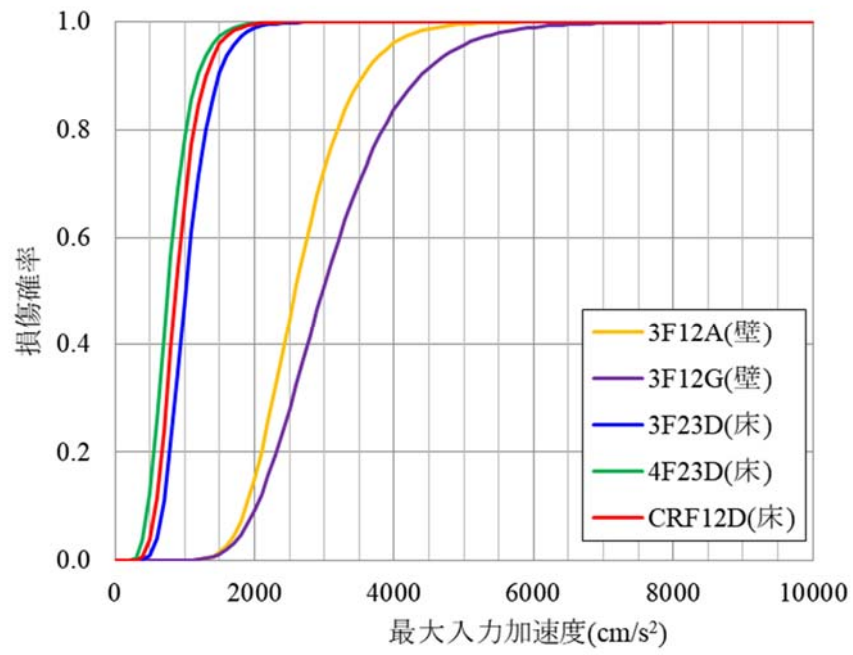


図 3.3.4-13 建屋注目部位（5ヶ所）の fragility 曲線の重ね書き

2) 建屋注目部位（円筒壁）のフラジリティ

図 3.3.4-14 に建屋注目部位（円筒壁）のモデル図を示す。円筒壁の断面を 4 分割し、各 1/4 円筒壁の最大せん断ひずみの高さ方向分布図を図 3.3.4-15 に示す。最大せん断ひずみのコンター図の例を図 3.3.4-16 に示す。

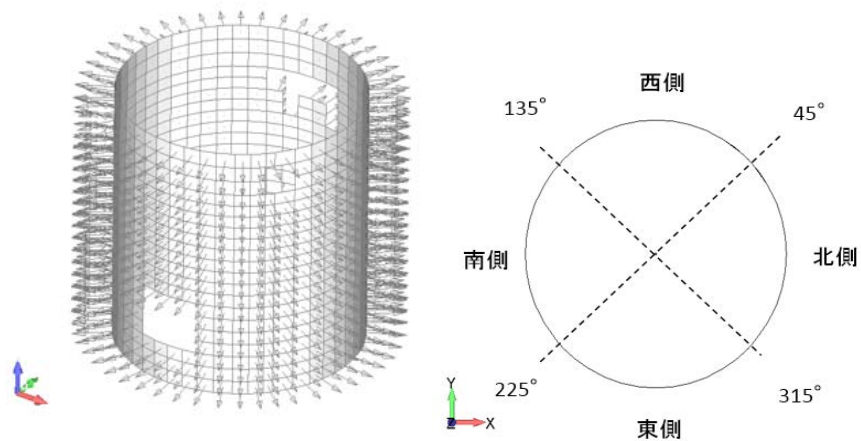


図 3.3.4-14 円筒壁のモデル図

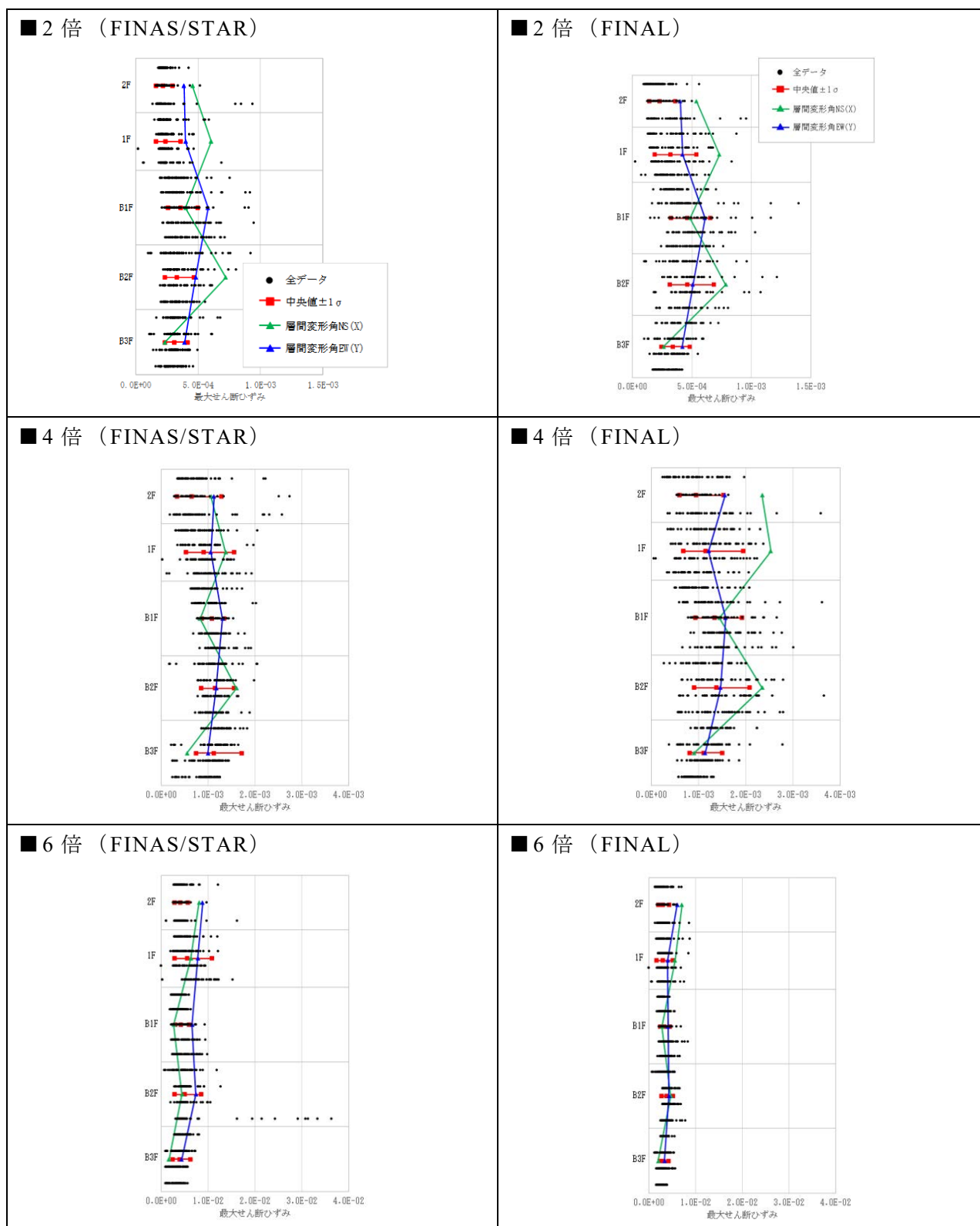


図 3.3.4-15 円筒壁の全要素最大せん断ひずみ分布図

最大ひずみのコンター図から、開口部周りにひずみが集中している箇所があることが分かる。

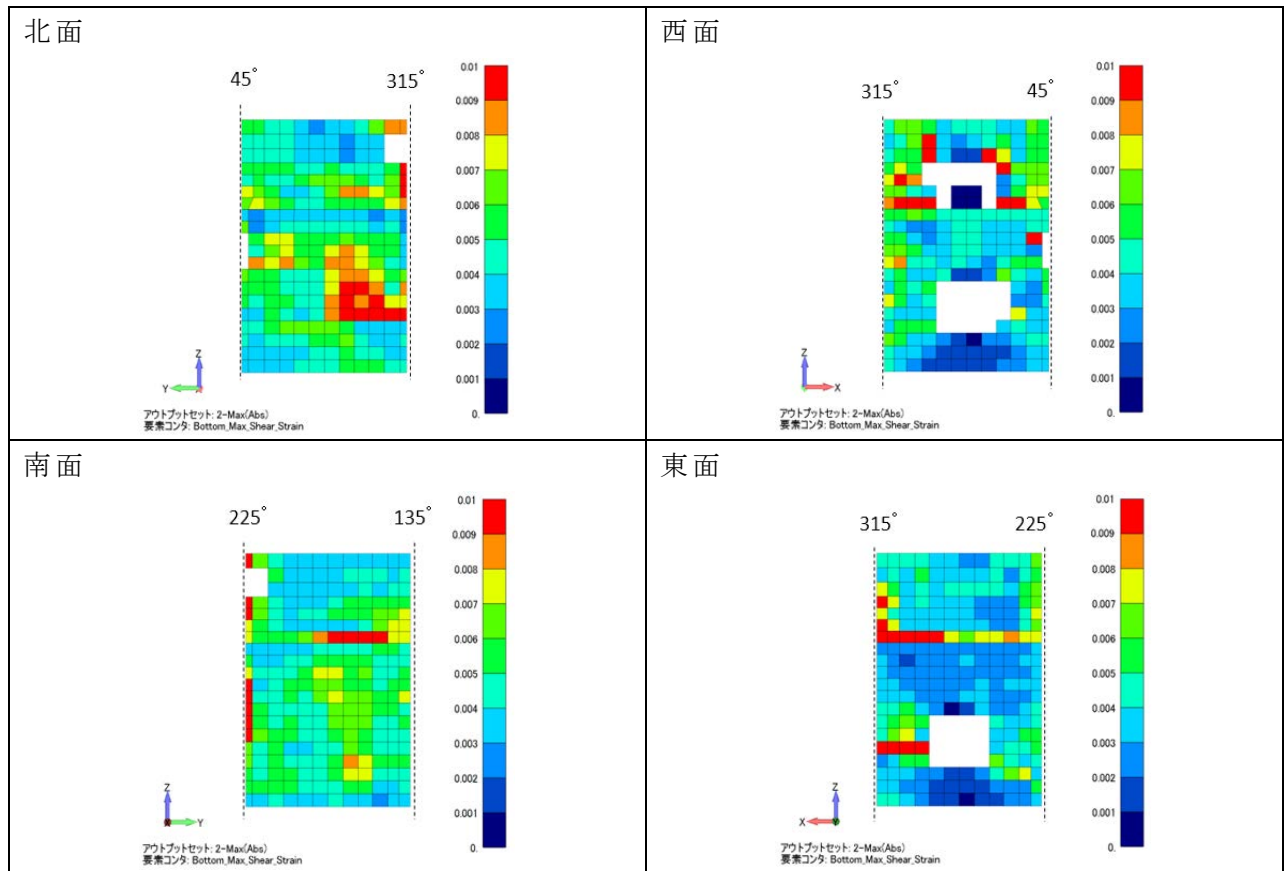


図 3.3.4-16 円筒壁の最大せん断ひずみコンター (FINAS/STAR、入力 6 倍)

図 3.3.4-17 に建屋注目部位（円筒壁）の階ごとの最大せん断ひずみと最大入力加速度関係を示す。本例についても、最大入力加速度と層間変形角の関係が対数軸グラフに対してほぼ直線にのることが確認できる。

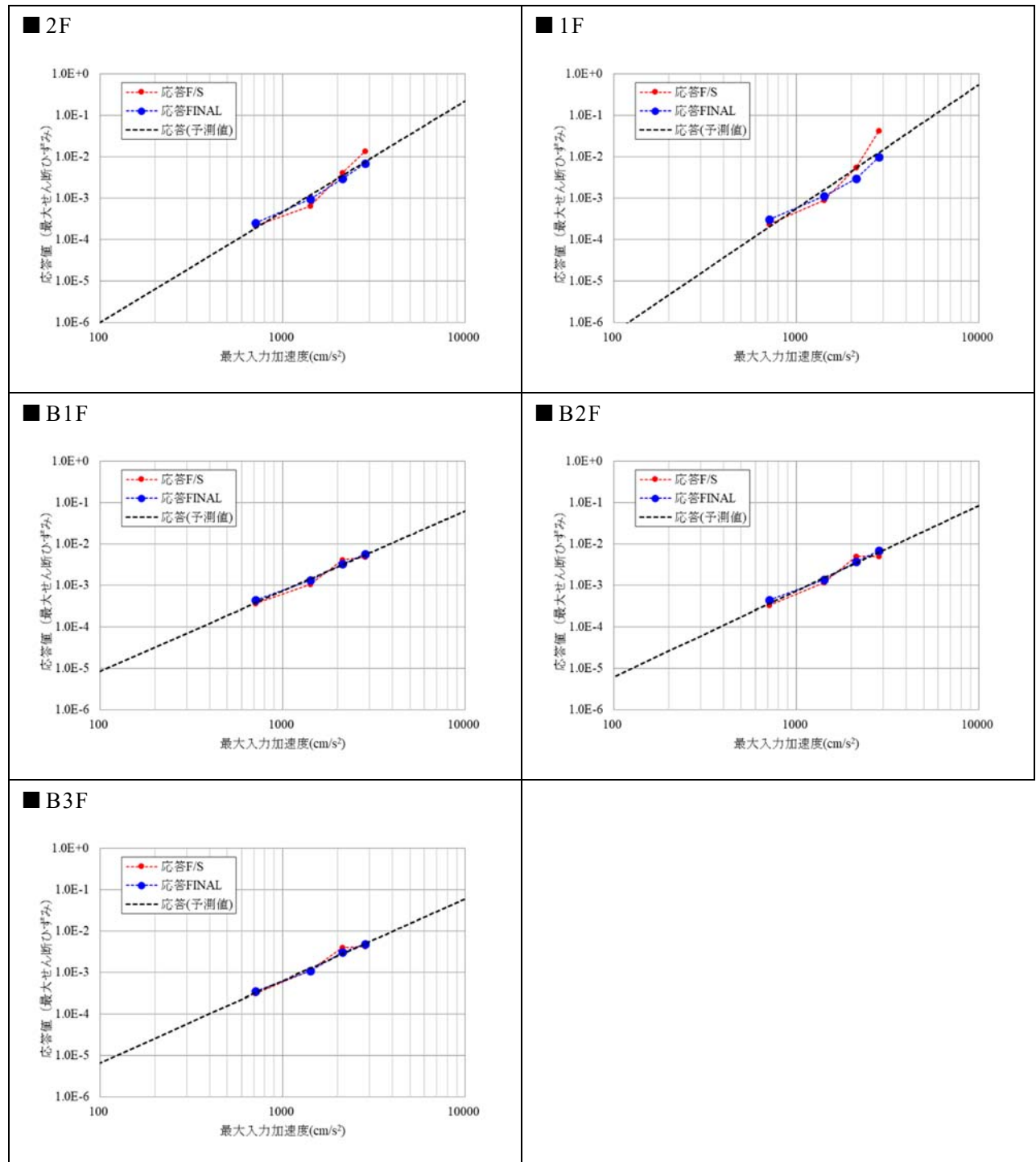


図 3.3.4-17 建屋注目部位（円筒壁）の階ごとの最大せん断ひずみと最大入力加速度関係

図 3.3.4-18、図 3.3.4-19 に建屋注目部位（円筒壁）のフラジリティ曲線を示す。建屋注目部位（円筒壁）のフラジリティ曲線は建屋全体とほぼ同程度であることを確認した。

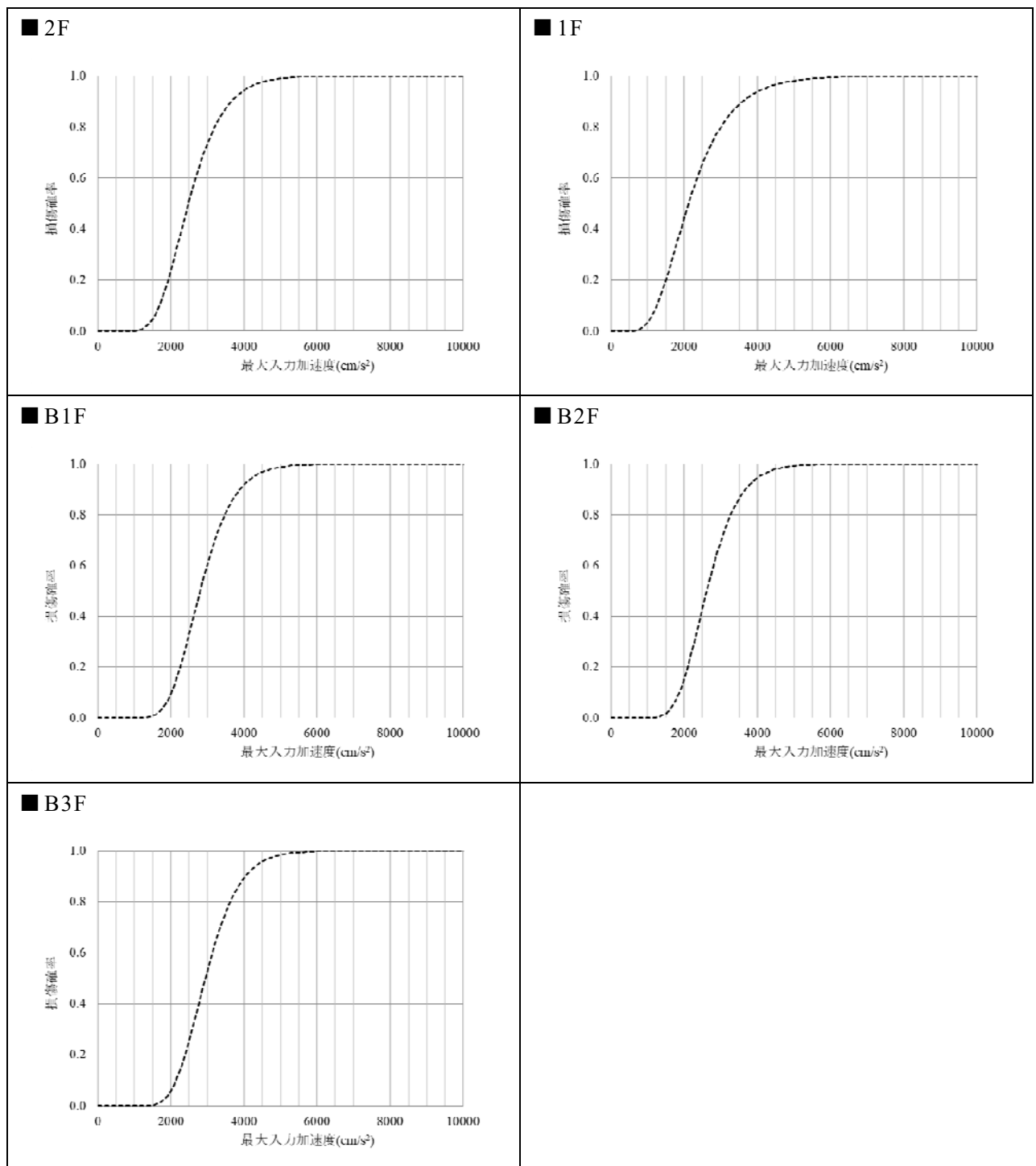


図 3.3.4-18 建屋注目部位（円筒壁）の階ごとのフラジリティ曲線

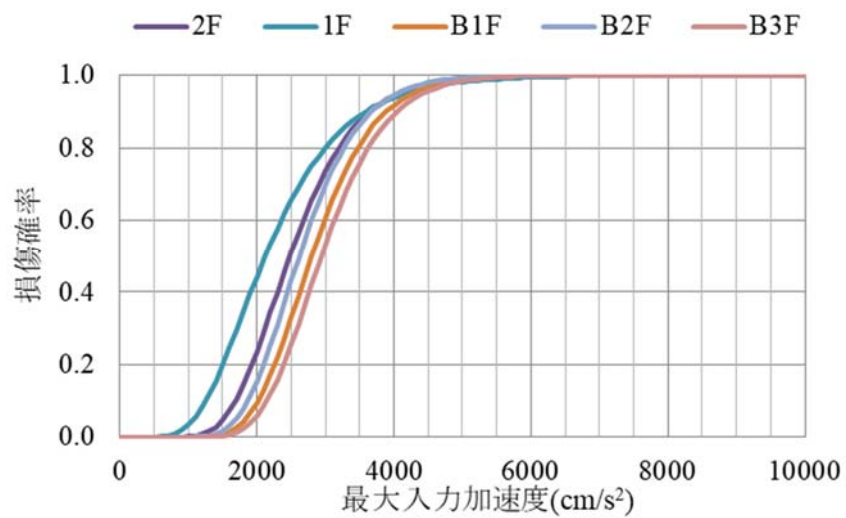


図 3.3.4-19 建屋注目部位（円筒壁）の fragility 曲線

3.3.5 3.3 節のまとめ

建屋・構築物内に設置された耐震重要設備の地震応答評価の精緻化のため、設計を超える地震動を入力とする原子炉建屋の地震応答解析を実施し、建屋のフラジリティ評価手法の高度化について検討した。

具体的には、以下の3項目について検討を行った。

- (1) 設計を超える地震動を入力とする原子炉建屋の地震応答解析
- (2) 機器のフラジリティ評価のための配管応答解析の実施
- (3) 地震に対する建屋のフラジリティ評価手法の高度化

- (1) 設計を超える地震動を入力とする原子炉建屋の地震応答解析

設計を超える地震動を入力とする原子炉建屋の地震応答解析では、FINAS/STAR と FINAL の2種類のコードで材料非線形を考慮し、平成19年(2007年)新潟県中越沖地震の観測記録の6倍までの解析を実施した。これは基準地震動の3倍程度に相当する。建屋の非線形解析において、ひび割れに伴い発生する加速度パルスについては、ローパスフィルターで結果処理が可能であることを確認した。コンクリートの圧壊までの過程において発生する加速度のピークの処理については、今後の課題である。また今回の結果、2種類のコードや解析条件等の違いで結果がばらつくことを確認した。解析結果の評価においてはある幅を持った評価を行う必要がある。ばらつきの定量評価は今後の課題である。

- (2) 機器のフラジリティ評価のための配管応答解析の実施

機器のフラジリティ評価のための配管応答解析の実施では、(1)で得られた地震応答解析結果を用いて配管系の地震応答解析を実施し、配管のフラジリティ評価に必要なデータを取得した。

- (3) 地震に対する建屋のフラジリティ評価手法の高度化

地震に対する建屋のフラジリティ評価手法の高度化では、強非線形域を対象とした原子炉建屋の地震応答解析結果を踏まえ、建屋全体及び建屋注目部位のフラジリティ評価を実施した。建屋全体のフラジリティ評価より、今回の基礎固定という解析条件では、建屋1階が大きく損傷し、建屋が崩壊するモードを確認した。また、従来法である質点系モデルとの比較を実施し、B3Fのフラジリティは、三次元詳細モデルより質点系モデルの損傷確率が高いことを確認した。さらに、建屋注目部位のフラジリティ評価では、壁や床の個別のフラジリティがそれほど大きく変わらないことを確認した。円筒壁については建屋全体と同程度のフラジリティを有していることを確認した。今回の検討から、建屋注目部位(特に床)のフラジリティが、建屋全体のフラジリティより高い可能性があることが分かった。個々の壁や床が損傷しても建屋全体のフラジリティの方が低く、建屋崩壊には至らないことを確認した。ただし、上下応答においては、より現実的な三次元詳細モデルに対する検討が必要である。

3.4 3章のまとめ

基準地震動を上回る大きさの地震動による耐震重要設備の地震応答を精緻に評価するために、建屋の三次元地震応答解析手法の標準化に向けた検討をすすめ、標準案を見直した。さらに、基準地震動を上回る大きさの地震動が作用する場合の建屋の地震応答解析を実施し、フラジリティ評価を行った。具体的には、以下の2項目について検討を行った。

- (1) 原子炉建屋三次元詳細モデルのモデル化因子の影響評価
- (2) 原子炉建屋を対象としたフラジリティ評価手法の整備

(1) 原子炉建屋三次元詳細モデルのモデル化因子の影響評価

原子炉建屋の地震応答解析の信頼性向上のため、原子炉建屋の地震応答解析を実施し、建屋の三次元有限要素モデル等の三次元詳細モデルのモデル化因子が地震応答解析結果に与える影響の確認を行った。過年度までに、仮想の地盤条件とした原子炉建屋を対象に、仮想の入力地震動を用いてモデル化因子の影響評価を実施し、原子炉建屋三次元詳細モデル構築手法の標準案を作成した。本年度は過年度までの成果を踏まえ、原子炉建屋で計測された地震観測記録の再現解析を実施して標準案の適用性を確認した。また、再現解析を通して得られた知見等を踏まえて、標準案を見直した。

まず、原子炉建屋で観測された地震観測記録の再現解析を実施するにあたり、原子炉建屋で観測された地震観測記録及び地震観測記録の再現解析に関わる文献調査を実施した。水平応答については、観測記録と解析結果はよく整合し、上下応答については違いがみられることが共通していた。

本事業における再現解析においては、文献調査結果と同様に、解析結果と観測記録との比較では、水平応答は観測記録とよく整合し、上下応答は観測記録との違いがみられた。その原因として、耐震壁以外の間仕切壁等がモデル化されていない影響、小梁等の二次部材がモデル化されていない影響など、解析モデルと実構造物に違いがあるほか、地盤の非線形挙動を考慮していない影響等が考えられる。上下応答の再現性を向上させるためには、床のスペンが現実合うような適切な壁のモデル化範囲の設定や、建屋と地盤の再接触時の地盤の非線形挙動の考慮などが必要と考えられる。側面剥離・滑りやRC非線形の建屋応答への影響については、適切な時間刻みや収束条件の設定と、適切なフィルター処理が必要であった。これらの設定方法については、解析モデル・条件に依存する可能性があり、より詳細な検討が求められる。

また、再現解析を通して得られた側面剥離・滑り及びRC非線形に関する知見等を踏まえ、原子炉建屋三次元詳細モデルの構築手法に係る標準案を全体的に見直した。

(2) 原子炉建屋を対象としたフラジリティ評価手法の整備

建屋・構築物内に設置された耐震重要設備の地震応答評価の精緻化のため、設計を超える地震動を入力とする原子炉建屋の地震応答解析を実施し、建屋のフラジリティ評価

手法の高度化を検討した。過年度までに、三次元詳細モデルの強非線形域への適用性検討として、原子炉建屋の三次元詳細モデルによる荷重漸増解析を実施し、その課題を抽出するとともに終局耐力評価を行った。本年度は過年度までの成果を踏まえ、建屋・構築物内に設置された耐震重要設備の地震応答評価の精緻化のため、強非線形域を対象とした原子炉建屋の地震応答解析を実施し、建屋のフラジリティ評価手法の高度化について検討した。

はじめに、フラジリティ評価のための原子炉建屋の非線形地震応答解析では、基準地震動の3倍程度までの入力に対する解析を実施し、(1)と同様に適切な解析条件を設定することで、建屋のフラジリティ評価に必要な応答結果を得た。

また、得られた地震応答解析結果を用いて配管系の地震応答解析を実施し、配管のフラジリティ評価に必要なデータを取得した。

建屋のフラジリティ評価では、建屋全体及び建屋注目部位のフラジリティ評価を実施した。建屋全体のフラジリティ評価では、建屋の崩壊モードを確認するとともに、従来法との比較を実施した。また、建屋注目部位のフラジリティ評価では、個々の壁や床が損傷しても建屋全体のフラジリティのほうが低く、建屋崩壊にはいたらないことを確認した。しかしながら、機器の支持性状には影響がある可能性があり、床振動性状把握の精度向上とともに機器と建物の関連をより詳細に検討することが重要であると考えられる。さらに、2種類の解析コードで解析した結果より、解析結果の評価においてはある幅をもった評価を行う必要があることを確認した。

4. 経年配管を対象としたフラジリティ評価手法の整備

4.1 目的及び実施概要

経年配管を対象としたフラジリティ評価手法の高度化を目的に、経年配管の損傷確率の評価に係る知見を調査し、損傷確率に影響する可能性がある評価モデル等について、最新知見を取りまとめた。また、3.3.3 で得た配管系を対象とした地震応答解析の結果等を踏まえ、経年配管を対象としたフラジリティ評価解析事例を整備した。さらに、経年配管を対象としたフラジリティ評価手法を技術資料として取りまとめた。

4.2 経年配管の損傷確率の評価に係る知見の調査

経年配管に対するフラジリティ評価のためのモデル化手法の高度化に資する知見を得るため、国内外の評価モデル等の調査を配管圧力容器国際会議（ASME Pressure Vessels & Piping Conference、以下、「ASME PVP」という。）を対象に行った。以下に、本調査で得た知見の概要を示す。

4.2.1 小さい亀裂を有する配管を対象とした破壊評価法に関する調査（PVP2014-29053⁶⁴）

(1) 背景

配管では、供用年数の増加に伴い、応力腐食割れ（以下、「SCC」という。）により亀裂が発生することが知られている。したがって、経年配管を対象としたフラジリティ評価では、経年事象による亀裂が存在しない配管（以下、「亀裂を有しない配管」という。）から経年事象による亀裂を有する配管まで、合理的かつ連続的に破壊評価を行う必要がある。そこで、PASCAL-SP に導入されている配管破壊評価法の高度化を目的に、亀裂寸法が非常に小さい亀裂を有する配管を対象とした破壊評価に着目し、調査を行った。

(2) 調査結果

既往の亀裂を有する配管の破壊試験において、亀裂寸法が小さい場合、亀裂の部分で破壊せず、配管の大きな扁平化と座屈が観察されている⁶⁵。このため、亀裂寸法が小さく、破壊挙動が亀裂部分の応力または破壊靱性に依存しない場合、日本機械学会発電用原子力設備規格維持規格⁶⁶（以下、「維持規格」という。）の破壊基準は不適切な場合がある。そこで、Machida らは、既存の配管破壊試験結果^{67,68}を再評価することにより、亀

⁶⁴ H. Machida et al., REVISION OF FLAW EVALUATION METHODS OF PIPES HAVING A CIRCUMFERENTIAL FLAW IN JSME FITNESS-FOR-SERVICE CODES, PVP2014, PVP2014-29053 (2014)

⁶⁵ Sherman, D. R., "Inelastic Flexural Buckling of Cylinders", Proceedings of the Steel Structures: Recent Research Advances and Their Applications to Design (1986)

⁶⁶ 日本機械学会, 発電用原子力設備規格 維持規格 (2014 追補), SNA1-2014 (2015)

⁶⁷ Wilkoski, G et al., International Piping Integrity Research Group (IPIRG) Program, Program Final Report, NUREG/CR-6233, No.4 (1997)

⁶⁸ Hopper, A. et al., The second International Piping Integrity Research Group (IPIRG-2)

裂寸法が小さい配管の破壊基準について検討した。その結果、亀裂寸法が非常に小さい場合、現行規格における流動応力に基づく破壊評価法は適用できないこと及びこの場合の破壊基準は扁平化に伴う崩壊強度に依存することを明らかにした。また、Machidaらは、亀裂を有しない配管を対象としている日本機械学会発電用原子力設備規格設計・建設規格⁶⁹における許容曲げ応力が設計降伏点（以下、「Sy」という。）の2倍であることを参考に、維持規格における極限荷重評価法を改良し、次式のように破壊評価法を提案した。その破壊評価法の妥当性は、既存の配管破壊試験結果^{67,68}との比較により、確認された。

$\beta \leq \pi - \theta$ の時

$$P_b' = \text{Min} \left\{ \frac{2\sigma_f}{\pi} \left(2 \sin \beta - \frac{a}{t} \sin \theta \right), 2\sigma_y \right\} \quad (4.2.1-1)$$

$$\beta = \frac{1}{2} \left(\pi - \frac{a}{t} \theta - \pi \frac{P_m}{\sigma_f} \right)$$

ここで、 P_b' は破壊時の一次曲げ応力 a は亀裂深さ、 θ は亀裂角度、 t は配管の厚さ、 σ_y は降伏応力、 σ_f は流動応力である。また、

$\beta > \pi - \theta$ の時

$$P_b' = \text{Min} \left\{ \frac{2\sigma_f}{\pi} \left(2 - \frac{a}{t} \right) \sin \beta, 2\sigma_y \right\} \quad (4.2.1-2)$$

$$\beta = \frac{1}{2} \left(\pi - \frac{a}{t} \theta - \pi \frac{P_m}{\sigma_f} \right)$$

4.2.2 維持規格における鋳造ステンレス鋼配管の欠陥評価の紹介（PVP2019-93933⁷⁰）

Hojoにより、日本機械学会の維持規格（2018 追補）における鋳造オーステナイト系ステンレス鋼（以下、「CASS」という。）配管に対する欠陥評価の手順について紹介がなされた。

加圧水型原子炉の一次系配管の多くは CASS で作られている。CASS は、オーステナイト相とフェライト相が混在する特殊な微細構造のため欠陥の検出率が低いことが知られている。また、熱時効により靱性が低下するため、破壊モードが塑性崩壊から延性破壊に変化する。これを踏まえて、CASS 配管を対象とした欠陥評価のために、応力-ひず

Program, Final Report, NUREG/CR-6452 (1997)

⁶⁹ 日本機械学会，発電用原子力設備規格 設計・建設規格（2012年版）第I編 軽水炉規格，SNC1-2012（2012）

⁷⁰ K. Hojo, Introduction of CASS pipe flaw evaluation of JSME rules on fitness for service, PVP2019, PVP2019-93933 (2019)

み曲線と破壊抵抗曲線の熱時効モデルが導入されるとともに、配管の肉厚に対する亀裂深さの比が 0.5 以下の浅い亀裂を対象とした極限荷重評価法の改良が行われた。さらに、図 4.2.2-1 の CASS 配管を含む配管を対象とした破壊評価の流れに示すように、CASS 配管の破壊評価方法の選択に関する規定が改定された。具体的には、以前の版の維持規格（2016）では CASS 配管への極限荷重評価法の使用は許可されていない。一方、2018 追補では、フェライト鋼配管と同じ基準である選択係数 $SC < 0.2$ の場合に、極限荷重評価法の使用が許可された。CASS 配管の SC は、熱時効条件と化学組成を考慮して求められる。これらは、既に公開されている破壊試験の大規模データベースと、熱時効材を使用した平板及び大型配管モデルを用いたいくつかの破壊試験にて得られた知見を基にしている。

これらの改訂により、CASS 配管に対して、より適切な欠陥評価方法が提供される。

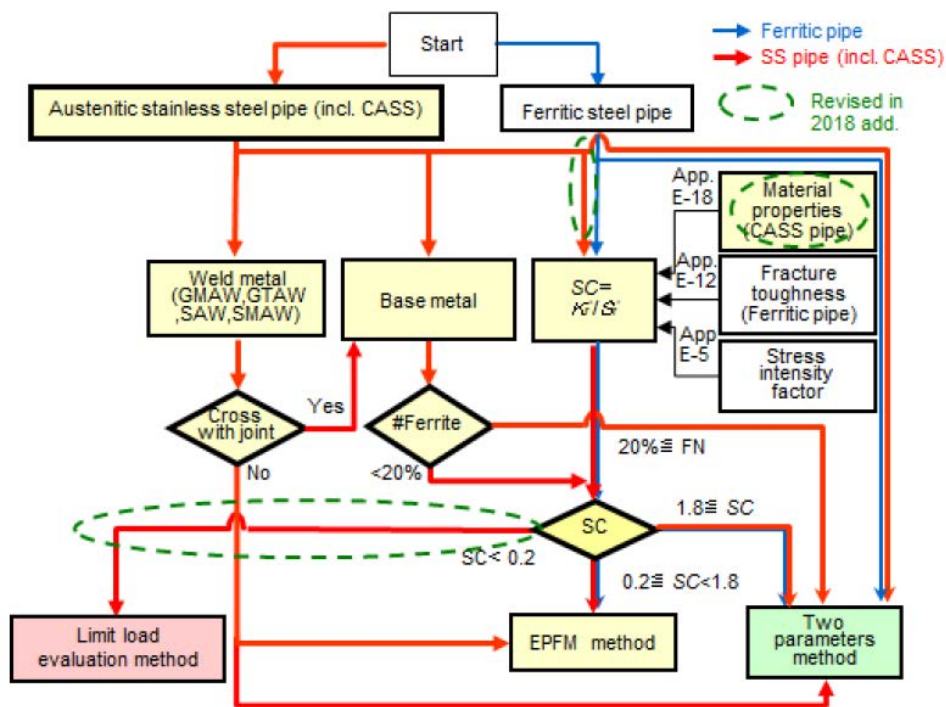


Fig. 4 Fracture evaluation flow of class 1 SS pipe

図4.2.2-1 CASS配管を含む配管を対象とした破壊評価の流れ
(PVP2019-93933⁷⁰より引用)

4.2.3 調査結果を踏まえた配管破壊評価法の検討

4.2.1 の調査により、亀裂寸法が小さい場合には、配管の扁平化を考慮して破壊を評価する必要があることを示した。本項では、調査結果を踏まえ、亀裂を有しない配管から寸法が小さい亀裂を含む亀裂を有する配管まで、亀裂深さの増加に従い連続的に破壊を

評価可能な破壊評価法について検討し、その妥当性を確認した。

配管破壊評価法を検討するに当たり、以下の項目に着目した。

- ・ 亀裂を有しない配管の耐力は、原子力発電所に対する地震を起因とした確率論的リスク評価⁶³（以下、「地震 PRA」という。）の考え方を踏まえ、引張強さ（以下、「 σ_u 」という。）とする。
- ・ 亀裂を有する配管の塑性崩壊時の曲げ応力は、維持規格の極限荷重評価法又は弾塑性破壊力学評価法に基づき算出する。
- ・ 亀裂寸法が小さい場合の配管の扁平化による破壊を考慮するため、Machida らの破壊評価法を参考に、破壊時の曲げ応力の上限値を $2\sigma_y$ とする。
- ・ 亀裂を有しない配管の耐力と亀裂を有する配管の耐力を比較し、その小さい方を破壊評価に適用する耐力とする。

上記の 4 点を考慮した破壊評価法における破壊基準は次式で表される。

$$P_b + P_m \geq \sigma_b^c \quad (4.2.3-1)$$

$$\sigma_b^c = \text{Min}(\sigma_u, P_b' + P_m)$$

$\beta \leq \pi - \theta$ の時

$$P_b' = \text{Min} \left\{ \frac{2\sigma_f}{\pi} \left(2 \sin \beta - \frac{a}{t} \sin \theta \right), 2\sigma_y \right\}$$

$$\beta = \frac{1}{2} \left(\pi - \frac{a}{t} \theta - \pi \frac{P_m}{\sigma_f} \right)$$

$\beta > \pi - \theta$ の時

$$P_b' = \text{Min} \left\{ \frac{2\sigma_f}{\pi} \left(2 - \frac{a}{t} \right) \sin \beta, 2\sigma_y \right\}$$

$$\beta = \frac{1}{2} \left(\pi - \frac{a}{t} \theta - \pi \frac{P_m}{\sigma_f} \right)$$

ここで、 P_b は一次曲げ応力、 P_m は一次一般膜応力、 σ_f は流動応力、 a は亀裂深さ、 θ は亀裂半角度、 t は肉厚である。

提案した破壊評価法と従来の極限荷重評価法を用いて評価した亀裂深さごとの耐力を比較した例を図 4.2.3-1 に示す。この図は、再循環系のライザー管として使用実績のある 300A Sch.100（外径 318.5 mm、肉厚 21.4 mm）のオーステナイト系ステンレス鋼配管を想定し、亀裂半角が 30° の周方向亀裂が一つ存在し、かつ一次一般膜応力を 0 MPa と仮

定して耐力を算出した例である。ここで、引張強さ σ_u 、降伏応力 σ_y 及び流動応力 σ_f は、それぞれ 422.6 MPa、118.6 MPa 及び 270.6 MPa とした。図のように、提案した破壊評価法は、亀裂を有しない配管から亀裂を有する配管まで、一貫して連続的な破壊の評価が可能である。

また、提案した破壊評価法の妥当性を確認するため、表 4.2.3-1 及び表 4.2.3-2 に示す既往のステンレス鋼配管及び炭素鋼配管を対象とした曲げ試験⁷¹により得られた最大モーメントと提案した破壊評価法により求めた破壊時の曲げモーメントの比較を行った。ここで、ステンレス鋼配管については、式(4.2.3-1)に基づき評価を行った。一方、炭素鋼配管については、維持規格に則り破壊評価法を選択すると、極限荷重評価法ではなく、弾塑性破壊力学評価法となることを踏まえ、破壊時の曲げモーメントについて Z 係数（割増し係数）を考慮して算出した。比較結果を図 4.2.3-2 に示す。縦軸は、試験における最大モーメント (M_{max}) を破壊評価法により求めた破壊時の曲げモーメント (M_c) で除した値であり、1 より大きい場合に保守側に破壊時の曲げモーメントを予測できていることとなる。図より、提案した破壊評価法を用いることにより、亀裂が深い場合 (PT-03 : $a/t = 0.91$ 、PT-07 : $a/t = 0.91$) を除き、ほぼすべての試験結果に対して保守側に最大モーメントを予測可能であることを確認した。

経年配管のフラジリティ評価の高度化に資するため、PFM 解析コード PASCAL-SP における破壊評価機能に対し、従来の維持規格に基づく破壊評価法に加えて、提案した破壊評価法を実装した。

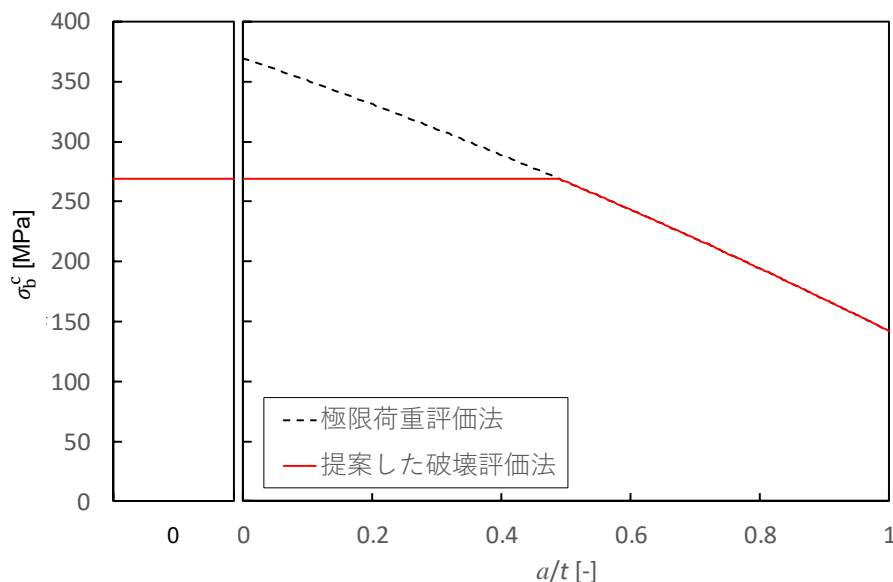


図4.2.3-1 提案した破壊評価法と極限荷重評価法の比較

⁷¹ 磯崎敏邦 他, 配管信頼性実証試験技術報告書, JAERI-M 93-076 (1993)

表 4.2.3-1 ステンレス鋼管の曲げ試験の試験条件と結果 (文献 71 より引用)

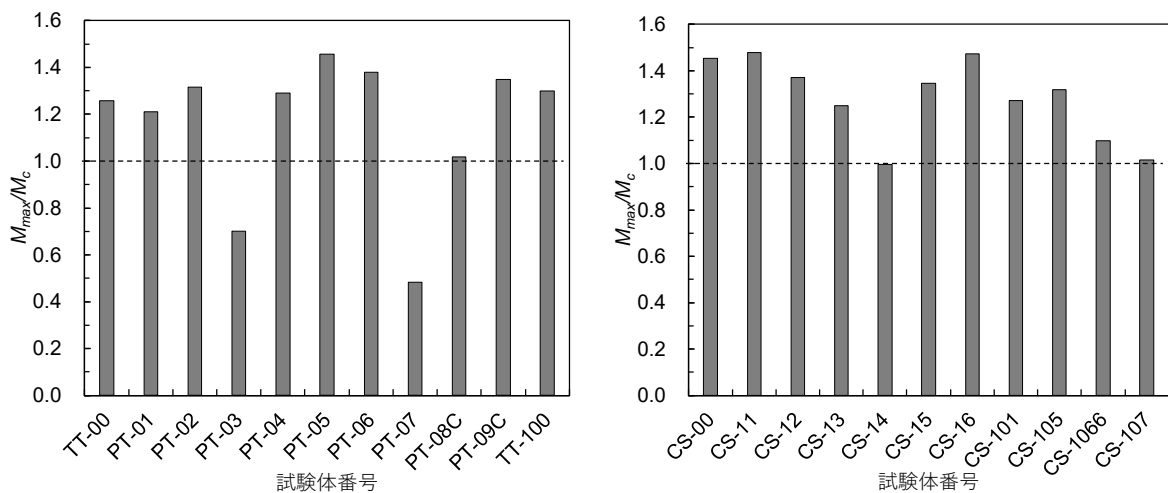
表3.4 試験条件と試験結果 (内圧なし)

材料と口径	試験体番号	実験番号	亀裂角度 2θ°	亀裂深さ d/t	支持スパン S ₁ /S ₂ mm	コンプライアンス (m/MN)	最大モーメント (kNm)	試験温度
SUS304 ステンレス鋼 6 インチ	TT-00	8300	0	0.0	2000/600	—	105.81	RT
	TT-01	8301	60	1.0	"	—	76.88	"
	TT-02C	8302	90	"	"	2.04	63.45	"
	TT-03	8303	120	"	"	—	49.13	"
	TT-04C	8304	150	"	1720/600	2.04	79.85	"
	TT-05	8305	180	"	2000/600	—	25.89	"
	TT-06C	8401	180	"	"	2.04	25.10	"
	TT-07C	8402	180	"	1650/600	2.04	25.98	"
	PT-01	8411	90	0.25	2000/600	—	101.99	"
	PT-02	8412	90	0.50	"	—	100.22	"
	PT-03	8413	90	0.91	"	—	40.89	"
	PT-04	8414	180	0.25	"	—	104.73	"
	PT-05	8415	180	0.50	"	—	93.06	"
	PT-06	8416	180	0.73	"	—	62.17	"
PT-07	8417	180	0.91	"	—	13.72	"	
PT-08C	8418	90	0.75	"	1.02	66.78	"	
PT-09C	8419	180	"	"	1.02	58.35	"	
SUS308L 溶接金属 (GTAW) 6 インチ	TT-20	8500	0	0.0	2000/600	—	99.14	"
	TT-21	8501	60	1.0	"	—	73.94	"
	TT-22C	8502	90	"	"	2.04	54.23	"
	TT-23	8503	90	"	"	—	59.23	"
	TT-24	8504	135	"	"	—	39.81	"
	TT-25	8505	180	"	"	—	25.10	"
	TT-26C	8506	180	"	"	2.04	23.92	"
	TT-27	8507	225	"	"	—	11.96	"
	PT-21	8601	45	0.5	2000/600	—	91.00	"
	PT-22	8602	90	0.25	"	—	91.30	"
	PT-23	8603	90	0.5	"	—	87.18	"
	PT-24C	8604	90	0.5	"	1.02	89.63	"
	PT-25	8605	90	0.75	"	—	64.53	"
	PT-26	8606	90	0.9	"	—	45.70	"
PT-27	8607	180	0.5	"	—	84.83	"	
SUS304 ステンレス鋼 12 インチ	TT-100	8510	0	0.0	3000/700	—	662.56	"
	TT-101	8511	90	1.0	"	—	351.87	"
	TT-102	8512	180	"	"	—	148.87	"
	TT-103H	8513	180	"	"	—	101.50	300℃
	TT-104C	8611	90	"	2500/700	0.326	371.58	RT
	TT-105C	8612	180	"	2000/700	0.326	152.98	"
	TT-106	8701	45	"	3000/700	—	465.24	"
	TT-107H	8702	90	"	"	—	253.21	300℃
SUS308L 溶接金属 (SMAW) 12 インチ	TT-121H	8621	45	1.0	3000/700	—	351.87	"
	TT-122H	8622	90	"	"	—	250.96	"
	TT-123H	8623	180	"	"	—	97.57	"
	TT-124	8703	45	"	"	—	453.96	RT
	TT-125	8704	90	"	"	—	345.69	"
	TT-131	8705	90	0.75	"	—	324.21	"
TT-132H	8706	90	"	"	—	221.63	300℃	

表 4.2.3-2 炭素鋼管の曲げ試験の試験条件と結果（文献 71 より引用）

表 3.6 室温および300℃での炭素鋼配管の試験条件と試験結果（内圧なし）

材質と口径	試験体番号	実験番号	亀裂角度 2θ°	亀裂深さ d/t	支持スパン S ₁ /S ₂ mm	コンプライアンス (m/MN)	最大モーメント (kNm)	温度	
STS42 炭素鋼 6-インチ	CS-00	8400	0	0.0	2000/600	—	119.84	RT	
	CS-01	8403	180	1.0	"	—	25.98	"	
	CS-02C	8404	180	1.0	"	2.04	23.83	"	
	CS-03	8521	45	1.0	"	—	88.06	"	
	CS-04	8522	90	1.0	"	—	65.02	"	
	CS-05C	8523	90	1.0	"	1.02	63.35	"	
	CS-06	8524	135	1.0	"	—	42.26	"	
	CS-11	8531	90	0.25	"	—	111.89	"	
	CS-12	8532	90	0.5	"	—	91.98	"	
STS42 6-インチ SMAW	CS-20	8640	0	0.0	"	—	104.34	"	
	CS-21	8641	45	1.0	"	—	80.31	"	
	CS-22	8642	90	1.0	"	1.02	60.06	"	
	CS-23C	8643	90	1.0	"	—	57.84	"	
	CS-24	8644	180	1.0	"	—	22.99	"	
	CS-31	8731	90	0.25	"	—	102.67	"	
	CS-32	8732	90	0.5	"	—	81.98	"	
	CS-33	8733	90	0.75	"	—	64.53	"	
	CS-34	8734	90	0.9	"	—	44.96	"	
STS42 炭素鋼 12-インチ	CS-101	8631	0	0.0	3000/700	—	599.40	"	
	CS-102	8632	45	1.0	"	—	427.97	"	
	CS-103	8633	90	1.0	"	—	305.09	"	
	CS-104C	8634	90	1.0	2500/700	0.326	313.82	"	
	CS-105	8635	90	0.25	3000/700	—	601.16	"	
	CS-106	8636	90	0.5	"	—	443.76	"	
	CS-107	8637	90	0.75	"	—	353.05	"	
	CS-111H	8721	0	0.0	"	—	616.36	300℃	
	CS-112H	8722	45	1.0	"	—	420.72	"	
	CS-113H	8723	90	1.0	"	—	295.48	"	
	STS42 炭素鋼 12-インチ SMAW	CS-121	8711	0	0.0	"	—	597.73	RT
		CS-122	8712	90	1.0	"	—	344.51	"
		CS-123	8713	90	0.25	"	—	591.55	"
CS-124		8714	90	0.75	"	—	359.81	"	
CS-131H		8724	0	0.0	"	—	622.54	300℃	
CS-132H		8725	45	1.0	"	—	481.62	"	
CS-133H		8726	90	1.0	"	—	338.92	"	
CS-134H		8727	90	0.25	"	—	620.29	"	
CS-135H		8728	90	0.75	"	—	285.38	"	



(a) ステンレス鋼配管 (SUS304)

(b) 炭素鋼配管 (STS42)

図 4.2.3-2 試験と破壊評価の破壊時のモーメントの比較

4.3 経年配管のフラジリティ評価

4.3.1 評価の概要

4.2.3 で提案した破壊評価法を実装した PASCAL-SP を用いて、亀裂を有しない配管から亀裂を有する配管まで、亀裂寸法が非常に小さい場合を含み、合理的かつ連続的に破壊評価を実施するとともに、IGSCC による亀裂の発生や進展、地震応答応力による亀裂進展や破壊を考慮したフラジリティ評価事例を整備した。本事例整備の目的の一つとして経年に伴う配管のフラジリティの変化を評価することが挙げられることから、評価対象部位として、一般的に地震動による配管応答応力が高いエルボ部やT部ではなく、経年事象による亀裂の発生や進展が確認されている配管の溶接部又は溶接熱影響部を選定した。また、基準地震度を超える地震動を含む、異なるレベルの入力地震動に対してフラジリティを評価することから、地震時の亀裂進展評価について、地震荷重が小さく小規模降伏条件を満たす条件から地震荷重が大きく小規模降伏条件を満たさない条件まで対応可能な亀裂進展評価手法を用いた。

フラジリティ評価の解析ケースをまとめて、表 4.3.1-1 に示す。

ケース 1 では、提案した破壊評価法についてフラジリティに及ぼす影響を確認するため、提案した破壊評価法を用いて得たフラジリティ曲線（ケース 1-1）と維持規格における弾塑性破壊力学評価法を用いて得たフラジリティ曲線（ケース 1-2）の比較を行った。

ケース 2 では、供用期間中検査及び欠陥評価の影響を評価することを目的として、評価対象とする配管は、供用期間中検査で亀裂が検出され、かつ維持規格⁶⁶に準拠した欠陥評価に基づき、亀裂が残されたまま使用されている配管とした。その配管に対して、供用期間中検査を実施しない解析（ケース 2-1）、検査を実施する解析（ケース 2-2）、検査を実施し、かつ検出された亀裂に対して維持規格に準拠した欠陥評価を実施する解析（ケース 2-3）の 3 種類の解析を実施し、フラジリティ曲線の比較を行った。ここで、欠陥評価を行わないケース 2-2 の解析では、亀裂が検出された配管サンプルのすべてについて取替の措置が行われる。一方、欠陥評価を行う解析では、亀裂が検出された配管サンプルについて、評価期間（「実用発電用原子炉及びその附属施設における破壊を引き起こす亀裂その他の欠陥の解釈⁷²」に従い、5 年とした。）の亀裂進展評価及び評価期間末期における亀裂寸法に対する破壊評価を実施し、許容基準を満足する場合には、亀裂を残したまま継続して使用される。

ケース 3 では初期亀裂として内表面周方向半楕円亀裂を有する配管を対象とした解析、ケース 4 では初期亀裂として内表面全周亀裂を有する配管を対象とした解析を実施し、半楕円亀裂を亀裂深さが等しい全周亀裂に置き換えたことによる保守性の定量評価を行った。さらにケース 5 では、ケース 4 に対して、供用開始から 5 年ごとに供用期間中検査を実施するとともに、保全策の一つとして 10 年目に高周波誘導加熱応力改善法（以下、「IHSI」という。）を適用する場合を想定し、供用期間中検査及び保全策の影響を

⁷² 原子力規制委員会，“実用発電用原子炉及びその附属施設における破壊を引き起こす亀裂その他の欠陥の解釈”，原規技発第 1408063 号，(2014)

評価した。

ケース 6 と 7 では、沸騰水型原子炉（以下、「BWR」という。）の再循環系を対象とした解析を実施することとし、図 4.3.1-1 の配管系統図⁷³を参考に、配管に存在する複数の溶接線を考慮することとした。すなわち、対象とする溶接線の本数は、原子炉压力容器との接続部で 6 箇所（ライザー管（300A 配管）で 5 箇所、母管（600A 配管）で 1 箇所）、直管とエルボの接続部で 8 箇所（母管で 8 箇所）、直管と T 部の接続部で 15 箇所（ライザー管で 5 箇所、ヘッダー管（400A 配管）で 6 箇所、母管で 4 箇所）、直管と弁部との接続部で 2 箇所（母管で 2 箇所）とした。各配管径ごとに原子力機構が整備した亀裂発生時間及び亀裂発生時の亀裂寸法に関する確率分布モデルを用いて、亀裂の発生を考慮した。また、供用開始から 5 年ごとにすべての溶接線に対して供用期間中検査を実施することとした。さらに、ケース 7 では、供用開始から 10 年目に IHSI の実施を考慮した。配管系全体の損傷の判定について、ケース 6、ケース 7 ともに、配管系に含まれる溶接線が 1 つでも損傷と判定された場合には、配管系全体が損傷したとみなすこととした。

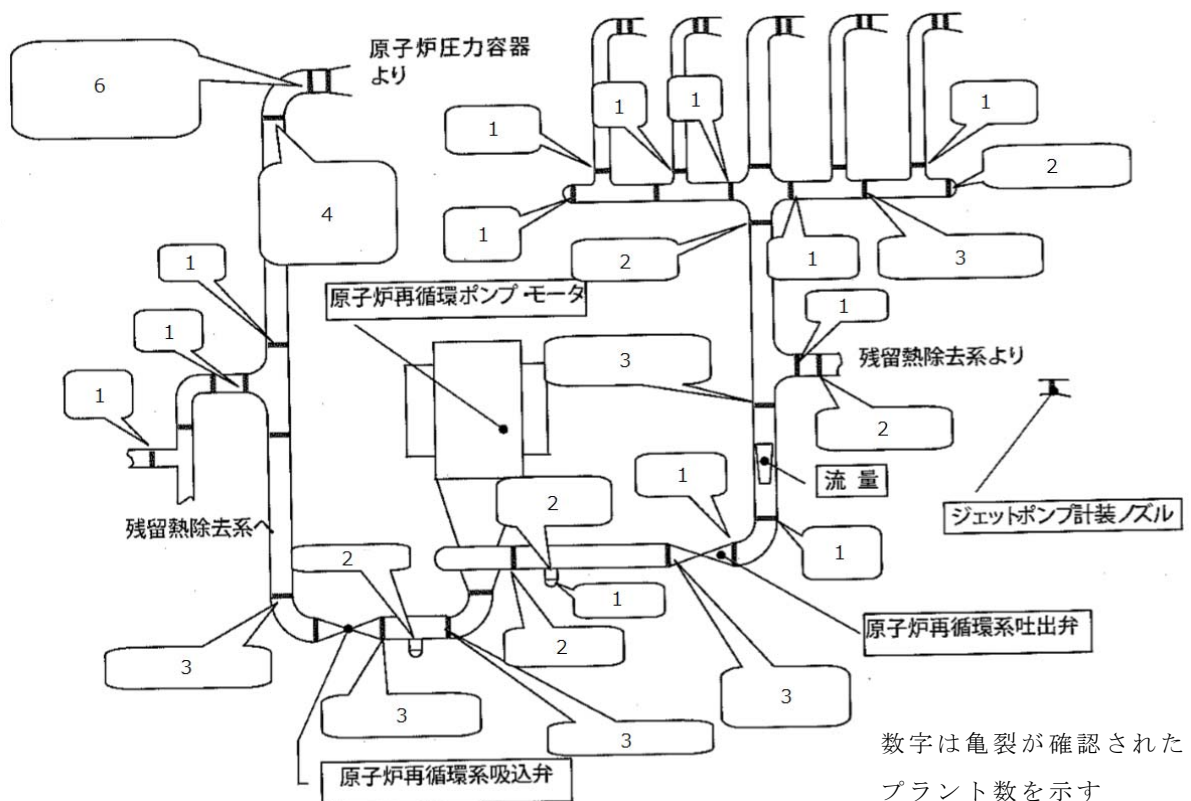


図 4.3.1-1 再循環系配管等の超音波探傷試験によるひび割れの発生状況（A 系配管）
（原子力発電施設の健全性評価について－中間とりまとめ－⁷³に基づき一部編集）

⁷³ 経済産業省 原子力安全・保安院，“総合資源エネルギー調査会原子力安全・保安部会 原子力発電設備の健全性評価等に関する小委員会（第 7 回）配布資料 参考 7-3 「原子力発電施設の健全性評価について－中間とりまとめ－」”，(2003)

表 4.3.1-1 フラジリティ評価解析ケース一覧

項目	ケース 1	ケース 2	ケース 3	ケース 4	ケース 5	ケース 6	ケース 7
対象配管	300A Sch.100	300A Sch.100	300A Sch.100	300A Sch.100	300A Sch.100	300A Sch.100 400A Sch.100 600A Sch.100 (配管系統)	300A Sch.100 400A Sch.100 600A Sch.100 (配管系統)
経年事象	粒界型応力腐食割れ (IGSCC) 及び疲労						
対象亀裂	発生亀裂 半楕円亀裂 (亀裂寸法：過年度に整備したモデルに基づき設定)	初期亀裂 半楕円亀裂 (深さ:5 mm、半長さ:15 mm)	初期亀裂 半楕円亀裂 (亀裂寸法：Machida らの確率分布モデルに基づき設定)	初期亀裂 全周亀裂 (深さ:Machida らの確率分布モデルに基づき設定)	初期亀裂 全周亀裂 (深さ:Machida らの確率分布モデルに基づき設定)	発生亀裂 半楕円亀裂 (亀裂寸法：過年度に整備したモデルに基づき設定)	発生亀裂 半楕円亀裂 (亀裂寸法：過年度に整備したモデルに基づき設定)
破壊評価法	ケース 1-1 本年度提案した破壊評価法 ケース 1-2 弾塑性破壊力学評価法	維持規格 2012 年版に準拠した弾塑性破壊力学評価法				本年度提案した破壊評価法	
保全策	なし	ケース 2-1 なし ケース 2-2、2-3 IHSI (10 年目)	なし	なし	IHSI (10 年目)	なし	IHSI (10 年目)
供用期間中検査	なし	ケース 2-1 検査なし ケース 2-2 5 年に 1 回検査 欠陥評価なし ケース 2-3 5 年に 1 回検査 欠陥評価あり	なし	なし	5 年に 1 回検査を実施	5 年に 1 回検査を実施 欠陥評価を実施	
評価期間	評価開始後 20 年				評価開始後 40 年	評価開始後 20 年	

4.3.2 解析に用いた評価モデル及び入力データ

(1) 評価対象配管

評価対象とする配管の寸法を表 4.3.2-1 に示す。実機のオーステナイト系ステンレス鋼配管で構成される再循環系配管において、IGSCC による亀裂の存在が確認された事例がある⁷⁴。そのため、実機における使用実績を踏まえて、オーステナイト系ステンレス鋼配管を評価対象とした。

表 4.3.2-1 対象配管

配管寸法	300A 配管	400A 配管	600A 配管
外径 [mm]	318.5	406.4	609.6
肉厚 [mm]	21.4	26.2	38.9
内半径 [mm]	137.85	177.0	265.9

(2) 評価対象亀裂

評価対象亀裂としては、ケース 1、ケース 6 及びケース 7 において供用年数の増加に伴う IGSCC による亀裂の発生を考慮し、発生亀裂を対象とした。ケース 2 から 5 では、供用期間中に存在し得る亀裂を初期亀裂とした。亀裂発生モデルに係るパラメータを表 4.3.2-2 及び表 4.3.2-3 に示す。また、初期亀裂の亀裂寸法を、ケース 2 について表 4.3.2-4 に、ケース 3 から 5 について表 4.3.2-5 に示す。

亀裂発生モデルとしては、国内 BWR プラントの再循環系配管における SCC 亀裂のデータに基づき Machida ら⁷⁵によって提案された発生時刻の確率論的評価モデル及び原子力機構において整備された亀裂発生時刻の確率分布モデルを用いた。亀裂の存在位置は配管溶接継手内表面とし、亀裂形状は維持規格⁶⁶に基づき、周方向半楕円亀裂としてモデル化した。亀裂の発生個数は、国内 BWR プラントの再循環系配管における SCC 亀裂のデータに基づく亀裂発生個数の確率分布の中央値（300A 配管で 2.26 個、400A 配管で 1.44 個、600A 配管で 1.40 個）を参考に、300A 配管で 2 個、400A 及び 600A 配管で 1 個とした。亀裂の周方向の発生位置について、1 個の位置は一次曲げ応力が最大となる位置で固定とし、もう 1 個の亀裂の発生を考慮する場合には一様な乱数に従い周方向にランダムな位置に発生することとした。また、亀裂の溶接部からの距離の確率論的評価モデルを表 4.3.2-6 に、亀裂進展の模式図を図 4.3.2-1 に示す。国内 BWR プラントの再循環系配管における亀裂発生事例を踏まえ、亀裂は溶接金属近傍の硬化部で発生し、亀

⁷⁴ 経済産業省原子力安全・保安院，“原子炉再循環系配管に係わる健全性評価方法について”，(2004)

⁷⁵ Hideo MACHIDA, Norimichi YAMASHITA, “Effect of Crack Detection Performance and Sizing Accuracy on Reliability of Piping with Stress Corrosion Cracks”, Proceedings of the ASME 2008 Pressure Vessels and Piping Conference, Chicago, Illinois, USA, PVP2008-61017, (2008)

裂進展初期に硬化部において進展するものとした。亀裂の進展に伴い、亀裂の最深点が溶接金属に進入した後は、亀裂の最深点は溶接金属において進展するものとした。亀裂の発生位置については、国内 BWR プラントの再循環系配管における IGSCC 亀裂のデータに基づく亀裂位置の確率論的評価モデル^{72, 74, 75}を用いた。

表 4.3.2-2 既存研究に基づく IGSCC による亀裂の発生の確率論的評価モデル

対象項目	内容
発生時刻 t	対数正規分布に従う確率変数： $f(t) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}\sigma t} \exp\left(-\frac{1}{2}\left(\frac{\ln(t/\mu)}{\sigma}\right)^2\right)$ ただし、 $\mu = 9.21$ [年]、 $\sigma = 0.485$
発生直後の亀裂の深さ a	0.5 [mm]
発生直後の亀裂の半長 c	指数分布に従う確率変数： $f(c) = \lambda \exp(-\lambda c)$ ただし、 $\lambda = 7$ [mm ⁻¹]

表 4.3.2-3 原子力機構において整備された亀裂発生の確率論的評価モデル

対象項目	内容
発生時刻 t	対数正規分布に従う確率変数： $f(t) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}\sigma t} \exp\left(-\frac{1}{2}\left(\frac{\ln(t/\mu)}{\sigma}\right)^2\right)$ ただし、 300A 配管： $\mu = 15.27$ [年]、 $\ln(\mu)=2.726$ 、 $\sigma = 0.238$ 400A 配管： $\mu = 13.68$ [年]、 $\ln(\mu)=2.616$ 、 $\sigma = 0.263$ 600A 配管： $\mu = 12.91$ [年]、 $\ln(\mu)=2.558$ 、 $\sigma = 0.329$
発生直後の亀裂の深さ a	0.05 [mm]
発生直後の亀裂の半長 c	対数正規分布に従う確率変数： $f(t) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}\sigma c} \exp\left(-\frac{1}{2}\left(\frac{\ln(c/\mu)}{\sigma}\right)^2\right)$ ただし、 300A 配管： $\mu = 17.337$ [mm]、 $\sigma = 1.465$ 400A 配管： $\mu = 7.2489$ [mm]、 $\sigma = 1.516$ 600A 配管： $\mu = 13.693$ [mm]、 $\sigma = 0.840$

表 4.3.2-4 ケース 2 における初期亀裂モデル

対象項目	内容
亀裂の深さ a	5.0 [mm]
亀裂の半長 c	15.0 [mm]

表 4.3.2-5 ケース 3 から 5 における初期亀裂モデル

対象項目		内容
亀裂の深さ a		PLR 配管における IGSCC 亀裂のデータに基づく確率モデル ^{7 5} $f(a) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}\sigma} \exp\left(-\frac{1}{2}\left(\frac{a-\mu}{\sigma}\right)^2\right)$ ただし、 $\mu = 5.72$ [mm]、 $\sigma = 1.38$ [mm]
亀裂の半長 c	ケース 3	PLR 配管における IGSCC 亀裂のデータに基づく確率モデル ^{7 5} $f(c) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}\sigma c} \exp\left(-\frac{1}{2}\left(\frac{\ln(c/\mu)}{\sigma}\right)^2\right)$ ただし、 $\mu = 10.16$ [mm]、 $\sigma = 0.675$
	ケース 4	433.1 [mm] (全周亀裂)
	ケース 5	

表 4.3.2-6 亀裂の位置

対象項目	内容
溶融境界に達するときの深さ d_c の定義	図 4.3.2-1 に示す
d_c の評価モデル	$d_c = 1.0L + L_n$
亀裂発生位置 L	正規分布に従う確率変数： $f(L) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}\sigma} \exp\left(-\frac{1}{2}\left(\frac{L-\mu}{\sigma}\right)^2\right)$ ただし、 $\mu = 2.246$ [mm]、 $\sigma = 2.152$ [mm]
定数 L_n	正規分布に従う確率変数： $f(L_n) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}\sigma} \exp\left(-\frac{1}{2}\left(\frac{L_n-\mu}{\sigma}\right)^2\right)$ ただし、 $\mu = 3.017$ [mm]、 $\sigma = 1.314$ [mm]

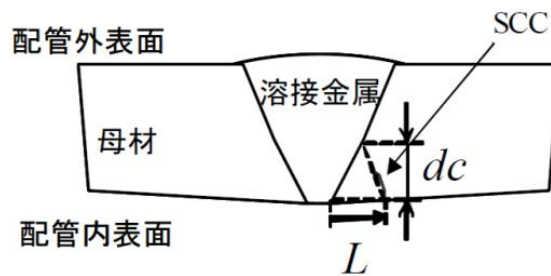


図1 低炭素ステンレス鋼管のSCCの模式図

図 4.3.2-1 内表面亀裂の進展の模式図
(欠陥の解釈⁷²より引用)

(3) 経年事象による亀裂進展評価

1) 負荷条件

定常運転時の応力を表 4.3.2-7 に示す。300A 配管及び 400A 配管について定常運転時の内圧を 9 MPa、600A 配管について 7.24 MPa とし⁷⁶、内圧と配管口径から内圧による膜応力を算出した。配管突合せ溶接部における溶接残留応力分布には、原子力機構が整備した図 4.3.2-2 に示す応力分布を用いた。応力緩和措置として IHSI を実施することにより、溶接残留応力分布が変化する。IHSI 後の応力分布には、原子力機構が整備した図 4.3.2-5 に示す応力分布を用いた。本解析では、IHSI 後の応力分布は肉厚によらないと仮定し、すべての配管について図 4.3.2-5 の応力分布を用いることとした。これらの応力分布については、経年に伴い変化しないこととした。過渡事象による疲労亀裂進展解析用応力及びその発生回数を表 4.3.2-8 に示す。これらは、既往研究⁷⁵を参考にして設定したものである。

表 4.3.2-7 定常運転時の応力

対象項目	300A 配管の値	400A 配管の値	600A 配管の値
内圧 [MPa]	9.0	9.0	7.24
内圧による膜応力 [MPa]	33.5	34.9	28.4

⁷⁶ Y. Li, H. Itoh, K. Osakabe, K. Onizawa, S. Yoshimura, “Benchmark analysis and numerical investigation on probabilistic fracture mechanics analysis codes for NPPs piping”, IJPVP, 99-100, 61-68, (2012)

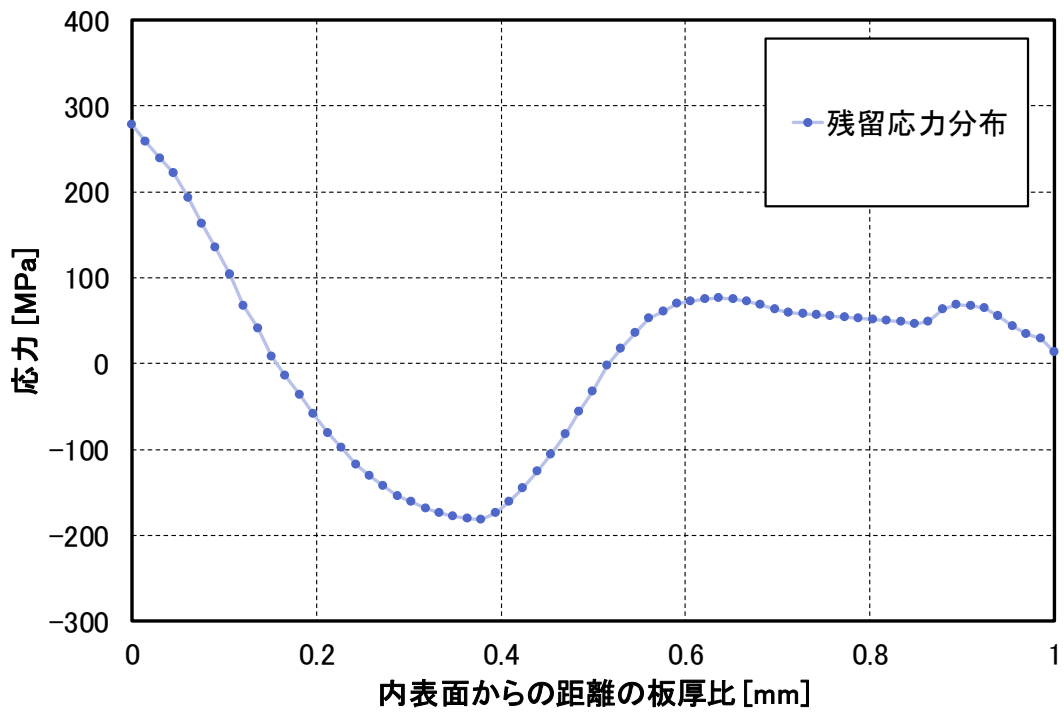


図 4.3.2-2 300A 配管の溶接残留応力分布

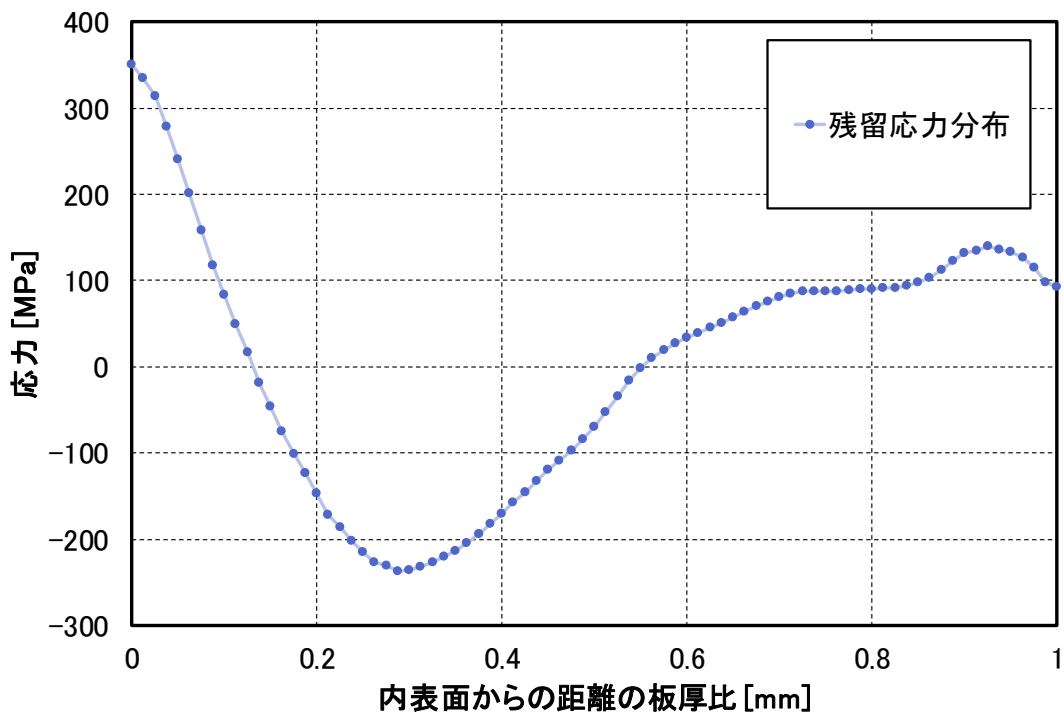


図 4.3.2-3 400A 配管の溶接残留応力

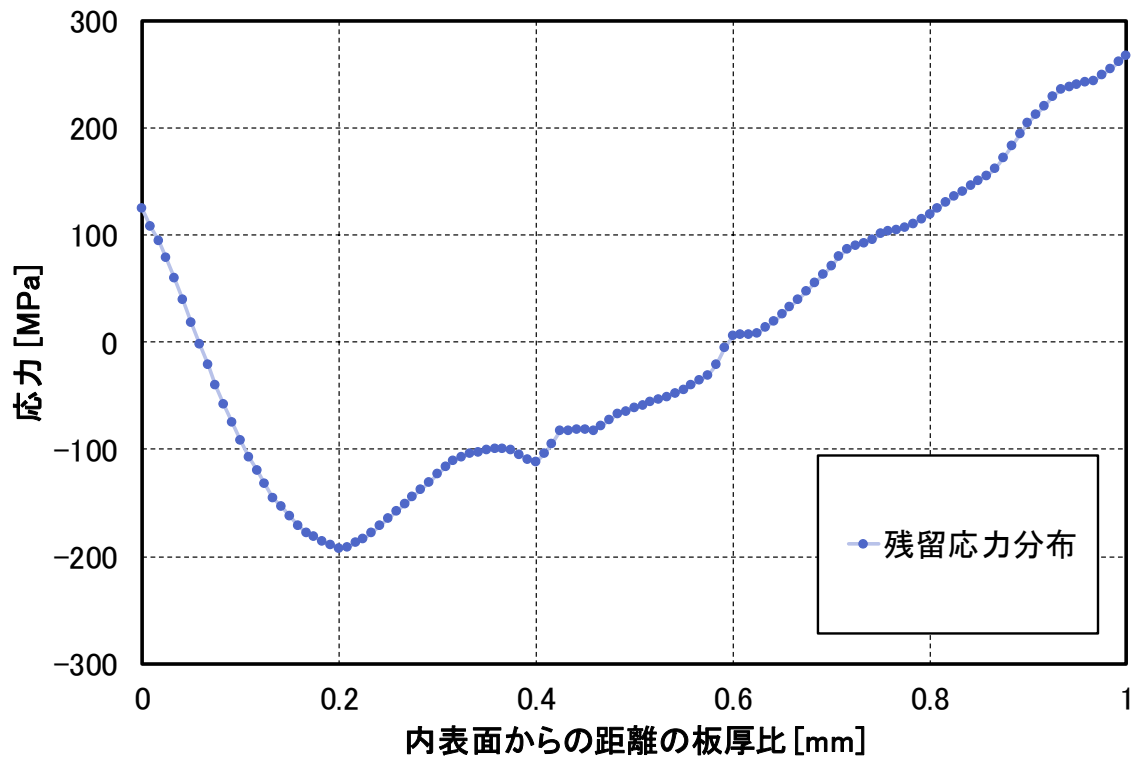


図 4.3.2-4 600A 配管の溶接残留応力

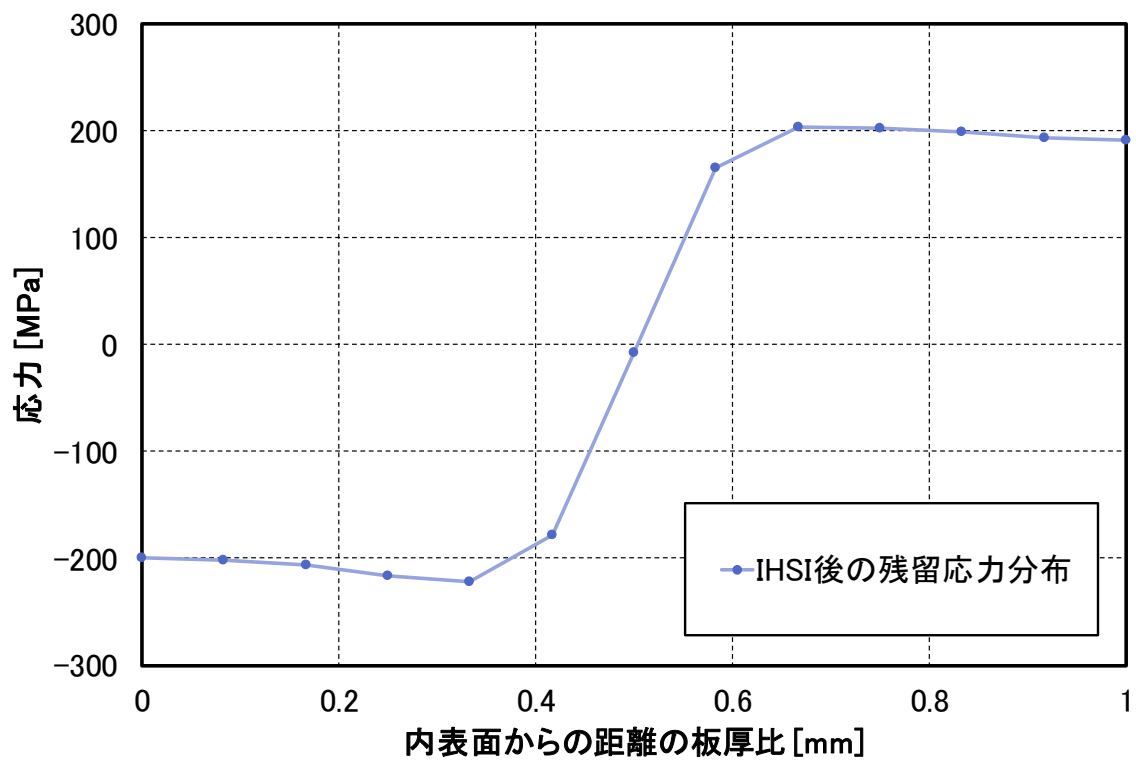


図 4.3.2-5 IHSI 実施後の溶接残留応力分布

表 4.3.2-8 300A 配管の疲労亀裂進展解析用応力及び過渡事象の発生回数

事象 番号	事象 回数	内圧 [MPa]		一次一般膜応力 [MPa]		曲げ応力 [MPa]	
		Min.	Max.	Min.	Max.	Min.	Max.
1	40	0.00	7.83	1.6	34.2	0.0	0.0
2	85	0.00	7.43	1.6	63.0	0.0	2.5
3	85	1.18	9.00	16.0	70.0	0.0	3.2
4	85	1.18	1.18	16.0	47.0	0.0	134.4
5	85	0.15	1.18	8.3	31.0	0.0	130.2
6	85	0.00	0.15	1.6	8.3	0.0	4.2
7	300	9.00	9.00	63.7	70.1	0.0	0.0

表 4.3.2-9 400A 配管の疲労亀裂進展解析用応力及び過渡事象の発生回数

事象 番号	事象 回数	内圧 [MPa]		一次一般膜応力 [MPa]		曲げ応力 [MPa]	
		Min.	Max.	Min.	Max.	Min.	Max.
1	40	0.00	7.83	3.7	35.6	0.0	0.0
2	85	0.00	7.43	4.5	70.4	0.0	3.7
3	85	1.18	9.00	20.3	76.0	0.0	4.8
4	85	1.18	1.18	15.6	20.3	0.0	126.6
5	85	0.15	1.18	8.4	15.6	0.0	120.4
6	85	0.00	0.15	4.5	8.4	0.0	6.3
7	300	9.00	9.00	72.3	76.1	0.0	0.0

表 4.3.2-10 600A 配管の疲労亀裂進展解析用応力及び過渡事象の発生回数

事象 番号	事象 回数	内圧 [MPa]		一次一般膜応力 [MPa]		曲げ応力 [MPa]	
		Min.	Max.	Min.	Max.	Min.	Max.
1	40	0.00	7.83	1.8	33.5	0.0	0.0
2	85	0.00	7.24	1.8	30.9	0.0	8.1
3	85	1.18	7.24	15.0	45.5	0.0	10.6
4	85	0.62	1.18	10.8	15.0	0.0	10.0
5	85	0.00	0.62	1.8	10.8	0.0	10.0
6	300	7.24	7.24	42.6	46.8	0.0	0.0

2) 亀裂進展速度

本解析では、経年事象による亀裂進展として、定常運転に伴う IGSCC による亀裂進展と、過渡事象による疲労亀裂進展を考慮した。また、フラジリティの評価時において、地震による疲労亀裂進展を考慮した。

IGSCC による亀裂進展速度は、表 4.3.2-11 に示す確率論的評価モデル及びパラメータに基づき計算される。また、疲労亀裂進展速度は、表 4.3.2-12 に示す確率論的評価モデルに基づき計算される。IGSCC による亀裂進展速度は、旧独立行政法人原子力安全基盤機構（以下、「旧 JNES」という。）において測定された IGSCC による亀裂進展速度デ

一タの統計処理を通じて提案された確率論的評価モデル⁷⁷である。疲労亀裂進展速度は、維持規格⁶⁶における亀裂進展速度線図を決定する際に使用されたデータの統計処理を通じて提案された確率論的評価モデル⁷⁸である。疲労亀裂進展速度の計算に用いる負荷上昇時間 t_r については、過渡事象の種類によらず、1000 秒とした。

表 4.3.2-11 IGSCC による亀裂進展速度

対象項目	IGSCC による亀裂進展速度
硬化部における亀裂進展速度	<p>旧 JNES データに基づく確率論的評価モデル：</p> $\frac{da}{dt} = \begin{cases} C \times K^{0.47} & (2.0 \times 10^{-12} \leq da/dt) \\ 2.0 \times 10^{-12} & (da/dt < 2.0 \times 10^{-12}) \end{cases}$ <p>ここで、da/dt の単位は [m/s]、K は応力拡大係数で単位は [MPa√m]、係数 C は次式で表される対数正規分布に従う確率変数である。</p> $f(C) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}\sigma C} \exp\left(-\frac{1}{2}\left(\frac{\ln(C/\mu)}{\sigma}\right)^2\right)$ <p>ただし、$\mu = 1.65 \times 10^{-11}$、$\sigma = 0.4313$</p>
溶接金属における亀裂進展速度	<p>旧 JNES データに基づく確率論的評価モデル：</p> $\frac{da}{dt} = \begin{cases} C \times K^{0.449} & (2.0 \times 10^{-12} \leq da/dt) \\ 2.0 \times 10^{-12} & (da/dt < 2.0 \times 10^{-12}) \end{cases}$ <p>ここで、da/dt の単位は [m/s]、K は応力拡大係数で単位は [MPa√m]、係数 C は次式で表される対数正規分布に従う確率変数である。</p> $f(C) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}\sigma C} \exp\left(-\frac{1}{2}\left(\frac{\ln(C/\mu)}{\sigma}\right)^2\right)$ <p>ただし、$\mu = 1.11 \times 10^{-11}$、$\sigma = 0.3274$</p>

⁷⁷ 独立行政法人 原子力安全基盤機構，“平成 22 年度 低炭素ステンレス鋼の低き裂進展速度領域線図の検証に関する報告書”，(2012)

⁷⁸ Y. Li, K. Osakabe, G. Katsumata, J. Katsuyama, K. Onizawa, S. Yoshimura, “Benchmark Analysis on Probabilistic Fracture Mechanics Analysis Codes Concerning Multiple Cracks and Crack Initiation in Aged Piping of Nuclear Power Plants”, Proceedings of PVP, Paper No. PVP2014-28513, (2014)

表 4.3.2-12 疲労亀裂進展速度

評価項目	疲労による亀裂進展速度
疲労亀裂進展速度	<p>維持規格 2012 年版図添付 E-2-FA-2 オーステナイト系ステンレス鋼の BWR 環境中の疲労亀裂進展速度線図に基づく確率論的評価モデル：</p> $\frac{da}{dN} = \frac{C \cdot t_r^{0.5} \cdot \Delta K^{3.0}}{(1-R)^{2.12}}$ <p>ここで、da/dN の単位は[m/cycle]、ΔK は応力拡大係数範囲で単位は[MPa√m]、$t_r = 1000$ [sec]、係数 C は次式で表される対数正規分布に従う。</p> $f(C) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}\sigma C} \exp\left(-\frac{1}{2}\left(\frac{\ln(C/\mu)}{\sigma}\right)^2\right)$ <p>ただし、$\mu = 2.86 \times 10^{-12}$、$\sigma = 0.525$</p>

3) 応力拡大係数

応力拡大係数の計算式を表 4.3.2-13 に示す。国内学協会規格に評価手法が定められている場合は、原則として国内学協会規格の手法を用いることとし、規格にないものについては、最新知見の内妥当であると考えられるものを参考とした。表面半楕円亀裂及び全周亀裂については維持規格⁶⁶の応力拡大係数計算式、貫通亀裂については PVP2014-28049^{7,9}の応力拡大係数計算式を用いた。複雑な溶接残留応力分布を多項式近似する場合、近似に伴って応力拡大係数の算出精度に影響が生じる可能性がある。そのため、溶接残留応力を考慮した場合の内表面半楕円亀裂の応力拡大係数の計算においては、ASME B&PV Code Section XI^{8,0}に示された重み関数法を適用した。それ以外は、板厚全域の応力分布を 3 次多項式で近似した各項の係数を用いて応力拡大係数を計算した。

表 4.3.2-13 応力拡大係数の計算式

対象項目	内容
内表面半楕円亀裂	維持規格の円筒中の表面半楕円亀裂に対する 3 次多項式応力分布応力拡大係数計算式
貫通亀裂	PVP2014-28049 の応力拡大係数計算式
内表面全周亀裂	維持規格の全周亀裂に対する 3 次多項式応力分布応力拡大係数計算式

^{7,9} D. J. Shim, S. Xu, D. Lee, “Closed-Form Stress Intensity Factor Solutions for Circumferential Through-Wall Cracks in Cylinder”, ASME 2014 Pressure Vessel & Piping Conference, Anaheim, California, USA, PVP2014-28049, (2014)

^{8,0} ASME Boiler and Pressure Vessel Code, Section XI, “Rules for Inservice Inspection of Nuclear Power Plant Components”, BPVC-XI-2015, American Society of Mechanical Engineers, New York, (2015)

4) 複数亀裂の取扱い

亀裂進展評価時において、複数の亀裂が近接した場合には、亀裂の合体評価を実施する。亀裂の合体の方法は、維持規格⁶⁶に従うものとした。亀裂の合体条件を満足するまでは、それぞれ単独の亀裂として取扱うこととした。

(4) 地震時の亀裂進展評価

維持規格では基準地震動を超える地震動による亀裂進展は評価されないが、本評価では基準地震動を超える大きさの地震動におけるフラジリティを評価することを目的としているため、基準地震動を超えない大きさから超える大きさまでの地震動による亀裂進展について評価を実施した。

1) 負荷条件

ケース 1 から 5 では、地震動による配管応答応力（一次曲げ応力）として、図 4.3.2-6 の応答応力波形を用いた。地震動による応答応力の最大値は、既往研究⁸¹を踏まえて表 4.3.2-14 のように設定した。また、その不確実さは、応答応力の基準値を中央値として、対数標準偏差を 0.2 とする対数正規分布に従うものとした。フラジリティ評価のため、表 4.3.2-14 に示した地震動による応答応力の基準値だけでなく、異なる地震動強さレベルを考慮して損傷確率を計算するものとした。

ケース 6 及び 7 では、地震動による配管応答応力として、3.3.3 における RHR 配管系を対象とし、新潟県中越沖地震の観測記録を基礎底面に一様入力するケースを基本ケースとして、荷重スケールを 2 倍、4 倍、及び 6 倍した建屋の非線形応答解析を実施し、出力された建屋の床やペデスタル等の加速度応答時刻歴を用いて実施した配管応答解析により求められた地震応答波形を参考に設定した。具体的には、まず、柏崎刈羽原子力発電所における観測波の 2 倍の大きさの入力地震動を用いた地震応答解析により求められた配管と原子炉圧力容器の接続部、直管とエルボの接続部、直管と T 部の接続部、及び直管と弁部の接続部近傍における地震応答波形について、鉛直方向と水平方向の最大曲げ応力の 2 乗和の平方根より各部位における最大曲げ応力を求めた。次に、各部位において曲げ応力が最大となる箇所を選定した。その箇所における地震応答波形を解析に用いた。各部位の地震応答波形を図 4.3.2-7 に示す。また、選定した箇所における観測波の 4 倍及び 6 倍の大きさの入力地震動を用いた地震応答解析により求められた応答波形を図 4.3.2-8 及び図 4.3.2-9 にそれぞれ示す。

地震応答応力の不確実さについては、認識論的不確実さ要因を表す対数標準偏差 β_u を 0.17、偶然的な不確実さ要因を表す対数標準偏差 β_r を $0.105 (\cong \sqrt{0.2^2 - 0.17^2})$ とした。

⁸¹ Y. Li, M. Nakagawa, K. Ebisawa, S. Yoshimura and H. Kameda, “Failure Probability of Degraded Pipes Based on Probabilistic Fracture Mechanics for Seismic Safety Margin Assessment on NPP”, Proceedings of PVP, Paper No. PVP2010-25203, (2010)

表 4.3.2-14 ケース 1 から 5 で用いた地震動による応答応力

対象項目	内容
地震動による応答応力の基準値	45 [MPa]
評価対象	疲労亀裂進展

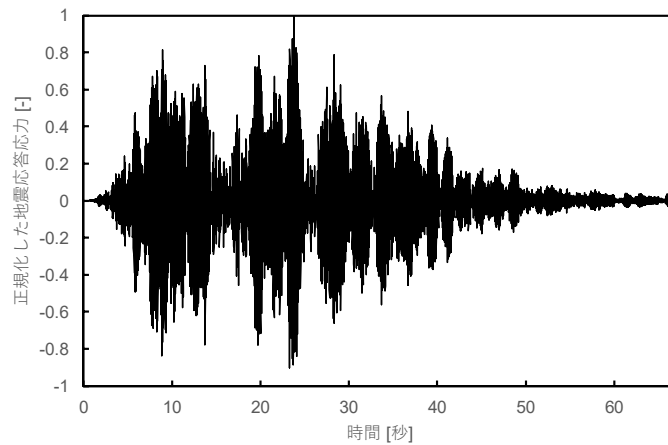


図 4.3.2-6 ケース 1 から 5 で用いた地震応答波形

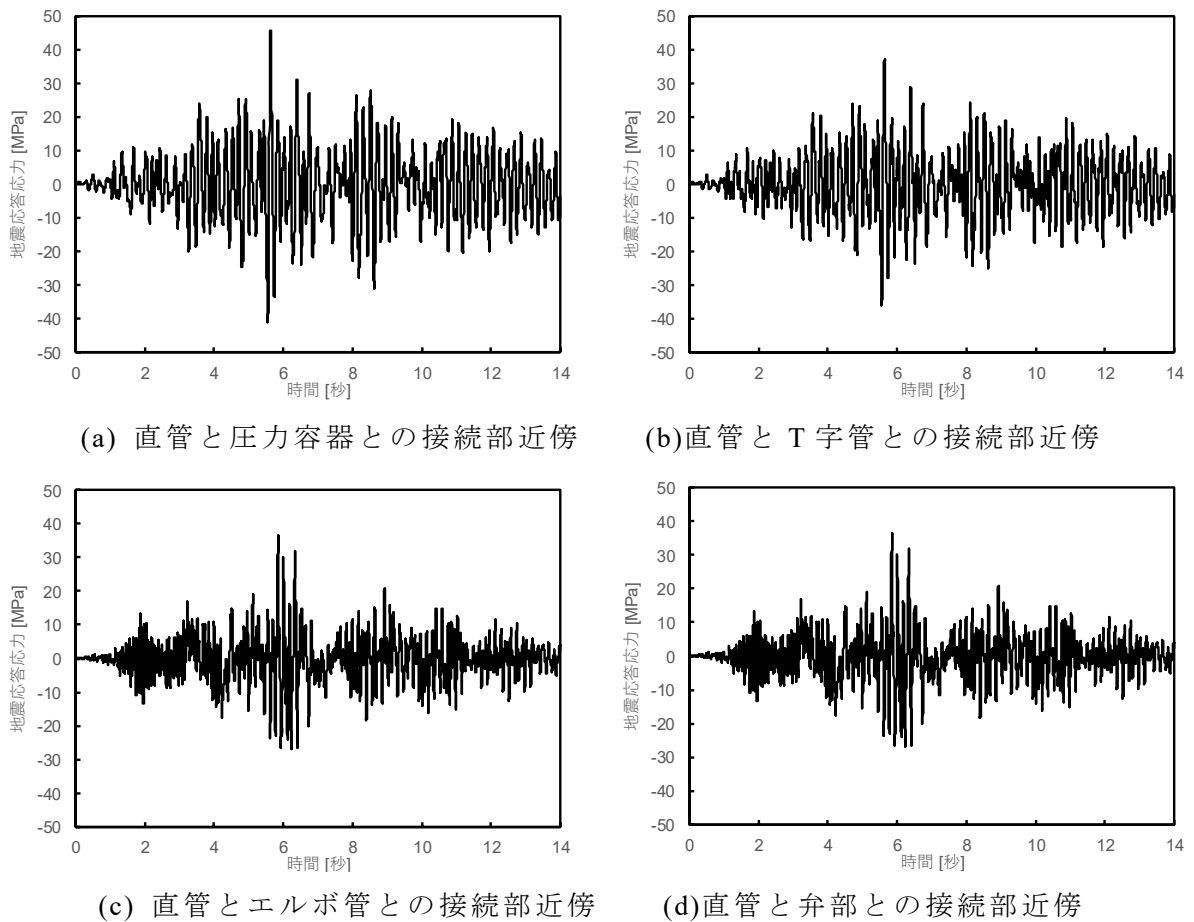
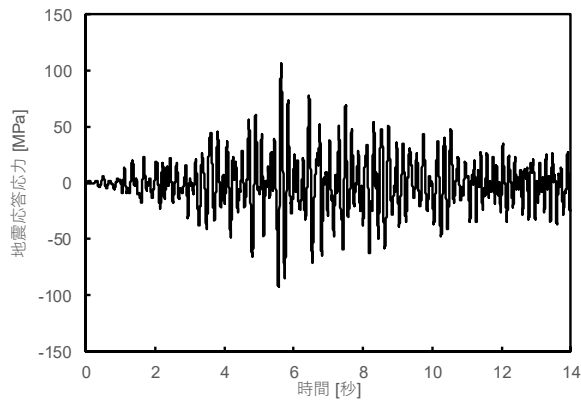
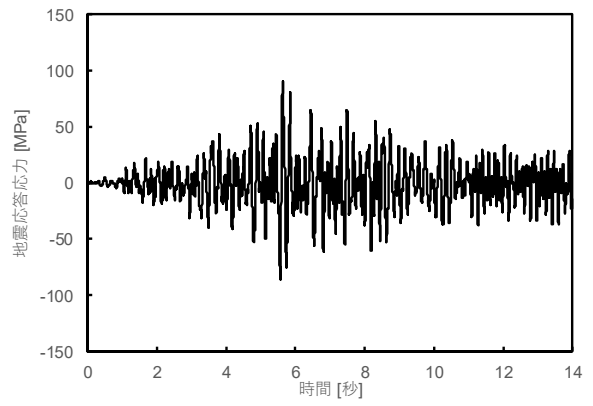


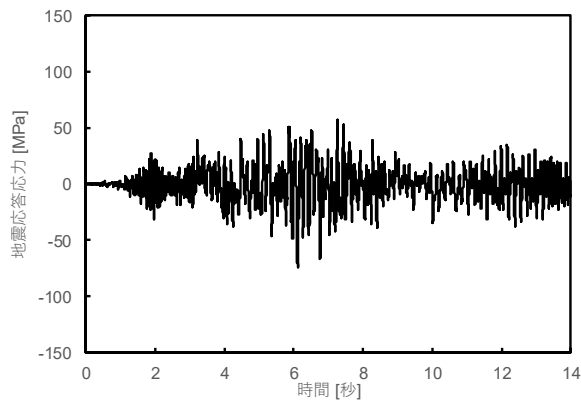
図 4.3.2-7 観測波の 2 倍の大きさの入力地震動に対応した配管の地震応答波形



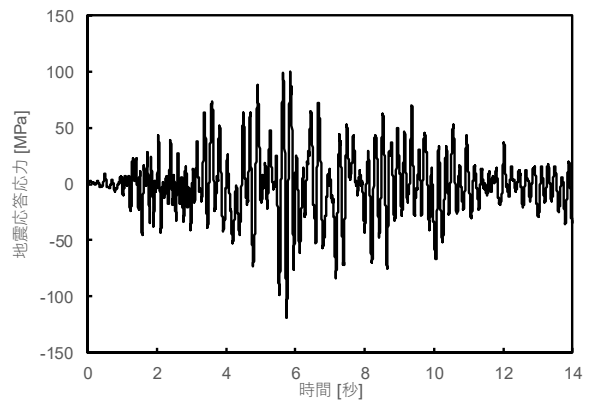
(a) 直管と圧力容器との接続部近傍



(b) 直管と T 字管との接続部近傍



(c) 直管とエルボ管との接続部近傍



(d) 直管と弁部との接続部近傍

図 4.3.2-8 観測波の 4 倍の大きさの入力地震動に対応した配管の地震応答波形

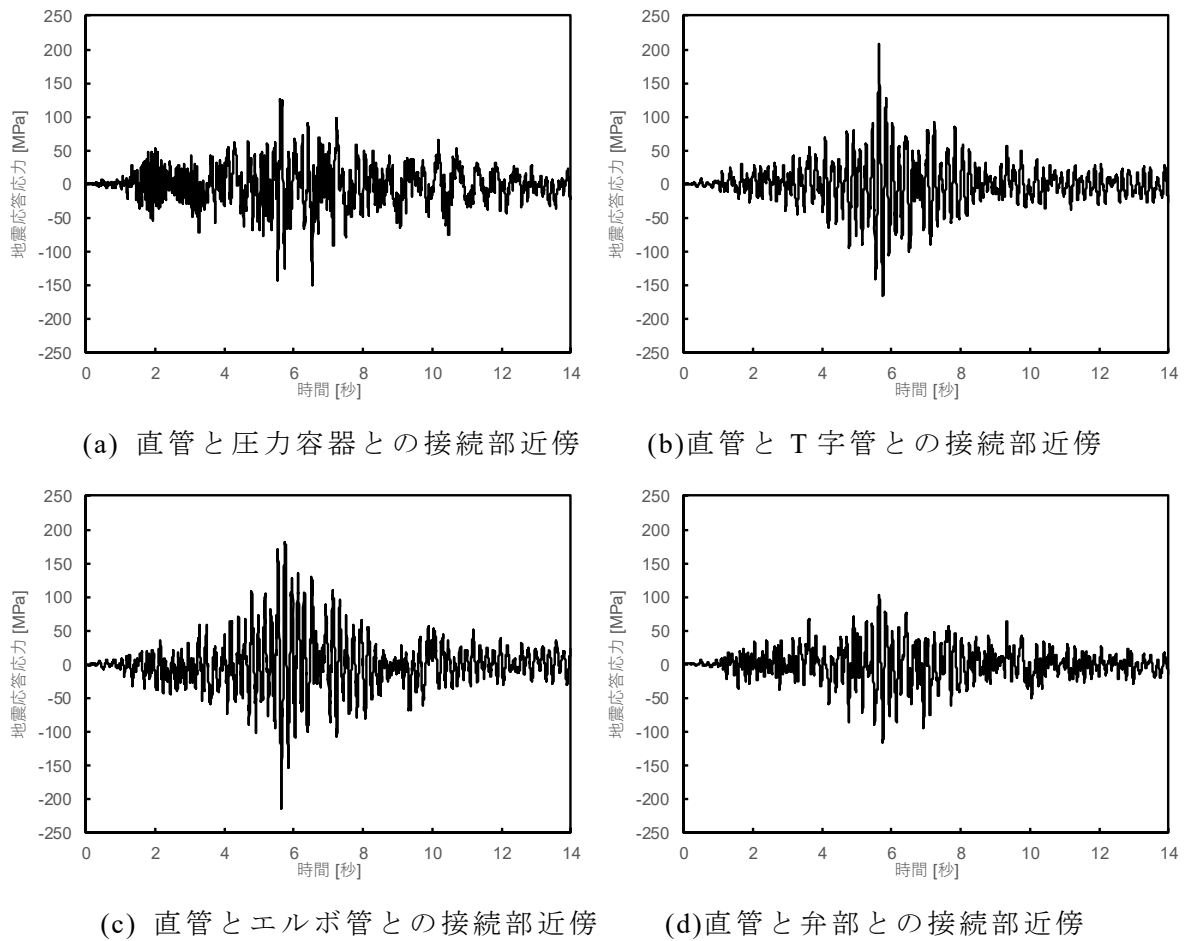


図 4.3.2-9 観測波の6倍の大きさの入力地震動に対応した配管の地震応答波形

2) 亀裂進展速度

ここでは、地震時亀裂進展の疲労亀裂進展評価として ΔJ を用いる原子力機構の提案手法を用いた^{8,2)}。1サイクルあたりの亀裂進展量は、疲労亀裂進展量及び延性亀裂進展量の和で与えられる。疲労亀裂進展量 $\Delta a_{\text{fatigue}}$ は、次式で求められる^{8,3)}。

$$\Delta a_{\text{fatigue}} = C' \left[\Delta J(a_i) \left(\frac{r_{pi}}{r_{pel} + a_{el} + a_i} \right)^{\gamma' (R_X - 1) R_{el}} - \Delta J_{\text{th}} \left(\frac{J_{\text{max,el}} - J_{\text{max,i}}}{J_{\text{max,el}} - J_{\text{max,1}}} \right) \right]^{m'} \quad (\delta_{\text{min,el}} > 0)$$

^{8,2)} Y. Yamaguchi, J. Katsuyama, Y. Li, K. Onizawa, “Crack Growth Evaluation for Cracked Carbon and Stainless Steel Pipes Under Large Seismic Cyclic Loading”, PVP2015-45834, 2015 ASME Pressure Vessels and Piping Division Conference, (2015)

^{8,3)} Y. Yamaguchi, J. Katsuyama, Y. Li, K. Onizawa, “Evaluation of Excessive Loading Effect on Fatigue Crack Growth Behavior Based on Crack Blunting and Stress Distribution in Front of the Crack Tip”, PVP2013-97939, 2013 ASME Pressure Vessels and Piping Division Conference, (2013)

$$\Delta a_{\text{fatigue}} = C' \left[\Delta J(a_i) \left(\frac{r_{pi}'}{r_{pe1} + a_{e1} + a_i} \right)^{\gamma' (R_X - 1) R_{e1}} \right]^{m'} \quad (\delta_{\text{min},e1} \leq 0) \quad (4.3.2-1)$$

上式における入力パラメータ C' 及び m' は、 ΔK を用いる場合の疲労亀裂進展速度式の係数 C 及び式中の ΔK の指数 n に相当する値であり、次式の関係が成り立つ。

$$C' = C \left(\frac{E}{1-\nu^2} \right)^{\frac{n}{2}}$$

$$m' = \frac{n}{2} \quad (4.3.2-2)$$

C 及び n については、経年事象による亀裂進展と同様に、表 4.3.2-8 の値を用いた。

$\Delta a_{\text{fatigue}}$ を与える式において、 γ' は評価対象荷重サイクルより前に負荷されかつ評価対象応力よりも大きな荷重（以下、「卓越荷重」という。）による加速効果を考慮するためのパラメータであり、材料及び温度ごとに卓越荷重負荷を含む亀裂進展試験により決定される材料定数である。また、中括弧内第一項は卓越荷重による亀裂前縁応力分布の変化が疲労亀裂進展に及ぼす影響を考慮する項である。 r_p' は亀裂前縁の塑性域寸法であり、小規模降伏を超える条件下では、次式で求められる。

$$r_p' = p \cdot J_{\text{max}} \quad (4.3.2-3)$$

p は J 積分から塑性域寸法を算出するための物性値であり、有限要素解析により決定される。

地震応答応力による延性亀裂進展量 $\Delta a_{\text{ductile}}$ は、次式で求められる⁸⁴。

$$\Delta a_{\text{ductile}} = \left(\frac{J_{\text{max},i}}{C_{\text{ductile}}} \right)^{n_{\text{ductile}}} - \left(\frac{J_{\text{max},i-1}}{C_{\text{ductile}}} \right)^{n_{\text{ductile}}} \quad (4.3.2-4)$$

ここで、 C_{ductile} 及び n_{ductile} は材料の延性亀裂進展抵抗曲線を表すパラメータである。

ΔJ を用いる場合に、上述の亀裂前縁の塑性域寸法 r_p' 及び延性亀裂進展量 $\Delta a_{\text{ductile}}$ の計算に必要なパラメータを表 4.3.2-15 に示す。

⁸⁴ 三浦直樹，藤岡照高，鹿島光一，宮崎克雅，菅野智，石渡雅幸，“き裂を有する配管の動的破壊評価法の開発”，電力中央研究所報告 T47, (1997)

表 4.3.2-15 ΔJ を用いる場合の亀裂進展速度のパラメータ

温度	パラメータ	値
運転時：288℃	E	176 [GPa]
	p	1.34×10^{-2}
	$C_{ductile}$	3360
	$n_{ductile}$	0.244

(5) 損傷評価

1) 負荷条件

既往研究⁷⁵を参考とし、破壊評価に用いた応力を表 4.3.2-16 に示す。地震時においては、地震動による応答応力を一次曲げ応力として、表 4.3.2-16 に示す曲げ応力に加算して損傷評価を実施するものとした。

表 4.3.2-16 亀裂を有する配管に対する破断評価用応力

応力種類	300A 配管	400A 配管	600A 配管
一次一般膜応力 P_m [MPa]	33.5	34.9	28.4
一次曲げ応力 P_b [MPa]	10.0	10.0	10.0
熱膨張応力 P_e [MPa]	0.0	0.0	0.0

2) 損傷評価法の選定

亀裂貫通もしくは破断を配管の機能限界、すなわち損傷とした。亀裂貫通は、亀裂深さが板厚に達する場合とした。

3) 貫通評価

本事例整備においては確率論的解析における実力評価を前提とするため、亀裂深さの板厚比が 1.0 に近い値に達した場合を貫通と判定した。

4) 破壊評価

破壊評価法を表 4.3.2-17 に示す。維持規格⁶⁶に基づく弾塑性破壊力学評価法及び 4.2.3 で整備した亀裂を有しない配管と亀裂を有する配管との間の破壊評価法の不連続性を解消した破壊評価法を用いた破壊評価を考慮する。

破壊評価で用いる流動応力及び引張強さの確率論的評価モデルをそれぞれ表 4.3.2-18 及び表 4.3.2-19 に示す。流動応力は正規分布に従う確率変数とし、その平均値は $2.7S_m$ に設定することとした。 S_m は日本機械学会発電用原子力設備規格材料規格⁸⁵（以下、「材

⁸⁵ 日本機械学会，“発電用原子力設備規格 材料規格（2012年版）”，(2012)

料規格」という。)の SUS316L に対する値を用いた。引張強さは正規分布に従う確率変数とし、その平均値は地震 PRA の実施基準⁶³における考え方を参考に材料規格の SUS316L に対する設計引張強さを 0.885 で割り戻した値とした。標準偏差は告示 501 別表第 9⁸⁶や日本機械学会 RC111⁸⁷による検討を参考に設定した。

表 4.3.2-17 亀裂を有する配管に対する破壊評価法

対象項目	内容
破壊評価法	弾塑性破壊力学評価法 本年度実装した破壊評価法
Z 係数算出式	オーステナイト系ステンレス鋼管 溶接手法 GTAW 及び SMAW $Z = 0.292 \log\{(OD)/25\} + 0.986$

表 4.3.2-18 オーステナイト系ステンレス鋼の流動応力

対象項目	内容
流動応力 σ_f (運転時：288℃)	正規分布に従う確率変数： $f(\sigma_f) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}\sigma} \exp\left(-\frac{1}{2}\left(\frac{\sigma_f - \mu}{\sigma}\right)^2\right)$ ただし、 $\mu = 268.5$ [MPa]、 $\sigma = 11.06$ [MPa]

表 4.3.2-19 オーステナイト系ステンレス鋼の引張強さ

対象項目	内容
引張強さ σ_u (運転時：288℃)	正規分布に従う確率変数： $f(\sigma_u) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}\sigma} \exp\left(-\frac{1}{2}\left(\frac{\sigma_u - \mu}{\sigma}\right)^2\right)$ ただし、 $\mu = 429.6$ [MPa]、 $\sigma = 21.24$ [MPa]

(6) 非破壊検査による亀裂検出

ここでは、IGSCC による発生亀裂を対象として非破壊検査を考慮する場合の亀裂非検出確率モデルを表 4.3.2-20 に示す。これは NUREG/CR-6986⁸⁸の亀裂検出モデルである。

⁸⁶ 通商産業省資源エネルギー庁公益事業部原子力発電安全管理課編，“解説 原子力設備の技術基準 発電用原子力設備に関する技術基準 発電用原子力設備に関する構造等の技術基準”，(1994)

⁸⁷ 日本機械学会 RC111 確率論的破壊力学解析手法の適用性に関する研究分科会，“確率論的破壊力学解析手法の適用性研究(II)”，(1994)

⁸⁸ F.A.Khaleel and F.A.Simonen, “Evaluations of Structural Failure Probabilities and Candidate Inservice Inspection Programs”, NUREG/CR-6986, (2009)

本解析では、検査チームの熟練度として「Very good」に対応するパラメータを用いることとした。

表 4.3.2-20 非破壊検査による亀裂の非検出確率モデル

対象項目	内容
亀裂非検出確率 (P_{ND}) モデル	<p>ステンレス鋼の応力腐食割れを対象とした超音波探傷試験による亀裂の非検出確率モデル、検査チームの熟練度が Very good の場合のモデル：</p> $P_{ND} = \frac{1}{2}(1 - \varepsilon)\text{erfc}\left(\nu \ln \frac{A}{A^*}\right) + \varepsilon$ $A = \frac{\pi}{2}ab \quad (2b < D_B)$ $A = \frac{\pi}{2}aD_B \quad (2b \geq D_B)$ $A^* = \frac{\pi}{4}a^*D_B$ $a^* : 0.15t \quad (t \text{ は肉厚})$ $\nu : 1.6$ $D_B : 1 \text{ [inch]}$ $\varepsilon : 0.02$ <p>ただし、a は亀裂深さ、b は亀裂半長</p>

(7) 評価結果の出力

各解析で得られる時間と損傷確率の関係及びフラジリティ曲線に対して、損傷確率のパーセンタイル値の評価を行った。また、95 パーセンタイル値のフラジリティ曲線において損傷確率が 5%となる地震動強さ比率を求め、高信頼度低損傷確率（High Confident and Low Probability of Failure、以下、「HCLPF」という。）を用いた耐震裕度評価を実施した。

4.3.3 評価解析結果

(1) 破壊評価法の違いがフラジリティに及ぼす影響（ケース 1）

4.2.3 で提案した破壊評価法と弾塑性破壊力学評価法の破壊評価法の違いがフラジリティに及ぼす影響を確認するため、提案した破壊評価法を用いた解析と弾塑性破壊力学評価法を用いた解析により得られたフラジリティ曲線の比較を行った。

地震動強さ比率ごとの供用年数に対する損傷確率の平均値の比較結果を図 4.3.3-1 に示す。また、供用年数ごとのフラジリティ曲線の平均値を比較した結果を図 4.3.3-2 に示す。地震動強さ比率は、地震応答力が 45 MPa である参考地震動強さに対する比率である。供用年数ごとのフラジリティ曲線を見ると、両ケースともに、供用年数が 12 年に至るまでのフラジリティ曲線はほぼ一致しており、経年事象の影響は見られない。これは、亀裂発生時刻の確率分布の中央値が 9 年程度であり、亀裂発生までに潜伏期間が存在するため、亀裂が発生していない、もしくは発生したとしても損傷に至るような亀裂ではないことに起因している。

図 4.3.3-1 より、提案した破壊評価法を用いたケースの損傷確率は弾塑性破壊力学評価法を用いたケースと比較して高いことが分かる。また、フラジリティ曲線については、地震動強さ比率の増加に伴う損傷確率の増加率が、弾塑性破壊力学評価法を用いたケースと比較して提案した破壊評価法を用いたケースで大きい。これらは、図 4.2.3-1 に示したように、提案した破壊評価法により求められる耐力は、亀裂の発生前及び亀裂発生直後の亀裂が短い場合において、弾塑性破壊力学評価法で求められる耐力と比較して低いことから、破壊と判定されやすいためであると考えられる。

それぞれの解析ケースについて、95%信頼度のフラジリティ曲線を求めて得られた、供用年数の増加に伴う HCLPF 値の変化を図 4.3.3-3 に示す。両ケースともに、供用年数が 10 年になるまで HCLPF 値は一定であり、その後、経年に伴い HCLPF 値は低下する傾向が見られた。これは、亀裂の発生及びその後の進展によるものである。提案した破壊評価法は、弾塑性破壊力学評価法と比べて、耐力を小さく見積もることから、HCLPF 値が低い。また、経年に伴い亀裂が深くなるにつれて、提案した破壊評価法と弾塑性破壊力学評価法で求められる耐力の差が小さくなるため、両ケースの HCLPF 値の差は、経年に伴い小さくなる。

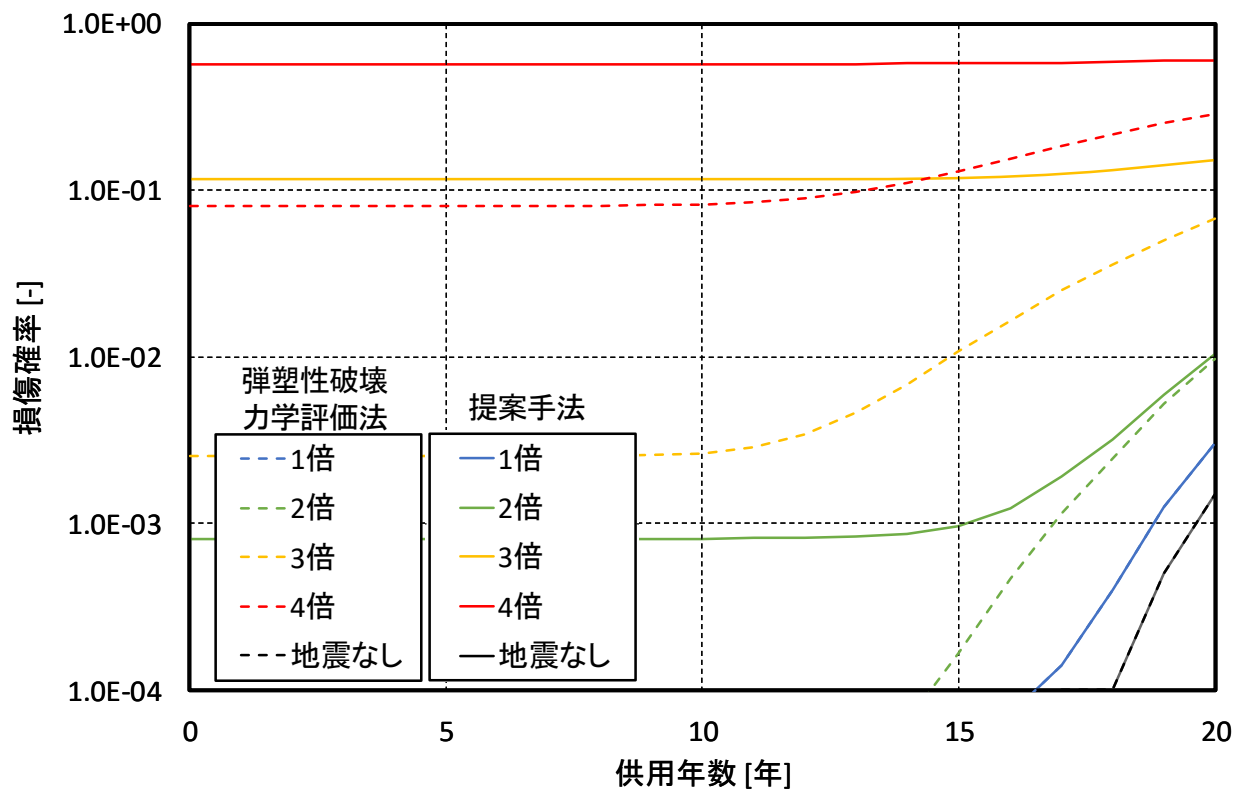


図 4.3.3-1 ケース 1 の地震動強さ比率ごとの供用年数に対する損傷確率

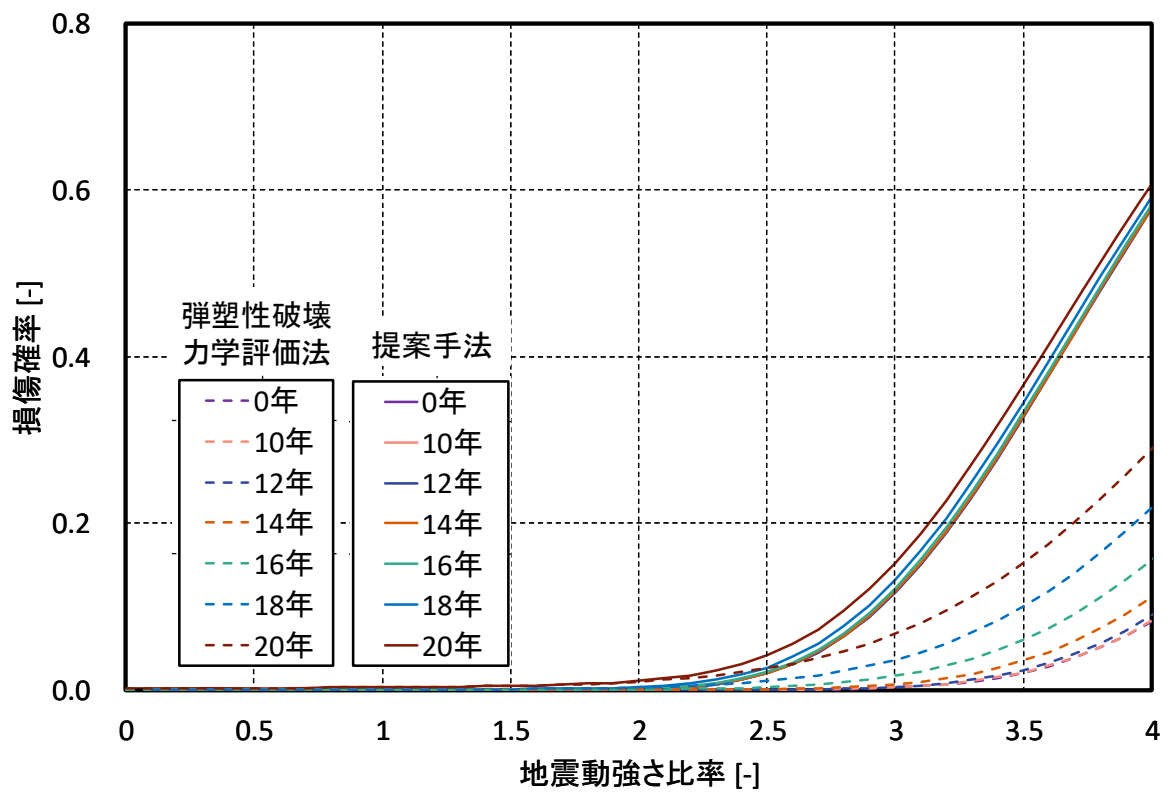


図 4.3.3-2 ケース 1 の供用年数ごとのフラジリティ曲線

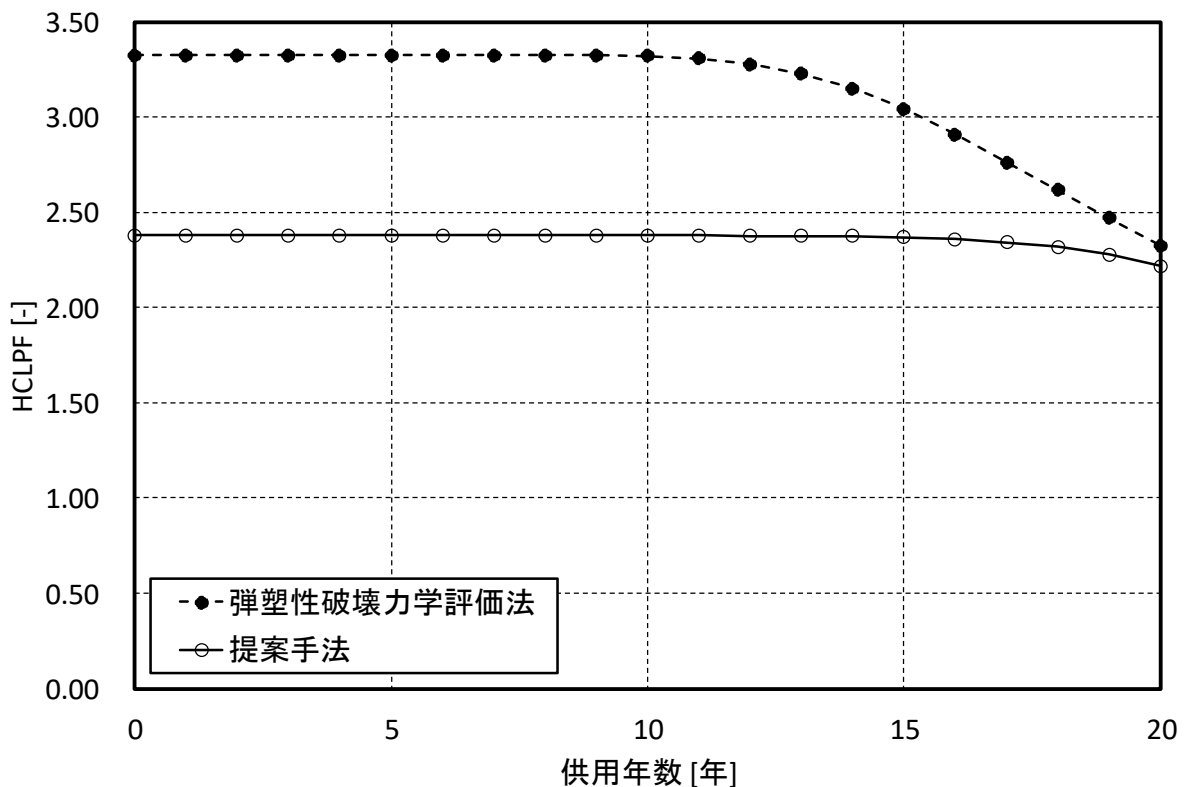


図 4.3.3-3 ケース 1 の供用年数の増加に伴う HCLPF 値の変化

(2) 供用期間中検査及び欠陥評価の実施がフラジリティに及ぼす影響の評価 (ケース 2)

ケース 2 では、供用期間中検査で検出された亀裂で、かつ維持規格⁶⁶に準拠した欠陥評価により残したままの運転が許容された亀裂を初期亀裂とし、供用期間中検査及び欠陥評価の実施がフラジリティに及ぼす影響を評価するための解析を行った。この解析ケースにおいては、供用期間中検査及び欠陥評価に関する条件が異なる 3 種類の解析を実施した。一つは、供用期間中検査を実施しない解析ケース (ケース 2-1) である。残り 2 ケースは、5 年に 1 回の供用期間中検査の実施及び評価開始後 10 年目に IHSI の実施を考慮しつつ、供用期間中検査で検出された亀裂に対して維持規格⁶⁶に準拠した欠陥評価を実施しない (亀裂が検出されたすべての配管サンプルについて取替の措置を実施する) 解析ケース (ケース 2-2) とそれを実施する解析ケース (ケース 2-3) である。

地震動強さ比率ごとの供用年数に対する損傷確率の平均値の比較結果を図 4.3.3-4 に示す。また、供用年数ごとのフラジリティ曲線の平均値について、比較した結果を図 4.3.3-5 に示す。地震動強さ比率は、地震応答応力が 45 MPa である参考地震動強さに対する比率である。

供用期間中検査を実施し、欠陥評価を行わないケース 2-2 では、検査を実施しないケース 2-1 と比較して、5 年目の検査により、損傷確率の低下がみられる。一方、欠陥評価を実施したケース 2-3 では、5 年目の供用期間中検査における損傷確率の低下は見られ

ない。これは、本解析において設定した初期亀裂寸法や亀裂進展速度の条件では、5年目の供用期間中検査において検出された亀裂を対象とした欠陥評価の結果、ほとんどの配管サンプルが許容基準を満たしたことにより、亀裂を残したままの継続使用が認められたためであると考えられる。10年目の検査では、ケース 2-2、ケース 2-3 ともに損傷確率の顕著な低下は見られなかった。ケース 2-2 については、5年目の検査によってほとんどの亀裂が検出され、10年目の検査では亀裂があまり検出されなかったため、損傷確率が低下しなかったと考えられる。ケース 2-3 については、5年目の検査と同様に、10年目の検査後の欠陥評価の結果、亀裂を残したままの継続使用が認められたため、損傷確率が低下しなかったと考えられる。また、10年目以降の供用期間では、IHSI 実施の効果により、損傷確率は一定となっている。これは、IHSI を実施したことにより、IGSCC による亀裂の進展が抑えられたためである。

図 4.3.3-5 より、検査を実施しないケース 2-1 では経年に伴うフラジリティ曲線の上昇が見られる。一方、検査後に欠陥評価を行わないケース 2-2 では、5年目の検査以降のフラジリティ曲線について、経年の影響が見られず、一つの曲線で表されている。また、検査後に欠陥評価を行ったケース 2-3 について、10年目までのフラジリティ曲線は検査を実施しないケース 2-1 と同じ傾向を示しているが、10年目の IHSI の実施により、それ以降のフラジリティ曲線について、経年の影響が見られず、一つの曲線で表されている。

それぞれの解析ケースについて、経年に伴う HCLPF 値の変化を図 4.3.3-6 に示す。本フラジリティ評価の条件においては、供用期間中検査を実施し、検出された亀裂に対して欠陥評価を実施するとともに、10年目に IHSI を実施することで、HCLPF 値の低下を抑えることが可能であることを示した。

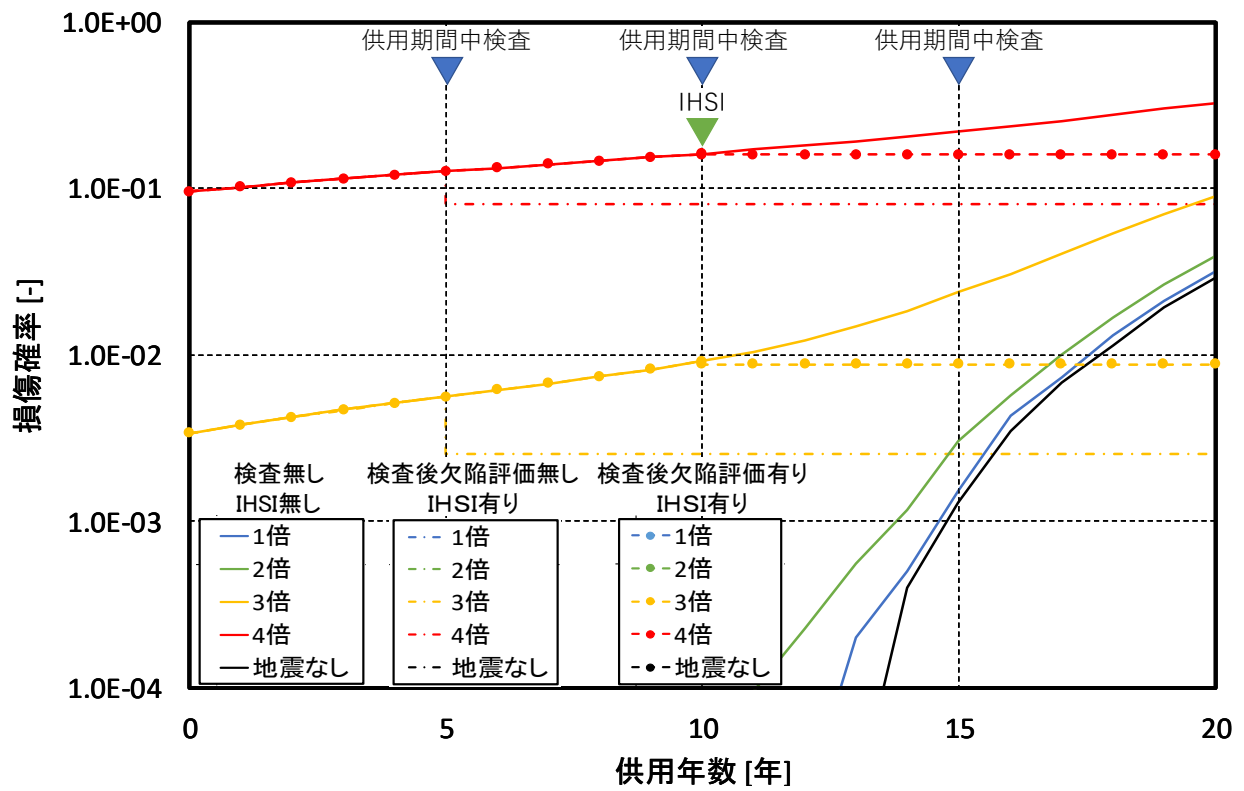


図 4.3.3-4 ケース 2 の地震動強さ比率ごとの供用年数に対する損傷確率

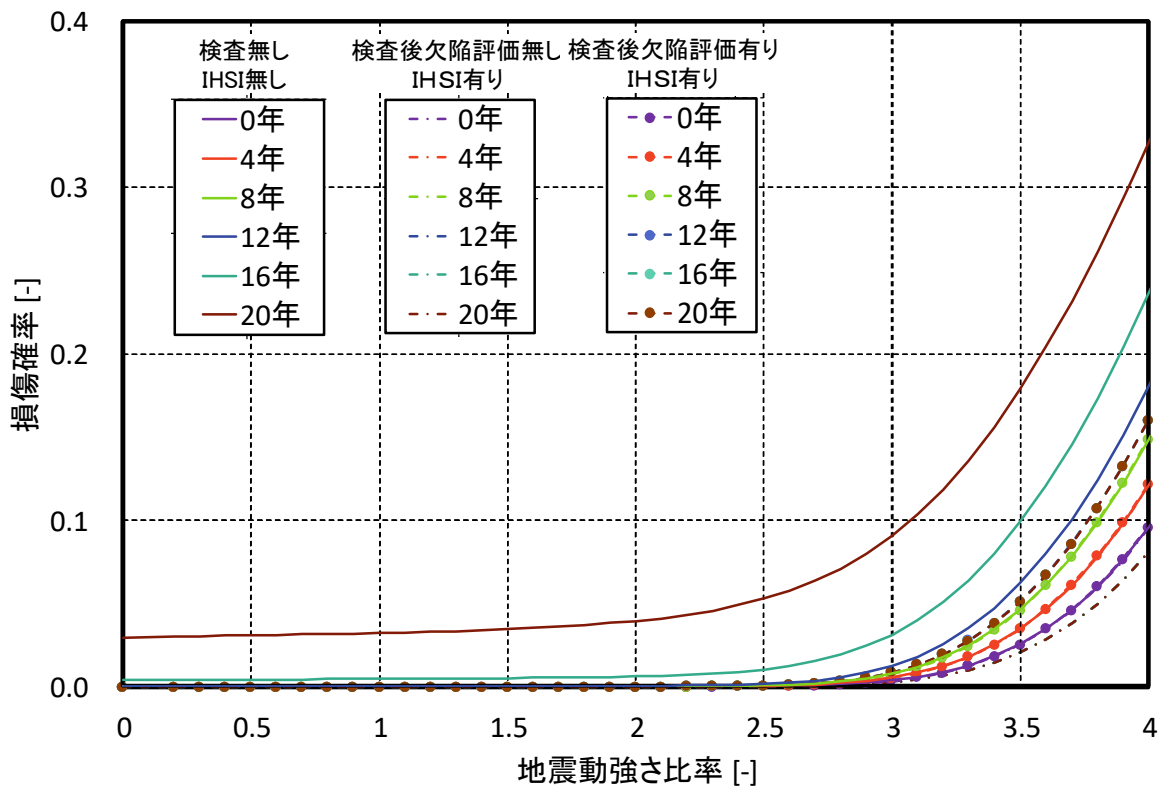


図 4.3.3-5 ケース 2 の供用年数ごとの fragility 曲線

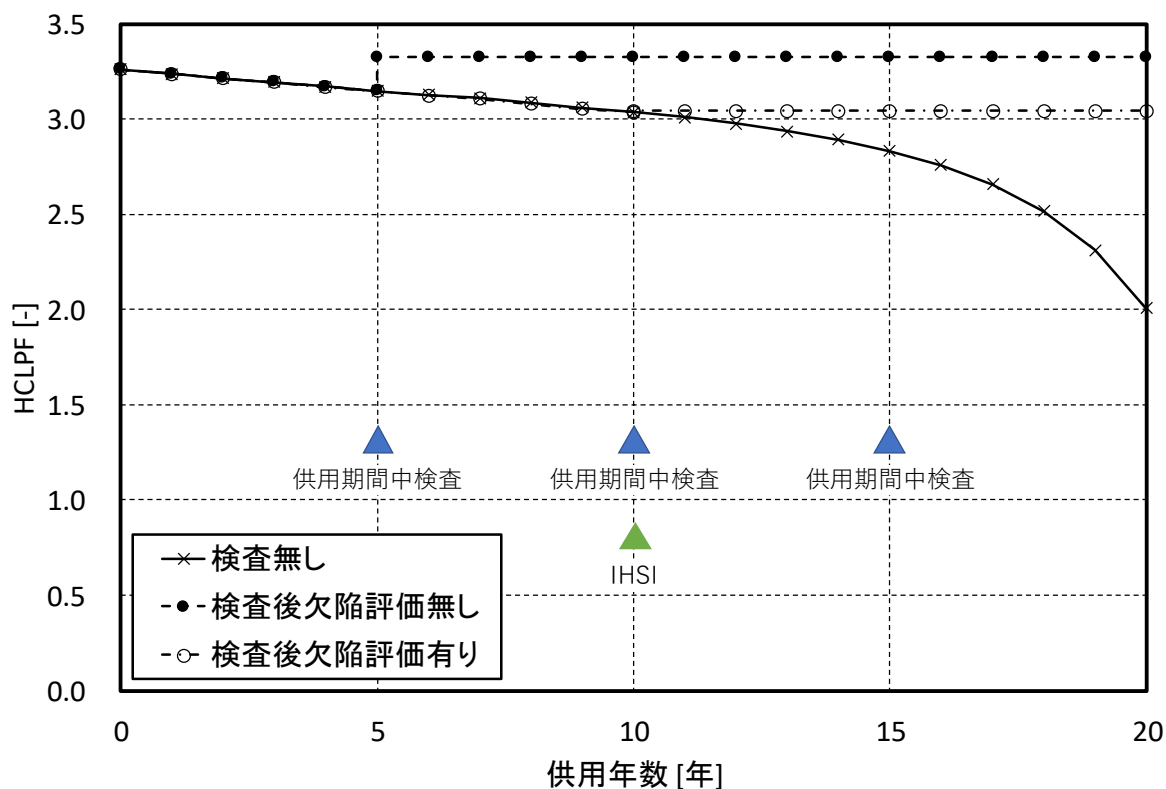


図 4.3.3-6 ケース 2 の供用年数の増加に伴う HCLPF 値の変化

(3) 亀裂形状の違いがフラジリティに及ぼす影響の評価（ケース 3 から 5 の比較）

ケース 3 では初期亀裂として内表面半楕円亀裂を有する配管を対象とし、ケース 4 及び 5 では初期亀裂として内表面全周亀裂を有する配管を対象とした解析を実施し、半楕円亀裂を同じ亀裂深さの全周亀裂に置換えたことによる保守性の定量評価を行った。また、ケース 5 では、初期亀裂として内表面全周亀裂を有する配管を対象とし、5 年に 1 回の供用期間中検査の実施及び評価開始後 10 年目に IHSI の実施を考慮し、検査及び保全策の影響を評価した。

地震動強さ比率ごとの供用年数に対する損傷確率の平均値について、ケース 3 と 4 の比較結果を図 4.3.3-12 に示す。また、供用年数ごとのフラジリティ曲線の平均値について、ケース 3 と 4 の比較結果を図 4.3.3-13 に示す。地震動強さ比率は、地震応答応力が 45 MPa である参考地震動強さに対する比率である。これらの図より、全周亀裂を対象とすることにより、半楕円亀裂を対象とする場合と比較して、損傷確率が大きく増加していることが分かる。例えば、10 年目における地震動強さ比率 1 倍の損傷確率を比較すると、全周亀裂を対象とすることにより、半楕円亀裂を対象とする場合と比較して、損傷確率が 3 桁大きい。これは、全周亀裂を対象とすることにより、半楕円亀裂を対象とする場合と比較して、初期亀裂の段階で応力拡大係数解の補正係数が 1.4 倍程度大きい等、応力拡大係数等の亀裂進展の駆動力が大きくなり、経年事象や地震による亀裂進展量が大きくなったためと考えられる。次に、地震動強さ比率ごとの供用年数に対する損傷確

率の平均値について、ケース 4 と 5 の比較結果を図 4.3.3-9 に示す。また、供用年数ごとのフラジリティ曲線の平均値について、ケース 4 と 5 の比較結果を図 4.3.3-10 に示す。供用期間中検査の実施により、損傷確率は減少する。また、10 年目以降の供用期間において、IHSI 実施の効果により、損傷確率は供用年数によらず一定となっており、フラジリティ曲線についても経年の影響が見られず曲線が一致している。

それぞれの解析ケースについて、経年に伴う HCLPF 値の変化を図 4.3.3-11 に示す。全周亀裂を対象とすることにより、半楕円亀裂を対象とする場合と比較して、供用年数が 0 年から 1 年の間における HCLPF 値の減少率が 6 倍程度高い。これは、全周亀裂を対象とすることにより、半楕円亀裂を対象とする場合と亀裂深さや負荷の大きさが等しくとも、応力拡大係数等の亀裂進展の駆動力が大きくなり、経年事象や地震による亀裂進展量が大きくなったためと考えられる。全周亀裂を有する配管に対して供用期間中検査を実施したケース 5 では、5 年目の検査により、亀裂が検出された配管が補修されたことで、HCLPF 値がケース 3 における HCLPF 値とほぼ同等の値にまで上昇している。

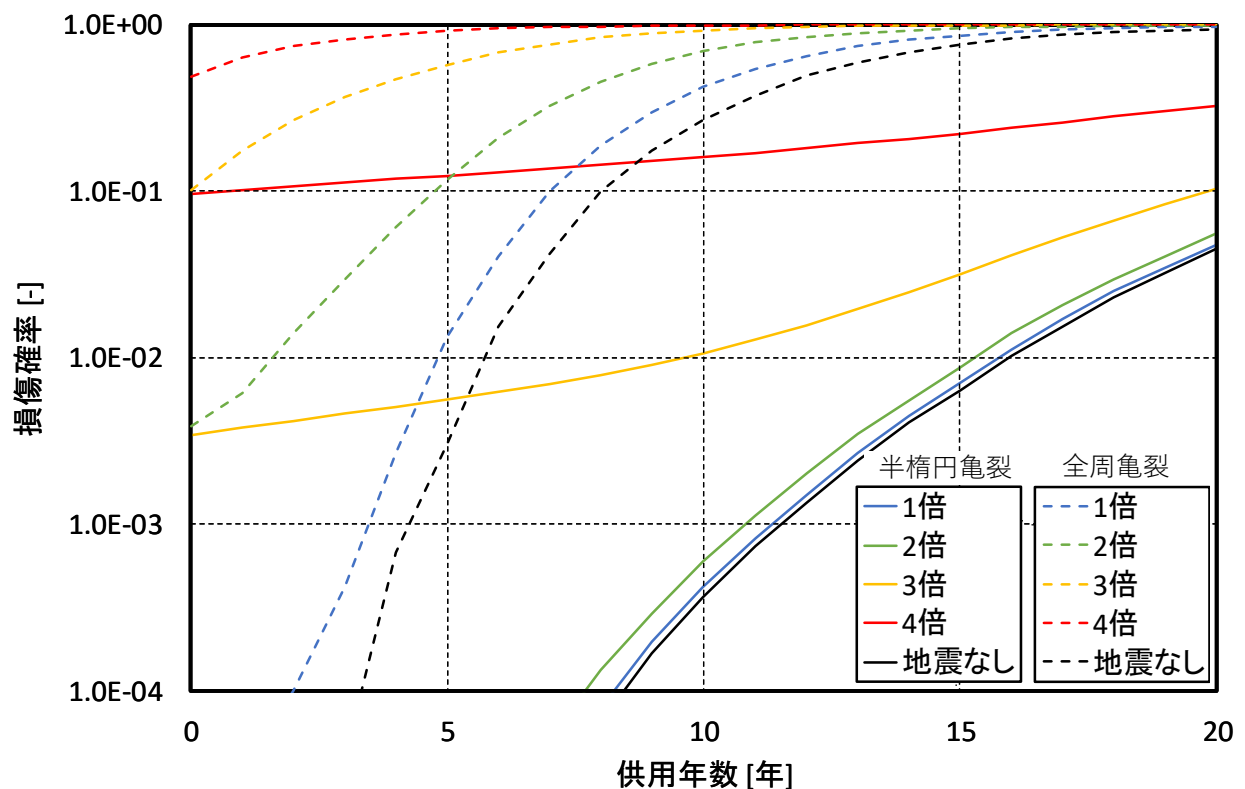


図 4.3.3-7 ケース 3 と 4 の地震動強さ比率ごとの供用年数に対する損傷確率

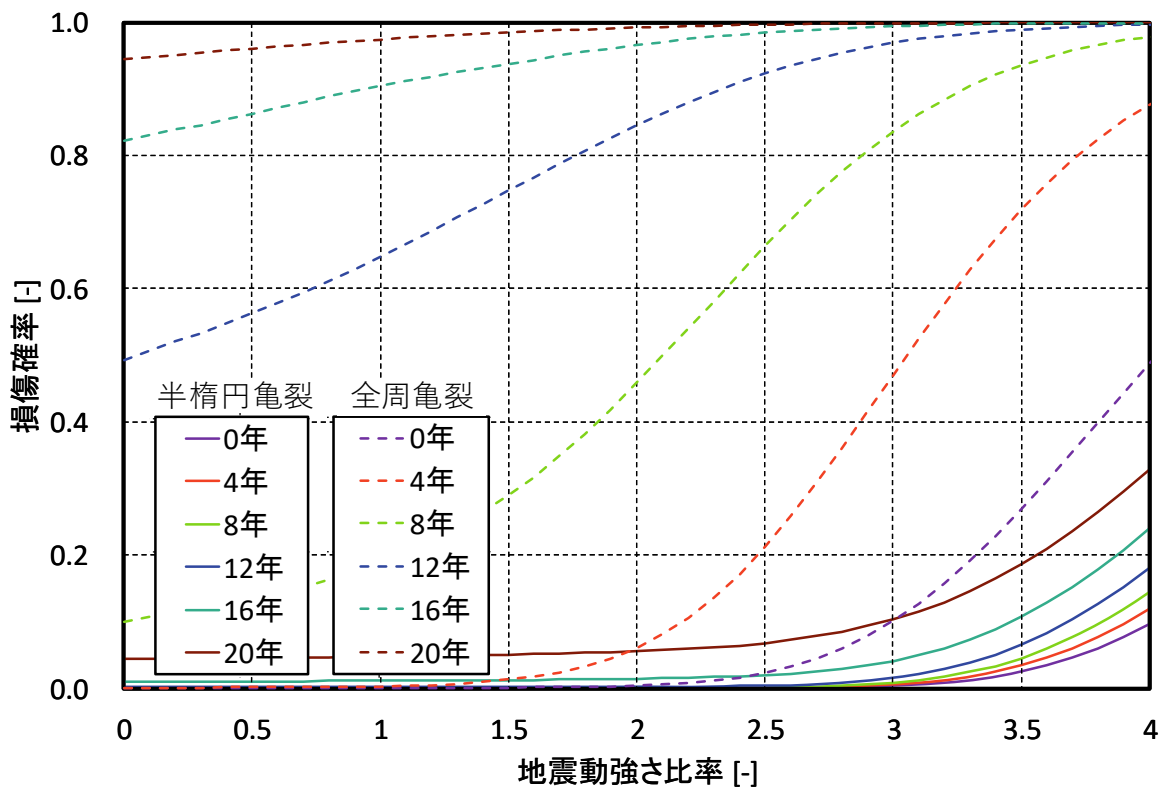


図 4.3.3-8 ケース 3 と 4 の供用年数ごとのフラジリティ曲線

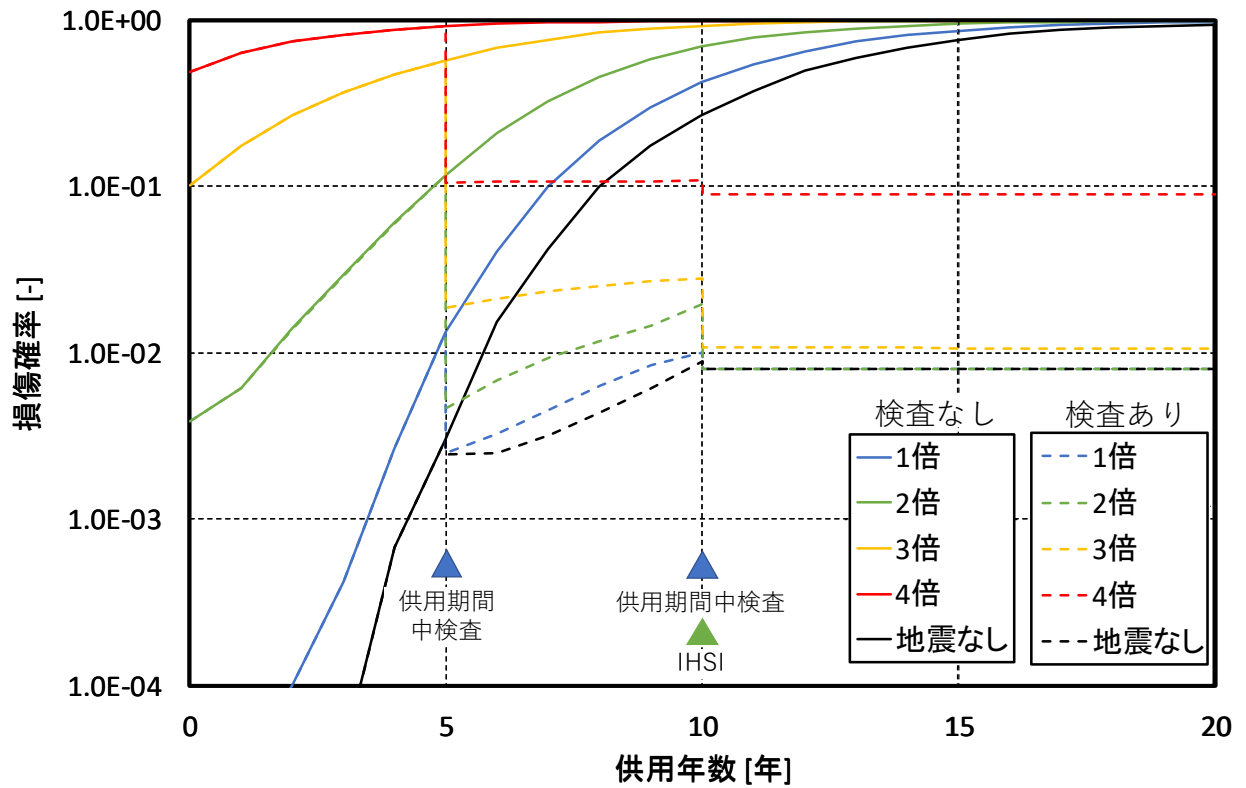


図 4.3.3-9 ケース 4 と 5 の地震動強さ比率ごとの供用年数に対する損傷確率

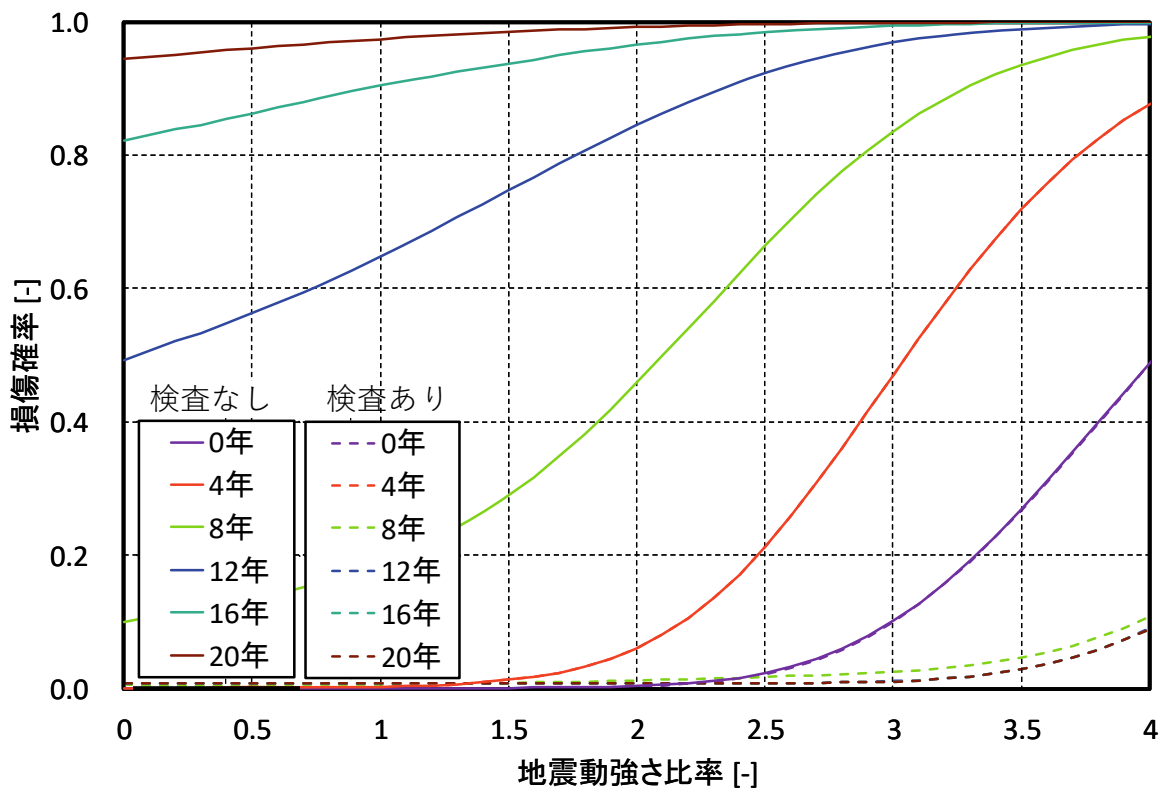


図 4.3.3-10 ケース 4 と 5 の 供用年数 ごと の フラジリティ 曲線

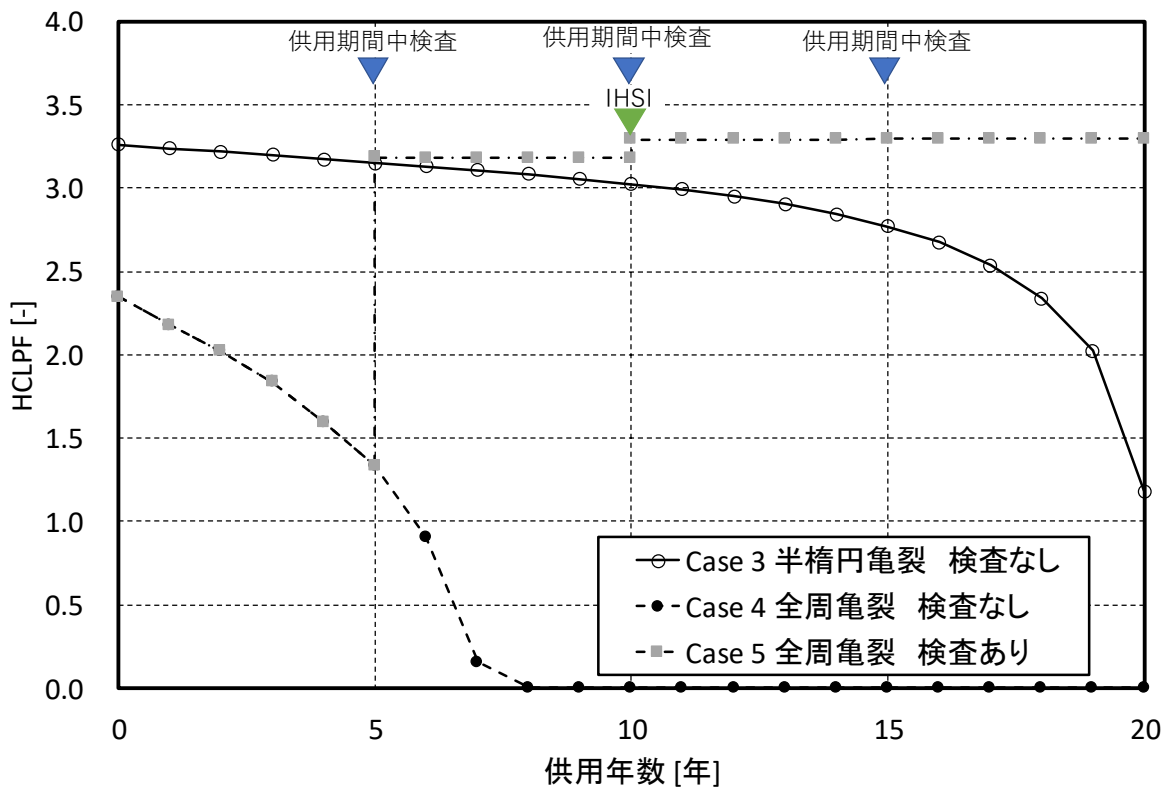


図 4.3.3-11 ケース 3、4 及び 5 の 供用年数 の 増加 に 伴 う HCLPF 値 の 変化

(4) 配管系を評価対象としたフラジリティ評価解析（ケース 6 及び 7 の比較）

ケース 6 及び 7 では、再循環系を対象とし、配管系統に存在する複数の溶接線ごとに亀裂の発生を考慮した。また、供用開始から 5 年ごとにすべての溶接線に対して供用期間中検査を実施し、検出された亀裂に対して維持規格⁶⁶に準拠した欠陥評価を実施した。さらに、ケース 7 では、供用開始から 10 年目に IHSI の実施を考慮した。本解析では、新潟県中越沖地震の基礎盤上の観測記録を 2 倍した入力加速度波形を用いた配管応答解析により得られた図 4.3.2-7 に示す地震応答応力を定数倍して用いることにより、フラジリティ曲線を得た。

地震動強さ比率ごとの供用年数に対する損傷確率の平均値の比較結果を図 4.3.3-12 に示す。また、供用年数ごとのフラジリティ曲線の平均値を図 4.3.3-13 に示す。ここで、横軸は、新潟県中越沖地震の基礎盤上の観測記録に対する比率である。図 4.3.3-12 より、IHSI を実施しないケース 6 では、13 年目以降に損傷確率の増加が見られた。これは、亀裂発生時刻の確率分布の中央値が、300A 配管で 15.3 年、400A 配管で 13.7 年、600A 配管で 12.9 年であり、亀裂発生までに潜伏期間が存在するため、亀裂が発生していない、もしくは発生したとしても損傷に至るような亀裂ではないことに起因している。一方、ケース 7 では、10 年目に実施した IHSI の効果により亀裂が進展しないため、供用年数の増加に対して損傷確率が一定であった。図 4.3.3-13 の各供用年数ごとのフラジリティ曲線では、供用年数の違い及び IHSI の実施の有無に係らず、全てのフラジリティ曲線がほぼ同じ曲線で表されている。また、図 4.3.3-14 に示す供用年数ごとの HCLPF 値においても、経年に伴う変化は小さく、5 年に一度の供用期間中検査の有効性を確認できる。このように、フラジリティ評価は、供用期間中検査の影響を定量的に示すのに有効である。

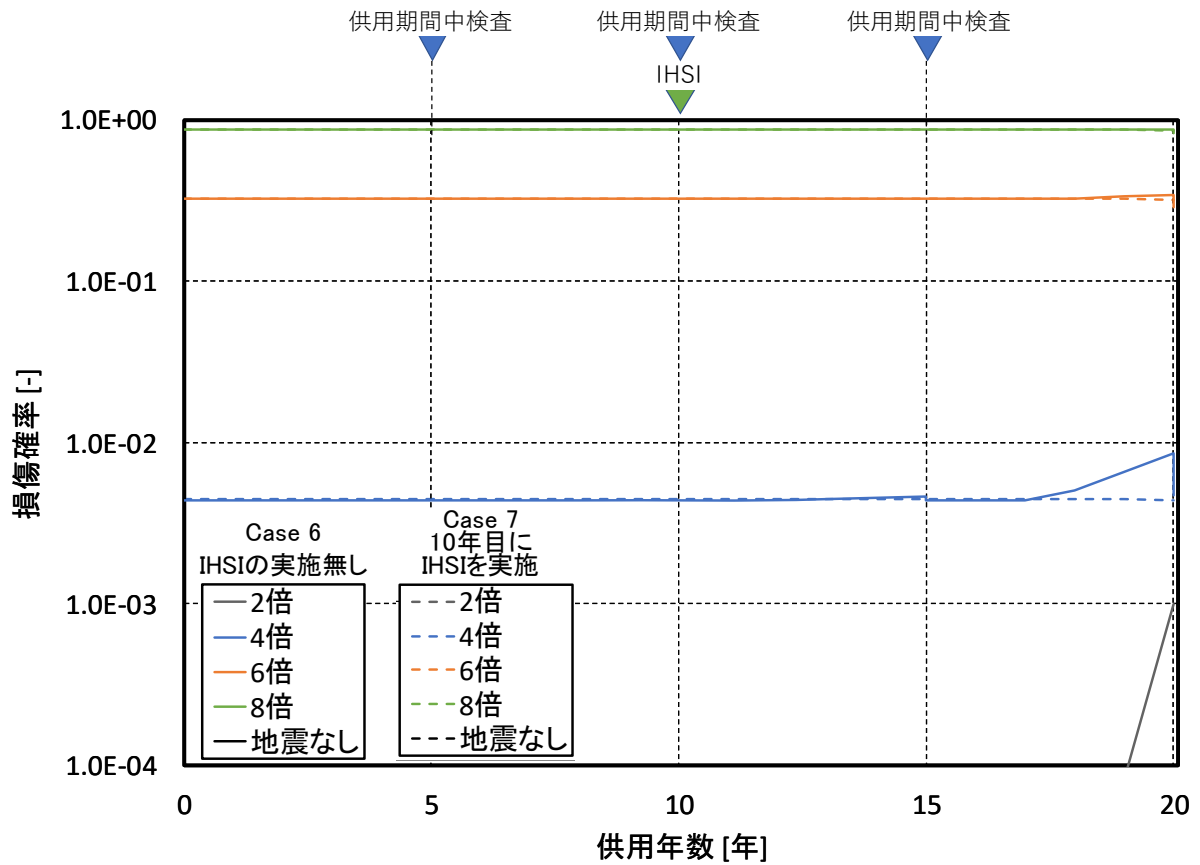


図 4.3.3-12 ケース 6 及び 7 の地震動強さ比率ごとの供用年数に対する損傷確率

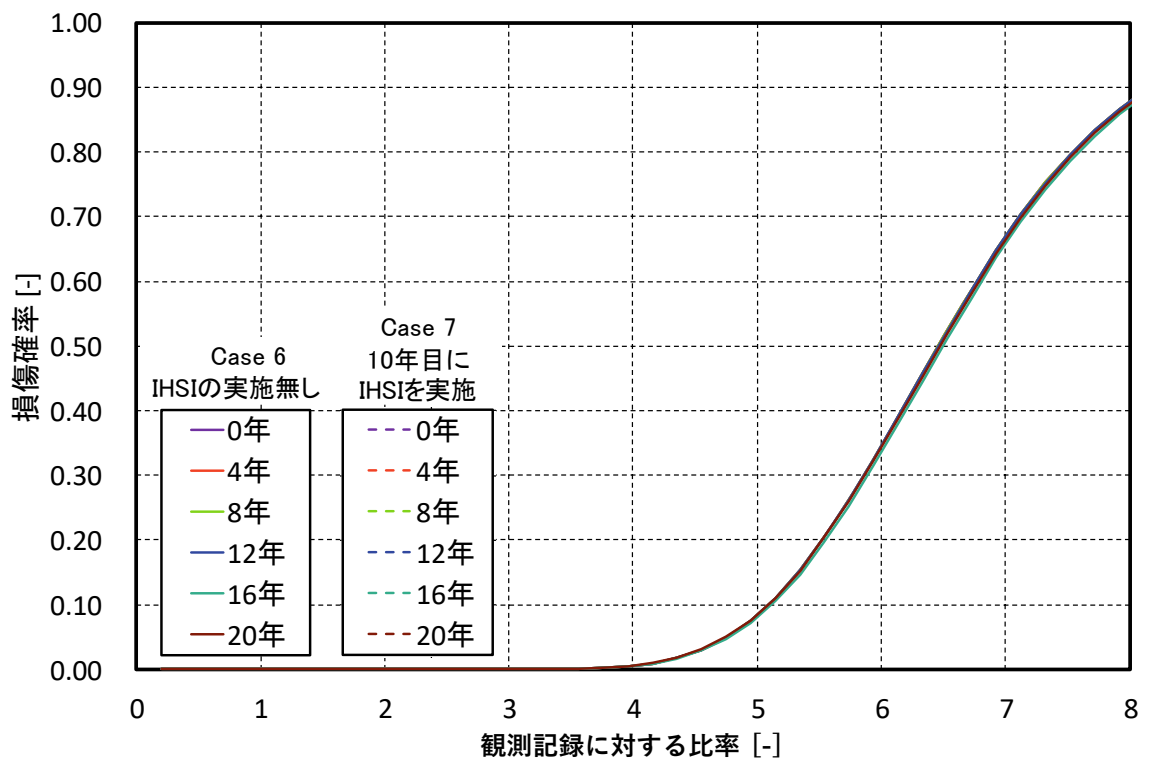


図 4.3.3-13 ケース 6 及び 7 の供用年数ごとのフラジリティ曲線

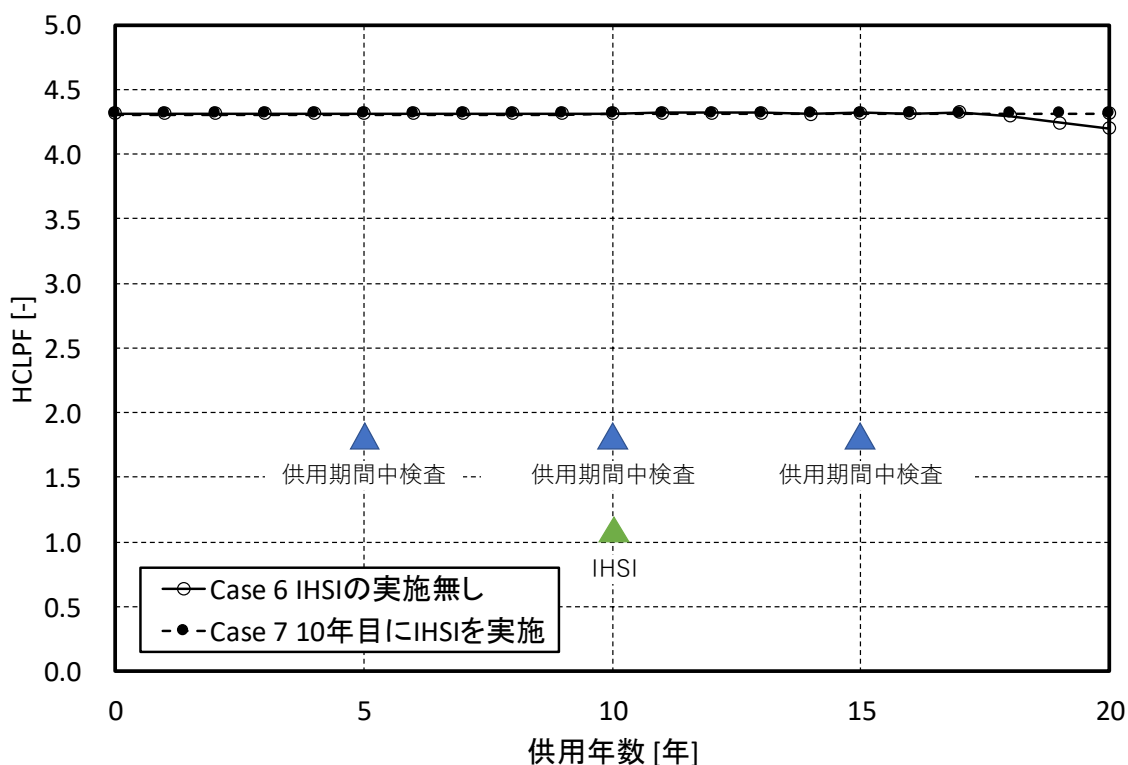


図 4.3.3-14 ケース 6 及び 7 の供用年数の増加に伴う HCLPF 値の変化

(5) 配管系を評価対象とした fragility 評価解析（配管応答解析結果の影響）

応答応力を定数倍して用いることが fragility に及ぼす影響を評価することを目的とした fragility 評価解析を実施した。具体的には、再循環系を対象に、新潟県中越沖地震の基礎盤上の観測記録を 2 倍、4 倍、及び 6 倍した入力加速度波形を用いた応答解析により得られた図 4.3.2-7 から図 4.3.2-9 に示す地震応答応力を用いて、地震動強さごとの損傷確率を求め、4.3.3(4)の観測記録を 2 倍した入力加速度波形を用いた配管応答解析により得られた応答応力を定数倍することにより求めた fragility 曲線と比較した。

図 4.3.3-15 に、図 4.3.2-7 から図 4.3.2-9 に示す応答応力を用いて地震動強さごとに求めた損傷確率（図中の赤色のプロット）を、ケース 6 の 0 年目の fragility 曲線（図 4.3.2-7 に示す応答応力を定数倍して求めた fragility 曲線）と併せて示す。図中の赤色の破線は、地震 PRA の実施基準⁶³の「7.6.2.4 fragility 曲線の算定」を参考に、損傷確率を対数正規累積分布関数により近似した fragility 曲線である。この比較により、観測記録を 2 倍した入力加速度波形を用いた配管応答解析で求められた地震応答応力を定数倍した応答応力を用いて fragility 曲線を求めると、fragility 曲線を低く見積もっている可能性を示唆した。これは、図 4.3.3-16 に示すように、観測記録を 2 倍した入力加速度波形を用いた配管応答解析で求められた地震応答応力を定数倍した応力が、観測記録を定数倍した応答解析で求められた応答応力と比較して、低いためで

ある。同様の傾向は、3.3.2で実施した地震動レベルを2倍、4倍、及び6倍とした入力地震動による建屋地震応答解析で得られた、入力倍率と各層の最大応答変位の関係においても確認されている。ただし、本解析で用いた応答応力は、配管の弾性応答解析で得られた応力であり、実際の配管系で生じ得る弾塑性挙動を考慮していないことに注意が必要である。

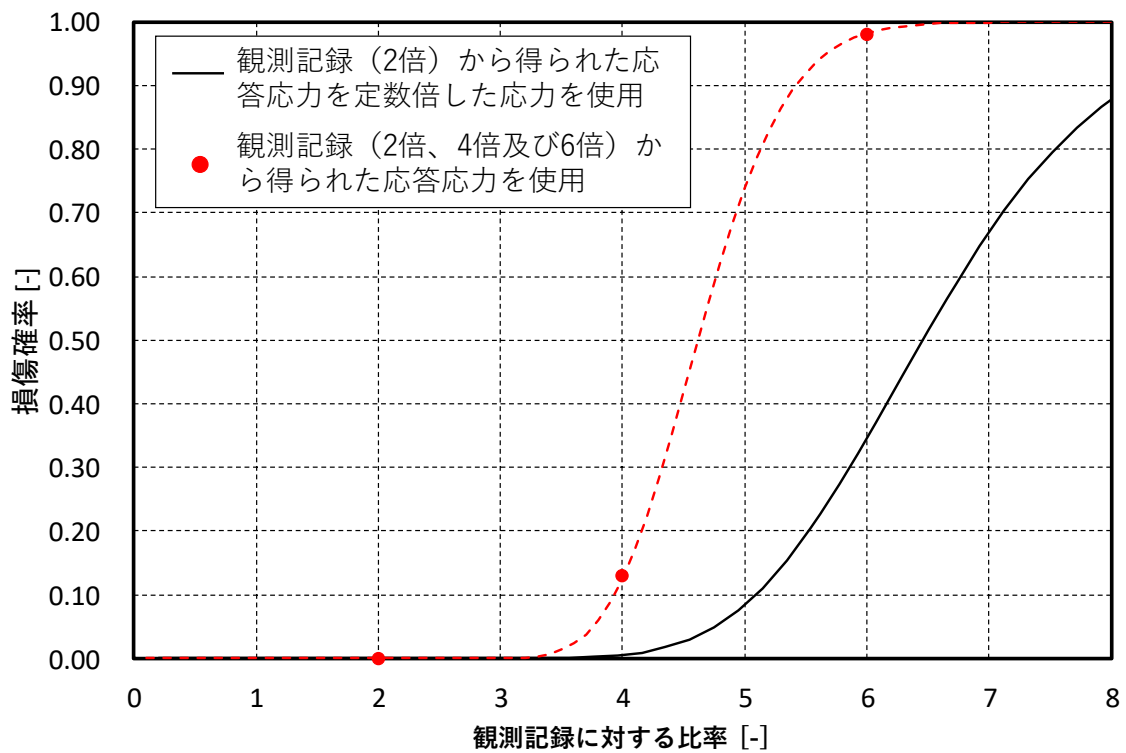


図 4.3.3-15 建屋の非線形応答解析で得られた床応答を入力とした影響の評価

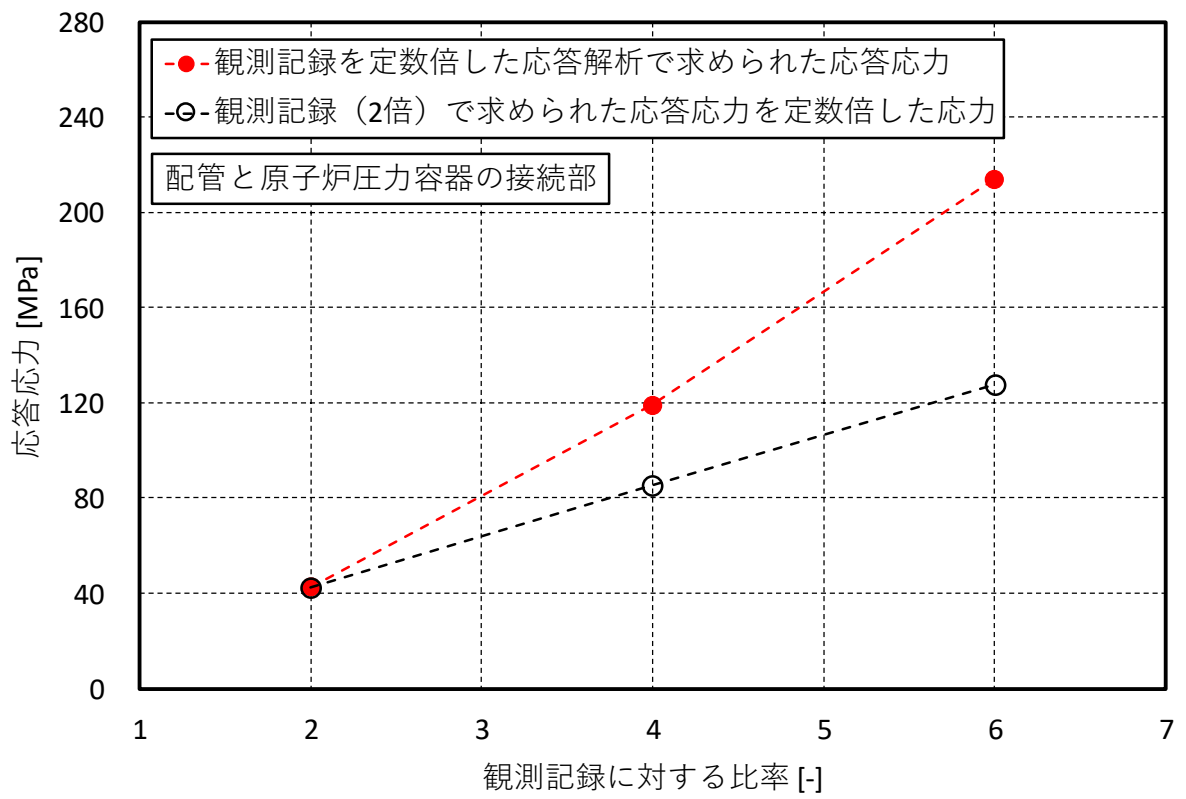


図 4.3.3-16 建屋の非線形応答解析で得られた床応答を入力とした応答応力

4.4 経年配管のフラジリティ評価手法に係る技術資料の作成

フェライト鋼配管、オーステナイト系ステンレス鋼配管、ニッケル合金異材溶接部を含む耐震安全上重要な配管及び部位を対象とした、経年事象を考慮した地震フラジリティ評価に関する要領を取りまとめた技術資料として、経年事象を考慮したフラジリティ評価要領を別紙3のように作成した。

この評価要領は、破壊力学等に関する知見を有するユーザーが、これを参照することで、経年配管を対象とした地震フラジリティ評価を実施できることを目的に作成されたものである。

本評価要領の構成を図4.3.3-1に示す。本評価要領は、本文及び解説、並びに代表的地震フラジリティ評価事例から構成される。本文には経年配管を対象とした地震フラジリティ評価を行う上での基本事項とその考え方、解説には本文に対応した項目の技術的根拠や具体例が取りまとめられている。また、代表的地震フラジリティ評価事例には、亀裂又は配管減肉を有する経年配管を対象とした地震フラジリティ評価を行うことのできるPFM解析コードであるPASCAL-SP又は構造信頼性解析コードであるPASCAL-ECを用いる場合を想定し、本評価要領を満足する解析手法や代表的モデルデータ等とともに、経年配管を対象とした解析事例をまとめた。

本要領の作成に当たって、有識者による技術レビューを踏まえ、経年配管を対象とした地震フラジリティ評価を行う上での基本事項とその考え方、及びその技術的根拠に関する記載内容の精緻化を行った。また、最新知見の反映を行った。

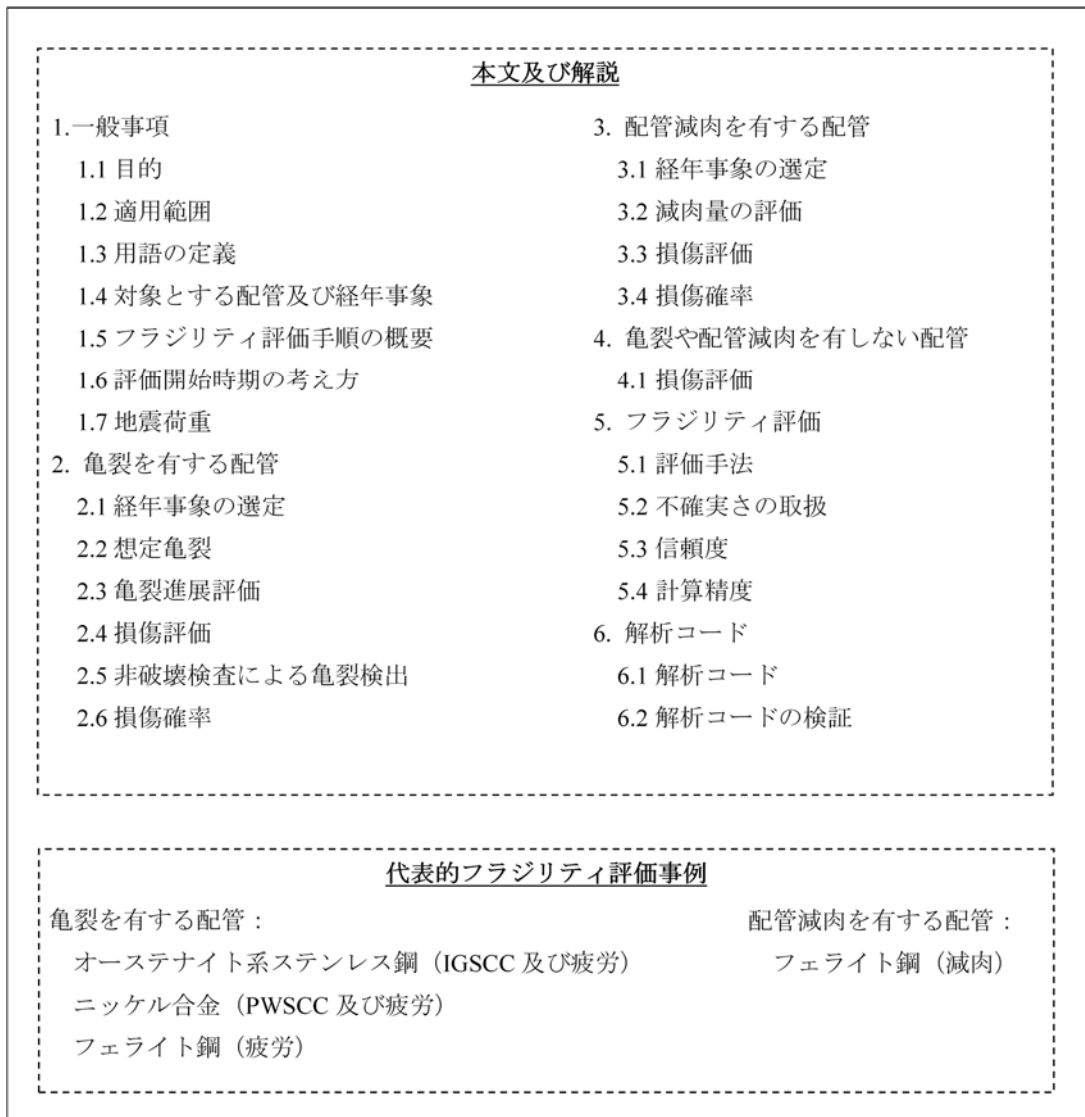


図 4.3.3-1 経年配管を対象としたフラジリティ評価要領の構成

4.5 4章のまとめ

4.5.1 経年配管の損傷確率の評価に係る知見の調査

経年配管の損傷確率の評価に係る最新知見を調査し、損傷確率に影響する可能性がある評価モデル等について、最新知見を取りまとめた。調査結果を踏まえ、亀裂を有しない配管から亀裂を有する配管まで合理的かつ連続的に破壊評価が可能で、かつ亀裂の寸法が非常に小さい場合の配管の扁平化による破壊を考慮可能な破壊評価法を提案した。

4.5.2 経年配管のフラジリティ評価

経年配管を対象としたフラジリティ評価を行った。建屋の地震応答特性を適切に反映し、配管系を対象とした地震応答解析を行い、亀裂を有する部位に働く地震応答応力を評価し、フラジリティ評価に用いた。また、基準地震動を超える地震動を含む、異なるレベルの入力地震動による配管のフラジリティを評価した。具体的には、提案した破壊評価法及び弾塑性破壊力学評価法を用いたフラジリティ評価解析を実施し、破壊評価法の違いがフラジリティに及ぼす影響を評価した。また、供用期間中検査の影響を評価することを目的として、維持規格⁶⁶に準拠した供用期間中検査で検出された亀裂に対する欠陥評価の実施がフラジリティに及ぼす影響を評価した。さらに、初期亀裂として内表面周方向半楕円亀裂を有する配管を対象とした解析と内表面全周亀裂を有する配管を対象とした解析を実施し、亀裂を全周亀裂に置き換えたことによる保守性を定量的に評価した。加えて、再循環系における配管に存在する複数の溶接線を対象とし、地震応答解析により求められた地震応答応力を用い、非破壊検査や保全策の実施を考慮したフラジリティ評価解析事例を整備した。

4.5.3 経年配管のフラジリティ評価手法に係る技術資料の作成

フェライト鋼配管、オーステナイト系ステンレス鋼配管、ニッケル合金異材溶接部を含む耐震安全上重要な配管及び部位を対象とした、経年事象を考慮したフラジリティ評価に関する要領を取りまとめた技術資料として、フラジリティ評価要領を作成した。

5.まとめ

5.1 三次元詳細モデルを用いた原子炉建屋の地震応答解析手法の標準化

基準地震動を上回る大きさの地震動による耐震重要設備の地震応答を精緻に評価するために、建屋の三次元地震応答解析手法の標準化に向けた検討をすすめ、標準案を見直した。さらに、基準地震動を上回る大きさの地震動が作用する場合の建屋の地震応答解析を実施し、フラジリティ評価を行った。具体的には、以下の2項目について検討を行った。

(1) 原子炉建屋三次元詳細モデルのモデル化因子の影響評価

(2) 原子炉建屋を対象としたフラジリティ評価手法の整備

(1)については、原子炉建屋の地震応答解析の信頼性向上のため、原子炉建屋の地震応答解析を実施し、建屋の三次元有限要素モデル等の三次元詳細モデルのモデル化因子が地震応答解析結果に与える影響の確認を行った。過年度までに、仮想の地盤条件とした原子炉建屋を対象に、仮想の入力地震動を用いてモデル化因子の影響評価を実施し、原子炉建屋三次元詳細モデル構築手法の標準案を作成した。本年度は過年度までの成果を踏まえ、原子炉建屋で計測された地震観測記録の再現解析を実施して標準案の適用性を確認した。また、再現解析を通して得られた知見等を踏まえて、標準案を見直した。

(2)については、建屋・構築物内に設置された耐震重要設備の地震応答評価の精緻化のため、設計を超える地震動を入力とする原子炉建屋の地震応答解析を実施し、建屋のフラジリティ評価手法の高度化を検討した。過年度までに、三次元詳細モデルの強非線形域への適用性検討として、原子炉建屋の三次元詳細モデルによる荷重漸増解析を実施し、その課題を抽出するとともに終局耐力評価を行った。本年度は過年度までの成果を踏まえ、建屋・構築物内に設置された耐震重要設備の地震応答評価の精緻化のため、強非線形域を対象とした原子炉建屋の地震応答解析を実施し、建屋のフラジリティ評価手法の高度化について検討した。

5.2 経年配管を対象としたフラジリティ評価手法の整備

経年配管を対象としたフラジリティ評価の高度化を目的に、配管の損傷確率の評価に係る最新知見を調査し、配管の損傷確率に影響する可能性がある経年劣化の評価等について、最新知見を取りまとめた。また、調査結果を踏まえて経年配管のフラジリティを評価するための破壊評価法について検討を行った。具体的には、亀裂寸法が小さい場合に対応した亀裂を有する配管の破壊評価法の調査を踏まえ、亀裂を有しない配管から亀裂を有する配管まで合理的かつ連続的な破壊評価を可能とする破壊評価法を提案した。

経年配管を対象としたフラジリティ評価を行った。具体的には、建屋の地震応答特性を適切に反映し、配管系を対象とした地震応答解析を行い、亀裂を有する部位に働く地震応答応力を評価し、フラジリティ評価に用いた。また、基準地震動を超える地震動を含む、異なるレベルの入力地震動による配管のフラジリティを評価した。評価において

は、提案した破壊評価手法を用いるとともに、検査や保全策等の効果を反映し、これらがフラジリティに及ぼす影響を評価した。

経年配管を対象としたフラジリティ評価に関する要領を取りまとめた技術資料として、フラジリティ評価要領を作成した。

別紙 1

平成 31 年度原子力規制庁委託業務報告書

原子力施設等防災対策等委託費
(高経年化を考慮した建屋・機器・構造物の耐震安全
評価手法の高度化) 事業

別紙 1 原子炉建屋三次元詳細モデルのモデル化因子の影
響評価に関する解析結果

附属書 1-1 共通解析条件

国立研究開発法人日本原子力研究開発機構

令和 2 年 3 月 19 日

目 次

1. 附属書 1-1：共通解析条件.....	1-1
1.1. 解析対象	1-1
1.1.1 建屋概要	1-1
1.1.2 地盤概要	1-3
1.2. 解析方法	1-3
1.2.1 時刻歴応答解析.....	1-3
1.2.2 周波数応答解析.....	1-3
1.3. 用いる単位系	1-4
1.4. 解析対象の詳細.....	1-4
1.4.1 建屋形状およびモデル化範囲	1-4
1.4.2 地盤	1-11
1.5. 解析モデル.....	1-12
1.5.1 建屋	1-12
1.5.2 地盤	1-17
1.6. 材料モデル.....	1-18
1.6.1 建屋物性	1-18
1.6.2 地盤物性	1-21
1.6.3 建屋質量	1-23
1.7. 減衰.....	1-24
1.7.1 レーリー減衰	1-24
1.8. 接合条件	1-28
1.8.1 屋根トラス.....	1-28
1.8.2 屋根トラスと外壁	1-28
1.8.3 屋根スラブと鉄骨トラス	1-28
1.9. 境界条件	1-29
1.9.1 全体モデルの底面境界	1-29
1.9.2 全体モデルの側面境界	1-29
1.10. 入力地震動.....	1-30
1.10.1 入力地震動作成手順.....	1-30
1.11. 数値解析パラメータ	1-35
1.11.1 質量行列に関するパラメータ	1-35
1.11.2 時間積分に関するパラメータ	1-35
1.12. 解析結果報告	1-36
(1) 最大応答加速度・変位および床応答スペクトルを求める代表節点	1-36
(2) 伝達関数	1-40

(3)	最大応答加速度・変位及び床応答スペクトル等	1-40
(4)	最大ひずみ及び最大応力分布（コンター図）	1-41
(5)	地盤反力	1-41

表 一 覧

表 1-1	解析ケース	1-1
表 1-2	地盤のメッシュと等価物性.....	1-17
表 1-3	KARISMA ベンチマークモデルによる実強度	1-20
表 1-4	鉄筋の材料定数.....	1-20
表 1-5	鋼材の材料定数.....	1-20
表 1-6	鉄筋コンクリート強度と弾性剛性	1-20
表 1-7	初期剛性地盤物性.....	1-21
表 1-8	詳細地盤と平均地盤の剛性低下率と減衰.....	1-22
表 1-9	質点系モデル重量.....	1-23
表 1-10	材料減衰	1-24
表 1-11	レーリー減衰設定に用いる振動数	1-24
表 1-12	本地震応答解析における三次元詳細モデルの評価方法	1-40

図 一 覧

図 1-1	建屋断面図(NS 断面及び EW 断面)	1-2
図 1-2	建屋平面図(B3F 及び B1F).....	1-2
図 1-3	平面図 B3F	1-5
図 1-4	平面図 B2F	1-6
図 1-5	平面図 B1F	1-7
図 1-6	平面図 1F.....	1-7
図 1-7	平面図 2F.....	1-8
図 1-8	平面図 3F.....	1-8
図 1-9	平面図 4F.....	1-9
図 1-10	解析モデル断面図.....	1-9
図 1-11	平面図 (屋根、+49.7m)	1-10
図 1-12	屋根モデル (上:屋根全体、 左下:屋根トラス、 右下:屋根板)	1-11
図 1-13	三次元建屋モデル.....	1-12
図 1-14	平面図 B3F.....	1-12
図 1-15	平面図 B2F.....	1-13
図 1-16	平面図 B1F.....	1-13
図 1-17	平面図 1F	1-14
図 1-18	平面図 2F	1-14
図 1-19	平面図 3F.....	1-15
図 1-20	平面図 4F.....	1-15
図 1-21	平面図 CRF.....	1-16

図 1-22	屋根スラブ	1-16
図 1-23	地盤に埋め込まれた建屋の様子	1-17
図 1-24	モデル全体図	1-18
図 1-25	建屋基礎固定の固有値解析結果及び1次モード図	1-25
図 1-26	地盤建屋連成の固有値解析結果 (1次モード)	1-26
図 1-27	レーリー減衰と振動数の関係	1-27
図 1-28	屋根スラブと鉄骨トラスの接合位置 (赤丸) の例	1-28
図 1-29	加速度計設置場所と三次元詳細モデルとの対応	1-30
図 1-30	入力地震動算定手順	1-31
図 1-31	NS 方向入力地震動	1-32
図 1-32	EW 方向入力地震動	1-32
図 1-33	UD 方向入力地震動	1-32
図 1-34	NS 方向入力地震動のフーリエスペクトル	1-33
図 1-35	EW 方向入力地震動のフーリエスペクトル	1-33
図 1-36	UD 方向入力地震動のフーリエスペクトル	1-33
図 1-37	加速度波形の比較 (基礎上)	1-34
図 1-38	本地震応答解析における評価点の位置 (B3F, B2F)	1-36
図 1-39	本地震応答解析における評価点の位置 (B1F, 1F)	1-37
図 1-40	本地震応答解析における評価点の位置 (2F, 3F)	1-38
図 1-41	本地震応答解析における評価点の位置 (4F, CRF)	1-39
図 1-42	本地震応答解析における評価点の位置 (RF)	1-40
図 1-43	せん断ひずみコンター図 イメージ図	1-41

1. 附属書 1-1：共通解析条件

1.1. 解析対象

柏崎刈羽原子力発電所の7号機原子炉建屋を解析対象とし、平成19年（2007年）新潟県中越沖地震時の基礎と3Fで観測された地震動に対して、再現解析を行う。解析の諸元は原則、地盤、建屋ともにIAEAのKARISMAプロジェクト（TECDOC-1722）¹で用いられたデータを用いる。

再現解析は、解析条件および解析方法による違いを検討するために次の6ケースについて行う。

表 1-1 解析ケース

ケース	建屋の材料物性	建屋基礎底面と支持地盤の結合	建屋側面と地盤の結合	解析方法
C1-2	弾性	剛結	剛結	時刻歴応答
C1-3	弾性	剛結	剛結	周波数応答
C1-5	弾性	剛結	JOINT	時刻歴応答
C1-7	弾性	JOINT	JOINT	時刻歴応答
C1-9	RC非線形	剛結	JOINT	時刻歴応答
C1-11	RC非線形	JOINT	JOINT	時刻歴応答

一連の解析で注目するのは、建屋と地盤の剥離・すべりを計算するC1-5である。すべりに関しては、建屋が回転運動をするときに生じる鉛直すべりに注目している。

弾性解析を先に行い、ジョイント面に生じる軸応力、せん断応力を考慮した上で、ジョイントの剛性、減衰に関するパラメータの感度解析を行い、非線形解析を実施する。

1.1.1 建屋概要

柏崎刈羽原子力発電所の7号機原子炉建屋は56.6m(NS)×59.6m(EW)、高さは63.4m、地上高さ37.7mの建屋である。基礎は厚さ5.5mで、隣接する周辺の建屋とは構造的に分離されている。断面図及び平面図を図1-1及び図1-2に示す。平面図は代表平面としてB3F及びB1Fを記載する。

¹ IAEA, “Review of Seismic Evaluation Methodologies for Nuclear Power Plants Base on a Benchmark Exercise”, IAEA TECDOC N0. 1722, (2013).

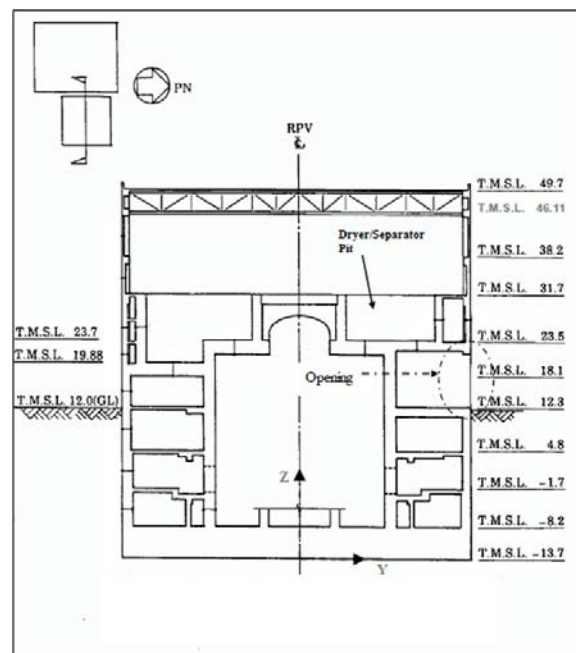
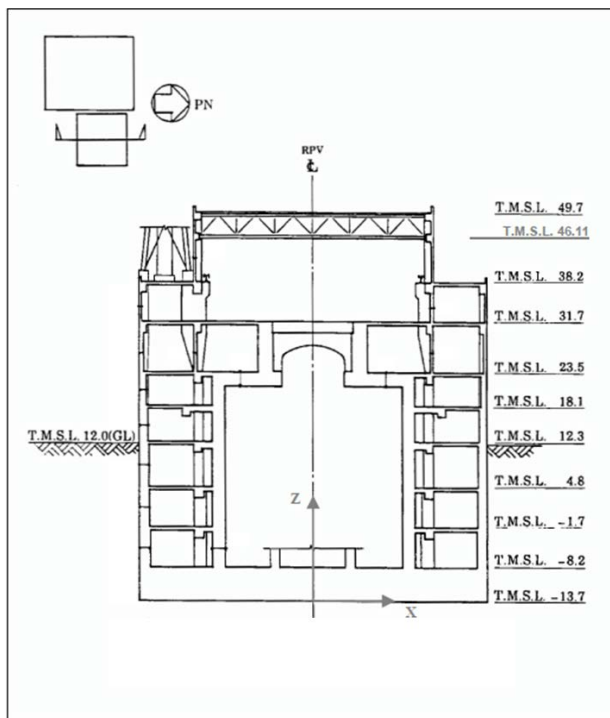


図 1-1 建屋断面図(NS 断面及び EW 断面)

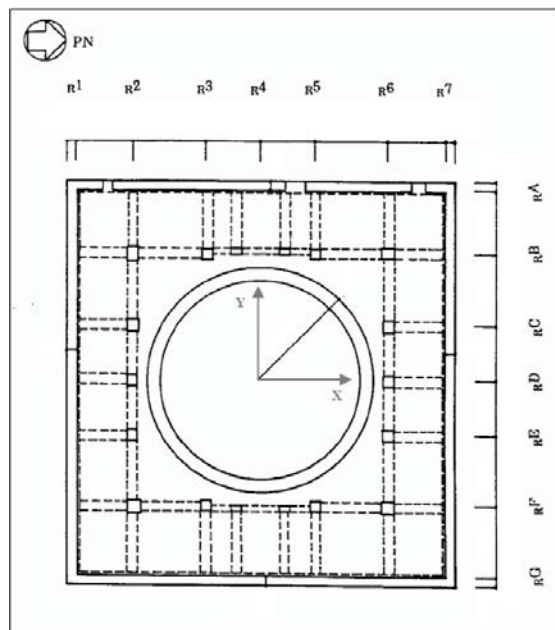
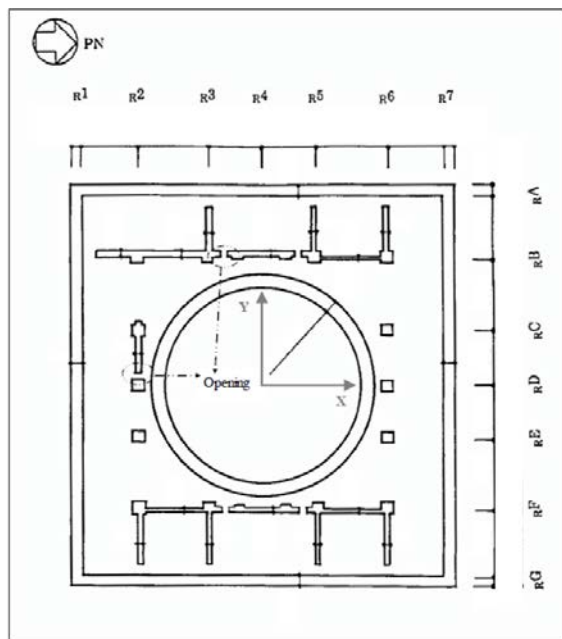


図 1-2 建屋平面図(B3F 及び B1F)

1.1.2 地盤概要

地盤の初期物性は KARISMA プロジェクトのデータを用いる。土方らの柏崎刈羽原子力発電所の 7 号機原子炉建屋のシミュレーション解析²では、支持地盤および側面地盤に MMR(Man Made Rock)をモデル化しているが、本解析では西山層に支持されているものとする。

本観測記録の再現解析では、基礎上の観測記録を用いて基礎上の応答が観測記録と一致するように入力地震動を設定するので、解析モデル底面境界面を解放基盤より浅い $V_s=530\text{m}$ の西山層下層の標高-90m とする。なお、土方らは地表から-90m を解析底面としている。

地盤データは、KARISMA プロジェクトの地盤データを用いる。

1.2. 解析方法

解析は、(1)逐次積分による時刻歴応答解析法および(2)複素減衰による周波数応答解析法による。解析コードは有限要素法による構造解析コードの一つである Finas/Star,2018r180829 を用いる。

1.2.1 時刻歴応答解析

時間積分法：Newmark β （係数 $\gamma=1/2$, $\beta=1/4$ ）

計算時間間隔：0.01 秒

継続時間：40.96 秒

本解析は領域分割法（Domain Decomposition Method, DDM）による解析を行う。

並列数：18

反復法の収束判定値：1.0E-8

ここでいう収束判定値は 2 次ノルムと初期の 2 次ノルムとの比

解析環境は以下のとおりである。

- ・プロセッサ : Intel(R)Xeon(R) Platinum 8168 CPU @ 2.70GHz
- ・ RAM : 256GB
- ・ OS : Windows Server 2012 R2 Standard

1.2.2 周波数応答解析

伝達関数を用いて加速度応答を求め、周波数領域で積分した応答をフーリエ逆変換することによって建屋応答を評価する。

周波数刻み： $\Delta f=1/\Delta T$

継続時間： $T=40.96$ 秒

解析環境は以下のとおりである。

² 土方勝一郎他：“新潟県中越沖地震における地盤非線形に着目した柏崎刈羽原子力発電所 7 号機原子炉建屋の応答性状”，日本建築学会構造系論文集，第 76 巻，第 660 号，319-327，(2011)。

- ・プロセッサ : Intel(R)Xeon(R) Platinum 8168 CPU @ 2.70GHz
- ・ RAM : 256GB
- ・ OS : Windows Server 2012 R2 Standard

1.3. 用いる単位系

解析に用いる単位系は、長さ m、質量 ton、力 kN、時間 s、加速度 m/s^2 、速度 m/s とする。重力加速度は $g=9.80665m/s^2$ を用いる。

1.4. 解析対象の詳細

解析対象の建屋部材および地盤の地層の詳細を示す。

1.4.1 建屋形状およびモデル化範囲

解析対象とする構造部材（柱、梁、床、壁）の詳細を示す。

(1) 梁、柱

梁、柱は **KARISMA** プロジェクトの位置および形状を用いる。

クレーン階の鉄骨梁のフランジの長さは 525mm(600 と 450 の平均) とする。

(2) 床、壁

床、壁は耐震壁および補助壁を解析対象とする。

各階ごとの壁および床の解析モデル化範囲の平面図を示す。左図は各フロアの耐震壁とその厚さを、右図は補助壁の位置およびその厚さを示し、中央図はこれらをモデル化した図である。壁はシェル要素でモデル化し、厚さを表示している。

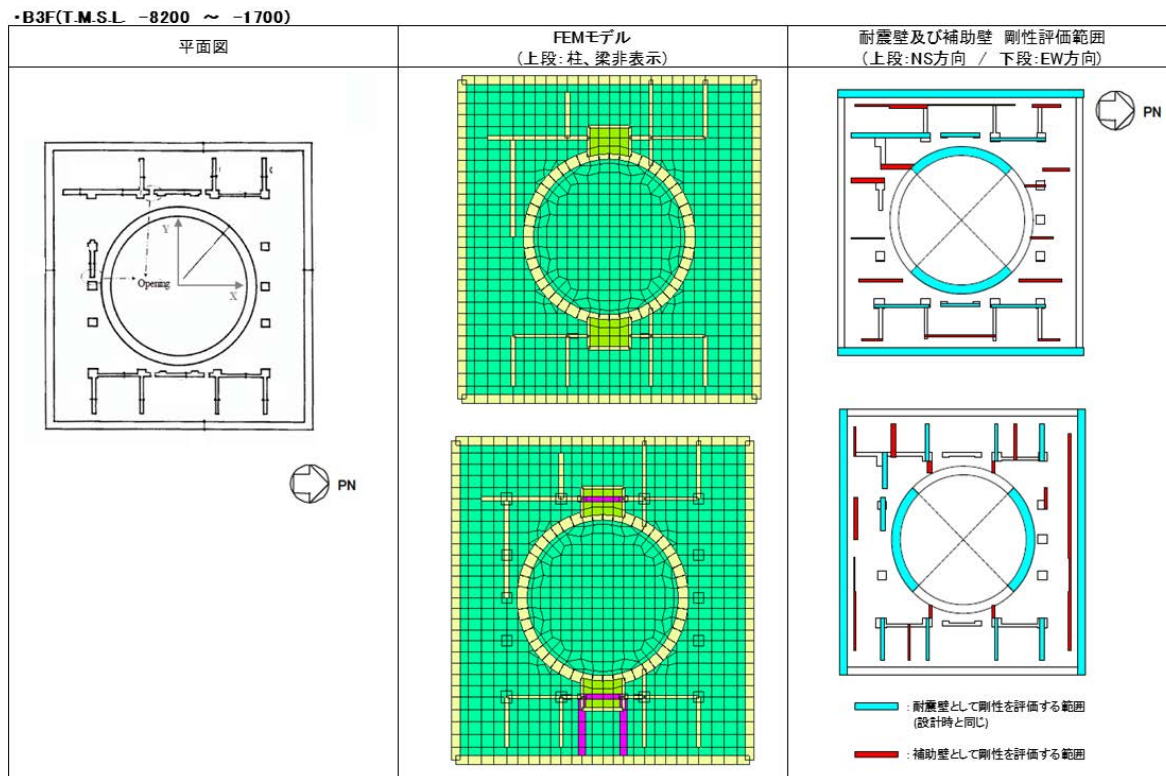


図 1-3 平面図 B3F

・B2F(T.M.S.L. -1700 ~ +4800)

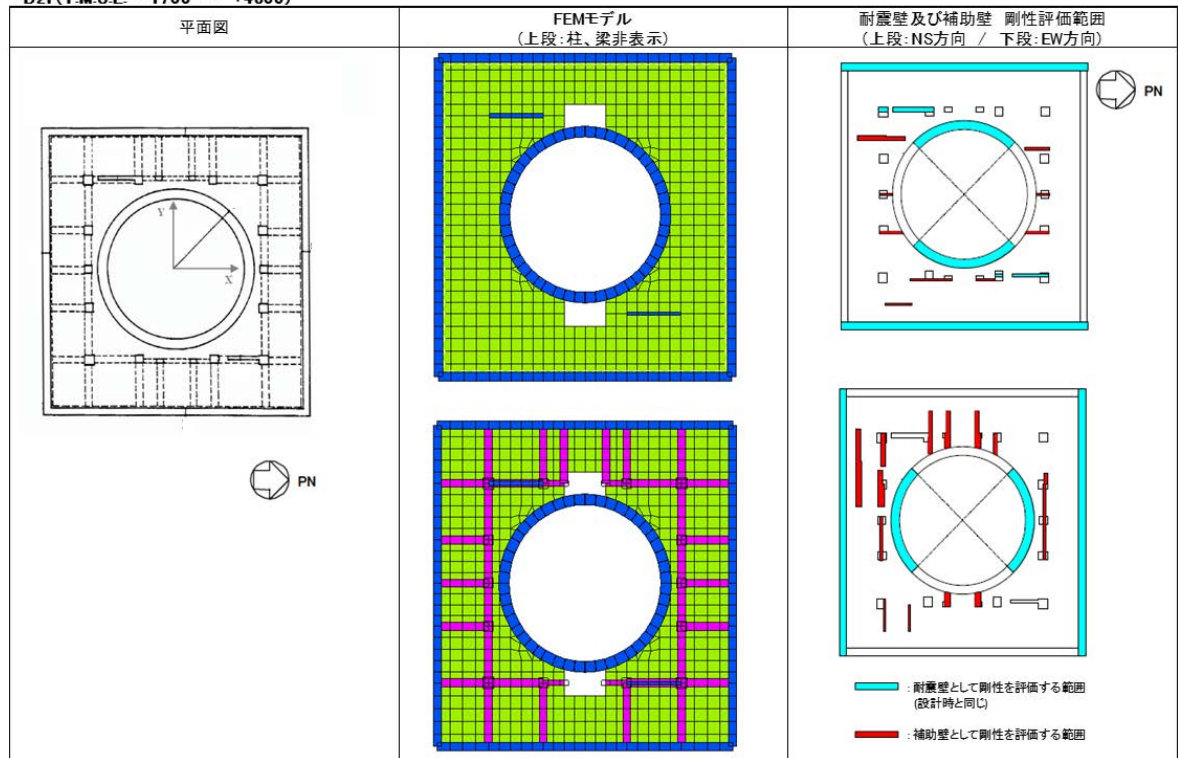


図 1-4 平面図 B2F

・B1F(T.M.S.L. +4800 ~ +12300)

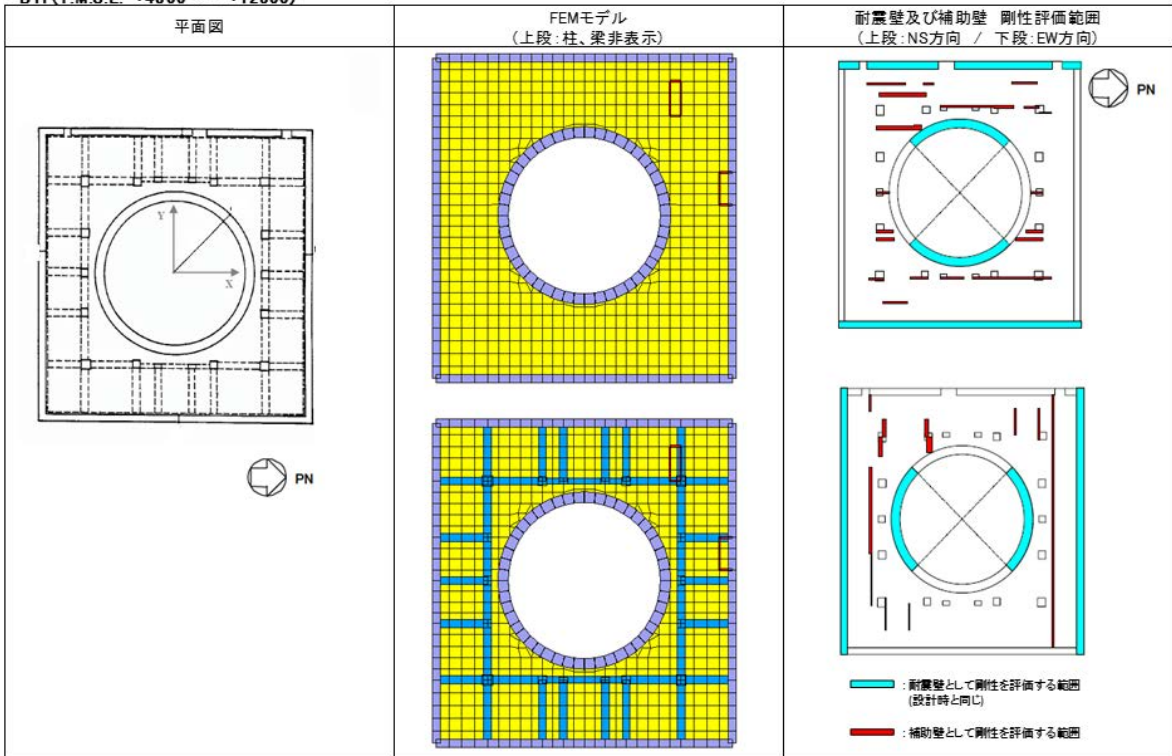


図 1-5 平面図 B1F

・1F(T.M.S.L. +12300 ~ +18100)

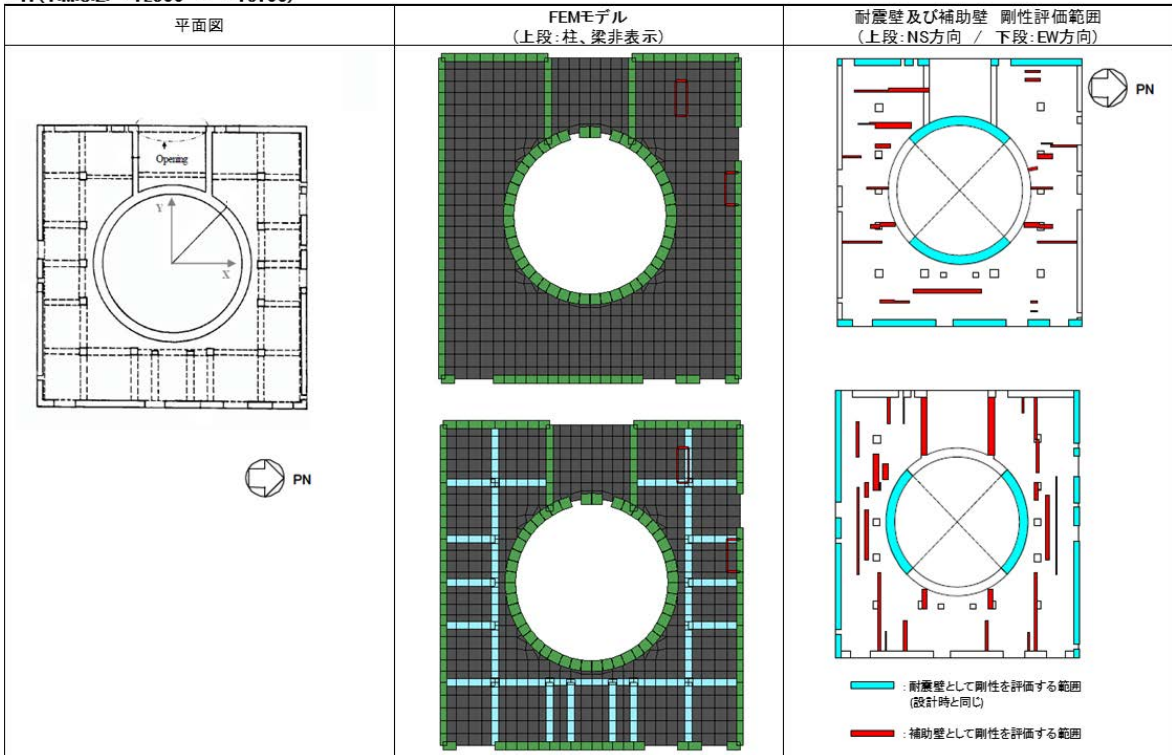


図 1-6 平面図 1F

・2F(T.M.S.L. +18100 ~ +23500)

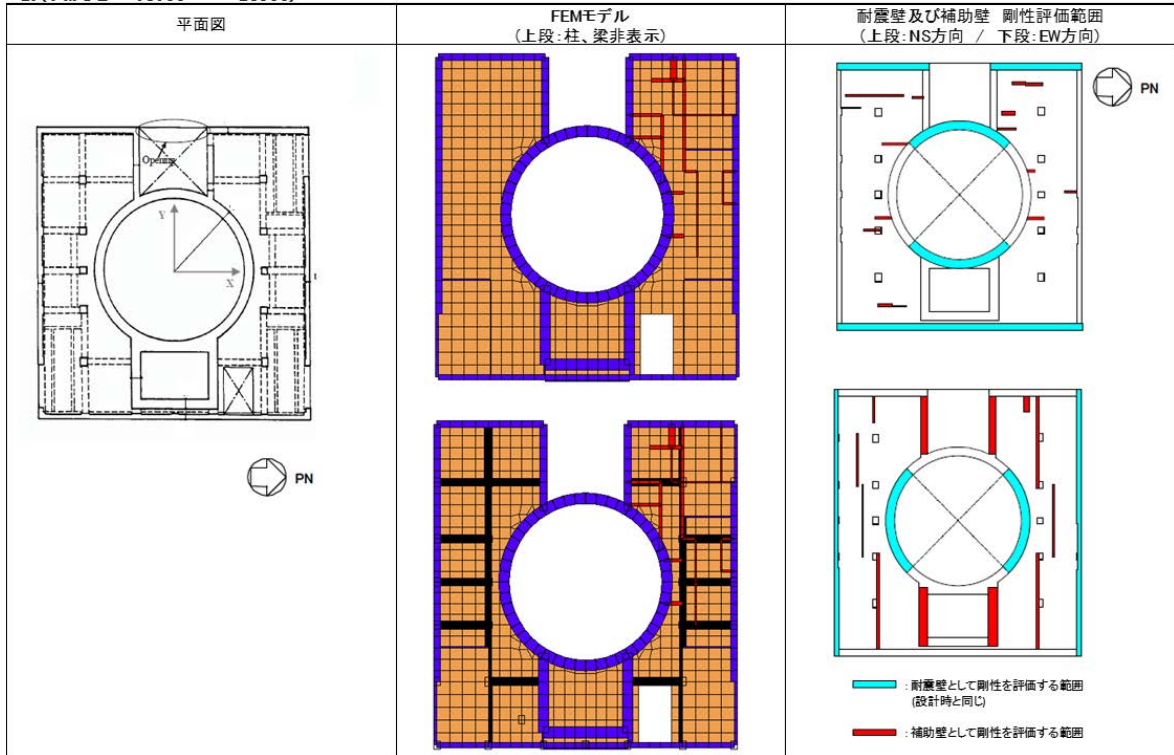


図 1-7 平面図 2F

・3F(T.M.S.L. +23500 ~ +31700)

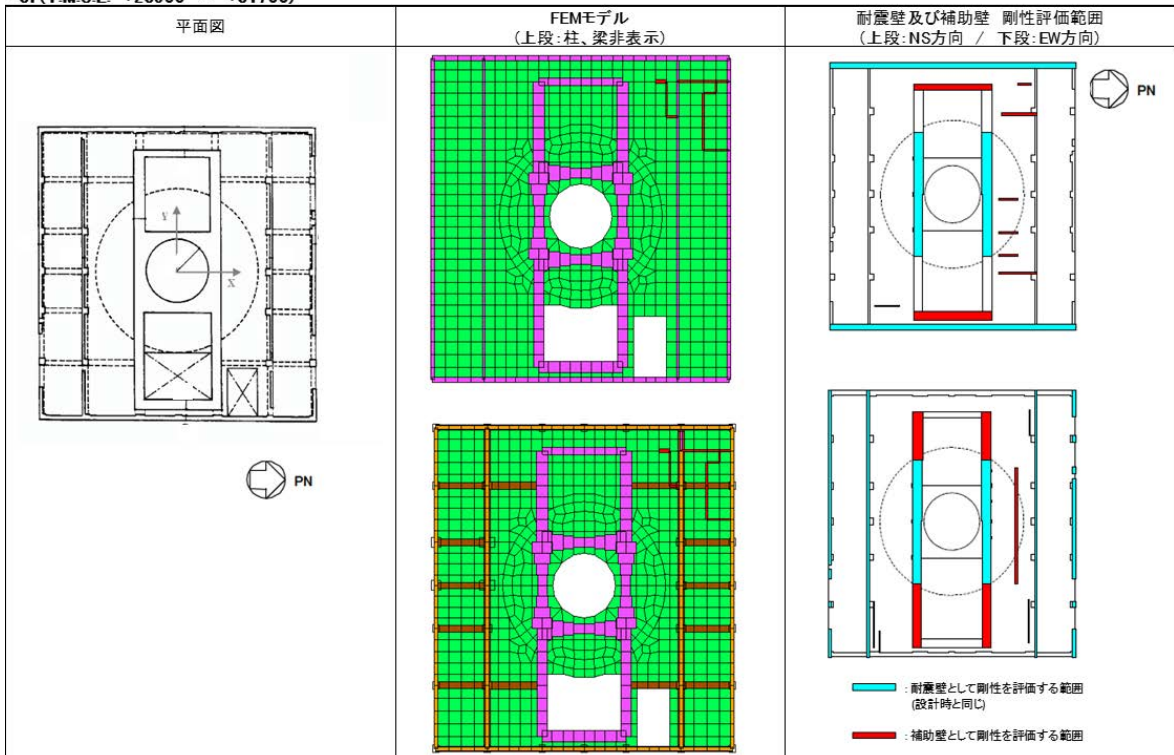


図 1-8 平面図 3F

・4F(T.M.S.L. +31700 ~ +38200)

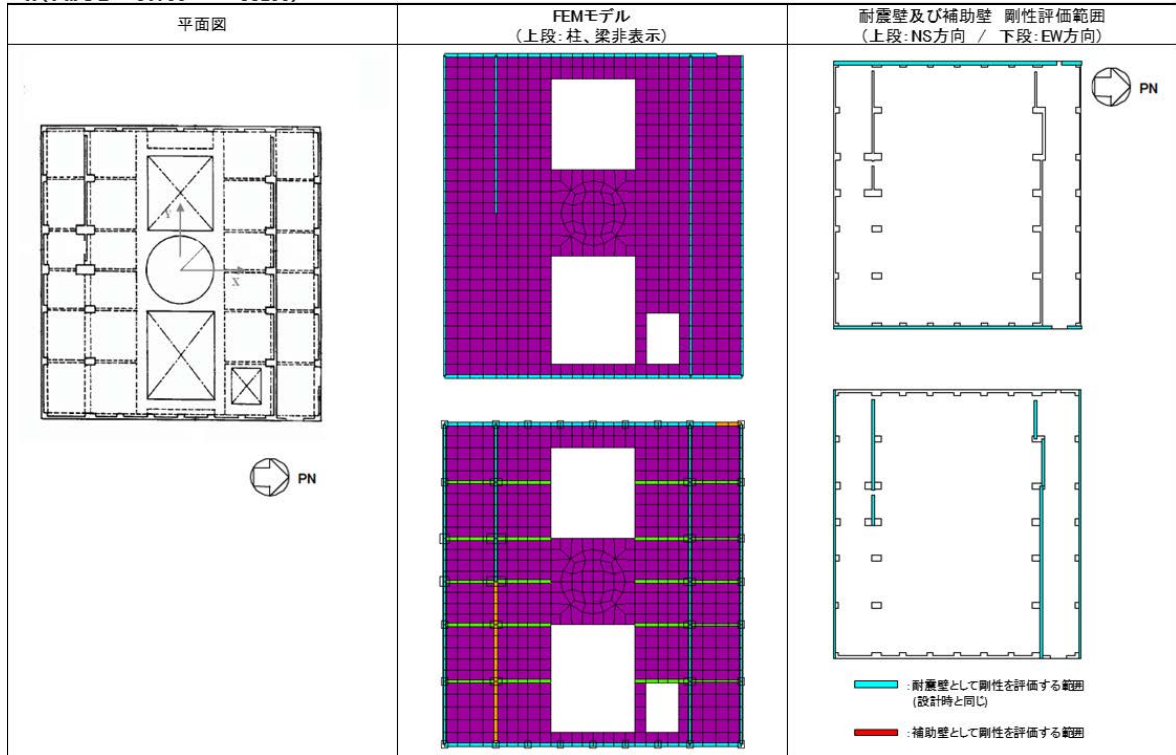


図 1-9 平面図 4F

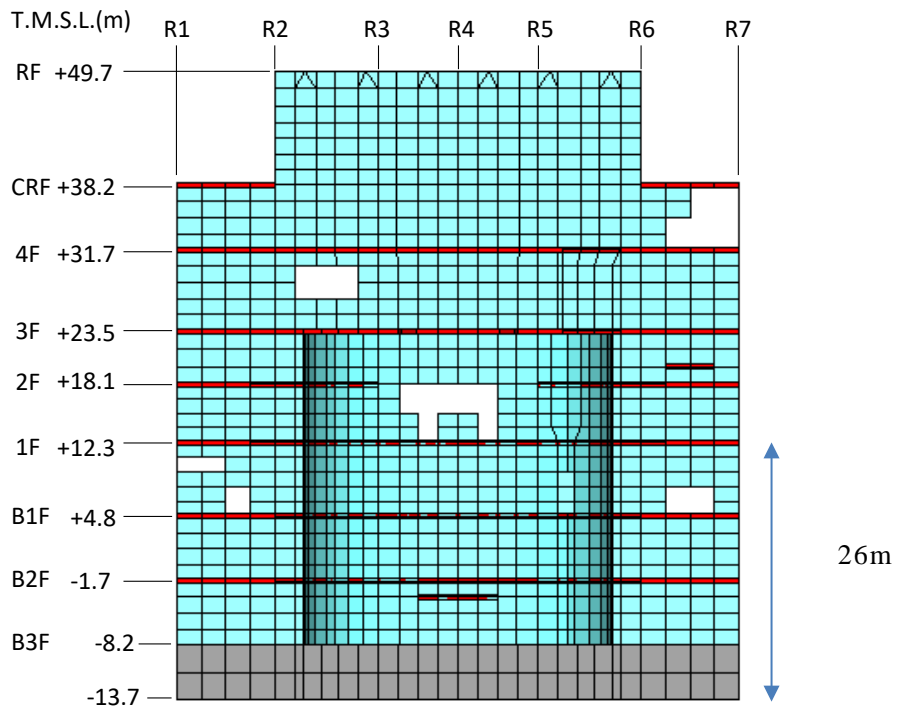


図 1-10 解析モデル断面図

(3) 屋根トラス

屋根トラスは、KARISMA プロジェクトのデータを用いる。

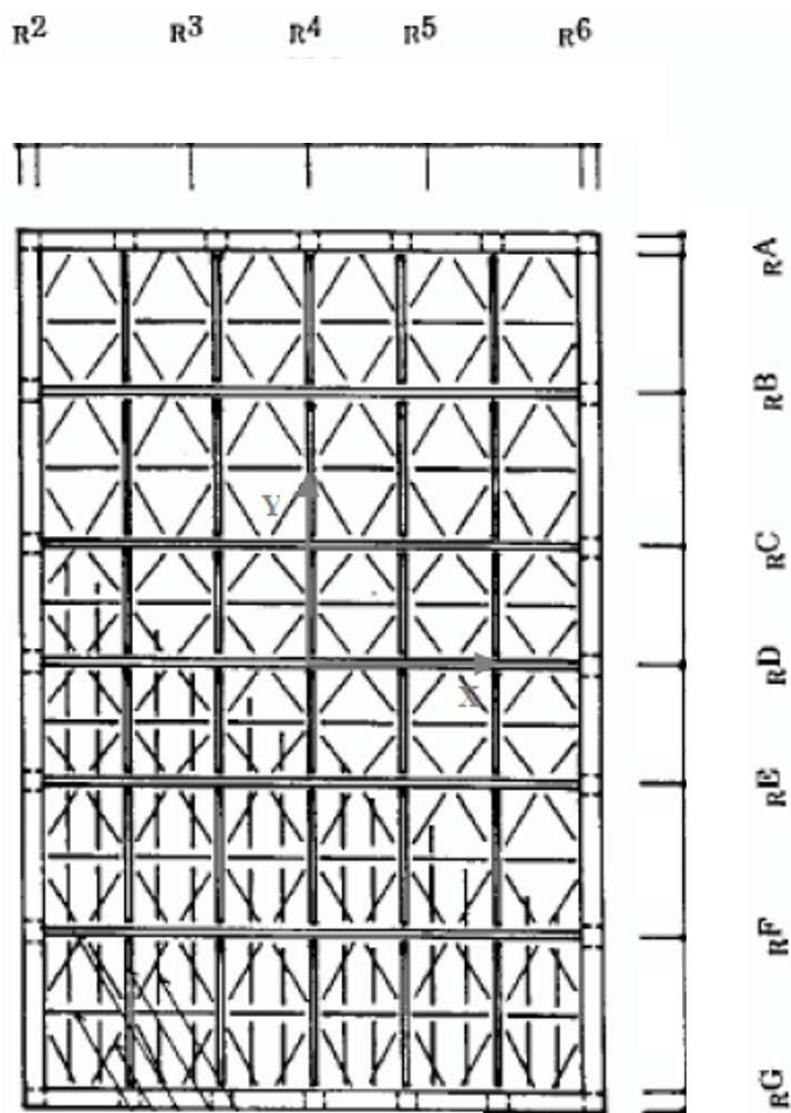


図 1-11 平面図（屋根、+49.7m）

(4) 屋根スラブ

屋根スラブは KARISMA プロジェクトのデータがなかったため、厚さ 150mm の RC でモデル化する。図 1-12 に屋根モデルの概要を示す。

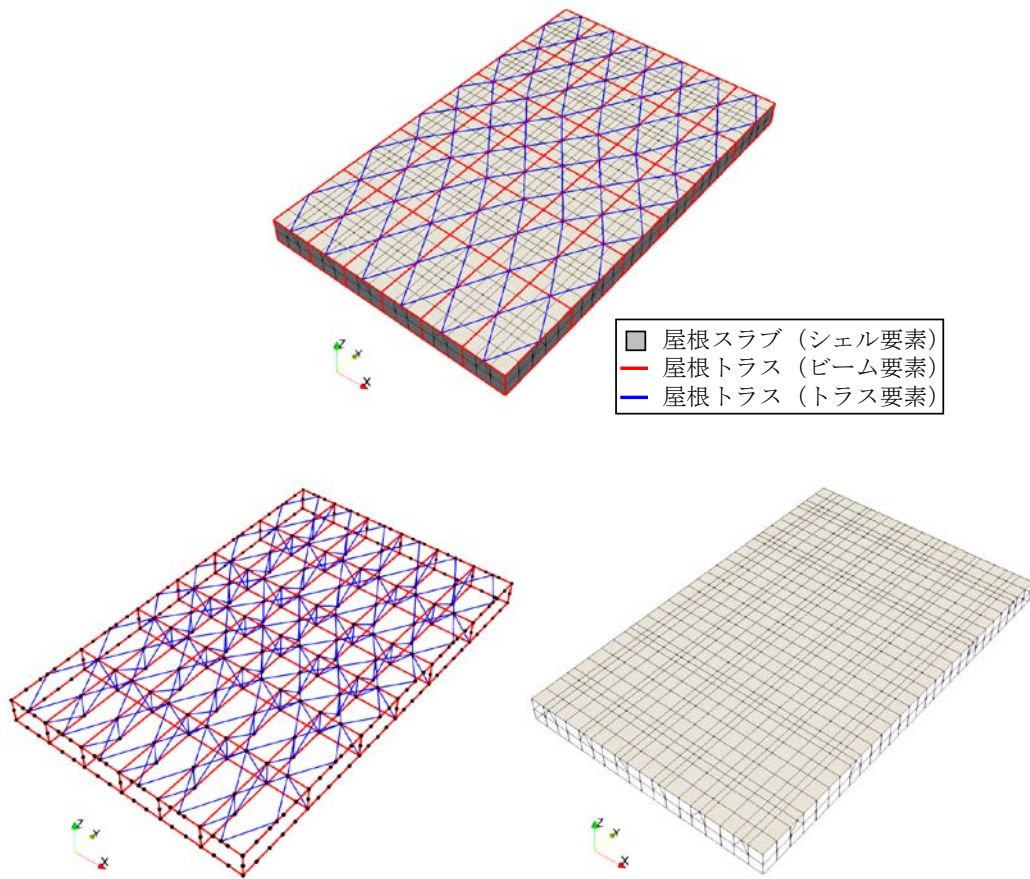


図 1-12 屋根モデル（上：屋根全体、 左下：屋根トラス、 右下：屋根板）

1.4.2 地盤

1.1. 節 1.1.2 地盤概要に示す通り。

1.5. 解析モデル

1.5.1 建屋

基礎版はソリッド要素、建屋壁及び床はシェル要素、柱、梁及び屋根トラスはビーム要素でモデル化する。

解析モデル図を以下に示す。

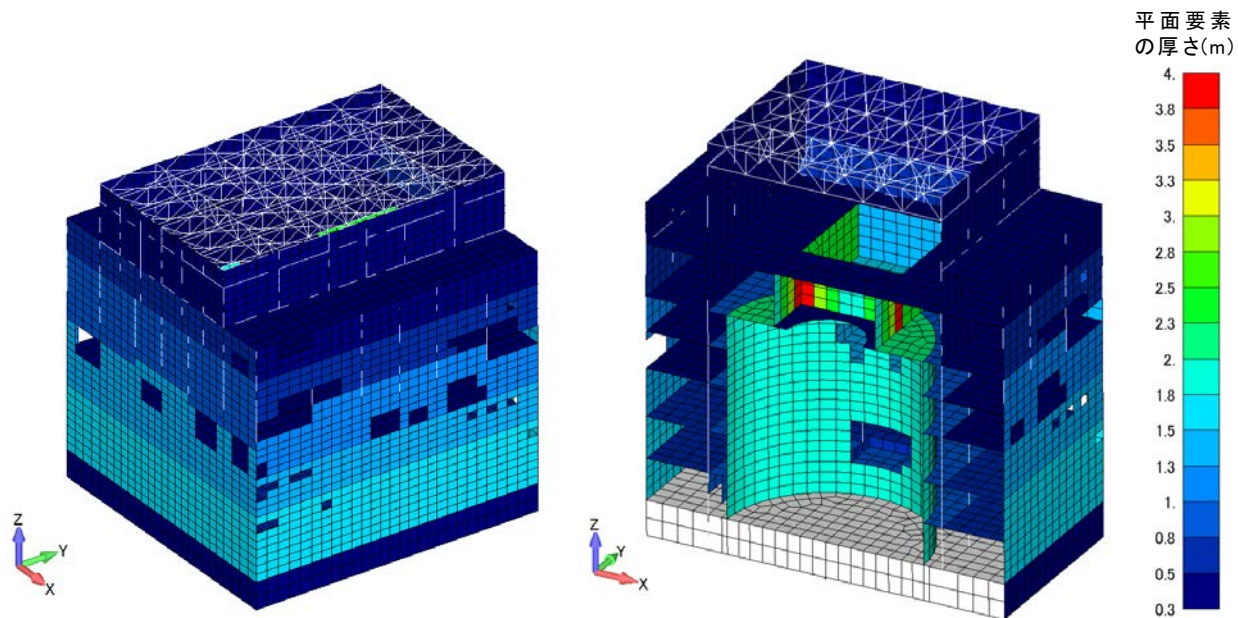


図 1-13 三次元建屋モデル

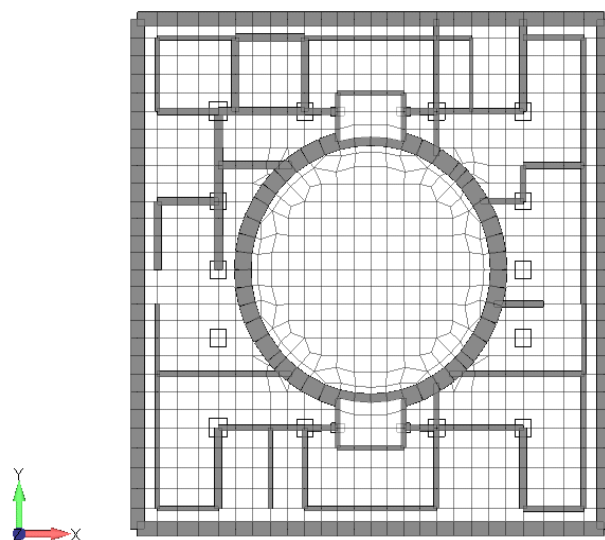


図 1-14 平面図 B3F

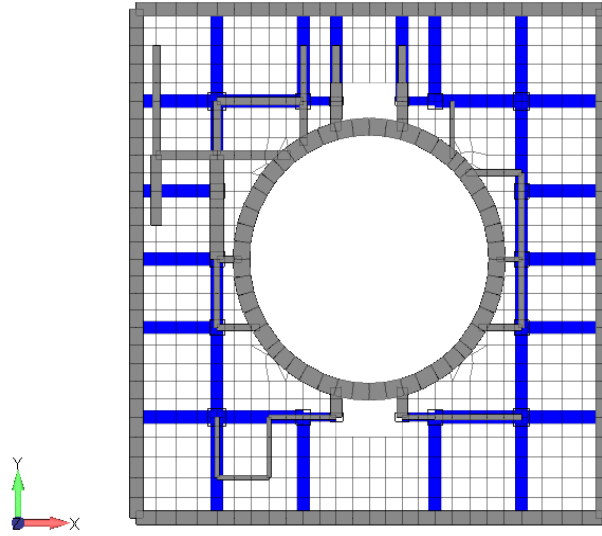


图 1-15 平面图 B2F

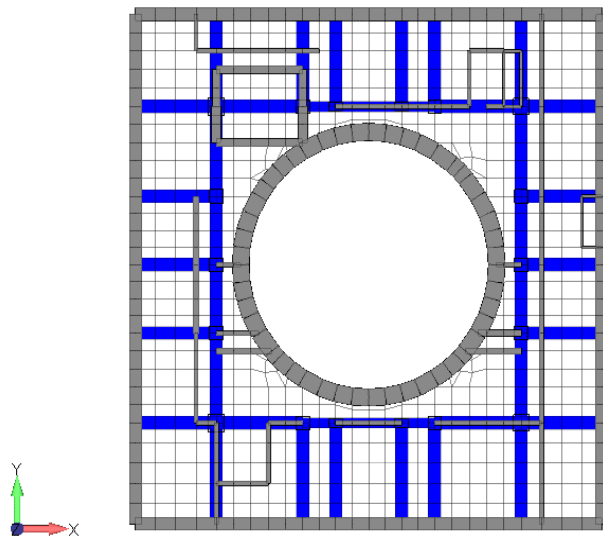


图 1-16 平面图 B1F

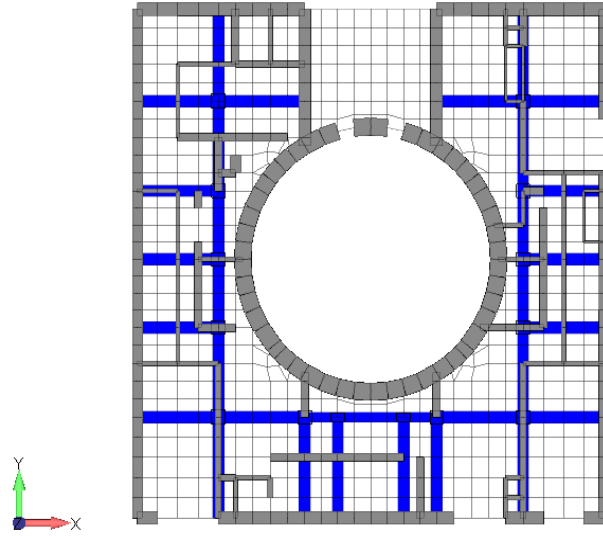


图 1-17 平面图 1F

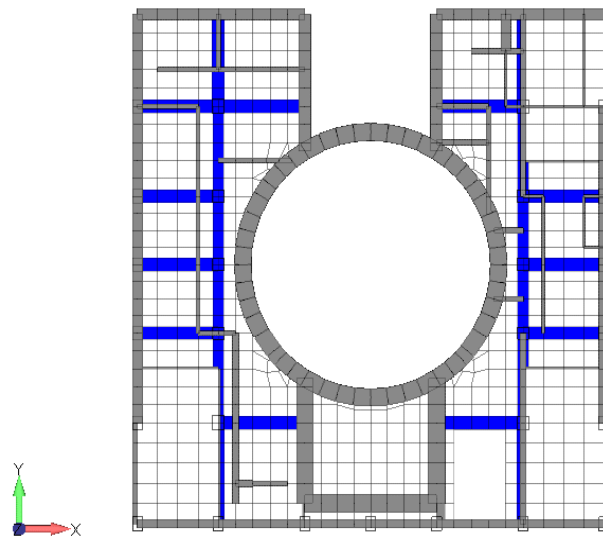


图 1-18 平面图 2F

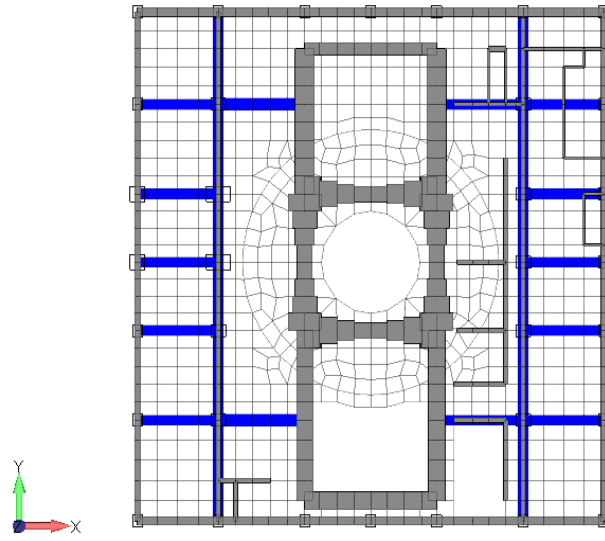


图 1-19 平面图 3F

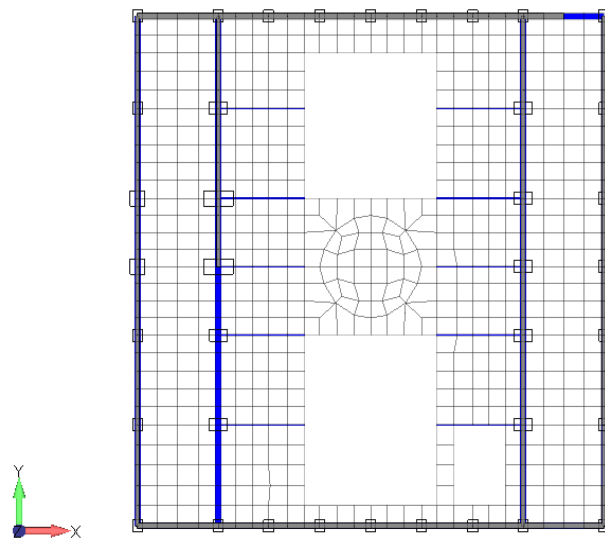


图 1-20 平面图 4F

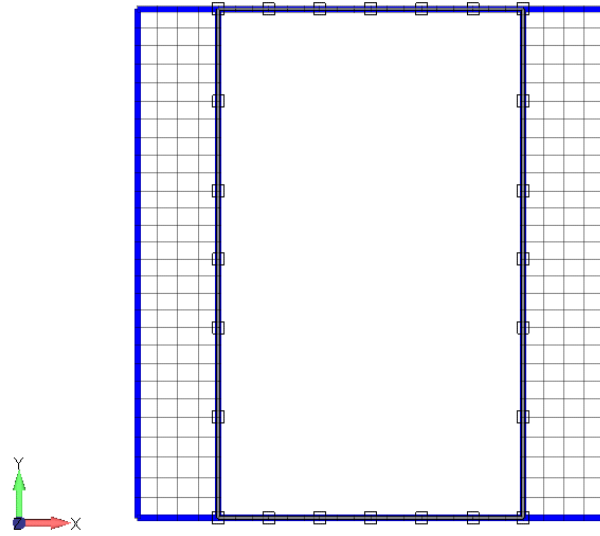


図 1-21 平面図 CRF

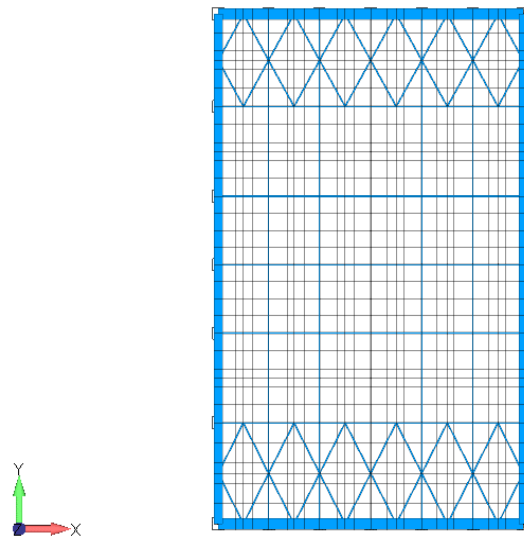


図 1-22 屋根スラブ

1.5.2 地盤

解析モデルは、土方らと同様に建屋の上下の卓越振動数 10Hz を超える 15Hz 程度を透過振動数とし、地盤のメッシュ分割は表 1-2 のように設定する。等価物性は KARISMA プロジェクトで求められた値を各層毎に平均したものであり、材料モデルの項で後述する。

表 1-2 地盤のメッシュと等価物性

G.L. (m)	T.M.S.L. (m)	メッシュ 高さ (m)	地質	土質	ρ (kN/m^3)	V_s (m/s)	$G[\rho V_s^2]$ (kN/m^2)	KARISMA 資料G	G/ G_0	等価 V_s (m/s)	等価減 衰 h(%)	階	T.M.S.L. (m)	メッシュ 厚さ(m)	透過 振動数 (Hz)
0.000	12.00	12										1F	12.3		
1.125	10.88	8	砂層	砂	16.1	150	36939	36000	0.26	76.7	22	B1F	4.8	1.125	17.0
2.250	9.75													1.125	
3.375	8.63													1.125	
4.500	7.50													1.125	
5.500	6.50													1.000	
6.500	5.50	4	砂層	砂	16.1	200	65670	65700	0.14	74.6	26	B1F	4.8	1.000	18.7
7.500	4.50													1.000	
9.125	2.88													1.000	
10.750	1.25	-6	安田層	粘土	17.3	330	192111	192000	0.64	263.8	5	B2F	-1.7	1.625	40.6
12.375	-0.38													1.625	
14.000	-2.00													1.625	
15.625	-3.63													1.625	
17.250	-5.25													1.625	
18.875	-6.88	-33	西山層	岩	17.0	490	416218	416000	0.95	478.2	2	B3F	-8.2	1.625	73.6
20.500	-8.50													1.625	
23.250	-11.25													1.625	
26.000	-14.00													2.750	
30.750	-18.75													2.750	
35.500	-23.50	基礎 底面	西山層	岩	17.0	490	416218	416000	0.95	478.2	2	基礎 底面	-13.7	2.750	43.5
40.250	-28.25													4.750	
45.000	-33.00													4.750	
52.125	-40.13													4.750	
59.250	-47.25													7.125	
66.375	-54.38	岩	岩	16.6	530	475488	475000	0.95	515.9	2	岩	7.125	7.125	18.1	
73.500	-61.50												7.125		
80.625	-68.63												7.125		
87.750	-75.75												7.125		
94.875	-82.88												7.125		
102.000	-90.00												7.125		

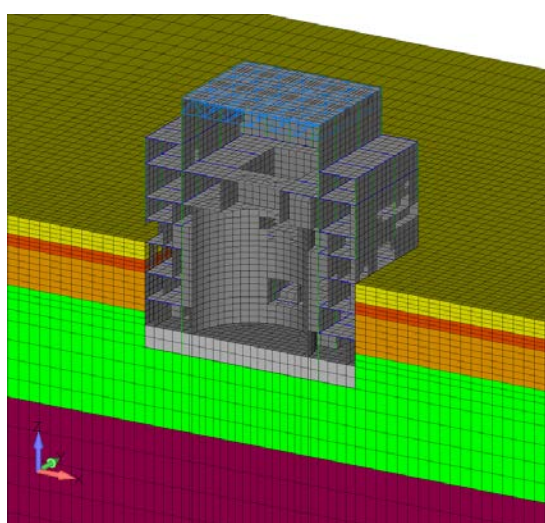


図 1-23 地盤に埋め込まれた建屋の様子

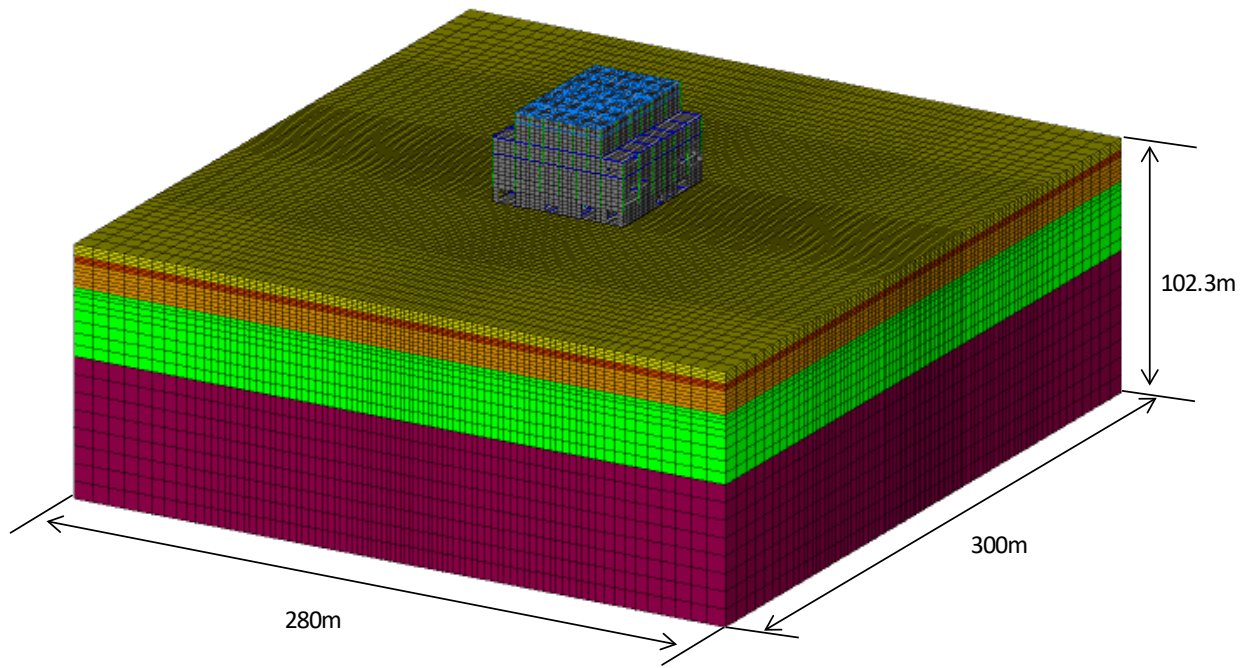


図 1-24 モデル全体図

1.6. 材料モデル

1.6.1 建屋物性

(1) 材料定数

コンクリートの剛性は実強度を基に算定した値を用いる。KARISMA ベンチマークモデルによるコンクリートの実強度を

表 1-3 に示す。この値を用いて、式(1.1)よりヤング係数を求める。鉄筋は表 1-4、鉄骨は表 1-5 に示されている値を用いる。これらをまとめて表 1-6 に示す。

$$E = 3.35 \times 10^4 \times \left(\frac{\gamma}{24}\right)^2 \times \left(\frac{F_c}{60}\right)^{\frac{1}{3}}, (\text{普通コンクリートの場合} : 18 \leq F_c \leq 60) \quad (1.1)$$

ここで、E : ヤング係数 (N/mm²)、F_c : 設計基準強度 (N/mm²)、γ : コンクリートの気乾単位体積重量 (kN/m³)

表 1-3 KARISMA ベンチマークモデルによる実強度¹

	Compressive strength (MPa)
R/B Structure	50
Basemat	45
RCCV structure	50

表 1-4 鉄筋の材料定数¹

Reinforcement strength			
Designation	Diameter (mm)	Tensile strength (MPa)	Young's modulus, Es (MPa)
SD35	< Ø 25	350	205 000
SD35	≥ Ø 29	350	205 000

表 1-5 鋼材の材料定数¹

Material properties of structural steel				
Density (t/m ³)	Poisson's ratio ν	Young's modulus, Ec (MPa)	Shear modulus of elasticity, G (MPa)	Tensile strength (MPa)
7.8 (assumed)	0.3	205 000	79 000	240

表 1-6 鉄筋コンクリート強度と弾性剛性¹

	ヤング係数 E (N/mm ²)	せん断弾性係数 G (N/mm ²)	ポアソン比 ν	単位体積重量 γ (kN/m ³)
基礎スラブ F _c = 44.1N/mm ²	2.90 × 10 ⁴	1.21 × 10 ⁴	0.20	23.5* ¹
上部構造 F _c = 49.0N/mm ²	3.13 × 10 ⁴	1.31 × 10 ⁴	0.20	24.0* ¹
鉄筋	2.05 × 10 ⁵	—	—	77.0
鉄骨	2.05 × 10 ⁵	7.90 × 10 ⁴	0.30	77.0

※1: γ は、鉄筋コンクリートの単位体積重量から 1.0 を減じた値とする。

1.6.2 地盤物性

(1) 材料定数

地震時の等価な地盤物性は、表 1-7 に示す KARISMA ベンチマークモデルの等価剛性地盤物性表の値を各層で平均した値を用いる。

表 1-7 初期剛性地盤物性¹

TABLE 4. SOIL PROPERTIES (NCOE) NEAR UNIT 7 REACTOR BUILDING⁵

Attitude T.M.S.L. (m)	Geological Layer	Soil type (Sand, clay or rock)	Shear Wave Velocity Vs (m/s)	Shear wave damping (%)	Primary Wave Velocity Vp (m/s)	Primary wave damping (%)	Unit Weight γ (kN/m ³)	Poisson's Ratio ν	Initial Shear Modulus G0 (kN/m ²)
Grade Level (+12.0)	Sand	Sand	150		310		16.1	0.347	36,000
+8.0		Sand	200		380		16.1	0.308	65,700
+4.0	Yasuda	Clay	330		1240		17.3	0.462	192,000
-6.0	Nishiyama	Rock	490		1640		17.0	0.451	416,000
-33.0		Rock	530		1700		16.6	0.446	475,000
-90.0		Rock	590		1710		17.3	0.432	614,000
-136.0		Rock	650		1790		19.3	0.424	832,000
-155.0		Rock	720		1900		19.9	0.416	1,050,000
The free surface of the ∞	Nishiyama	Rock	720		1900		19.9	0.416	1,050,000

(2) 弾性物性

解析モデルに使用した地盤物性を以下に示す。等価線形剛性は、下表の Vs で分けられた層ごとに設定する。初期剛性により、解析地盤の入力地震動を設定し、その入力動による解析結果のひずみにより等価剛性を設定する。

表 1-8 詳細地盤と平均地盤の剛性低下率と減衰

Depth (m)	G/Go		Dampint(%)		Max. shear strain		Depth (m)	中心点
	X-DIR	Y-DIR	X-DIR	Y-DIR	X-DIR	Y-DIR		
0.5	0.647	0.58	10.7	12.7	0.01368	0.01988	-0.5	-0.25
1.5	0.283	0.19	21.7	24.6	0.09769	0.18264	-1.5	-1.00
2.5	0.141	0.084	26	27.8	0.31049	0.63103	-2.5	-2.00
3.5	0.084	0.084	27.8	27.8	0.64808	0.72121	-3.5	-3.00
4.5	0.19	0.178	24.5	24.9	0.18012	0.20184	-4.5	-4.00
5.5	0.159	0.149	25.5	25.8	0.25317	0.27989	-5.5	-5.00
6.5	0.132	0.112	26.3	26.9	0.34429	0.42885	-6.5	-6.00
7.5	0.11	0.084	27	27.8	0.44387	0.62914	-7.5	-7.00
9.0	0.742	0.724	3.9	4.1	0.0281	0.03224	-9	-8.25
11.0	0.682	0.669	4.8	5	0.04408	0.04851	-11	-10.00
13.0	0.642	0.619	5.4	5.7	0.05865	0.06596	-13	-12.00
15.0	0.606	0.573	5.9	6.4	0.07101	0.08442	-15	-14.00
17.0	0.586	0.549	6.2	6.8	0.07928	0.09644	-17	-16.00
19.5	0.964	0.959	1.6	1.8	0.02303	0.027	-19.5	-18.25
22.5	0.961	0.957	1.7	1.8	0.02538	0.02867	-22.5	-21.00
25.5	0.957	0.953	1.8	1.9	0.02842	0.03183	-25.5	-24.00
28.5	0.954	0.951	1.9	1.9	0.03141	0.03462	-28.5	-27.00
31.5	0.952	0.948	1.9	2	0.03347	0.037	-31.5	-30.00
34.5	0.95	0.947	1.9	2	0.03515	0.03889	-34.5	-33.00
37.5	0.95	0.946	2	2	0.03552	0.03979	-37.5	-36.00
40.5	0.949	0.946	2	2	0.03592	0.03967	-40.5	-39.00
43.5	0.95	0.946	1.9	2	0.03525	0.03896	-43.5	-42.00
47.0	0.956	0.952	1.8	1.9	0.02965	0.03276	-47	-45.25
51.0	0.958	0.953	1.8	1.9	0.02775	0.03219	-51	-49.00
55.0	0.958	0.953	1.8	1.9	0.02769	0.03252	-55	-53.00
59.0	0.956	0.953	1.8	1.9	0.02974	0.03253	-59	-57.00
63.0	0.954	0.95	1.9	2	0.03126	0.03557	-63	-61.00
67.0	0.953	0.946	1.9	2	0.03222	0.03907	-67	-65.00
71.0	0.952	0.944	1.9	2.1	0.03285	0.04246	-71	-69.00
75.0	0.952	0.941	1.9	2.1	0.03343	0.04553	-75	-73.00
79.0	0.951	0.939	1.9	2.2	0.0341	0.04807	-79	-77.00
83.0	0.95	0.938	1.9	2.2	0.03475	0.05005	-83	-81.00
87.0	0.948	0.934	2	2.3	0.03697	0.05163	-87	-85.00
91.0	0.947	0.933	2	2.3	0.03835	0.0523	-91	-89.00
95.0	0.946	0.931	2	2.3	0.03949	0.05277	-95	-93.00
99.5	0.945	0.932	2	2.3	0.04019	0.05275	-99.5	-97.25
104.5	0.954	0.946	1.9	2	0.03149	0.03979	-105	-102.00
109.5	0.953	0.946	1.9	2	0.03228	0.03916	-110	-107.00
114.5	0.952	0.946	1.9	2	0.03287	0.03903	-115	-112.00
119.5	0.951	0.946	1.9	2	0.03393	0.04003	-120	-117.00
124.5	0.95	0.943	1.9	2.1	0.03469	0.04276	-125	-122.00
129.5	0.95	0.941	1.9	2.1	0.03525	0.04624	-130	-127.00
134.5	0.949	0.938	2	2.2	0.03599	0.04955	-135	-132.00
139.5	0.948	0.932	2	2.3	0.03679	0.05251	-140	-137.00
145.0	0.948	0.926	2	2.4	0.03729	0.05539	-145	-142.25
150.5	0.959	0.944	1.8	2.1	0.02743	0.04182	-151	-147.75
155.5	0.958	0.943	1.8	2.1	0.02786	0.04332	-156	-153.00
160.5	0.957	0.942	1.8	2.1	0.02839	0.0446	-161	-158.00
167.0	0.957	0.941	1.8	2.1	0.02888	0.04545	-167	-163.75

*KARISMA Table G.5.A Soil response analysis of Unit 7 sil column 1xNCOE

Depth	Vs (m/s)	G/Go	h(%)
12			
8	150	0.26	22
4	200	0.14	26
-6	330	0.64	5
-33	490	0.95	2
-90	530	0.95	2
-136	590	0.95	2

(3) 地盤メッシュと材料定数

地盤メッシュと材料定数を表 1-2 に示す。

1.6.3 建屋質量

建屋モデルの質量は、建屋各階の質量が質点系モデルの値と一致するように、各階の床の質量密度を調整したものをを用いる。

表 1-9 質点系モデル重量

(NS 方向)

質点 番号	質点重量 # (kN)	回転慣性重量 I_G ($\times 10^5 \text{kN}\cdot\text{m}^2$)	せん断 断面積 A_s (m ²)	断面2次 モーメント I (m ⁴)	質点 番号	質点重量 # (kN)	回転慣性重量 I_G ($\times 10^5 \text{kN}\cdot\text{m}^2$)	せん断 断面積 A_s (m ²)	断面2次 モーメント I (m ⁴)
1	39,490	70.6							
			41.0	13,700					
2	80,520	410.9	83.0	51,100					
			188.0	70,600					
3	84,470	473.7			11	91,400	32.4		
			132.5	69,000				119.6	7,200
4	84,770	293.2	149.4	84,700	12	155,040	371.7	113.0	23,300
			180.5	105,000				137.6	23,500
5	55,380	198.1	223.5	112,800	13	102,870	305.0	139.2	23,400
			223.5	119,000				132.4	23,600
6	81,140	289.3	3373.4	900,600	14	199,270	408.9	186.4	29,600
7	80,120	296.2			15	124,050	387.4		
8	81,300	298.1			16	136,800	369.7		
9	342,450	945.4							
10	216,040	581.5							
合計	1,955,110								

①建屋部

ヤング係数 E_c 3.13×10^7 (kN/m²)
 せん断弾性係数 G 1.31×10^7 (kN/m²)
 ポアソン比 ν 0.20
 減衰 δ 5%

基礎形状 56.6m (NS方向) \times 59.6m (EW方向)

②基礎スラブ

ヤング係数 E_c 2.90×10^7 (kN/m²)
 せん断弾性係数 G 1.21×10^7 (kN/m²)
 ポアソン比 ν 0.20
 減衰 δ 5%

1.7. 減衰

各部材の材料減衰は、KARISMA プロジェクトと同じ値を用いることとし、表 1-10 に示す値とした。また、時刻歴応答解析においてはレーリー減衰を用いる。

表 1-10 材料減衰

材料種類	
鉄筋コンクリート	5%
鉄骨トラス	2%
地盤	等価減衰

1.7.1 レーリー減衰

三次元詳細モデルの時刻歴応答解析ではレーリー減衰(要素別レーリー減衰)を使用する。レーリー減衰を設定するにあたり、主要な固有振動数を決める必要があるが、本検討では固有値解析結果より、

- ・ $f1$: NS、EW 方向の 1 次モードの固有振動数の平均
- ・ $f2$: UD 方向の 1 次モードの固有振動数

として設定した。

$f1$ 、 $f2$ を求めるための固有値解析は基礎固定による建屋単独モデルでの固有値解析を実施した。地盤に用いるレーリー減衰の $f1$ は地盤建屋連成モデルでの固有値解析より設定した。レーリー減衰設定に用いる振動数を表 1-11 に示す。基礎固定及び地盤建屋連成の固有値解析の結果をそれぞれ図 1-25 及び図 1-26 に、レーリー減衰と振動数の関係を図 1-27 に示す。

表 1-11 レーリー減衰設定に用いる振動数

	$f1$	$f2$
鉄筋コンクリート(RC)	建屋基礎固定 NS,EW1 次固有振動数の平均	建屋基礎固定 UD1 次固有振動数
鉄骨トラス	RC に同じ	RC に同じ
地盤	地盤建屋連成 NS,EW1 次固有振動数の平均	建屋 UD 1 次固有振動数

(参考) 鉄骨トラスの $f2$ は屋根スラブの 1 次固有振動数とすることも考えられるが、建屋の 1 次上下固有振動数と違いが小さかったため、RC と同じとした。

振動数 Hz	周期 sec	刺激係数			有効質量比			備考
		NS(X)	EW(Y)	UD(Z)	NS(X)	EW(Y)	UD(Z)	
4.181	0.239	2.483	-0.004	-0.037	0.539	0.000	0.000	NS1次
4.810	0.208	0.015	2.823	-0.010	0.000	0.576	0.000	EW1次
5.307	0.188	0.051	3.303	0.076	0.000	0.011	0.000	EW2次
7.305	0.137	-3.577	0.230	-0.050	0.082	0.000	0.000	NS2次
11.737	0.085	-0.822	-0.077	9.908	0.001	0.000	0.151	UD1次

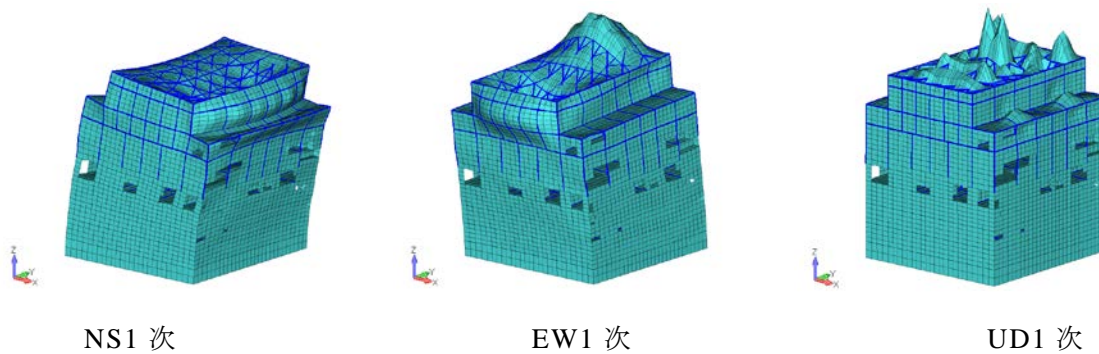
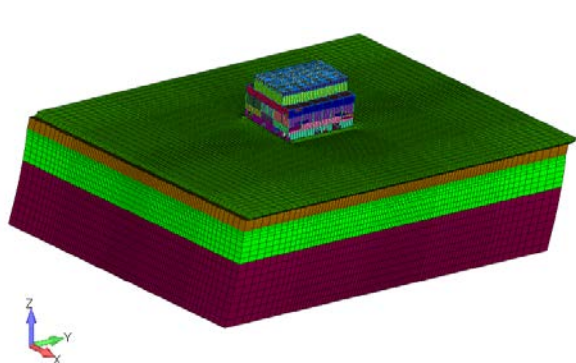


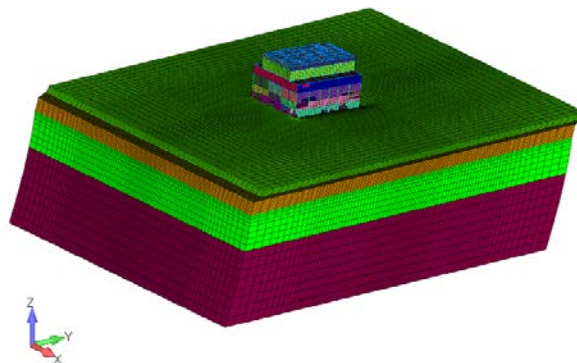
図 1-25 建屋基礎固定の固有値解析結果及び 1 次モード図

振動数 Hz	周期 sec	刺激係数			有効質量比			備考
		NS(X)	EW(Y)	UD(Z)	NS(X)	EW(Y)	UD(Z)	
1.208	0.828	1.760	0.029	0.000	0.808	0.000	0.000	NS1次
1.209	0.827	-0.029	1.760	0.000	0.000	0.808	0.000	EW1次

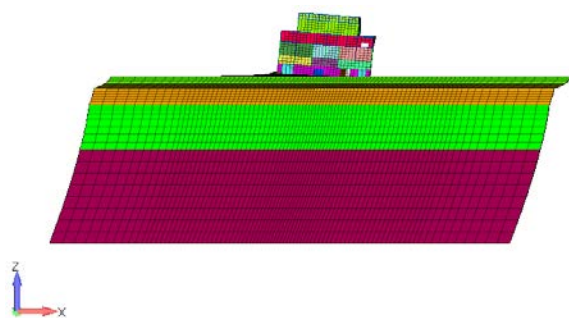
※主要モード抜粋



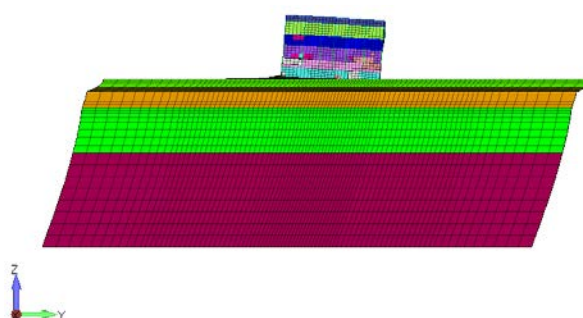
NS1 次(鳥瞰図)



EW1 次(鳥瞰図)



NS1 次(XZ)

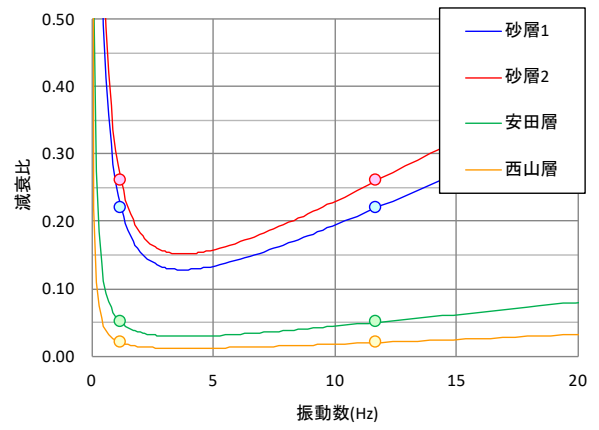
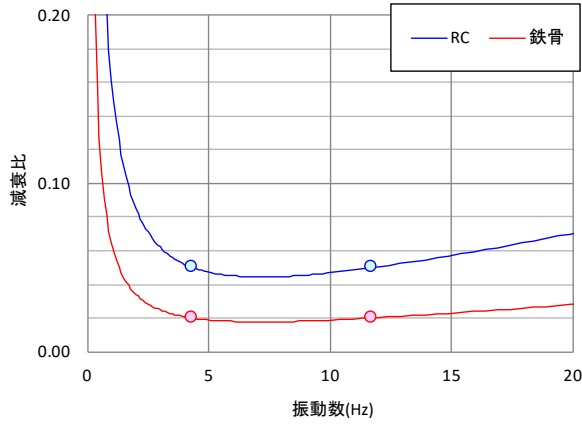


EW1 次(YZ)

図 1-26 地盤建屋連成の固有値解析結果 (1 次モード)

	振動数		減衰比		レーリー減衰	
	f ₁ (Hz)	f ₂ (Hz)	h ₁ (-)	h ₂ (-)	α (-)	β (-)
RC	4.33	11.74	0.05	0.05	1.987	9.907E-04
鉄骨	4.33	11.74	0.02	0.02	0.795	3.963E-04

	振動数		減衰比		レーリー減衰	
	f ₁ (Hz)	f ₂ (Hz)	h ₁ (-)	h ₂ (-)	α (-)	β (-)
砂層1	1.21	11.74	0.22	0.22	3.033	5.409E-03
砂層2	1.21	11.74	0.26	0.26	3.584	6.392E-03
安田層	1.21	11.74	0.05	0.05	0.689	1.229E-03
西山層	1.21	11.74	0.02	0.02	0.276	4.917E-04



RC: 壁、床スラブ及び屋根スラブのシェル要素
柱及び梁のビーム要素
基礎スラブのソリッド要素

鉄骨: 屋根トラスのビーム、トラス要素
鋼材ガーダーのビーム要素

(a) 建屋

(b) 地盤

図 1-27 レーリー減衰と振動数の関係

1.8. 接合条件

1.8.1 屋根トラス

上弦材と下弦材の端部はそれぞれ全自由度隣接梁と同変位・同回転（剛接合）とする。
斜材、東材の端部はピン接合とする。

1.8.2 屋根トラスと外壁

屋根トラス、上弦材と下弦材の支持部の節点は、外周柱、梁の節点の自由度と同変位・同回転（剛接合）とする。水平ブレースの端部はピン接合とする。

1.8.3 屋根スラブと鉄骨トラス

屋根スラブと上弦材、水平ブレースとの接合は、図 1-28 屋根スラブと鉄骨トラスの接合位置（赤丸）位置でピン接合とする。なお、屋根スラブに局所の変形が 20Hz 以内で生じないことを確認する。

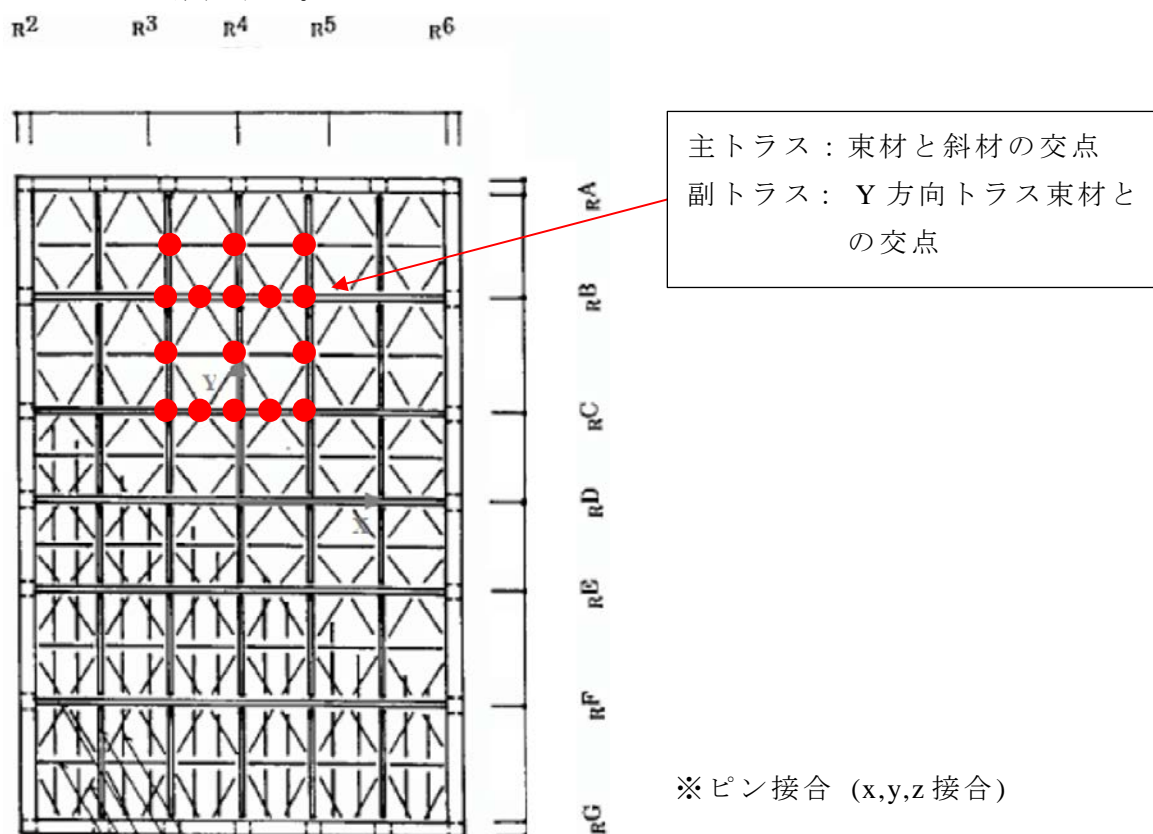


図 1-28 屋根スラブと鉄骨トラスの接合位置（赤丸）の例

1.9. 境界条件

1.9.1 全体モデルの底面境界

解析モデルの底面境界は粘性境界とする。

- ・地盤底面：粘性境界 ($V_s = 720 \text{ m/s}$ 、 $V_p = 1898 \text{ m/s}$)

1.9.2 全体モデルの側面境界

解析モデルの側面は、相対する側面の節点の並進変位が同じとする周期境界（繰り返し境界）条件とする。

1.10. 入力地震動

観測波より求めた解析底面での 2E 波、3 方向成分を解析モデル底面に入力する。

解析モデル底面の入力地震動は、原子炉建屋基礎上加速記録位置の応答加速度が観測値と一致するよう基礎上の観測記録位置と解析モデル底面の伝達関数を用いて下記手順より作成する。

1.10.1 入力地震動作成手順

三次元詳細モデルによる地震応答解析を実施する。入力地震動には基礎上の観測記録を用いる。

上記地震応答解析の基礎上の時刻歴応答解析結果と解析モデル底面の入力波（基礎上の観測記録）より求めた伝達関数を用いて、基礎上の加速度応答スペクトルが観測記録と一致するように解析モデル底面への入力地震動を算定する。但し、各方向の入力動は方向毎個別に算定している。基礎上の観測記録位置を図 1-29 に、算定手順を図 1-30 に示す。

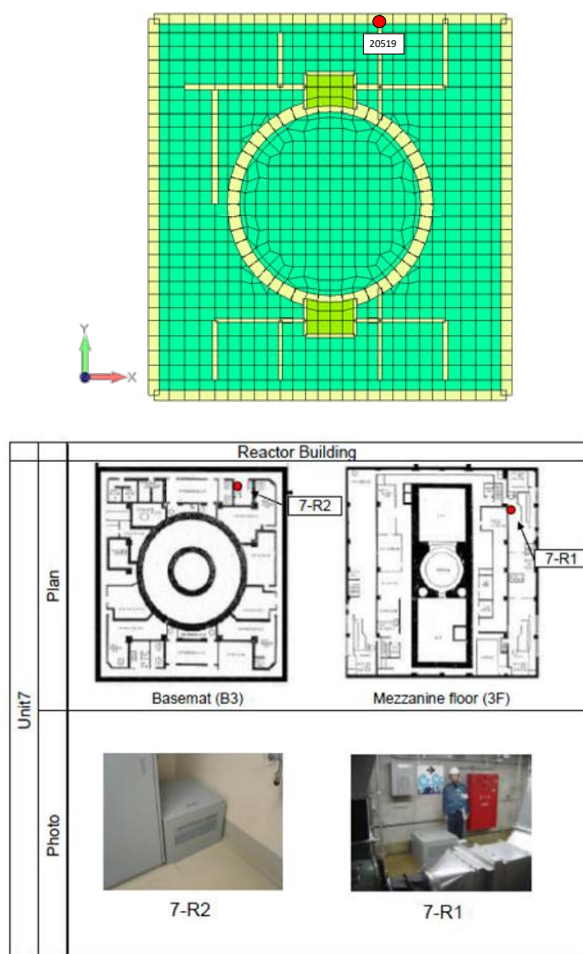


図 4-3 KARISMA Documents(p17)

図 1-29 加速度計設置場所と三次元詳細モデルとの対応

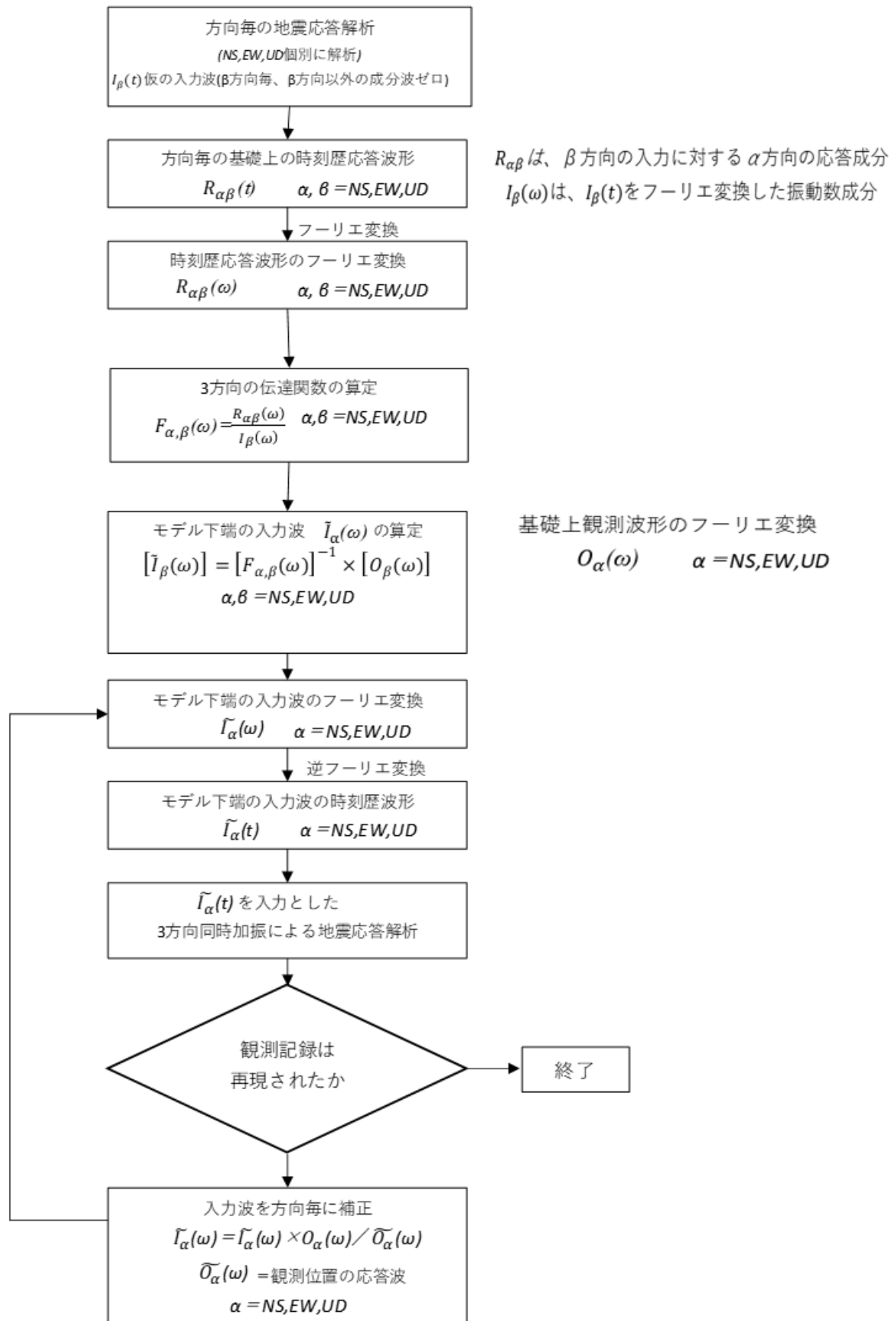


図 1-30 入力地震動算定手順

作成した入力地震動の加速度波形を図 1-31、図 1-32、図 1-33 に示す。

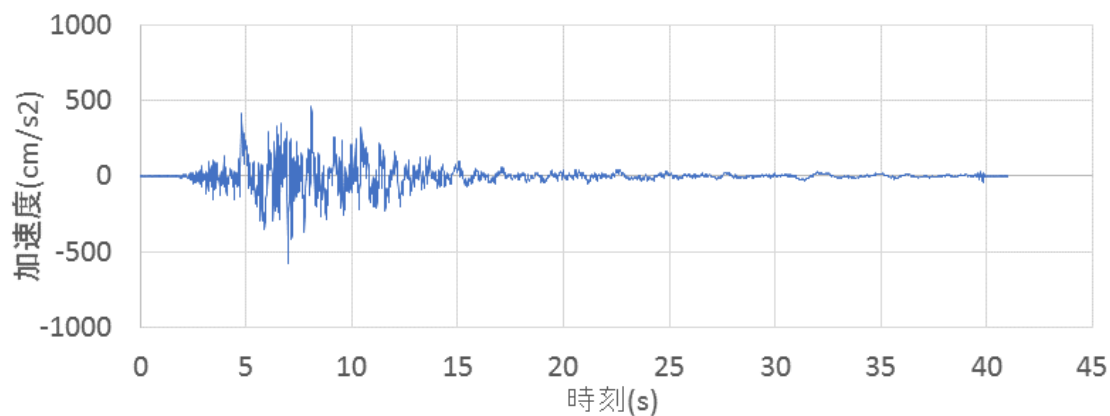


図 1-31 NS 方向入力地震動

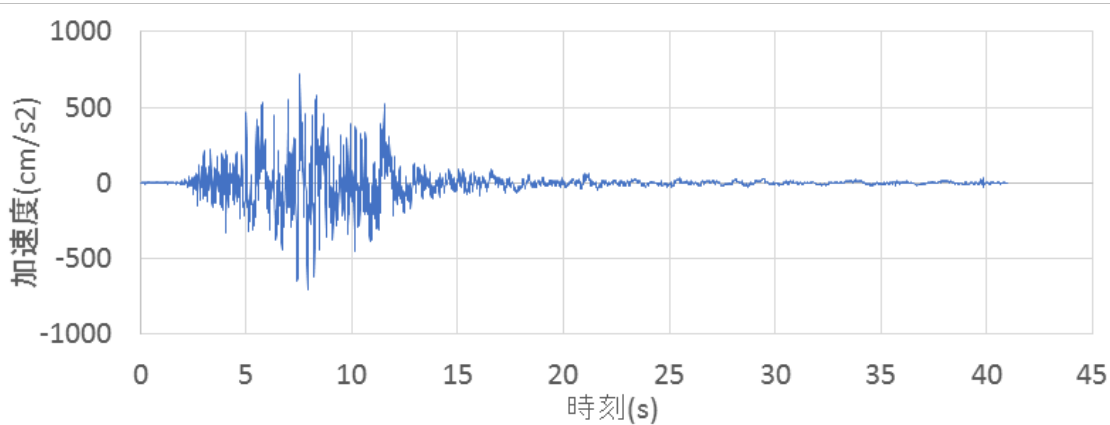


図 1-32 EW 方向入力地震動

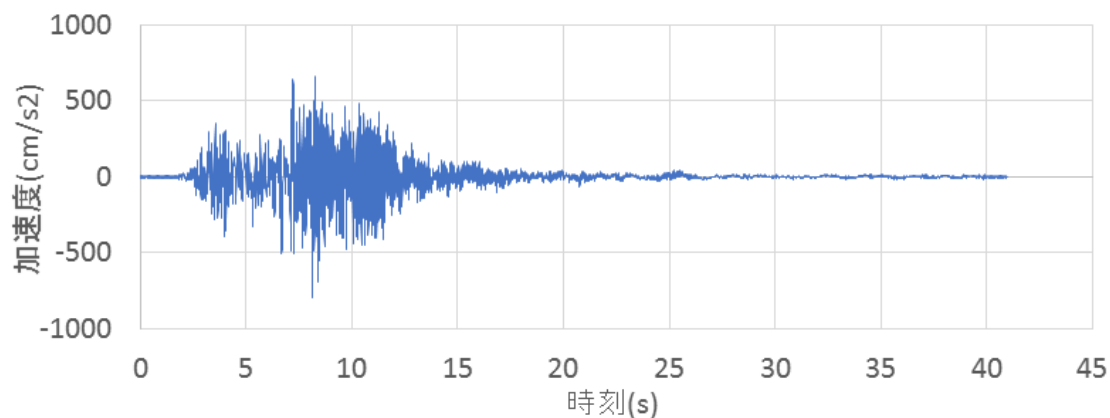


図 1-33 UD 方向入力地震動

入力地震動のフーリエスペクトルを図 1-34、図 1-35、図 1-36 に示す。11-12Hz 近傍の振幅が大きくなった理由として、基礎底面から下の解析領域の上下方向の 1 次元縦波振動モードが約 10.76Hz であり、建屋自身も近傍の固有振動数を持つために、解析モデル端部が固有モードの節になったこと等の可能性が考えられる。

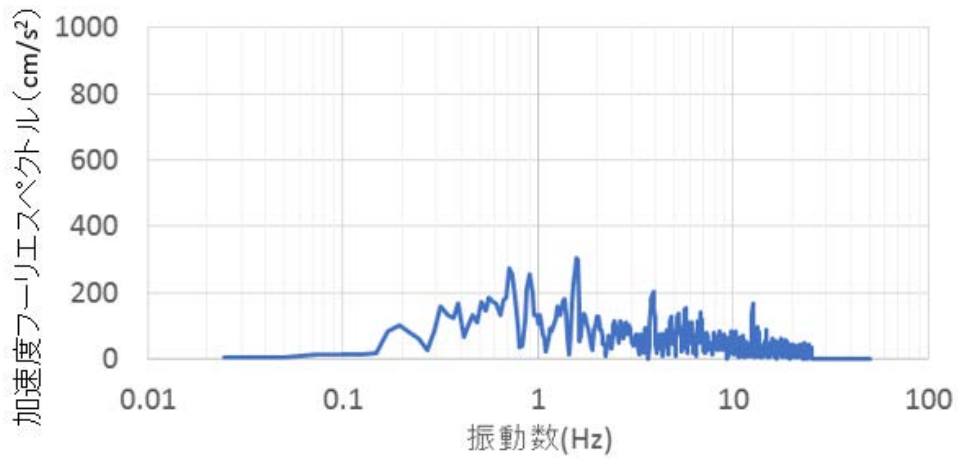


図 1-34 NS 方向入力地震動のフーリエスペクトル

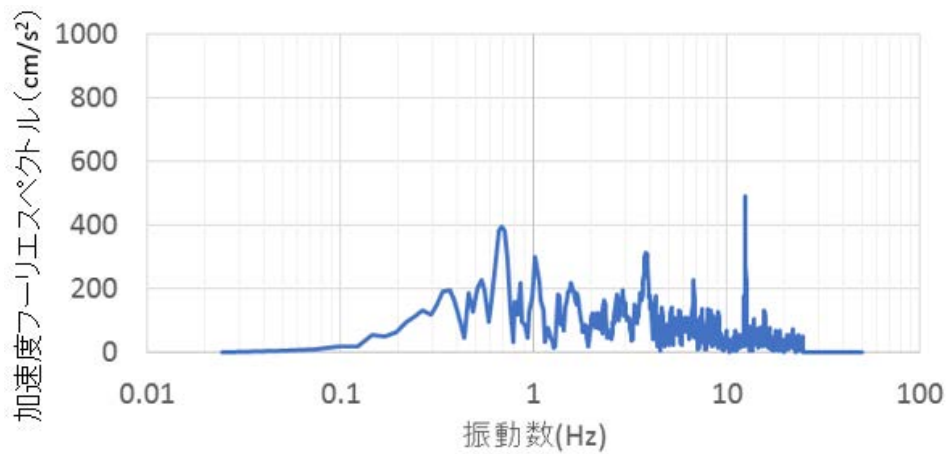


図 1-35 EW 方向入力地震動のフーリエスペクトル

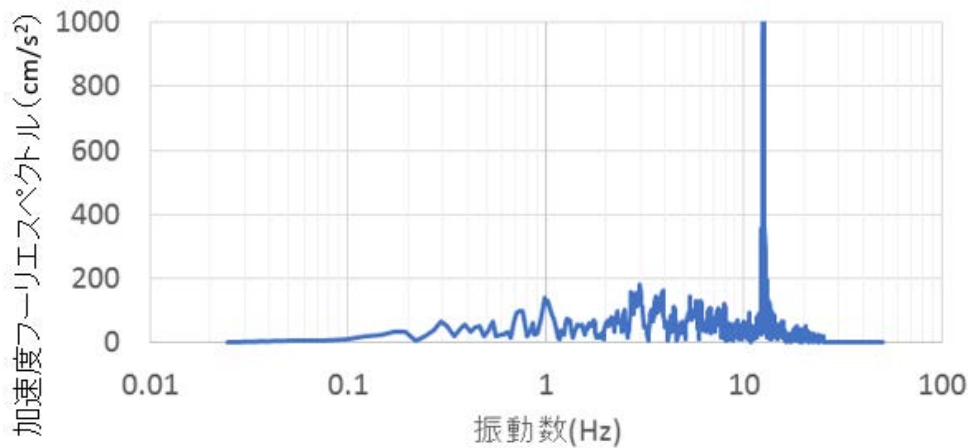


図 1-36 UD 方向入力地震動のフーリエスペクトル

基礎における観測記録と弾性解析結果の加速度波形の比較図を図 1-37 に示す。基礎上の加速度波形はほぼ一致している。

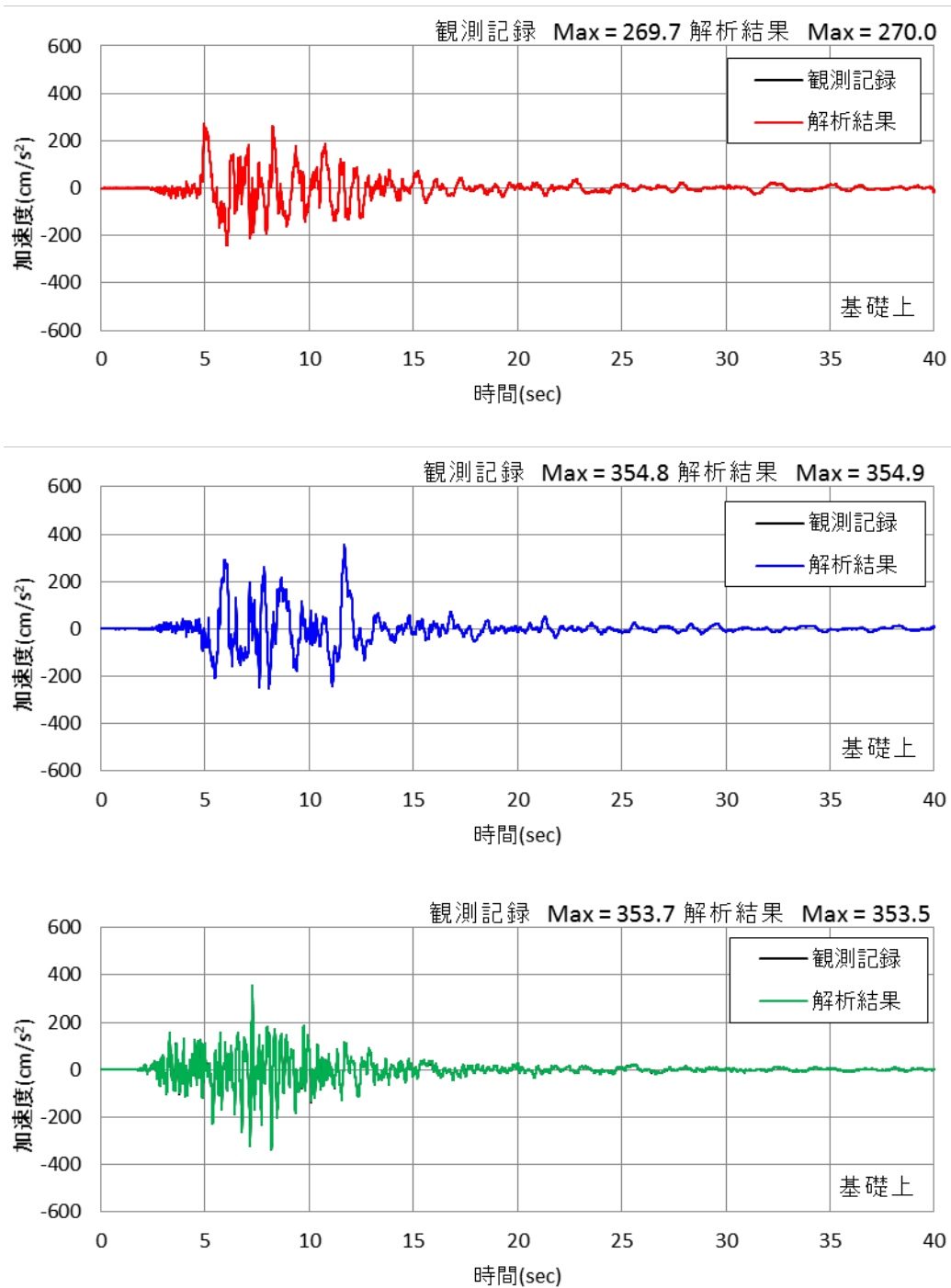


図 1-37 加速度波形の比較（基礎上）

1.11. 数値解析パラメータ

1.11.1 質量行列に関するパラメータ

質量行列は、分布質量行列とする

1.11.2 時間積分に関するパラメータ

時間積分法：Newmark- β ($\beta = 1/4$ 、 $\gamma = 1/2$)

継続時間：感度解析を含め、ケースごとに設定する

積分時間間隔 : 弾性解析 0.01 秒

1.12. 解析結果報告

解析結果については、伝達関数、最大応答加速度の高さ分布とコンター図、最大変位の高さ方向分布、観測点及び代表点の床応答スペクトル（FRS）、地盤反力等を報告する。以下にそれぞれの図の詳細仕様を示す。

- (1) 最大応答加速度・変位および床応答スペクトルを求める代表節点
各フロアにおける代表節点を図 1-38 から図 1-42 に示す。

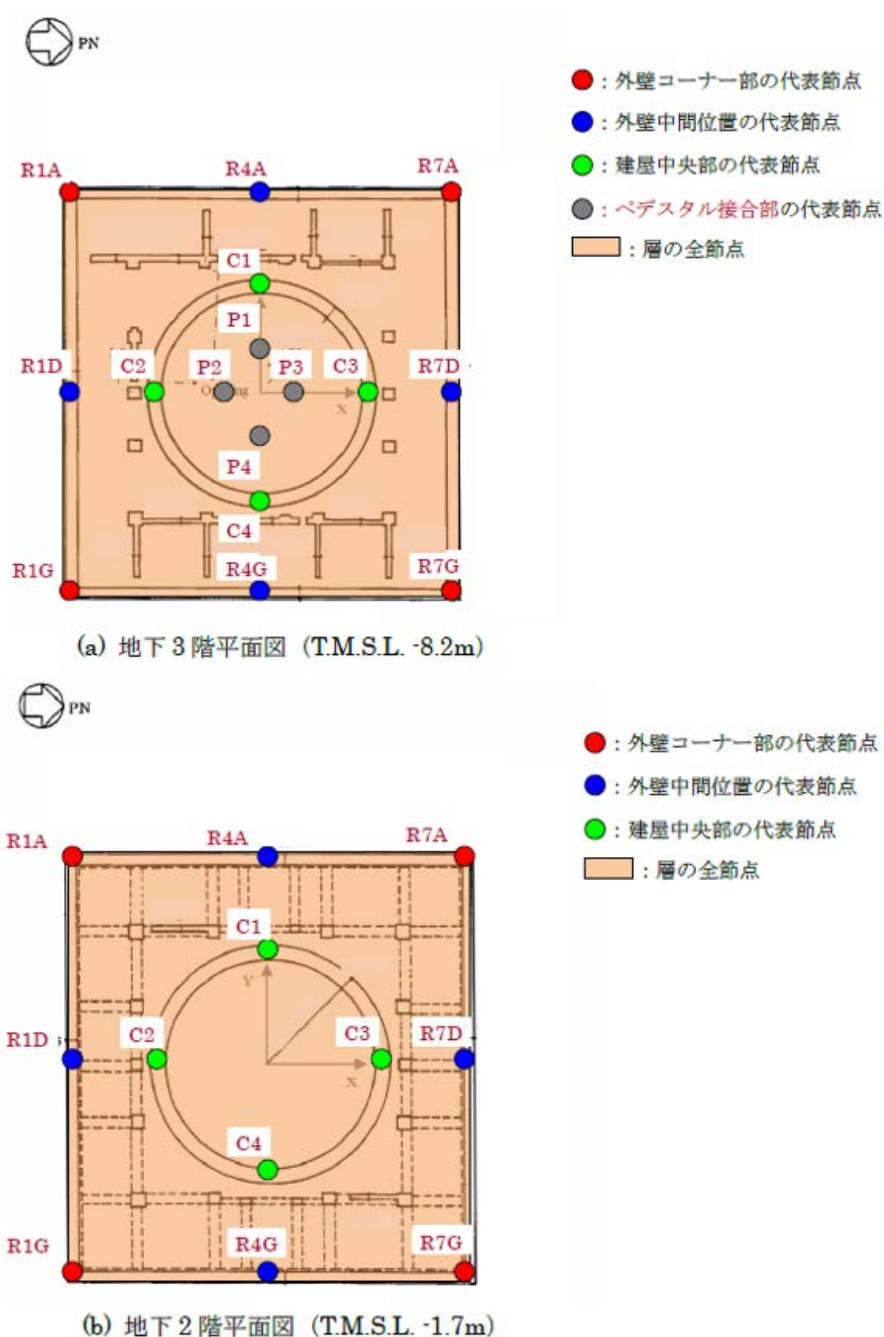
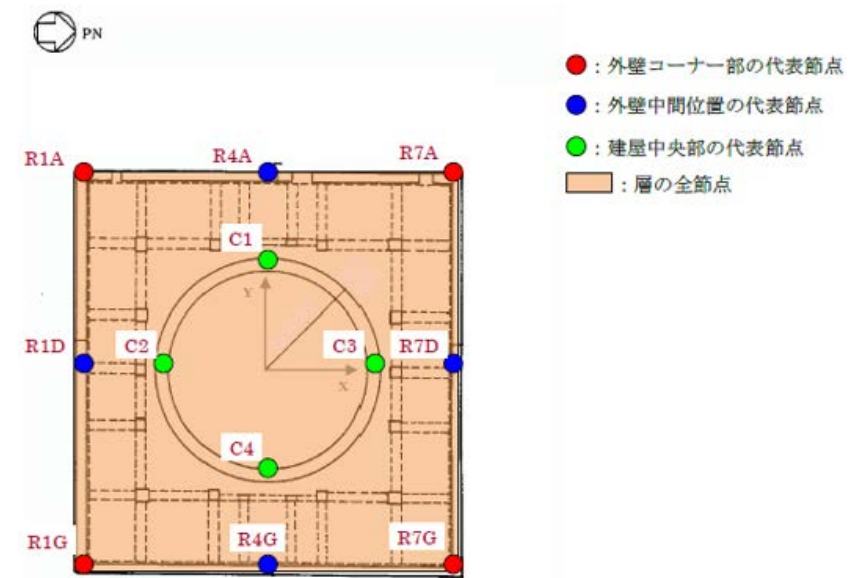
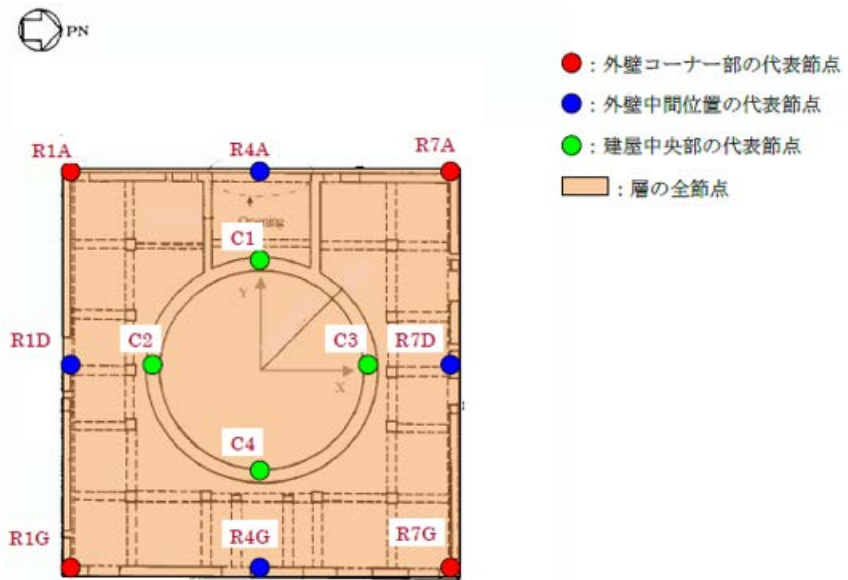


図 1-38 本地震応答解析における評価点の位置 (B3F, B2F)

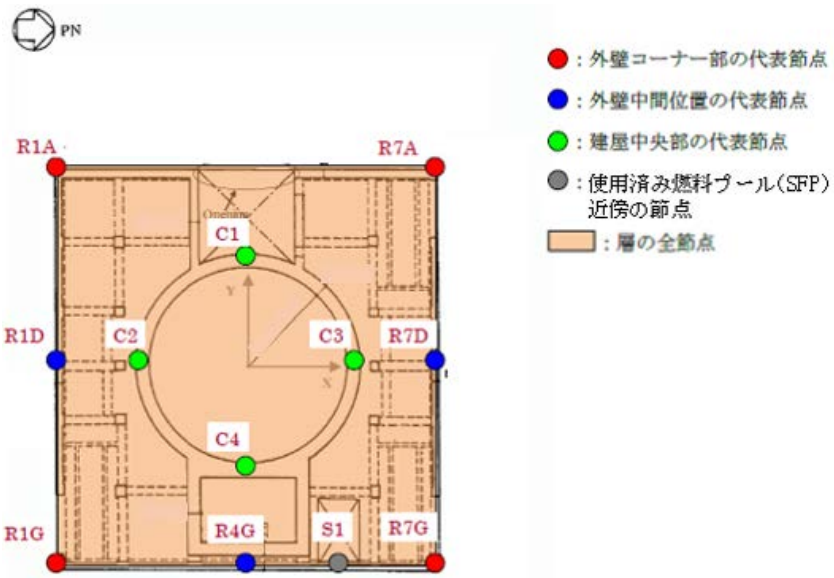


(c) 地下1階平面図 (T.M.S.L. +4.8m)



(d) 1階平面図 (T.M.S.L. +12.3m)

図 1-39 本地震応答解析における評価点の位置 (B1F, 1F)

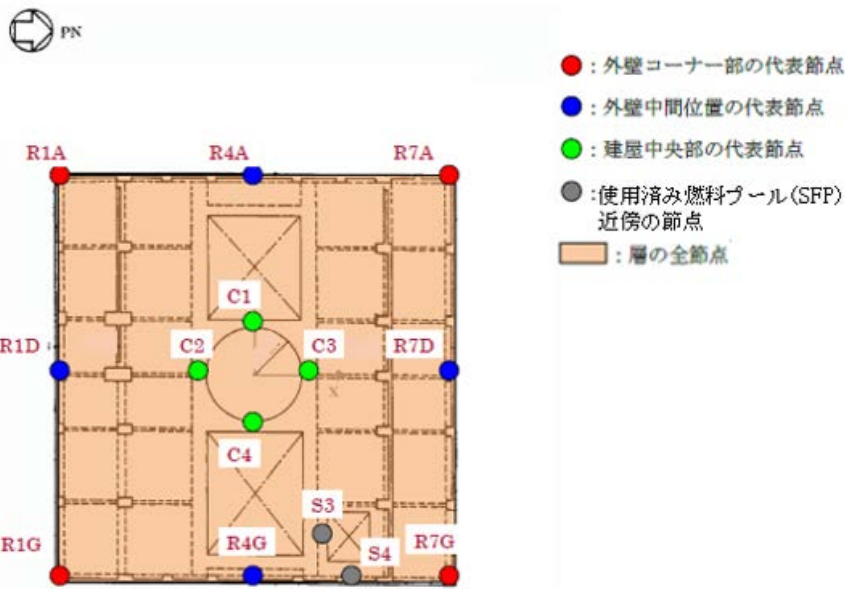


(e) 2階平面図 (T.M.S.L. +18.1m)

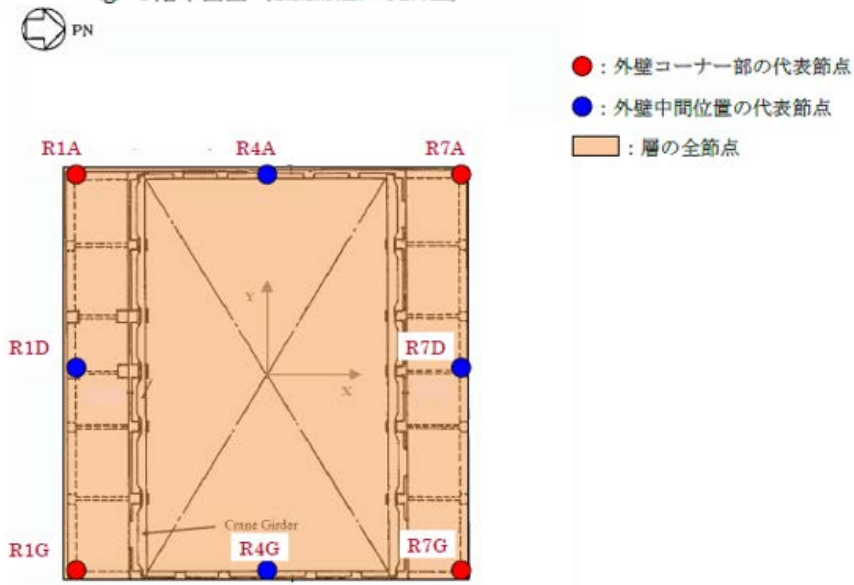


(f) 3階平面図 (T.M.S.L. +23.5m)

図 1-40 本地震応答解析における評価点の位置 (2F, 3F)



(g) 4階平面図 (T.M.S.L. +31.7m)



(h) クレーン階平面図 (T.M.S.L. +38.2m)

図 1-41 本地震応答解析における評価点の位置 (4F, CRF)

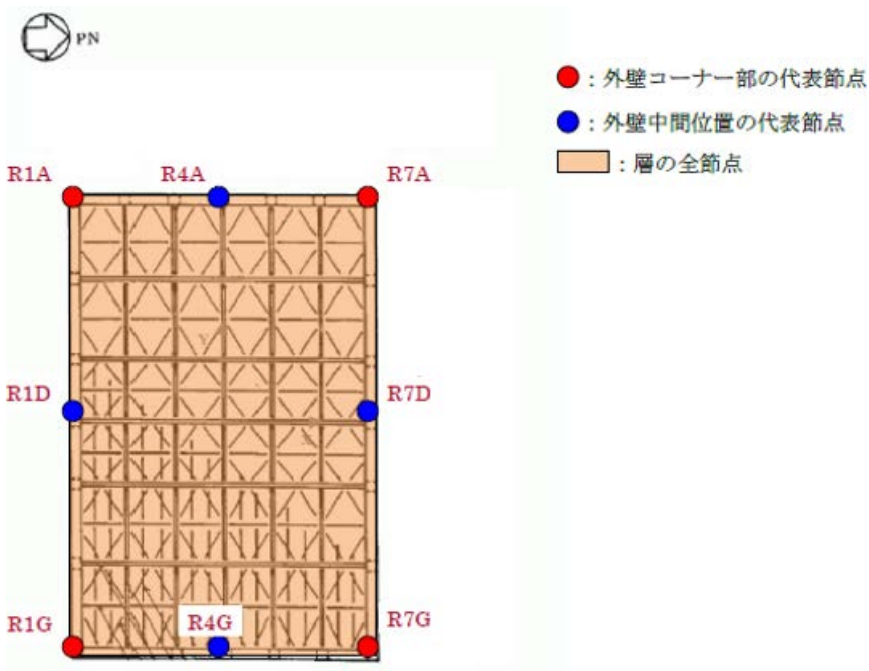


図 1-42 本地震応答解析における評価点の位置 (RF)

(2) 伝達関数

伝達関数については、建屋基礎上の観測点に対する 3F の観測点の応答の伝達関数を示す。

(3) 最大応答加速度・変位及び床応答スペクトル等

表 1-12 本地震応答解析における三次元詳細モデルの評価方法

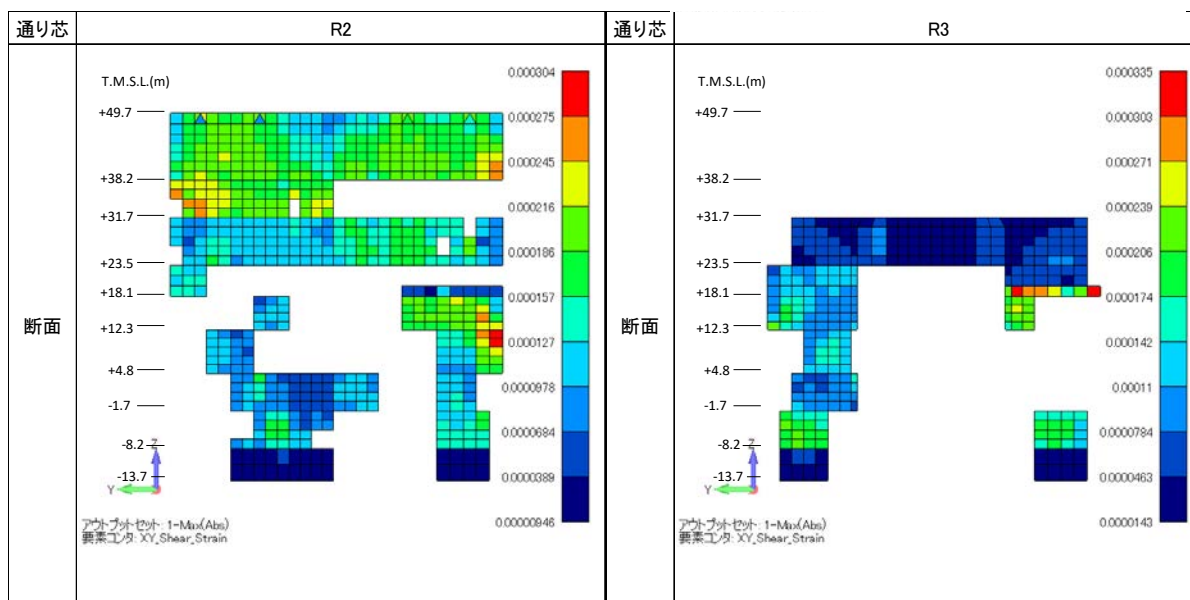
			評価値		
			最大応答 加速度	最大応答 変位	FRS
各層の 評価点	全節点	コンタープロット	○	-	-
		平均値	○	○	-
		最大値	○	○	-
		最小値	○	○	-
	代表節点	単独	○	○	○
		平均値	○	○	○
		最大値	○	○	-
		最小値	○	○	-
	その他 (SFP近傍他：単独)		○	○	○

- 変位は、建屋基礎底面中心位置からの相対変位とする。
- 全節点とは、各階の床上高さの全節点
- 全節点のコンタープロットは、床高さの全節点の最大加速度のコンター図
- 全節点の平均値、最大値、最小値は、各階の床位置の値を集計し、最大応答加速度分布図に整理する。
- 代表節点とは次節に示す出力点。

床応答スペクトル（FRS）は、観測点における観測記録と解析結果の比較及び各階ごとの単独のグラフと平均値の重ね書きとする。

(4) 最大ひずみ及び最大応力分布（コンター図）

各階の壁及び床の最大主ひずみ及び最大せん断応力の分布を示す。



R2 通り

R3 通り

図 1-43 せん断ひずみコンター図 イメージ図

(5) 地盤反力

建屋基礎底面については地盤反力分布、建屋地下側面については建屋と地盤間の相対変位分布、軸応力分布を示す。

別紙 2

平成 31 年度原子力規制庁委託業務報告書

原子力施設等防災対策等委託費
(高経年化を考慮した建屋・機器・構造物の耐震安全
評価手法の高度化) 事業

別紙 2 原子炉建屋三次元詳細モデルの
モデル化因子の影響評価に関する標準案の附属書

国立研究開発法人日本原子力研究開発機構

令和 2 年 3 月 19 日

目 次

1. 附属書 2-1：解析事例 1 有限要素タイプの違いによる影響評価	1-1
1.1. 解析モデル及び解析条件	1-1
1.2. 固有値解析結果	1-1
1.2.1 固有振動数	1-1
1.2.2 固有モード	1-2
1.3. 解析結果	1-3
1.3.1 最大変位	1-3
1.3.2 変形及びせん断ひずみ分布	1-4
2. 附属書 2-2：解析事例 2 減衰のモデル化の違いによる影響評価	2-1
2.1. 解析モデル及び解析条件	2-1
2.1.1 減衰モデル	2-1
2.1.1.1 レーリー減衰	2-1
2.1.1.2 複素減衰	2-1
2.2. 解析結果	2-3
2.2.1 最大応答加速度及び最大応答変位	2-3
2.2.2 床応答スペクトル	2-4
3. 附属書 2-3：解析事例 3 側面剥離・滑りの考慮の有無による影響評価	3-1
3.1. 解析モデル及び解析条件	3-1
3.2. 解析結果	3-1
3.2.1 観測記録と解析結果の比較	3-1
3.2.1.1 最大応答加速度の比較	3-1
3.2.1.2 床応答スペクトルの比較	3-4
3.2.2 最大応答加速度分布図	3-7
3.2.3 最大応答変位	3-9
3.2.3.1 高さ方向分布図	3-9
3.2.4 建屋地下側面と地盤の剥離とすべり	3-10
4. 附属書 2-4：解析事例 4 上下動の地盤連成による影響評価	4-1
4.1. 解析モデル及び解析条件	4-1
4.2. 入力地震動の特性	4-3
4.3. 解析結果	4-3
4.3.1 床応答スペクトルの比較	4-3
5. 附属書 2-5：解析事例 5 鉄筋コンクリート（RC）非線形の地震応答性状に係る影響評価	5-1

5.1. 解析モデル	5-1
5.2. 解析条件	5-2
5.2.1 解析緒元	5-2
5.2.2 入力地震動	5-2
5.2.3 地震応答解析の解析条件	5-4
5.2.4 解析ケース	5-4
5.3. 解析結果	5-5
5.3.1 各ケースの解析結果	5-5
6. 附属書 2-6：解析事例 6 有限要素の定式化の違いによる影響評価	6-1
6.1. 解析モデル及び解析条件	6-1
6.2. 解析結果	6-2
6.2.1 有限要素の定式化の違いによる固有値解析結果への影響	6-2
6.2.2 メッシュ分割による固有値解析結果への影響	6-3
7. 附属書 2-7：解析事例 7 有限要素のメッシュサイズの違いによる影響評価	7-1
7.1. 解析モデル及び解析条件	7-1
7.2. 解析結果	7-2
7.2.1 最大応答加速度及び最大応答変位	7-2
7.2.2 床応答スペクトル	7-3
8. 附属書 2-8：解析事例 8 解析結果の妥当性確認	8-4
8.1. 入力データの確認	8-4
8.1.1 入力値の確認	8-4
8.1.2 固有値解析による確認	8-4
8.2. 出力データの確認	8-5
8.2.1 解析結果ファイルなどの確認	8-5
8.2.2 警告・エラーメッセージの確認	8-5
8.2.3 計算時間等の確認	8-5
8.3. 解析結果の妥当性の確認	8-6

表 一 覧

表 1-1	固有振動数 (NS 方向)	1-1
表 2-1	固有値解析結果.....	2-2
表 5-1	材料諸元.....	5-2
表 5-2	解析条件.....	5-4
表 5-3	解析ケース.....	5-4
表 5-4	積分時間間隔.....	5-5
表 6-1	解析ケース一覧.....	6-1
表 6-2	1次固有振動数の比較.....	6-2
表 6-3	1次固有振動数の比較.....	6-3

図 一 覧

図 1-1	鳥瞰図 (B2F 床スラブ非表示)	1-1
図 1-2	固有モードの比較 (NS 方向)	1-2
図 1-3	最大変位分布の比較 : X 方向 (RA 通り)	1-3
図 1-4	変形図の比較 (m) : X 方向 (RA 通り)	1-4
図 1-5	せん断ひずみ分布図の比較 : X 方向 (RA 通り)	1-4
図 2-1	基準モデル 基礎固定 固有値解析結果及び1次モード図.....	2-2
図 2-2	レーリー減衰と振動数の関係.....	2-2
図 2-3	最大応答加速度分布の比較.....	2-3
図 2-4	最大応答変位分布の比較.....	2-3
図 2-5	B3F 床応答スペクトル $h=5\%$ (標高. -8.2 m) の比較.....	2-4
図 2-6	3F 床応答スペクトル $h=5\%$ (標高. +23.5 m) の比較.....	2-4
図 3-1	解析モデル概要.....	3-1
図 3-2	最大応答加速度分布 (RA 通り)	3-2
図 3-3	最大応答加速度分布 (RA 通り)	3-3
図 3-4	代表点の加速度時刻歴 (左) とフーリエスペクトルの例.....	3-4
図 3-5	床応答スペクトルの比較 (基礎上)	3-5
図 3-6	床応答スペクトルの比較 (3F)	3-6
図 3-7	最大応答加速度分布図 : B1F (標高 +4.8 m)	3-7
図 3-8	最大応答加速度分布図 : 3F (標高 +23.5 m)	3-8
図 3-9	最大応答変位分布.....	3-9
図 3-10	側面の軸方向の最大引張応力分布.....	3-10
図 3-11	側面の鉛直せん断の最大応力比分布.....	3-11
図 4-1	解析モデル概要.....	4-1
図 4-2	基礎上の地震観測記録 (左 : 加速度波形、右 : フーリエスペクトル)	4-2

図 4-3	解析モデルへの入力地震動（左：加速度波形、右：フーリエスペクトル）	4-3
図 4-4	床応答スペクトルの比較（基礎上）	4-4
図 4-5	床応答スペクトルの比較（3F）	4-4
図 4-6	地盤と建屋の連成モード	4-5
図 5-1	解析モデル FINAS/STAR	5-1
図 5-2	解析モデル FINAL	5-1
図 5-3	解析に用いた応力-ひずみ関係	5-2
図 5-4	試験結果の応力-ひずみ関係	5-2
図 5-5	入力地震動波形及び慣性力-水平変位関係の比較	5-3
図 5-6	入力地震動出力位置	5-5
図 5-7	RUN1 の結果（上部スラブ）	5-6
図 5-8	RUN2d の結果（上部スラブ）	5-7
図 5-9	RUN3 の結果（上部スラブ）	5-8
図 5-10	RUN4 の結果（上部スラブ）	5-9
図 5-11	RUN5 の結果（上部スラブ）	5-10
図 6-1	解析モデルの概要	6-1
図 6-2	固有モードの比較	6-2
図 6-3	固有モードの比較	6-3
図 7-1	解析モデル図	7-1
図 7-2	最大応答加速度分布の比較	7-2
図 7-3	最大応答変位分布の比較	7-2
図 7-4	B3F 床応答スペクトル $h = 5\%$ （標高. -8.2 m）の比較	7-3
図 7-5	3F 床応答スペクトル $h = 5\%$ （標高. +23.5 m）の比較	7-3
図 8-1	入力テキストのエコーバックの例(MSC NASTRAN 2019)	8-4
図 8-2	入力データが解析ソフトでどう解釈されたかの例(MSC NASTRAN 2019)	8-4
図 8-3	データエラーによる異常なモードの例	8-5
図 8-4	警告およびエラーメッセージの例(MSC NASTRAN 2019)	8-5
図 8-5	計算ログの例(MSC NASTRAN 2019)	8-6

1. 附属書 2-1：解析事例 1 有限要素タイプの違いによる影響評価

有限要素タイプの違いが建屋応答へ与える影響を確認するため、シェル要素モデルとソリッド要素モデルを用いた感度解析による検討結果を示す。

1.1. 解析モデル及び解析条件

本事例では、原子炉建屋の基礎から B2F の床までをシェル要素及びソリッド要素でモデル化し、固有値解析及び静的解析を行い、有限要素タイプの違いについて評価を行った。静的解析ではモデル全体に一律な物体力を载荷する方法を採用した。図 1-1 に解析対象としたシェルモデルとソリッドモデルを示す。いずれも基礎部分はソリッド要素でモデル化されている。シェルモデルは積層シェル要素、ソリッドモデルは六面体 1 次要素を用いている。载荷方向は +X 方向である。

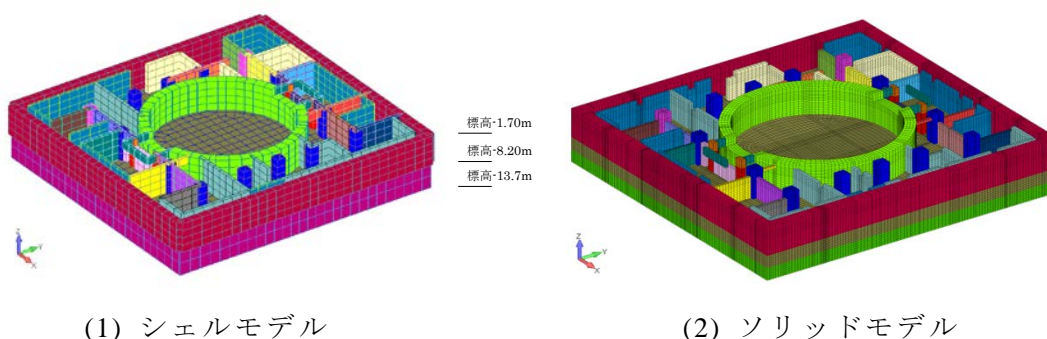


図 1-1 鳥瞰図 (B2F 床スラブ非表示)

1.2. 固有値解析結果

1.2.1 固有振動数

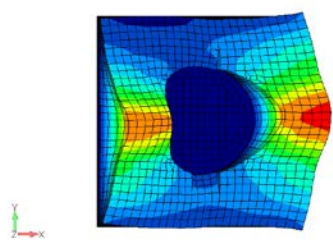
まずそれぞれのモデルの固有振動数を確認する。各方向 3 次までの固有振動数をまとめて表 1-1 に示す。主要な固有振動数は有効質量比で判断した。シェルモデルでは、NS 方向 1 次の固有振動数は 27.8 Hz (固有周期: 0.036 s)、ソリッドモデルでは、同固有振動数は 33.8 Hz (固有周期: 0.030 s) であり、シェルモデルの方がソリッドモデルより約 2 割程度低めの結果となった。これは、モデル化上、ソリッドモデルの方が壁の高さが低くなっているためと考えられる。

表 1-1 固有振動数 (NS 方向)

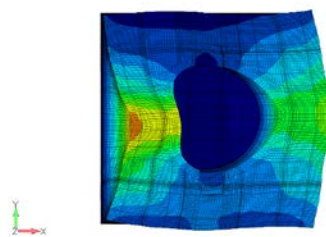
次数	シェルモデル			ソリッドモデル		
	振動数(Hz)	周期(s)	有効質量比	振動数(Hz)	周期(s)	有効質量比
1 次	27.8	0.036	0.267	33.8	0.030	0.229
2 次	34.7	0.029	0.040	40.7	0.025	0.023
3 次	38.9	0.026	0.022	44.5	0.022	0.030

1.2.2 固有モード

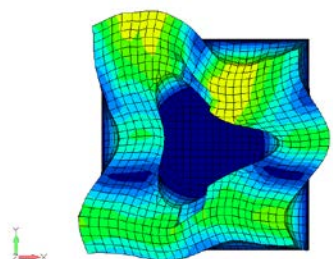
シェルモデルとソリッドモデルの固有モードを図 1-2 に示す。最大値の位置は若干ずれがあるものの、全体的なモード形状はよく一致している。



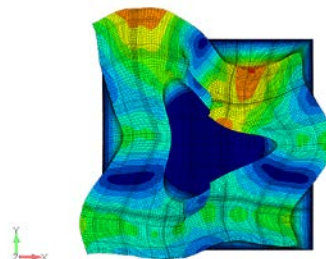
(a) NS 方向 1 次モード



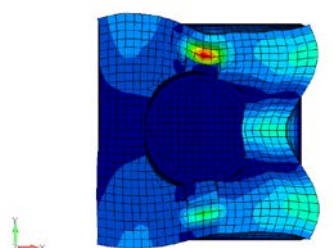
(a) NS 方向 1 次モード



(b) NS 方向 2 次モード

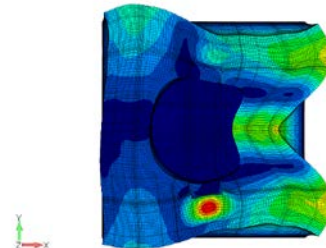


(b) NS 方向 2 次モード



(c) NS 方向 3 次モード

(1)シェルモデル



(c) NS 方向 3 次モード

(2)ソリッドモデル

図 1-2 固有モードの比較 (NS 方向)

1.3. 解析結果

1.3.1 最大変位

全体に一樣な物体力を載荷したシェルモデル、ソリッドモデルの最大変位の高さ方向分布を図 1-3 に示す。全体的に、シェルモデルの結果がソリッドモデルの結果より変位が大きい傾向があり、上端部で約 2 割程度大きかった。また、シェルモデル及びソリッドモデルにおいて基礎部分（標高 -13.7 m から標高 -8.2 m まで）はソリッド要素でモデル化されており、最大変位はほぼ同じ値となっている。変位に差が出ているのは要素タイプが異なる B3F（標高 -8.2 m から標高 -1.7 m）であり、要素タイプの違いが変位の違いに影響していると考えられる。

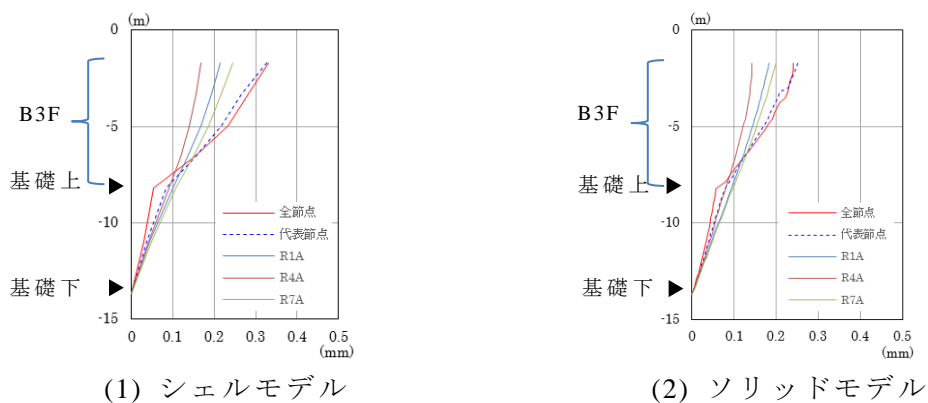


図 1-3 最大変位分布の比較：X 方向（RA 通り）

1.3.2 変形及びせん断ひずみ分布

同様に全体に一律な物体力を载荷したシェルモデル、ソリッドモデルの変形を図 1-4 に、せん断ひずみ分布を図 1-5 に示す。両モデルの変形形状及びせん断ひずみ分布は、全体的によく一致している。最大値では、いずれもシェルモデルの方がソリッドモデルよりも 2 割程度が大きい傾向であり、ソリッドモデルの方が剛性が高めであることを確認できる。

これも同様に、要素によりモデル化されている壁の高さが異なるためと考えられる。

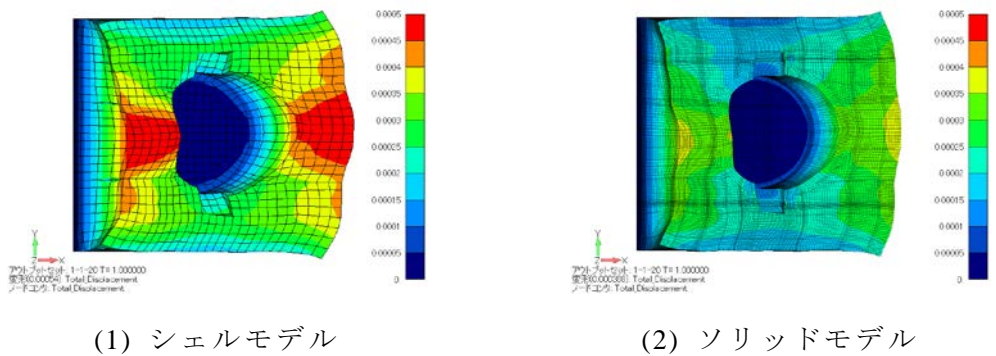


図 1-4 変形図の比較 (m) : X 方向 (RA 通り)

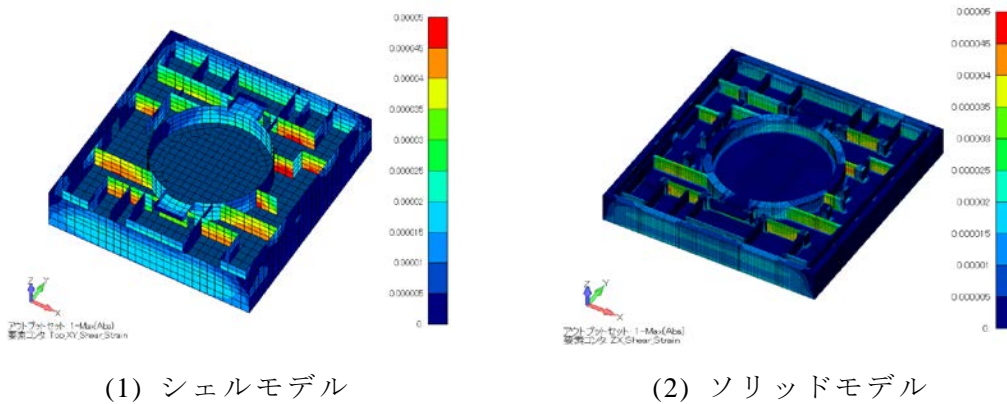


図 1-5 せん断ひずみ分布図の比較 : X 方向 (RA 通り)

2. 附属書 2-2：解析事例 2 減衰のモデル化の違いによる影響評価

減衰のモデル化の違いによる建屋応答への影響を評価するため、レーリー減衰と複素減衰を用いた感度解析を実施し、検討した結果を示す。感度解析では、建屋・地盤連成モデルを用いて時刻歴応答解析（レーリー減衰）と周波数応答解析（複素減衰）を実施し、建屋応答への影響を評価した。

2.1. 解析モデル及び解析条件

2.1.1 減衰モデル

2.1.1.1 レーリー減衰

本事例の時刻歴応答解析ではレーリー減衰(要素別レーリー減衰)を使用する。レーリー減衰を設定するにあたり、主要な固有振動数を決める必要があるが、本検討では

- ・ f_1 ：固有値結果より、水平 1 次モードの固有振動数
- ・ f_2 ：20 Hz

として設定した。減衰比 h は各材料に対する減衰比として、RC=5.0%、鋼材=2.0%を設定した。 f_1 を求める為の固有値解析は基礎固定による建屋単独モデルでの固有値解析を実施し、NS 方向の 1 次モードである 3.99 Hz を f_1 とした。 f_2 は機器の卓越振動数に着目し、原子力発電所耐震設計技術規程 JEAC4601¹の機器・配管系の耐震設計の「1 次振動数が 20Hz 以上の場合は剛構造と見なして差し支えない」の記載より、 $f_2=20$ Hz とした。

レーリー減衰と振動数の関係を図 2-2 に示す。今回の設定では建屋モデルの主要な固有振動数に対する減衰比は（RC を例にすると）5.0%以下となり減衰が一番小さくなる 9.0 Hz 付近では 4.0%程度と、モード減衰のような振動数一定の減衰モデルに対し小さな減衰モデルを用いることとなるが、過大な減衰を設定することによる応答値の過小評価をしないよう本設定を用いることとした。

地盤も建屋と同様の考え方でレーリー減衰のパラメータを設定した。

2.1.1.2 複素減衰

周波数応答解析では、複素減衰を用いるものとする。減衰定数 h は各材料に対する減衰定数として、RC=5.0%、鋼材=2.0%を設定する。本事例では上限周波数は 30Hz とした。

¹ (社)日本電気協会，“原子力発電所耐震設計技術規程”，JEAC4601-2008, (2009).

表 2-1 固有値解析結果

モード	振動数	周期	刺激係数			有効質量比			備考
	Hz	s	X(NS)	Y(EW)	Z(UD)	X(NS)	Y(EW)	Z(UD)	
1	3.99	0.25	4.01	-0.03	-0.05	0.44	0.00	0.00	NS1次
2	4.75	0.21	0.06	3.87	-0.01	0.00	0.54	0.00	EW1次
3	5.60	0.18	-4.23	0.14	-0.02	0.15	0.00	0.00	NS2次
4	6.47	0.15	0.37	1.76	0.55	0.00	0.01	0.00	
5	6.57	0.15	-0.62	-0.67	0.37	0.00	0.00	0.00	
6	6.64	0.15	0.25	-3.34	0.08	0.00	0.07	0.00	EW2次
7	7.34	0.14	0.01	-0.14	0.38	0.00	0.00	0.00	
8	7.52	0.13	0.13	0.13	0.17	0.00	0.00	0.00	
9	7.86	0.13	-0.14	-0.13	4.50	0.00	0.00	0.01	
10	8.15	0.12	1.64	-0.11	0.24	0.04	0.00	0.00	

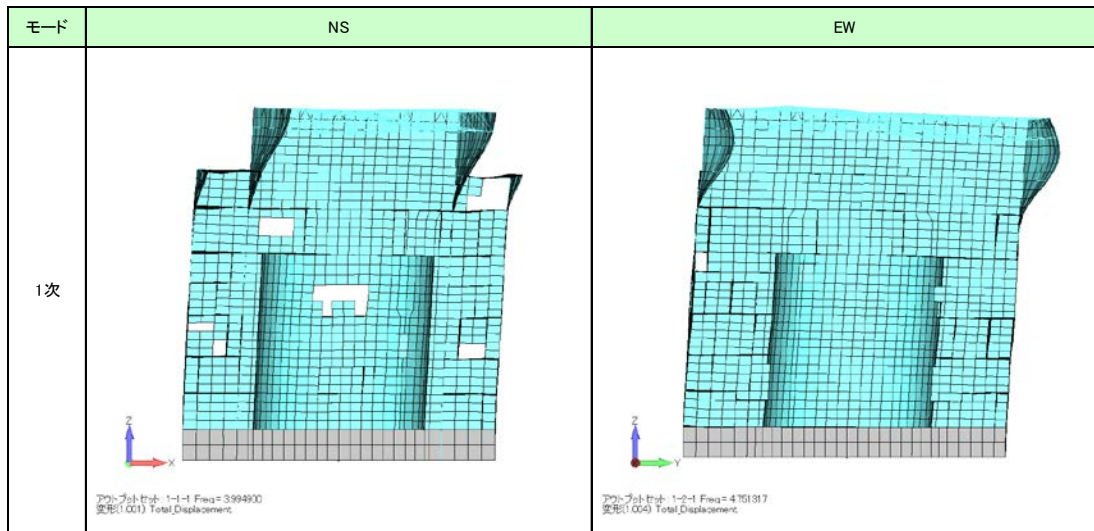


図 2-1 基準モデル 基礎固定 固有値解析結果及び1次モード図

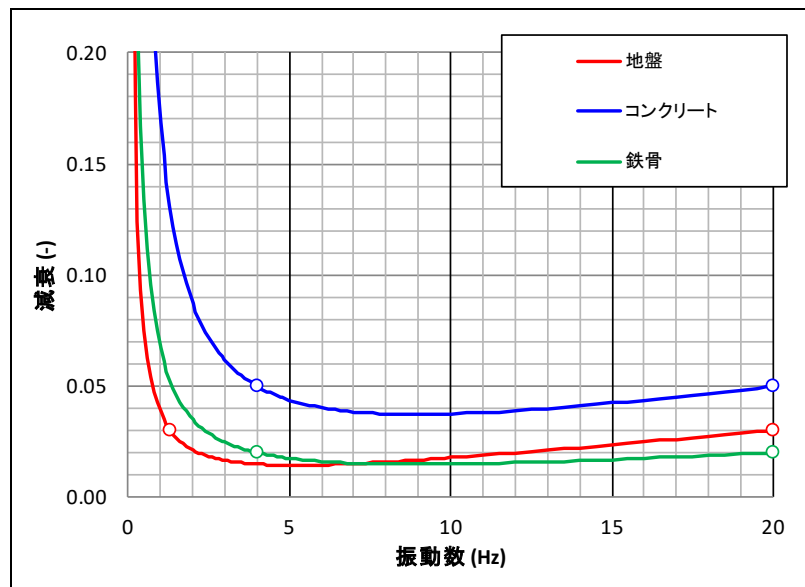


図 2-2 レーリー減衰と振動数の関係

2.2. 解析結果

2.2.1 最大応答加速度及び最大応答変位

図 2-3 及び図 2-4 に、時刻歴応答解析と周波数応答解析による最大応答加速度及び最大応答変位の高さ方向分布の比較図を示す。図中の実線は建屋モデル全節点、点線は建屋モデル代表節点（別紙 1（附属書 1-1）参照）の結果を示し、黒線は時刻歴応答解析、赤線は周波数応答解析の結果を示す。本事例では、周波数応答解析の結果は時刻歴応答解析の結果と比べ、いずれも 1 割程度小さい結果となった。

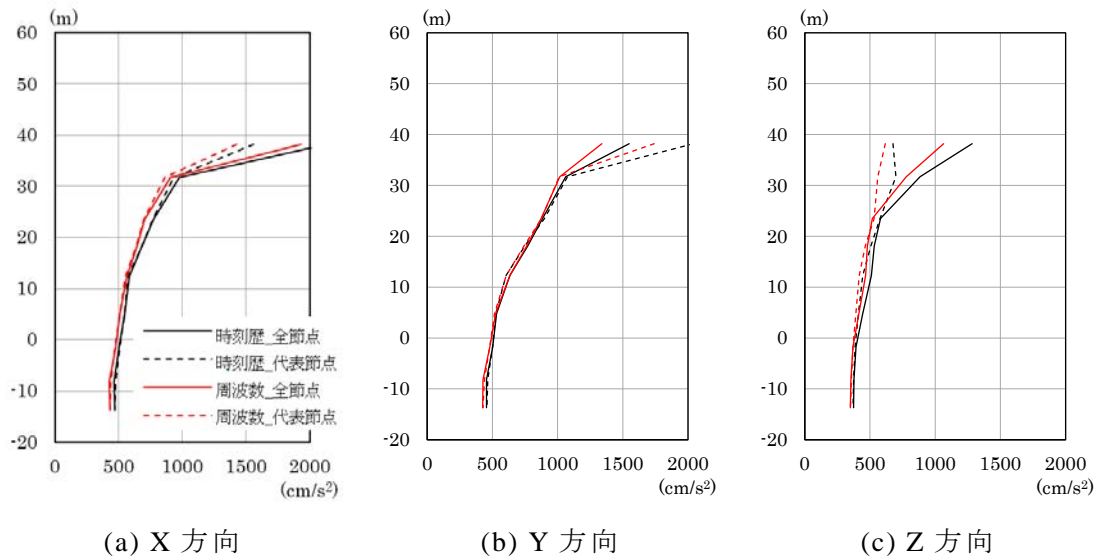


図 2-3 最大応答加速度分布の比較

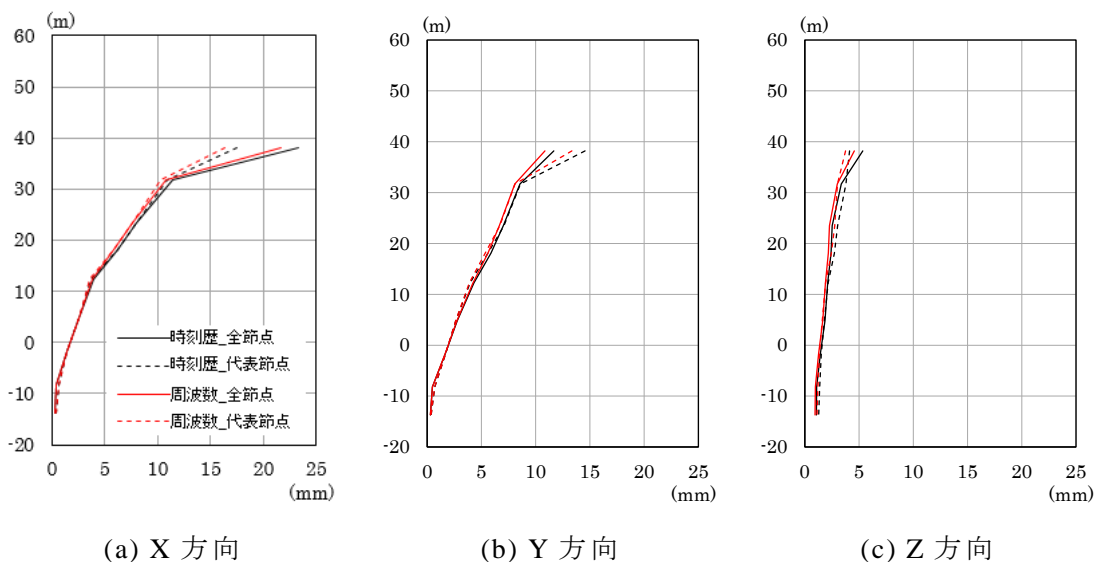
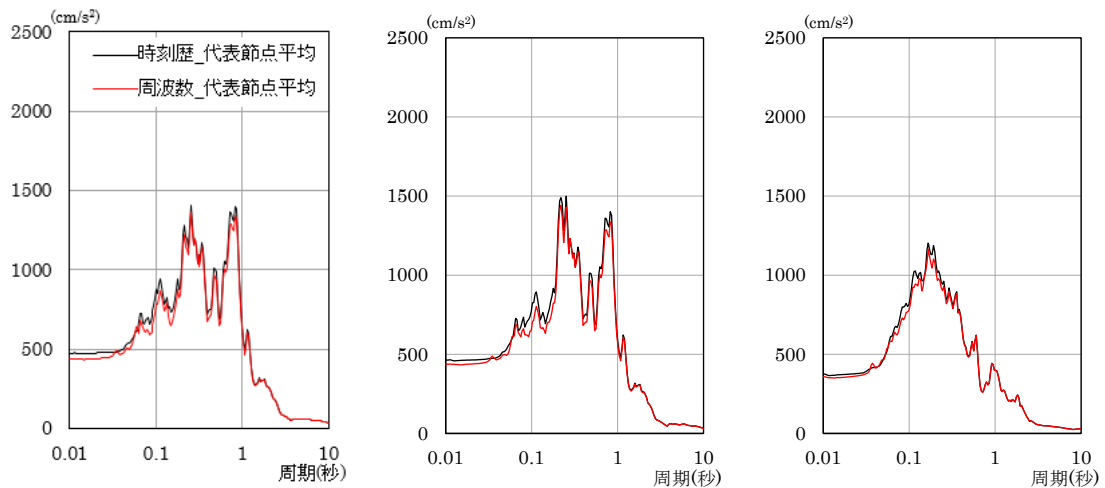


図 2-4 最大応答変位分布の比較

2.2.2 床応答スペクトル

図 2-5 及び図 2-6 に周波数応答解析と時刻歴応答解析による B3F、3F の床応答スペクトルの比較図を示す。周波数応答解析の結果は時刻歴応答解析の結果と比べ、全体的に若干小さい傾向であり、最大 1 割程度小さいことを確認した。

以上のように、時刻歴応答解析よりも周波数応答解析のほうが応答が小さめに出る傾向を確認した。理由としては、1 次の固有振動数においては同じ減衰であるが、2 次や 3 次の固有モードに対する減衰が過小評価となるためと考えられる。

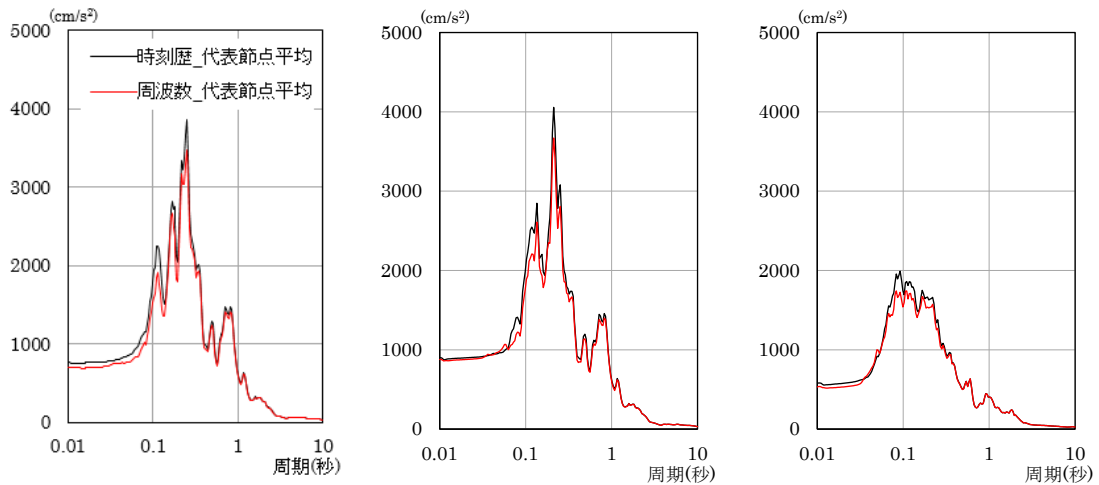


(a) X 方向

(b) Y 方向

(c) Z 方向

図 2-5 B3F 床応答スペクトル $h = 5\%$ (標高. -8.2 m) の比較



(a) X 方向

(b) Y 方向

(c) Z 方向

図 2-6 3F 床応答スペクトル $h = 5\%$ (標高. +23.5 m) の比較

3. 附属書 2-3：解析事例 3 側面剥離・滑りの考慮の有無による影響評価

本事例では、平成 19 年（2007 年）新潟県中越沖地震の柏崎刈羽原子力発電所 7 号機原子炉建屋の本震記録を用いて、側面剥離・滑りを考慮（底面浮上りは無視）した原子炉建屋の弾性時刻歴応答解析を実施し、側面剥離・滑りの考慮の有無による影響を検討した結果を示す。

3.1. 解析モデル及び解析条件

別紙 1（附属書 1-1）の共通解析条件を元に地震応答解析を実施する。以下に共通解析条件と異なる部分を示す。側面剥離・滑りは、建屋と地盤の接合面に非線形ジョイントを挿入することで考慮する。本事例では、非線形ジョイントの剛性は建屋側面と接触する地盤の剛性の 1000 倍とした。側面の滑りに対し、動摩擦係数 0.35 を採用した。非線形解析のため、時刻歴応答解析の積分時間間隔は 1/1000 秒とした。

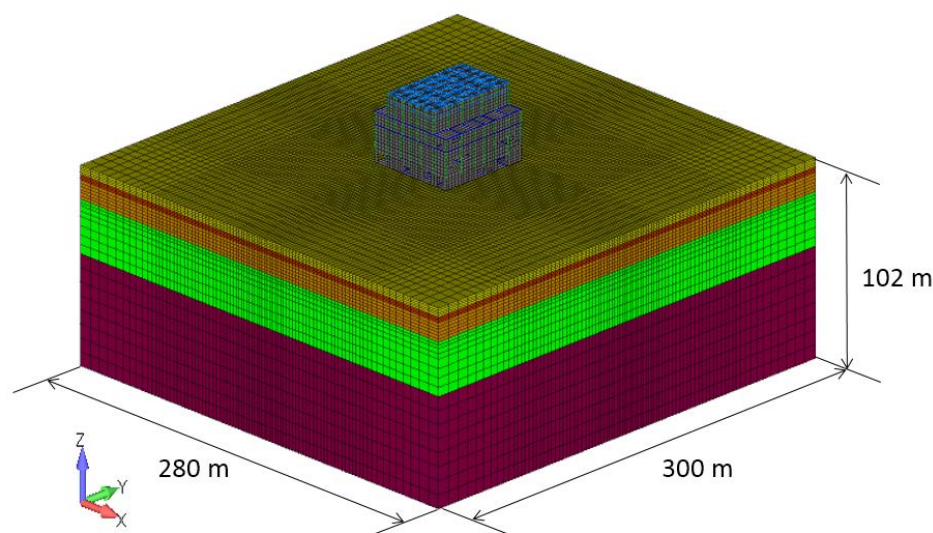


図 3-1 解析モデル概要

3.2. 解析結果

側面剥離・滑りの考慮の有無による違いを中心に説明する。代表点及び建屋の各通りは別紙 1（附属書 1-1）の共通解析条件に示す。RA 通りは、西面の外壁に沿った通りであり、R4A は中央、R1A、R7A はそれぞれ端部の節点に相当する。

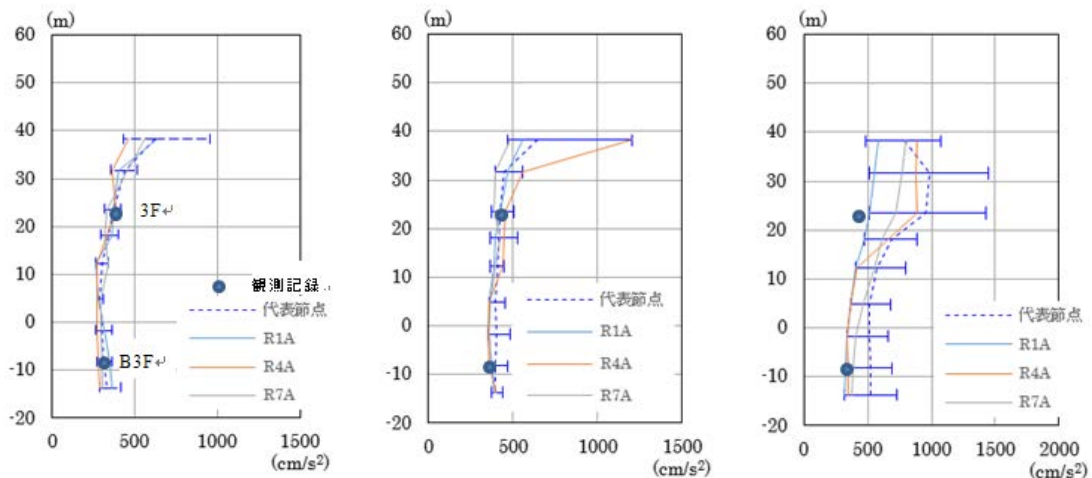
3.2.1 観測記録と解析結果の比較

3.2.1.1 最大応答加速度の比較

最大応答加速度を図 3-2 に示す。側面剥離・滑りを考慮した解析結果では、未考慮の結果と異なり、地表面（標高+12 m）以下において最大加速度のばらつきが非常に大きくなった。これは、側面剥離・滑りの考慮により、地下での建屋と地盤の再接触現象が発生し、スパイク状の加速度が生じたためと考えられる。そこで、100 Hz を超える高振動

数については数値解析上の振動で、実質の振動に影響ないと考え、100 Hz のローパスフィルターを掛けた結果を図 3-3 に示す。その結果、弾性解析とほぼ同様な最大応答加速度分布になったことが確認できる。

図 3-4 に代表点の加速度時刻歴とフーリエスペクトルの例を示す。ナイキスト振動数は 500Hz である。側面剥離・滑りを考慮した解析結果では 250Hz にピークが発生しており、ローパスフィルターの適用によりピークが除外されていることを確認できる。フィルター処理後の加速度時刻歴及びフーリエスペクトルは、側面剥離・滑り未考慮の場合とほぼ同じ結果となっており、本事例では側面剥離・滑りの考慮の有無による建屋応答への影響はあまり見られない結果となった。

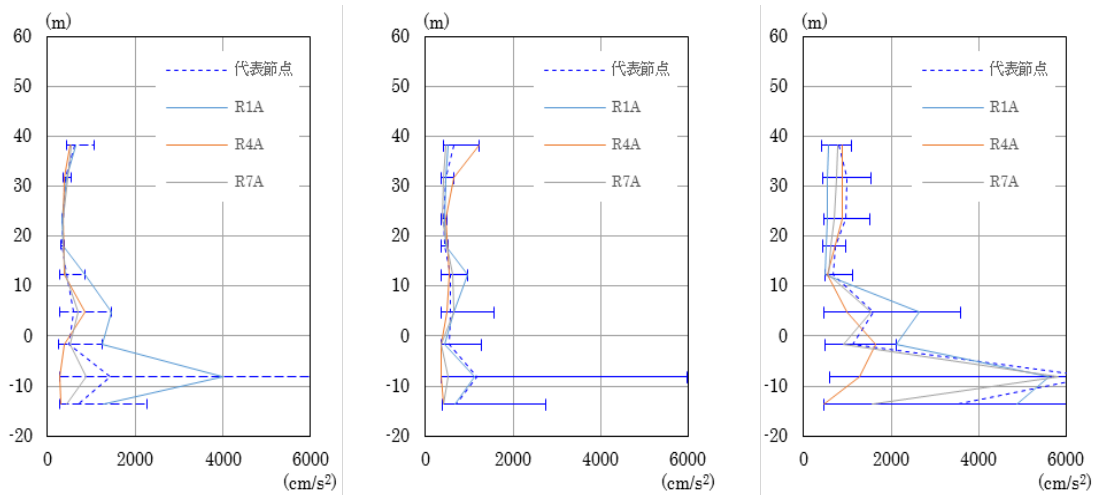


(a) X 方向

(b) Y 方向

(c) Z 方向

(1) 側面剥離・滑り未考慮



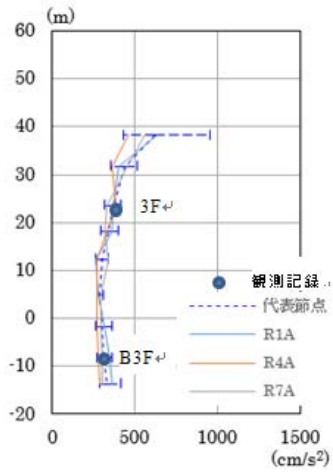
(a) X 方向

(b) Y 方向

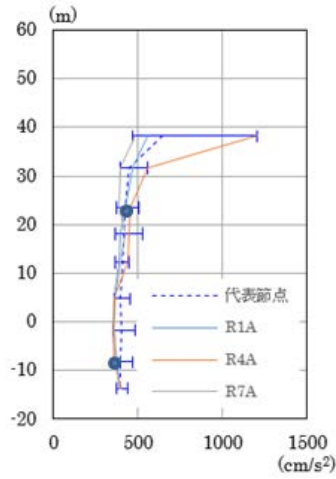
(c) Z 方向

(2) 側面剥離・滑り考慮

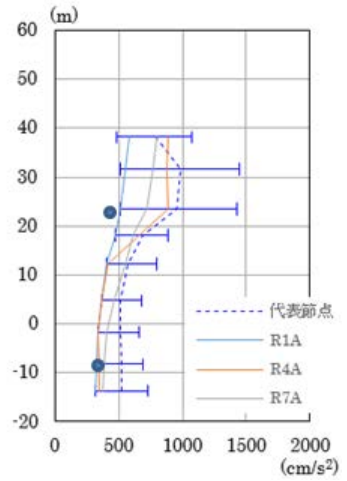
図 3-2 最大応答加速度分布 (RA 通り)



(a) X 方向

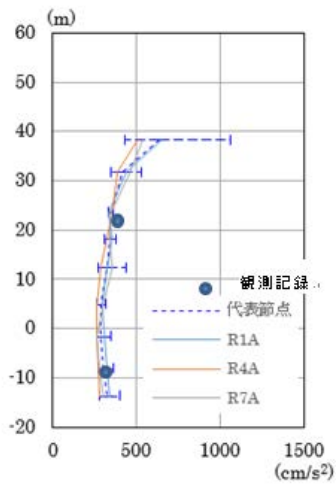


(b) Y 方向

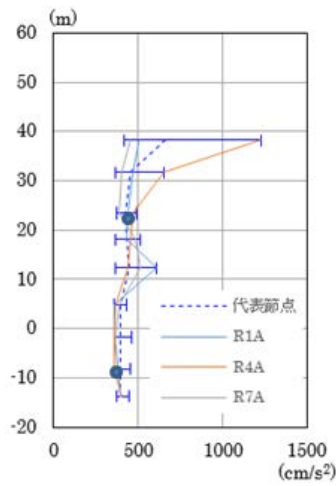


(c) Z 方向

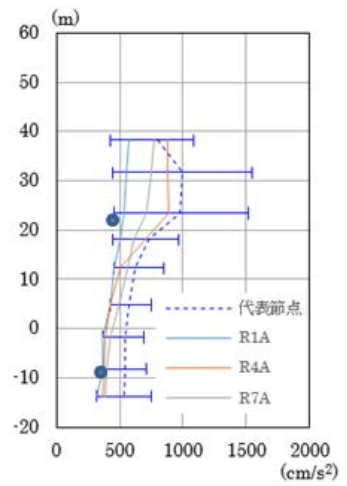
(1) 側面剥離・滑り未考慮



(a) X 方向



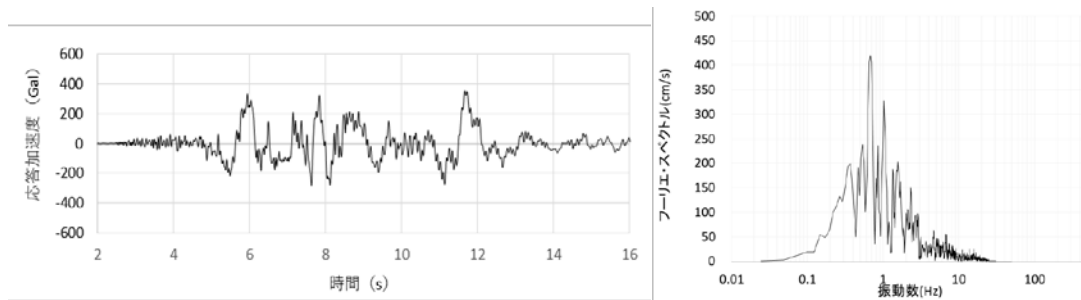
(b) Y 方向



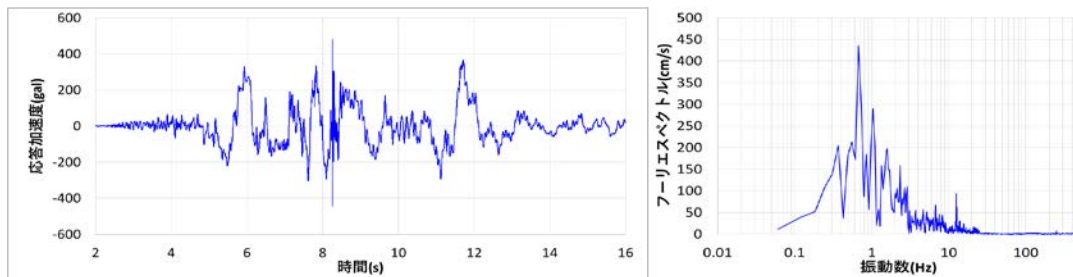
(c) Z 方向

(2) 側面剥離・滑り考慮 (100Hz ローパスフィルター適用)

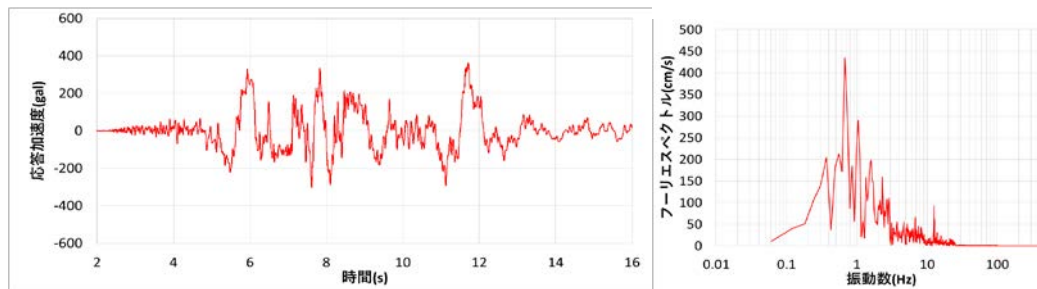
図 3-3 最大応答加速度分布 (RA 通り)



(1) 側面剥離・滑り未考慮



(2) 側面剥離・滑り考慮



(3) 側面剥離・滑り考慮 (100Hz ローパスフィルター適用)

図 3-4 代表点の加速度時刻歴 (左) とフーリエスペクトルの例

3.2.1.2 床応答スペクトルの比較

基礎上及び 3 階における観測記録と解析結果の加速度応答スペクトルの比較図を図 3-5 及び図 3-6 に示す。基礎上における側面剥離・滑り考慮の応答スペクトルでは、周期 0.1 秒より長周期側においては、観測記録とほぼ一致している。しかし、スパイク状の加速度の影響により周期 0.1 秒より短周期側において、上下方向の振幅が大きくなっている。周期 0.1 秒近傍のピークの原因は、側面剥離・滑りを考慮したことによる影響と考えられる。

一方、3 階の応答スペクトルは、側面剥離・滑り未考慮の解析結果とほぼ同様であり、水平応答は観測記録と概ね一致しているが、上下応答は観測記録よりも全体的に大きくなっている。

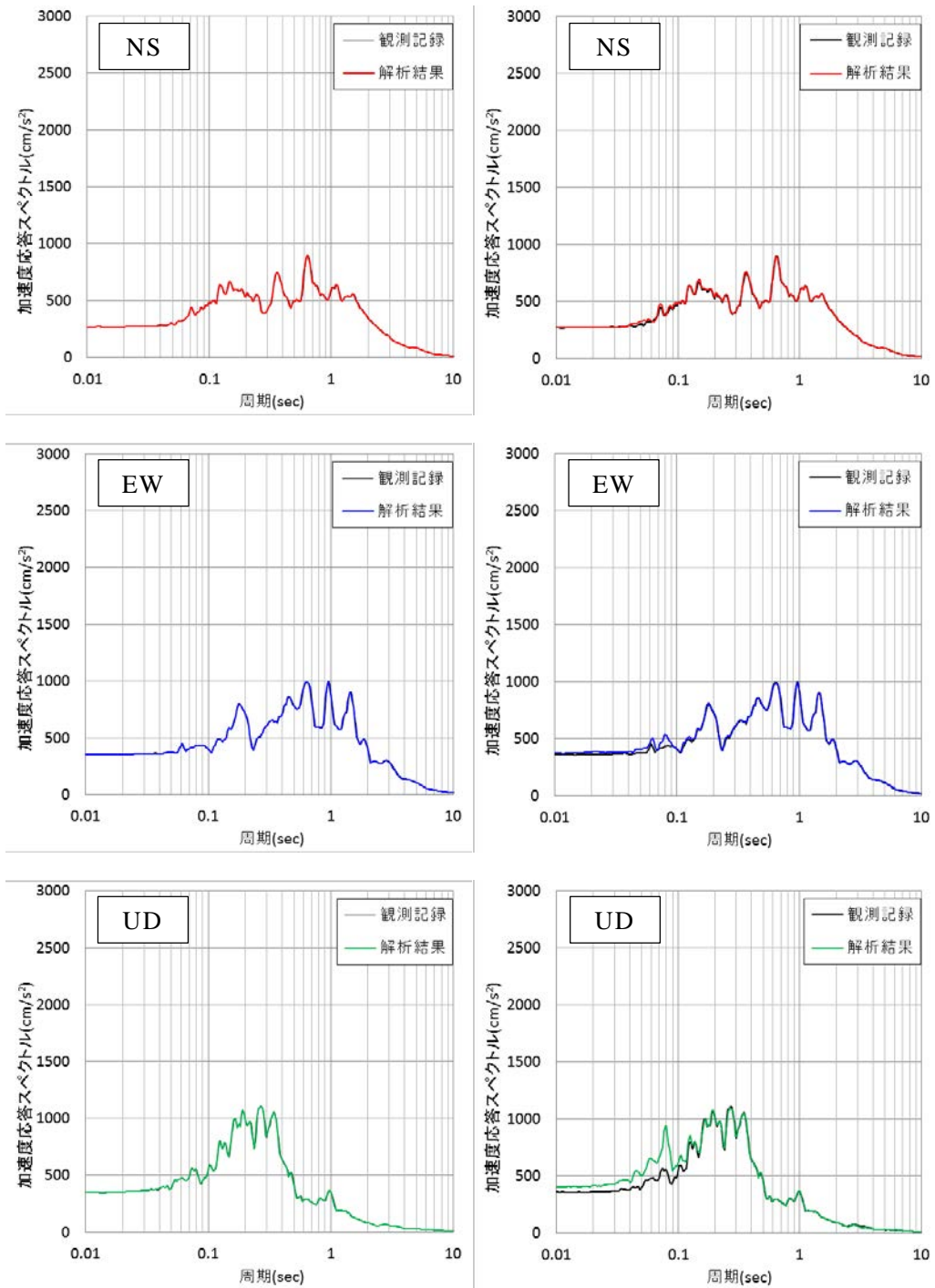


図 3-5 床応答スペクトルの比較（基礎上）
 （左：側面剥離・滑り未考慮、右：側面剥離・滑り考慮）

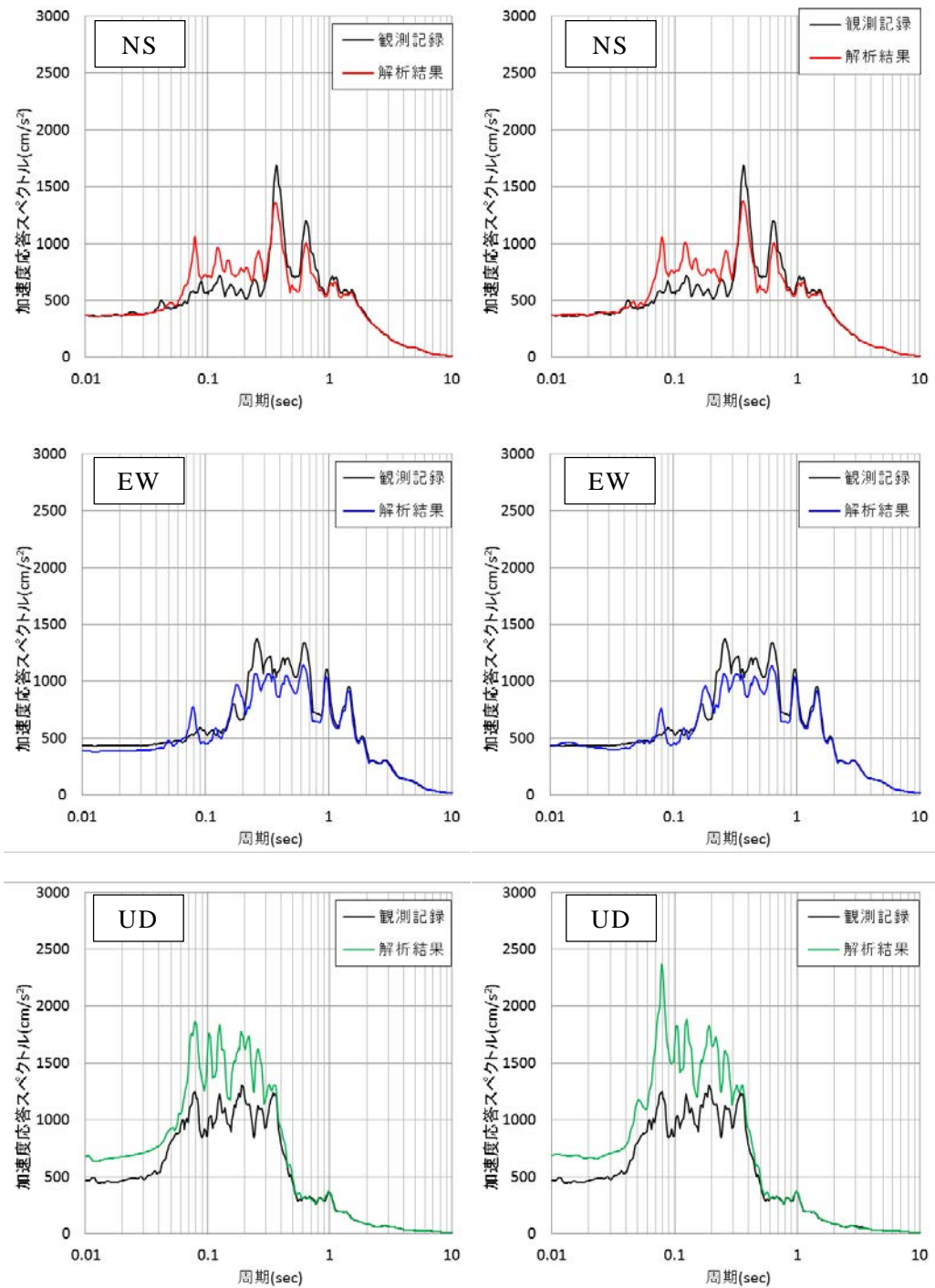


図 3-6 床応答スペクトルの比較 (3F)
 (左：側面剥離・滑り未考慮、右：側面剥離・滑り考慮)

3.2.2 最大応答加速度分布図

図 3-7 及び図 3-8 に最大応答加速度の分布図を示す。側面剥離・滑りによる地下での建屋と地盤の再接触現象から、ローパスフィルターを適用していないコンターにおいては、B1Fの外周部に非常に大きな最大応答加速度が確認されたが、100 Hz ローパスフィルターを適用した結果では、ほぼ側面剥離・滑り未考慮の結果と同様な結果となっている。一方、3Fの結果はローパスフィルターの適用と関係なく側面剥離・滑り未考慮の結果とほぼ同じ結果となっている。

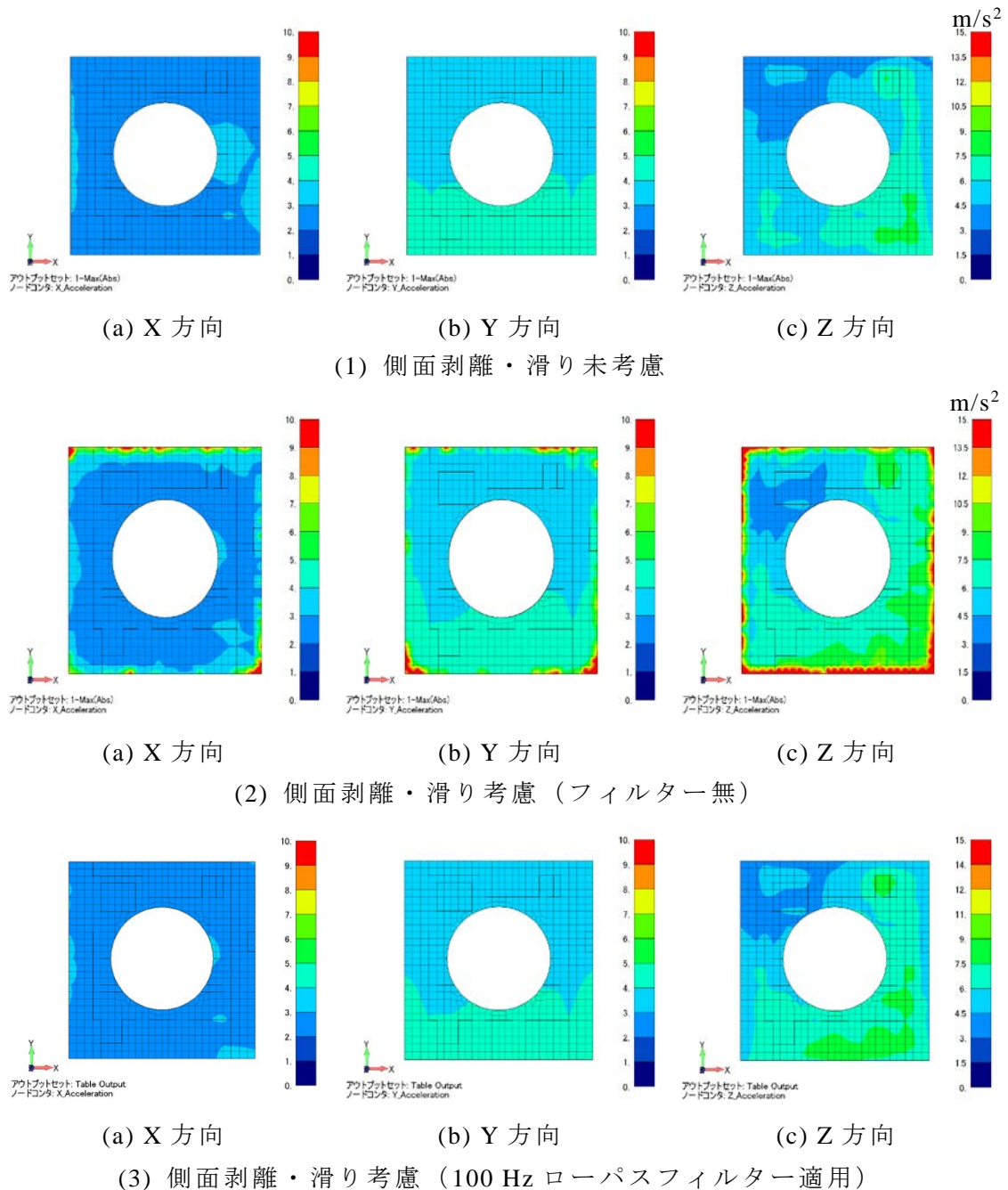
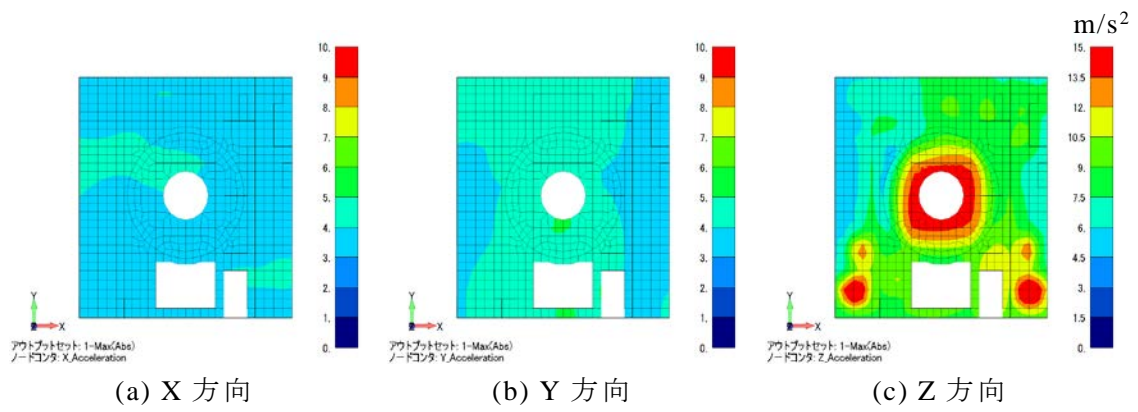
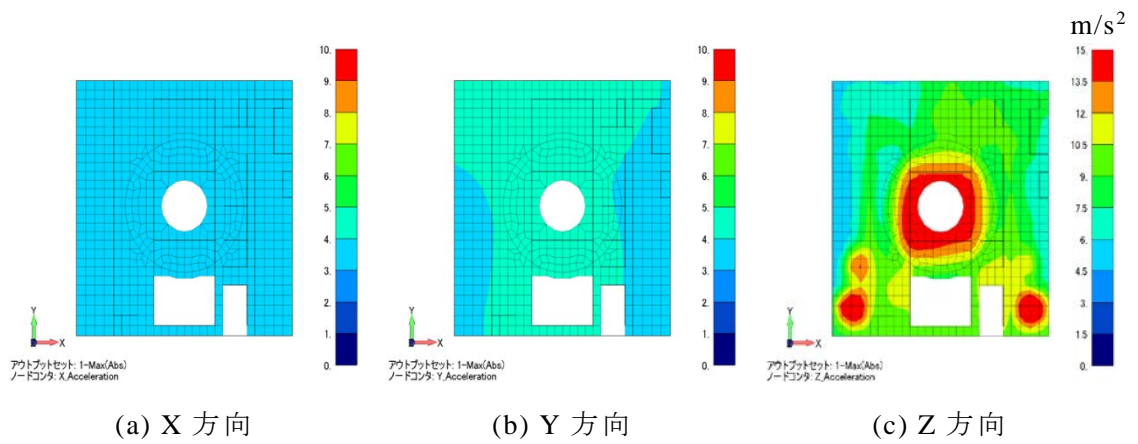


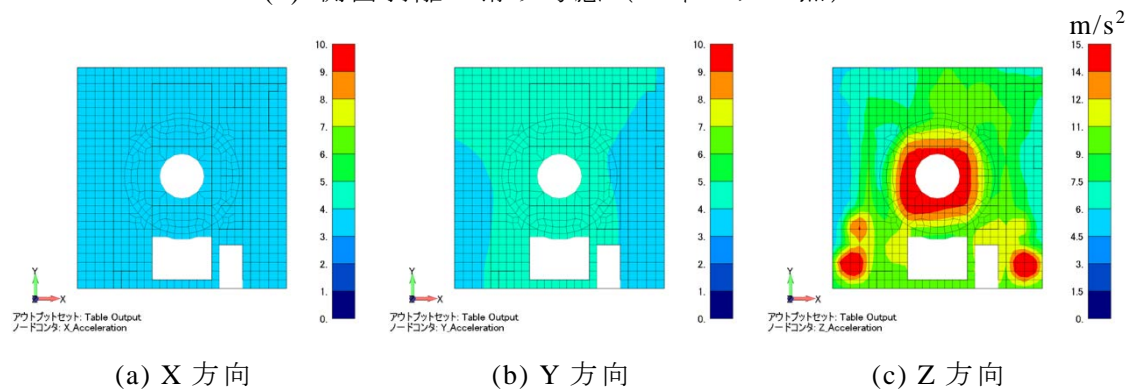
図 3-7 最大応答加速度分布図：B1F (標高 +4.8 m)



(1) 側面剥離・滑り未考慮



(2) 側面剥離・滑り考慮（フィルター無）



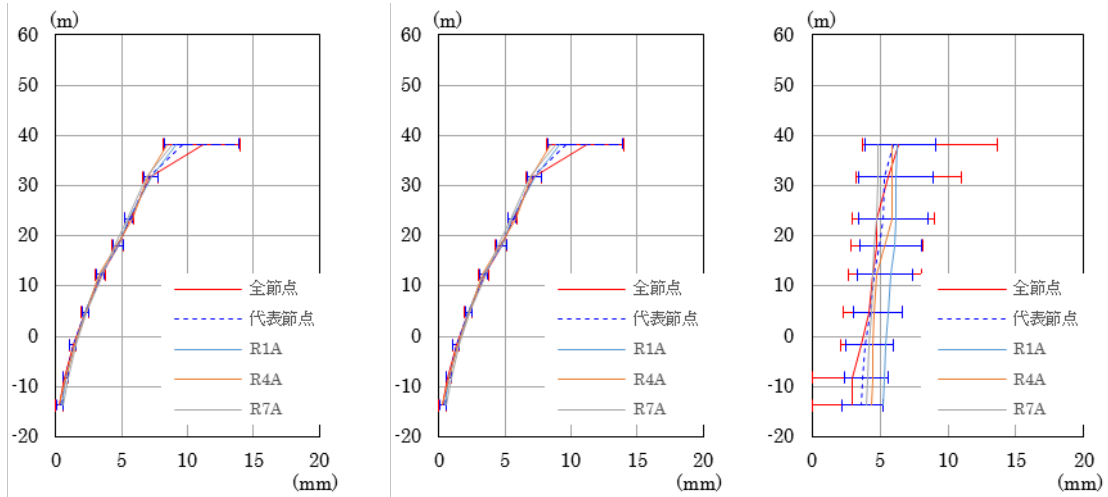
(3) 側面剥離・滑り考慮（100 Hz ローパスフィルター適用）

図 3-8 最大応答加速度分布図：3F（標高 +23.5 m）

3.2.3 最大応答変位

3.2.3.1 高さ方向分布図

最大応答変位の高さ方向分布図を図 3-9 に示す。側面剥離・滑り未考慮の解析結果とほぼ同様な結果となり、側面剥離・滑りの影響が見られなかった。

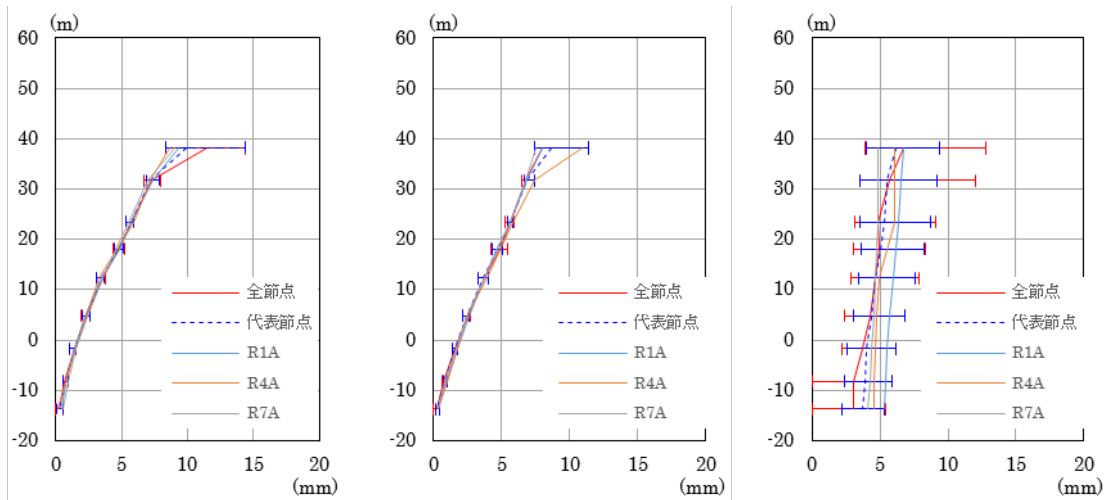


(a) X 方向 (RA 通り)

(b) Y 方向 (RA 通り)

(c) Z 方向 (RA 通り)

(1) 側面剥離・滑り未考慮



(a) X 方向 (RA 通り)

(b) Y 方向 (RA 通り)

(c) Z 方向 (RA 通り)

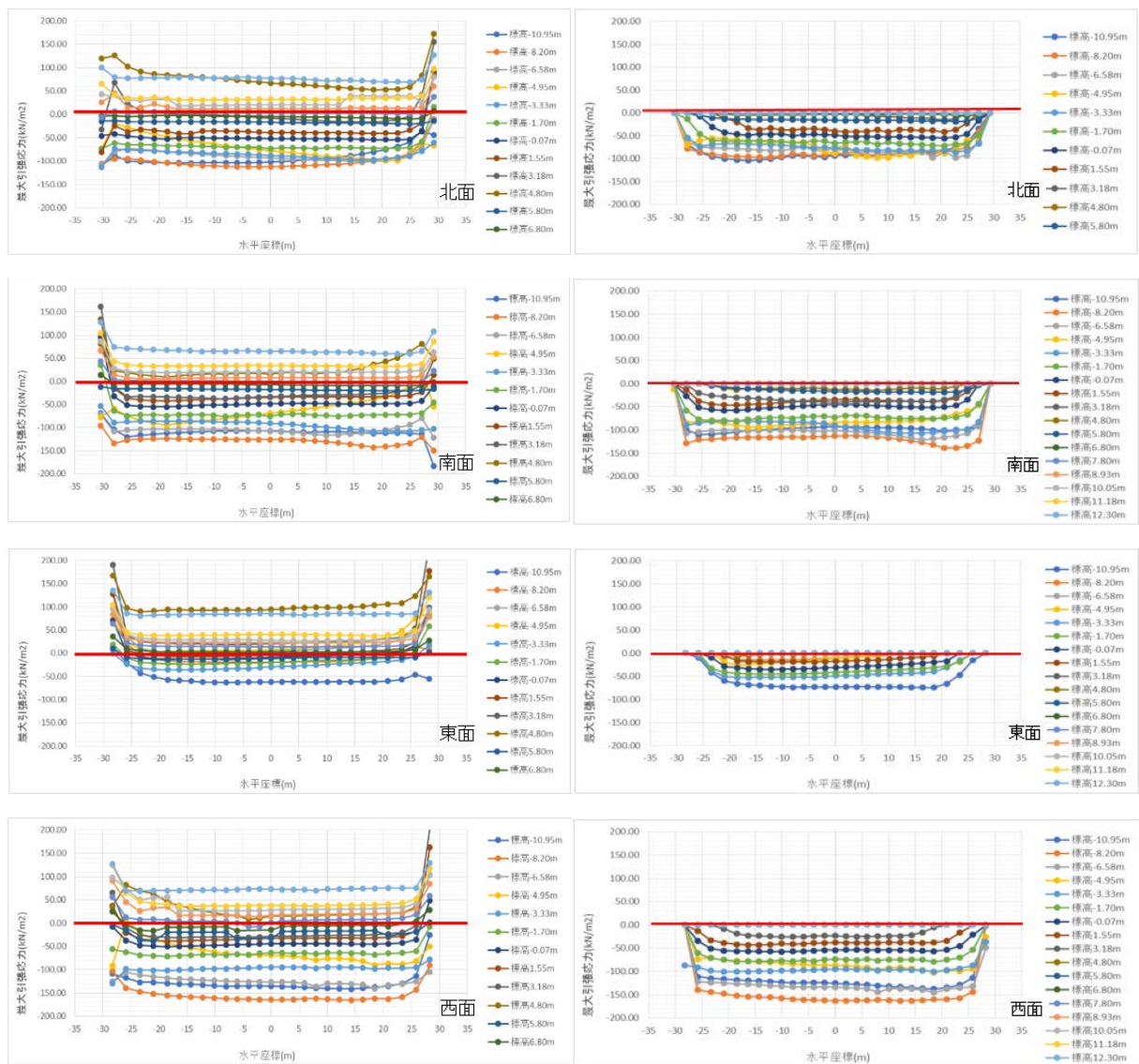
(2) 側面剥離・滑り考慮

図 3-9 最大応答変位分布

3.2.4 建屋地下側面と地盤の剥離とすべり

側面の軸方向の最大応力分布及び鉛直せん断最大応力比をそれぞれ図 3-10 及び図 3-11 に示す。側面剥離・滑り考慮の側面の軸方向最大応力分布の結果によると、標高 6.8 m より上の標高において最大引張応力がほぼ 0 となっており、剥離が発生していると考えられる。側面剥離の鉛直すべりの最大応力比はすべての方向において 0.35 となっており、すべりが発生することが分かる。

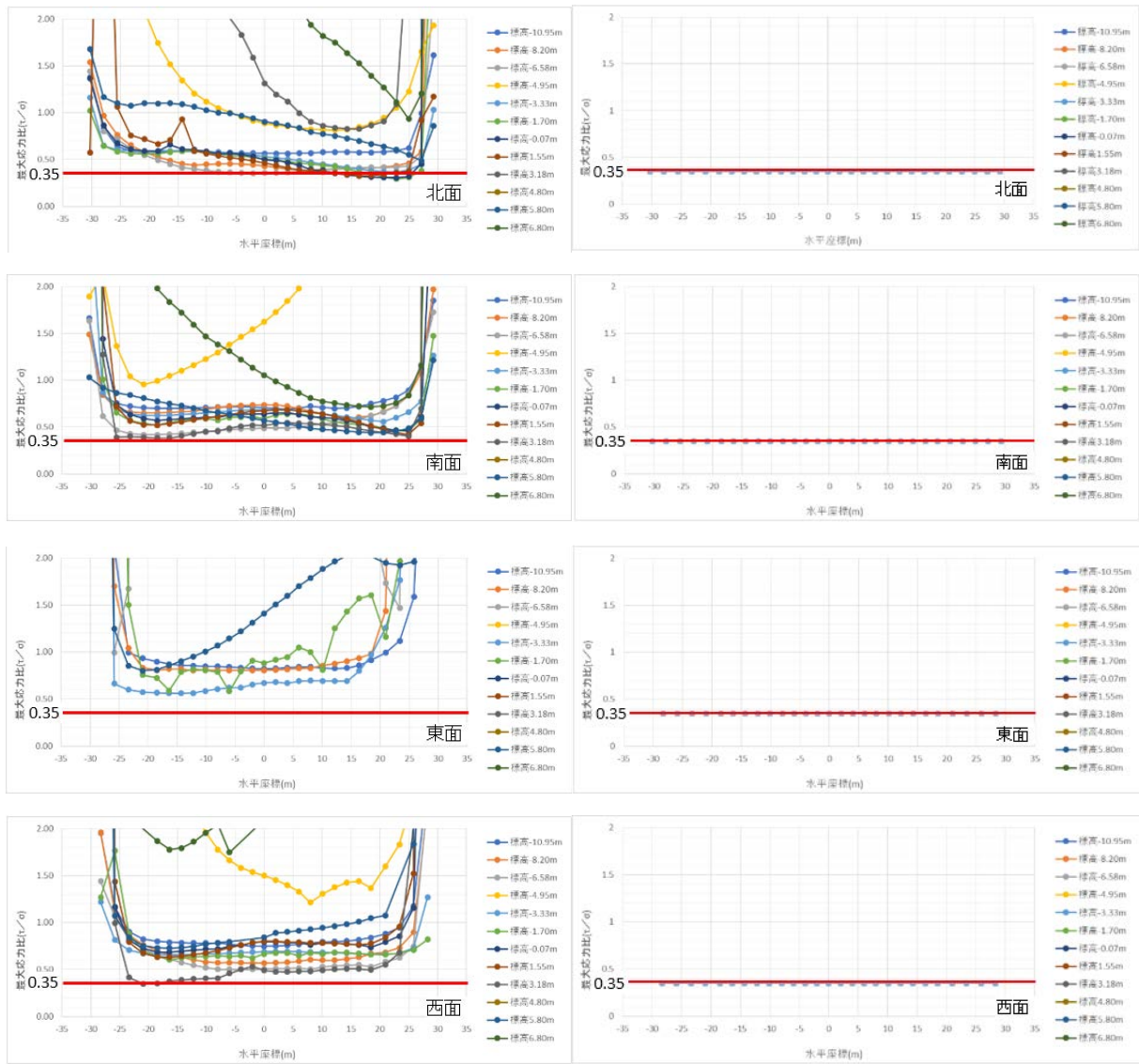
以上のように、側面の剥離・滑り考慮の有無による建屋応答への影響を分析し、本事例の場合には側面の剥離・滑りを考慮しても建屋全体の応答は未考慮の場合と大きく変わらないことを確認した。ただし、地下階においては側面剥離・滑りによる再接触現象によるスパイク状の加速度が発生することが確認された。現実的な応答を得るために、適切なローパスフィルターを適用する等の注意が必要となる。



(1) 側面剥離・滑り未考慮

(2) 側面剥離・滑り考慮

図 3-10 側面の軸方向の最大引張応力分布



(1) 側面剥離・滑り未考慮

(2) 側面剥離・滑り考慮

図 3-11 側面の鉛直せん断の最大応力比分布

4. 附属書 2-4：解析事例 4 上下動の地盤連成による影響評価

本事例では、地震観測記録の再現解析における入力地震動の作成時に留意すべき点として、上下動の地盤連成による入力地震動への影響を検討した結果を示す。

ここでは、平成 19 年(2007 年)新潟県中越沖地震の東京電力柏崎刈羽 7 号機原子炉建屋の本震記録を用いて、地震観測記録の再現解析を行うための入力地震動を作成する。

4.1. 解析モデル及び解析条件

別紙 1 (附属書 1-1) の共通解析条件を元に時刻歴応答解析による地震応答解析を実施する。解析モデル概要を図 4-1 に示す。

建屋基礎上で観測された地震観測記録を図 4-2 に示す。この観測記録を図 4-1 の解析モデル底面から入力するために基礎位置から解析モデル底面まで引き下げて入力地震動を作成する。

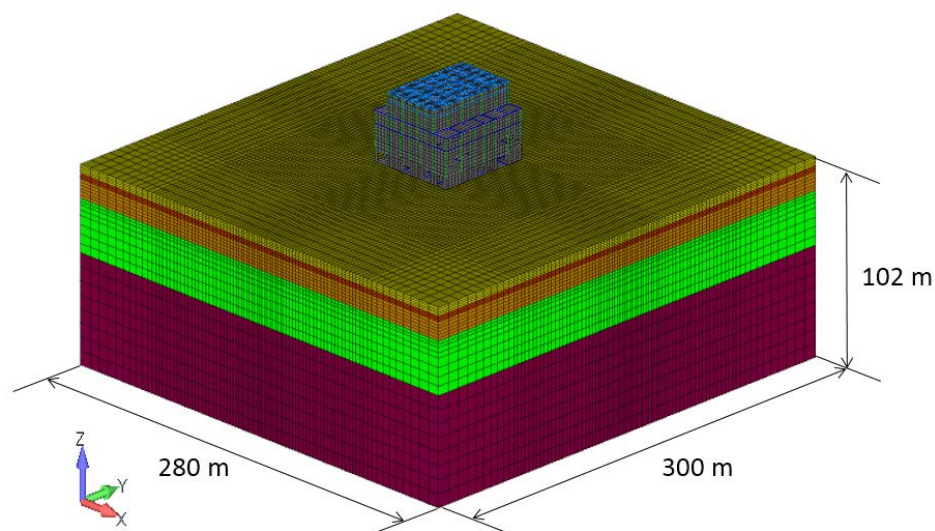


図 4-1 解析モデル概要

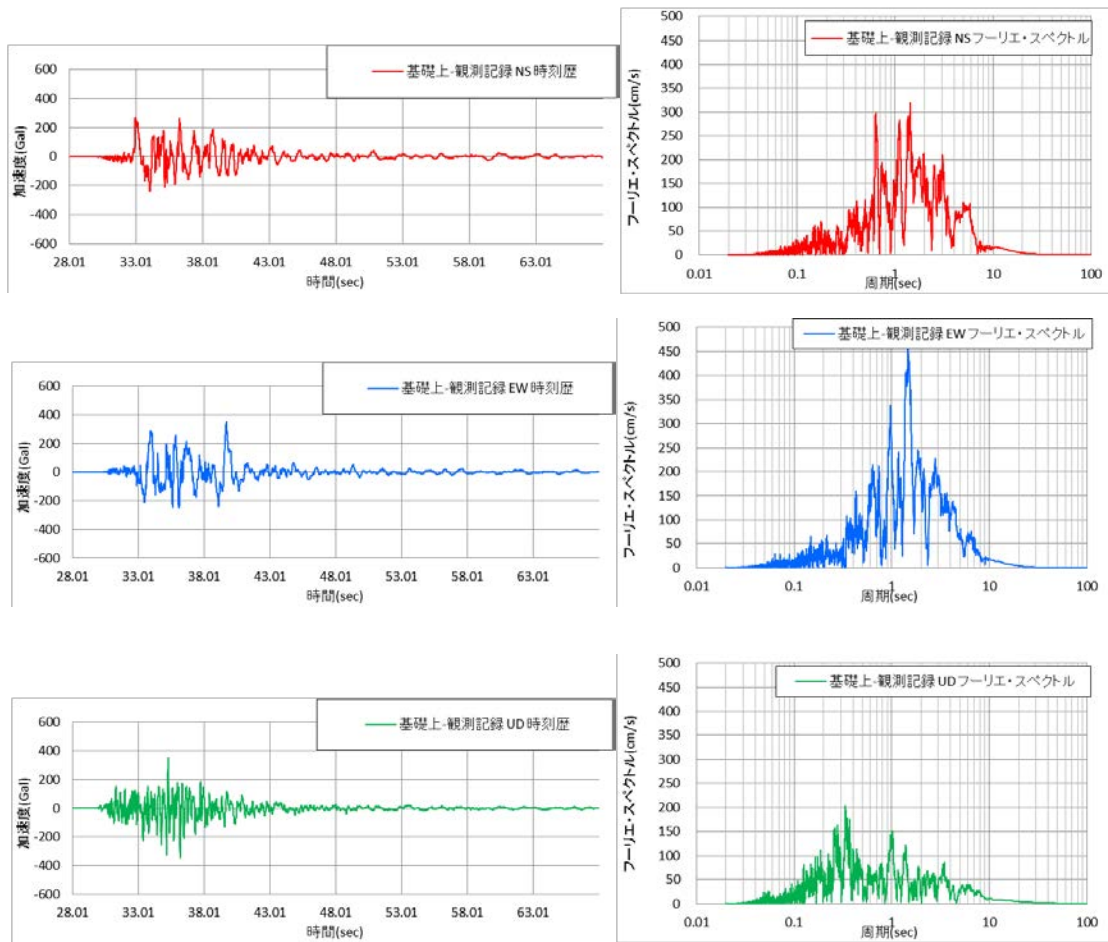


図 4-2 基礎上の地震観測記録（左：加速度波形、右：フーリエスペクトル）

4.2. 入力地震動の特性

図 4-3 に解析モデルへの入力地震動を示す。図より 11-12Hz 近傍に大きなピークが発生していることがわかる。理由として、建屋と地盤の上下動の 11-12Hz 近傍の連成モードによる影響が考えられる。すなわち、基礎底面から下の地盤の上下方向の 1 次モードが約 10.76Hz であり、建屋自身も近傍の固有振動数を有するために、解析モデルの端部が固有モードの節になったこと等の可能性が考えられる。

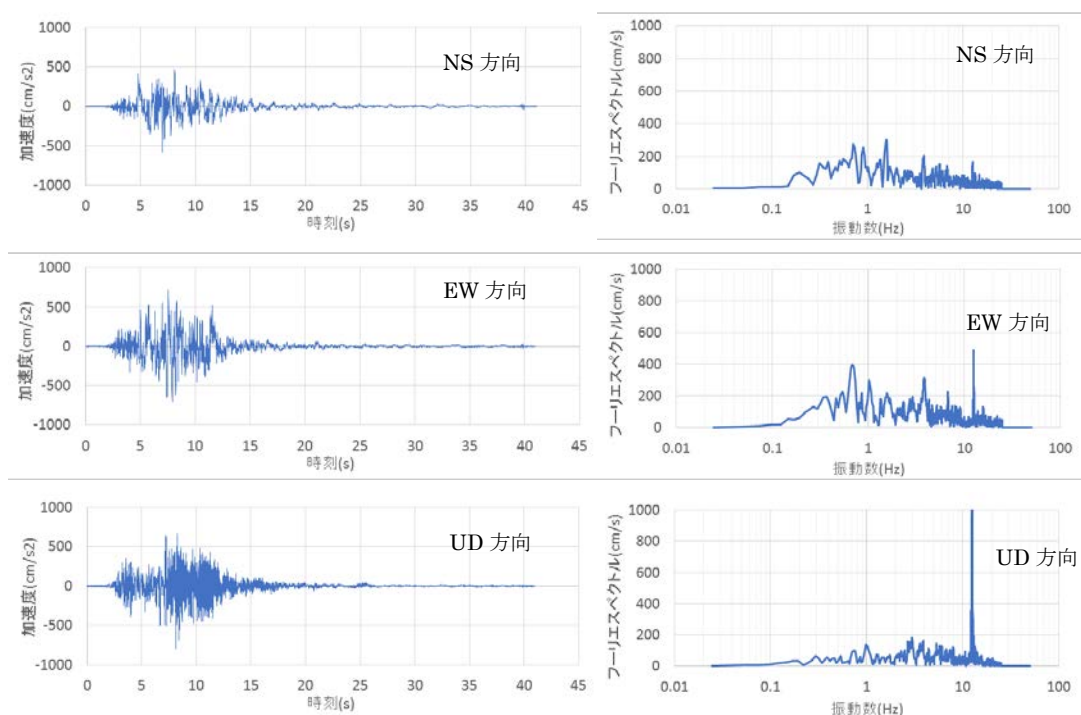


図 4-3 解析モデルへの入力地震動（左：加速度波形、右：フーリエスペクトル）

4.3. 解析結果

4.3.1 床応答スペクトルの比較

基礎上及び 3 階における観測記録と弾性解析結果の加速度応答スペクトルの比較図を図 4-4 及び図 4-5 に示す。基礎上の応答スペクトルはほぼ一致しているが、3 階の応答スペクトルでは周期 0.08 秒 (12.5Hz) のピークにより上下応答が大きくなり、水平応答もその影響を受けていることがわかる。観測記録ではこのピークは確認されていないことから、数値計算上発生したピークであることがわかる。

図 4-6 に参考として地盤と建屋の連成モードを示す。11~12.5Hz にかけて応答が大きくなっている様子が確認できる。

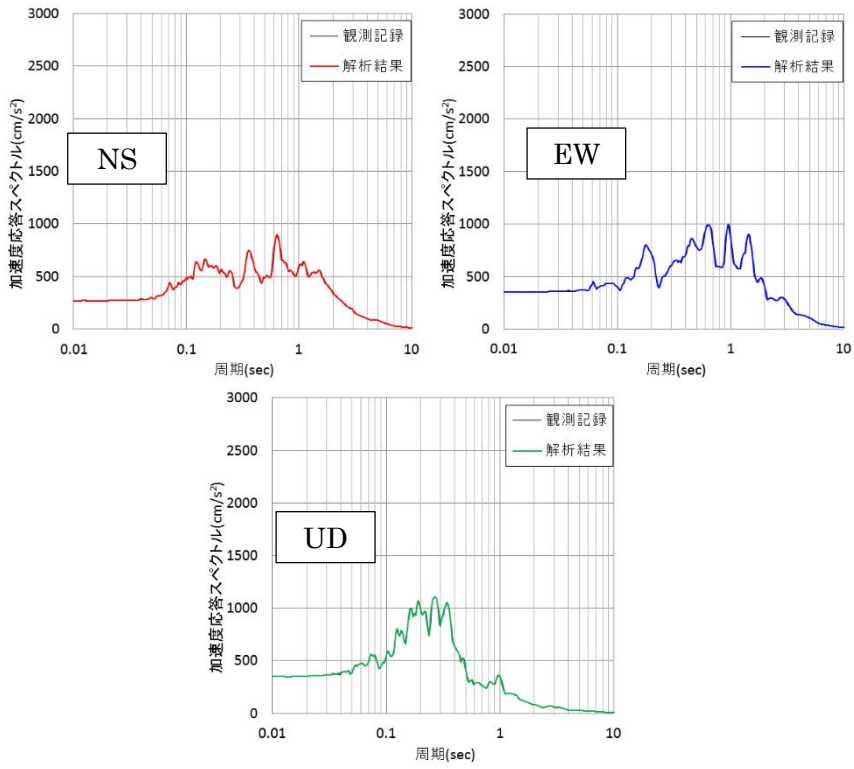


図 4-4 床応答スペクトルの比較（基礎上）

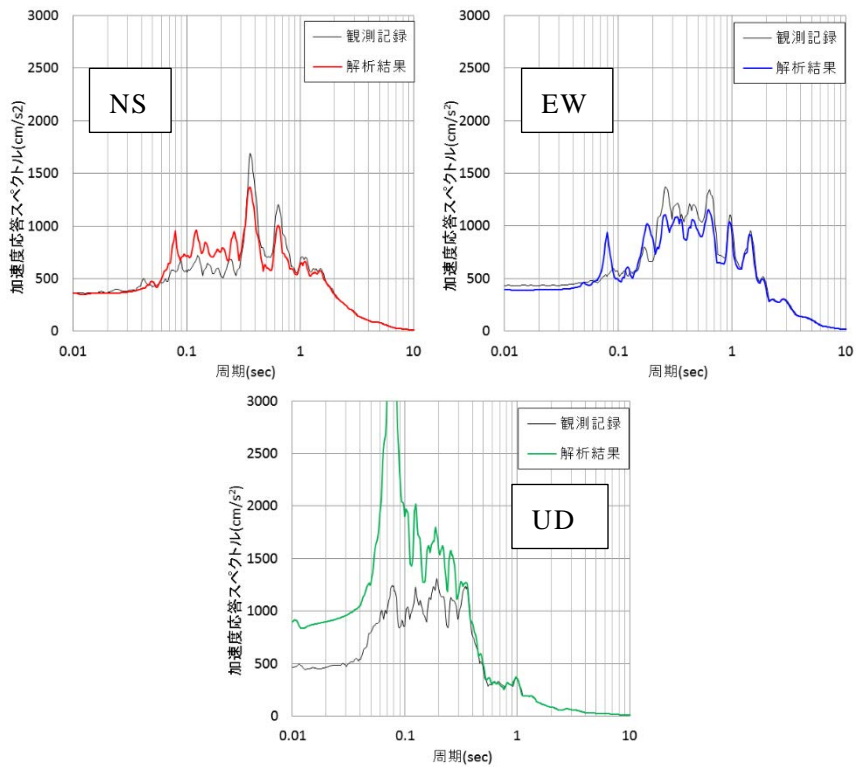
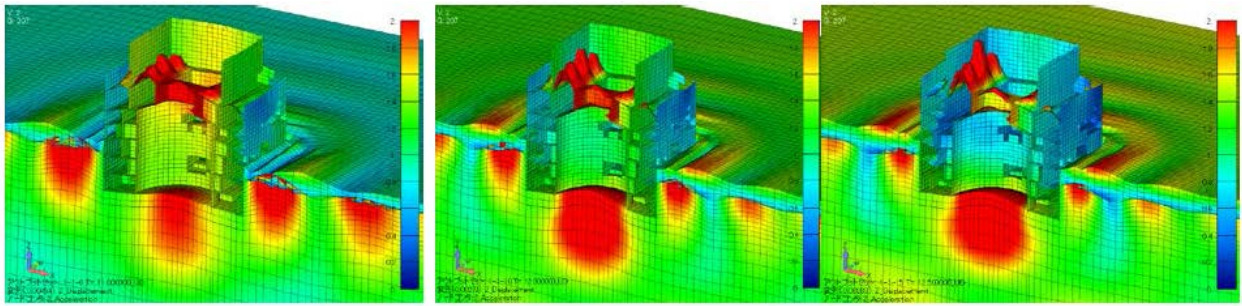


図 4-5 床応答スペクトルの比較（3F）



11Hz

12Hz

12.5Hz

図 4-6 地盤と建屋の連成モード

5. 附属書 2-5：解析事例 5 鉄筋コンクリート（RC）非線形の地震応答性状に係る影響評価

本事例では鉄筋コンクリート耐震壁の振動台実験（NUPEC）を対象としたシミュレーション解析の結果の概要を示す。解析は有限要素解析コードである FINAS/STAR（F/S）及び FINAL を用いて実施した。

5.1. 解析モデル

実験は耐震壁の動的弾塑性性状を確認するために実施されたものである。試験体はウェブ壁及びフランジ壁からなる。ウェブ壁及びフランジ壁はシェル要素でモデル化し、壁の材料である鉄筋コンクリートは非線形性を考慮する。上部スラブ、基礎スラブは、ソリッド要素でモデル化し弾性体とする。FINAS/STAR はフルモデル、FINAL はハーフモデルで解析を行う。

FINAS/STAR 及び FINAL の解析モデルをそれぞれ図 5-1 及び図 5-2 に示す。

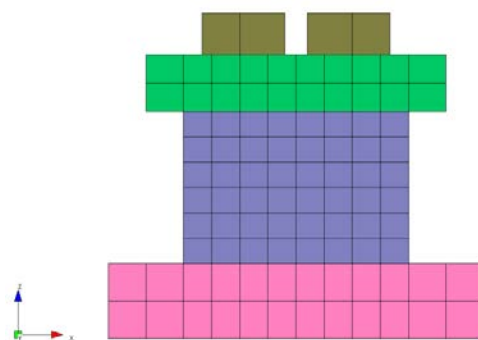
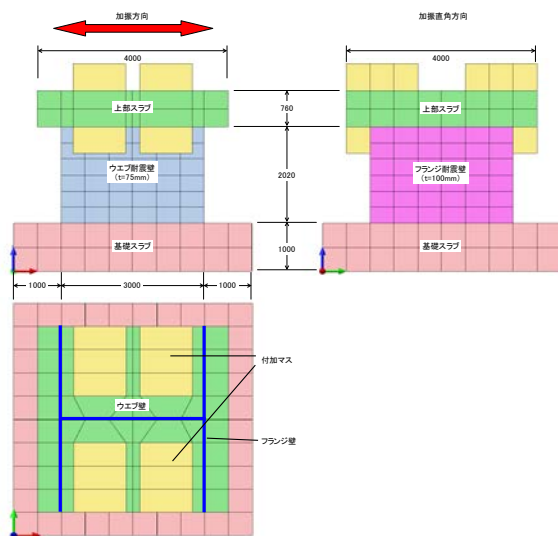
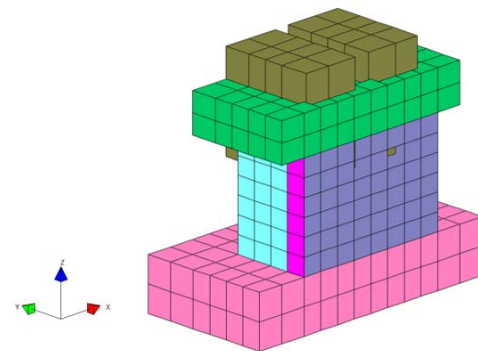
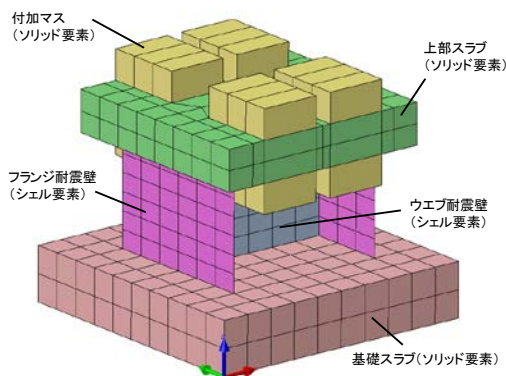


図 5-1 解析モデル FINAS/STAR

図 5-2 解析モデル FINAL

5.2. 解析条件

5.2.1 解析緒元

FINAS/STAR 及び FINAL の解析に用いた材料諸元を表 5-1 に示す。

表 5-1 材料諸元

解析コード	コンクリート						鉄筋	
	圧縮強度	引張強度	ピークひずみ	ポアソン比	ヤング係数	単位体積重量	降伏点	ヤング係数
	F_c N/mm ²	σ_{cr} N/mm ²	ε_c	ν -	E_c N/mm ²	γ kN/m ³	σ_y N/mm ²	E_s N/mm ²
FINAS/STAR	28.6	2.24	0.0022	0.2	2.60E+04	24.0	383.4	1.85E+05
FINAL	28.6	2.23	0.0025	0.2	2.29E+04	23.0	383.2	1.84E+05

※ 引張特性 F/S: 出雲らのモデル C=2.0、FINAL:長沼・山口のモデル
 圧縮特性 F/S: 前川モデル、FINAL:修正Ahmadモデル

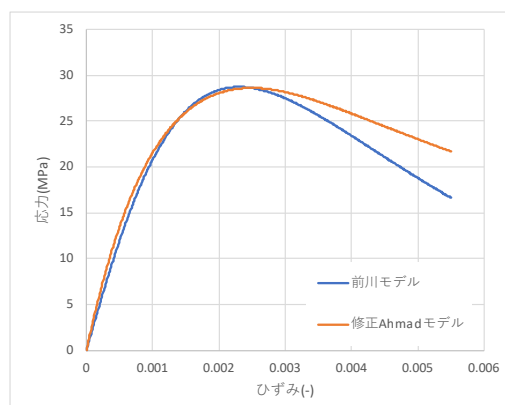


図 5-3 解析に用いた応力-ひずみ関係
 (ピーク時のひずみ $\varepsilon_c=0.0022$)

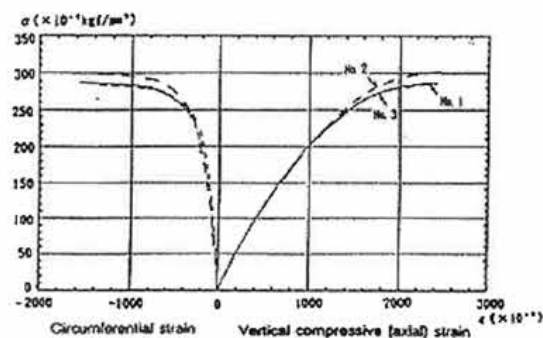


Fig.2 Compressive Stress-Strain Relationship of Web and Flange Walls

図 5-4 試験結果の応力-ひずみ関係

5.2.2 入力地震動

解析モデルへの入力地震動及び慣性力-水平変位関係図を図 5-5 に示す。入力地震動は試験結果より得られた基礎スラブの応答加速度をモデル底面へ入力する。(モデル底面の境界条件は固定)

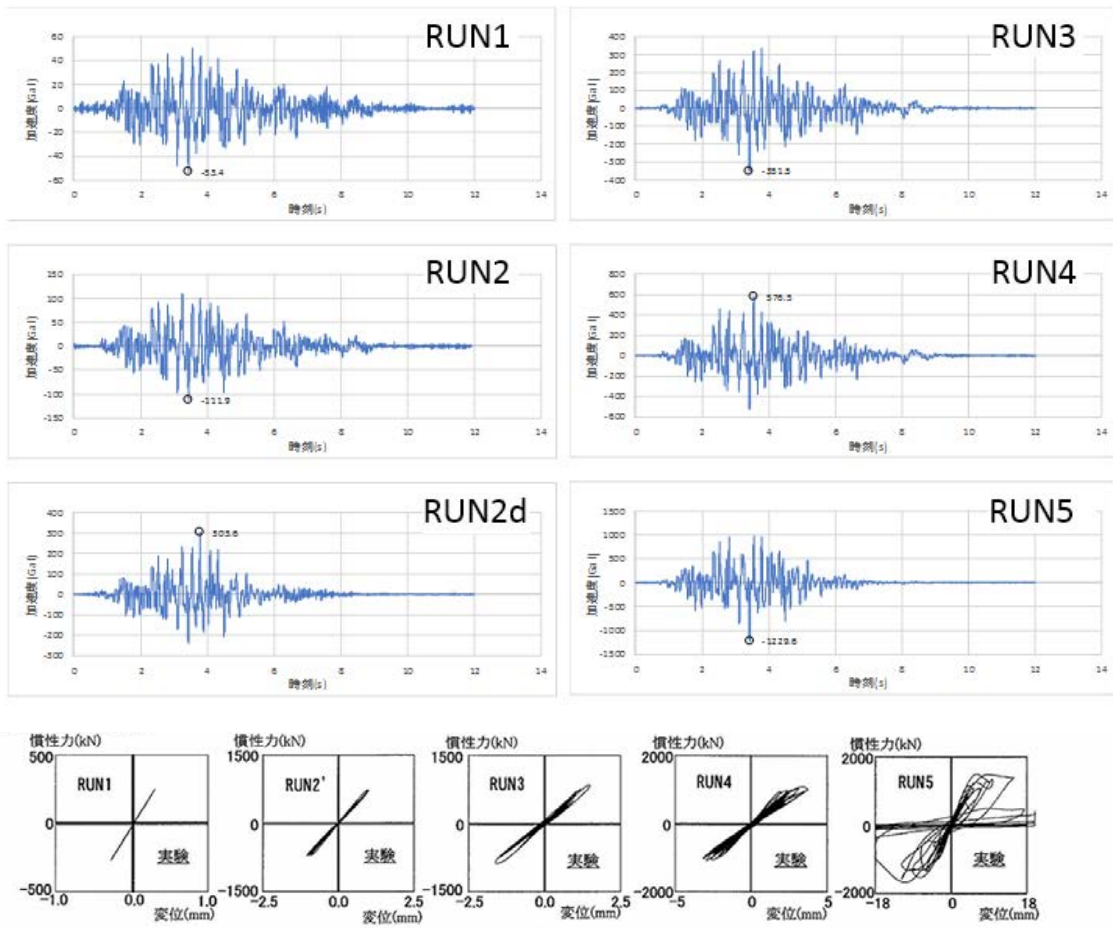


図 5-5 入力地震動波形及び慣性力-水平変位関係の比較

5.2.3 地震応答解析の解析条件

FINAS/STAR 及び FINAL の動的解析条件を表 5-2 に示す。

表 5-2 解析条件

	FINAS/STAR	FINAL
解析手法	直接積分法	直接積分法
数値積分法	Newmark- β 法 ($\beta = 1/4$ 、 $\gamma = 1/2$)	Newmark- β 法 ($\beta = 1/4$ 、 $\gamma = 1/2$)
非線形解析法	接線剛性法(構成則内で一部割線剛性法を使用)	接線剛性法
反復回数	最大 3 回	なし
残差処理	残差は次ステップの荷重項に加える	残差は次ステップの荷重項に加える
積分時間間隔	解析ケース表参照	解析ケース表参照
減衰	初期剛性比例型減衰 $\beta = 0.000193$ (一次振動数 13.2Hz に対し $h=0.8\%$)	初期剛性比例型減衰 $\beta = 0.000261$ (一次振動数 13.4Hz に対し $h=1.1\%$)

5.2.4 解析ケース

解析は、表 5-3 の右列の形式で行う。自重解析を行ったのちに RUN2d~RUN5 まで順に入力する一体解析を行う。(RUN1 は弾性挙動の為、別途解析を行う)

積分時間間隔は入力動の大きさに合わせ、表 5-4 のように入力ごとに変更している。

表 5-3 解析ケース

RUN1	自重→RUN1
RUN2d	自重 →RUN2d →RUN3 →RUN4 →RUN5
RUN3	
RUN4	
RUN5	
RUN5	

表 5-4 積分時間間隔

	FINAS/STAR	FINAL
RUN1	0.002s	0.005s
RUN2d	0.0005s	0.005s
RUN3	0.0005s	0.005s
RUN4	0.0002s	0.005~0.0001s ※
RUN5	0.0002s	0.005~0.0001s ※

※FINAL は入力加速度の 1 ステップの増分が 10Gal 以下になるようプログラムで自動調整。

最小値は 0.0001s

5.3. 解析結果

5.3.1 各ケースの解析結果

図 5-6 に示す上部スラブの時刻歴加速度波形、加速度応答スペクトル ($h=5\%$)、加速度-変位関係を求め、実験結果と比較する。結果を図 5-7~図 5-11 に示す。

- 時刻歴加速度波形

RUN1~RUN3 までの FINAS/STAR 及び FINAL の結果は実験結果と整合がとれている。RUN4 では 4~5 秒付近から周期及び振幅量が実験結果と若干差異が現れてくるが概ね傾向は一致している。RUN5 では、試験体が破壊する 4 秒付近までは概ね再現できている。

- 加速度応答スペクトル ($h=5\%$)

RUN1~3 の結果は実験結果と良く整合が取れている。RUN4 以降は FINAS/STAR は $T=0.1$ 秒が大きく、 $T=0.13$ 秒が実験結果より小さくなっており、剛性低下が実験より小さいと考えられる。RUN5 はほぼ再現できた結果となっている。以上より、両プログラムの結果は概ね整合し、実験とも良好に対応している。

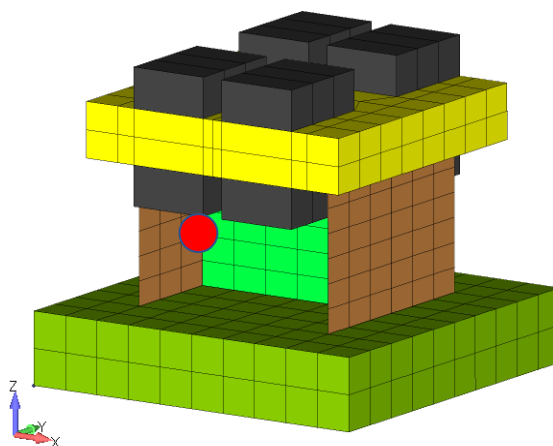
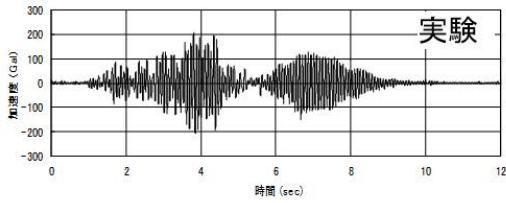
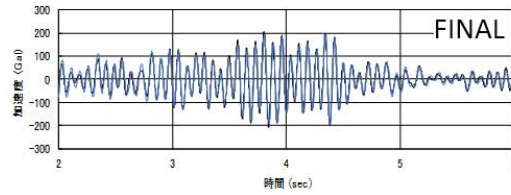
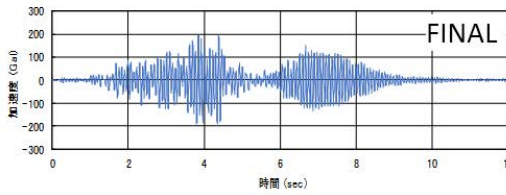
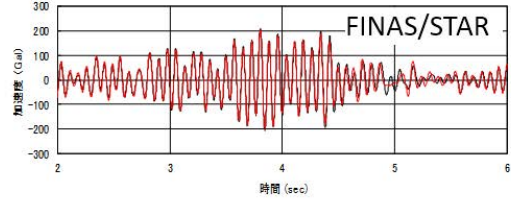
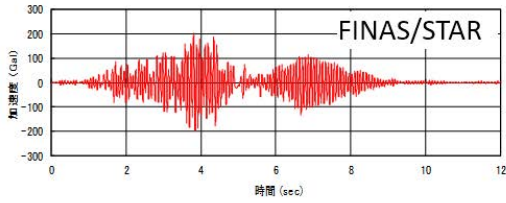


図 5-6 入力地震動出力位置



RUN-1



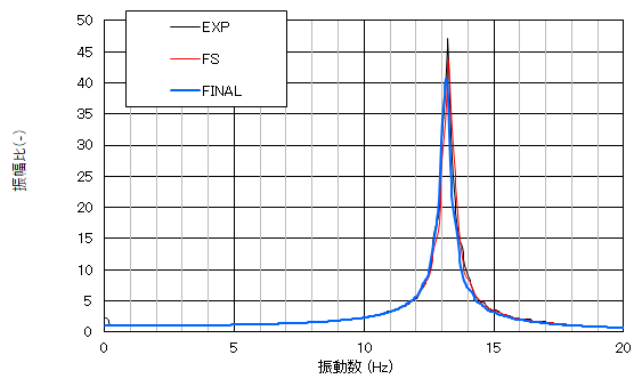
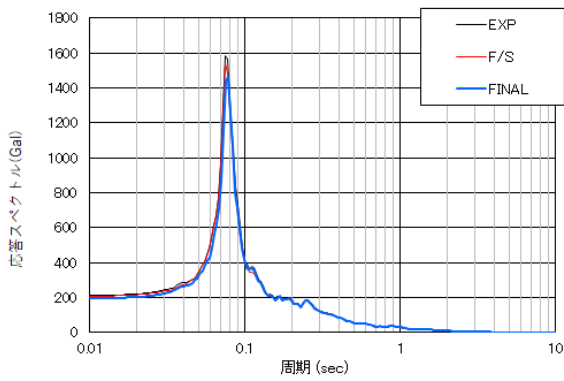
上部スラブ 応答加速度波形

RUN-1

h=5.0%

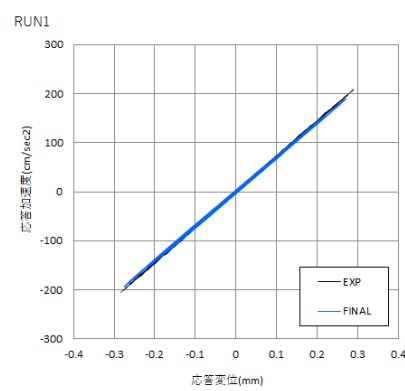
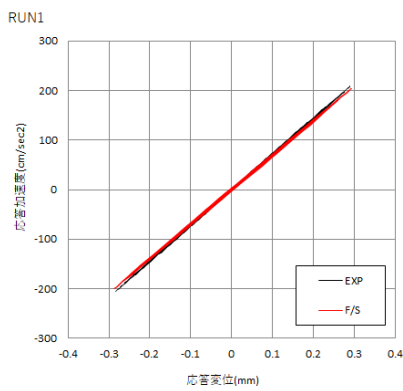
RUN-1

Parzen0.25Hz



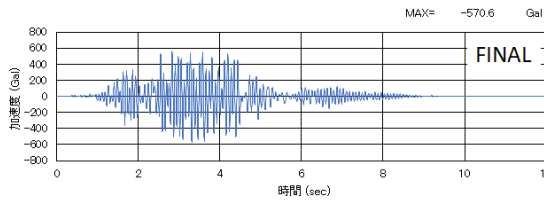
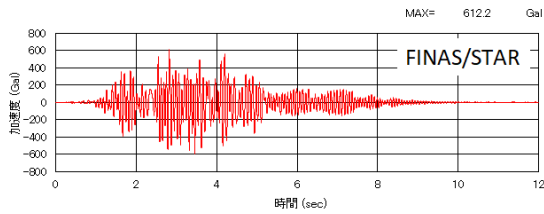
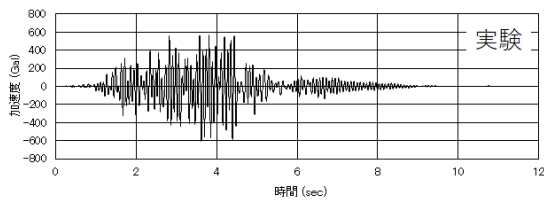
上部スラブ 加速度応答スペクトル (h=5%)

上部スラブ 伝達関数

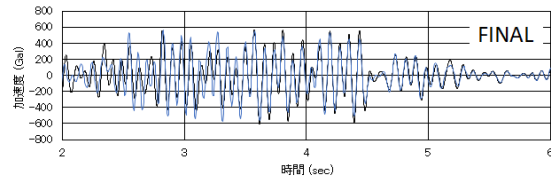
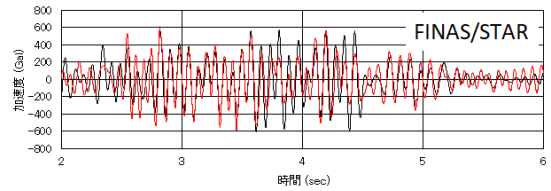


上部スラブ 加速度-変位関係

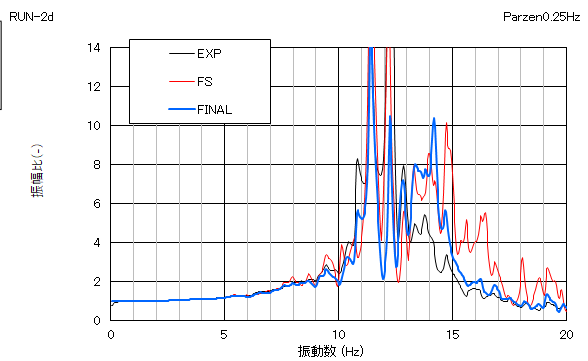
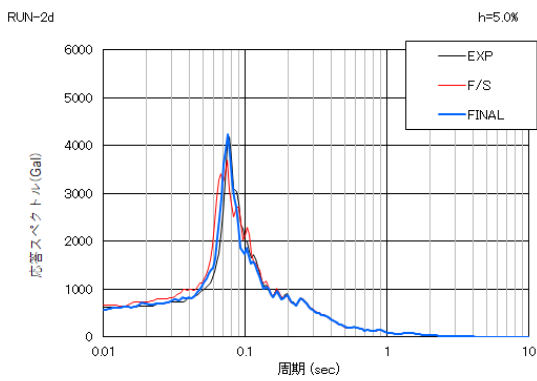
図 5-7 RUN1 の結果 (上部スラブ)



RUN-2d

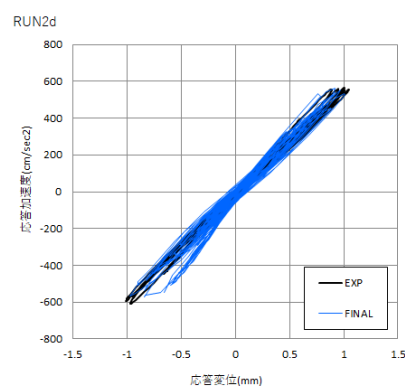
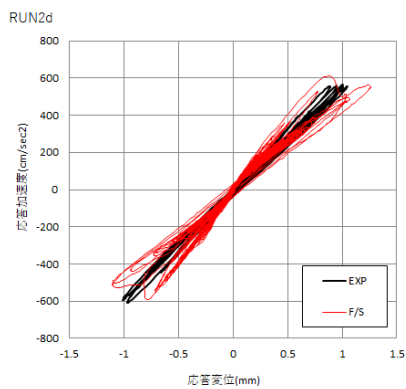


上部スラブ 応答加速度波形



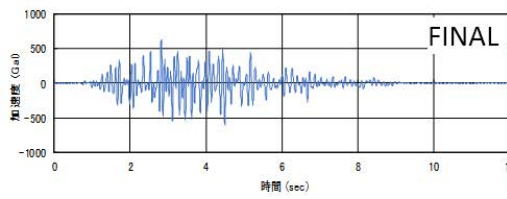
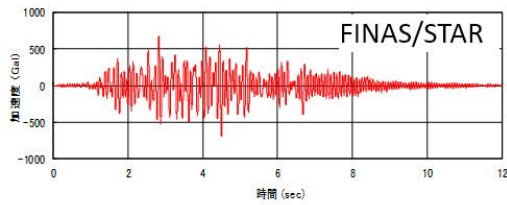
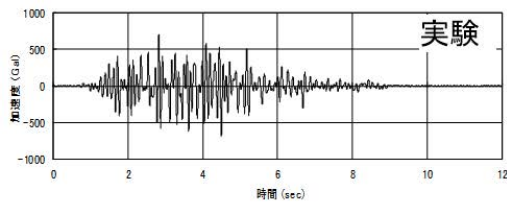
上部スラブ 加速度応答スペクトル (h=5%)

上部スラブ 伝達関数

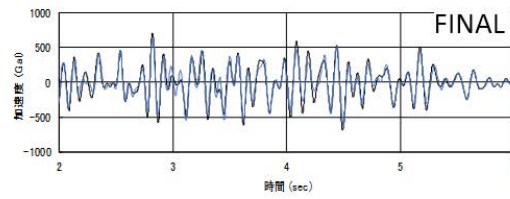
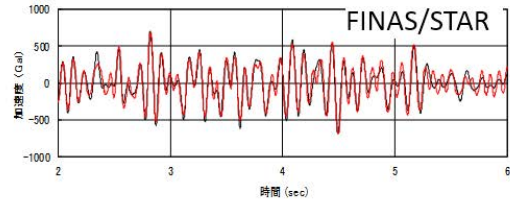


上部スラブ 加速度-変位関係

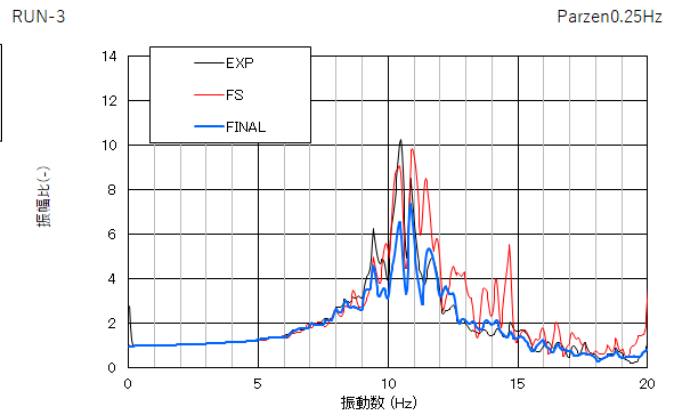
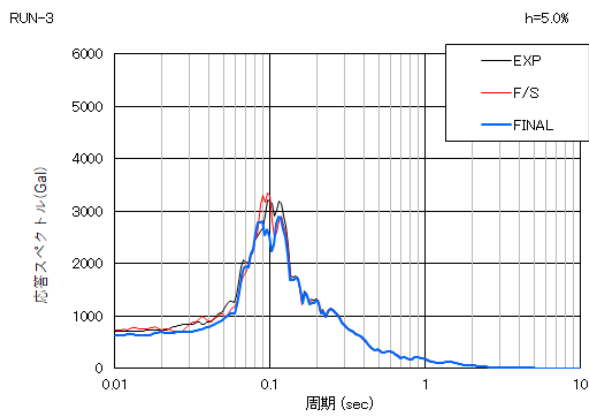
図 5-8 RUN2d の結果 (上部スラブ)



RUN-3

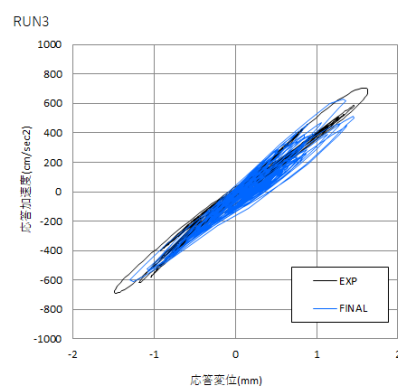
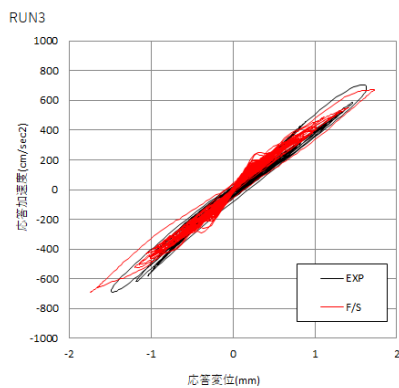


上部スラブ 応答加速度波形



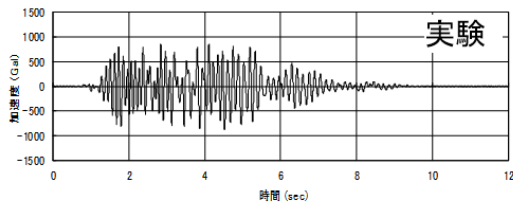
上部スラブ 加速度応答スペクトル (h=5%)

上部スラブ 伝達関数

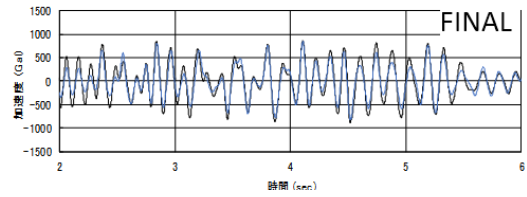
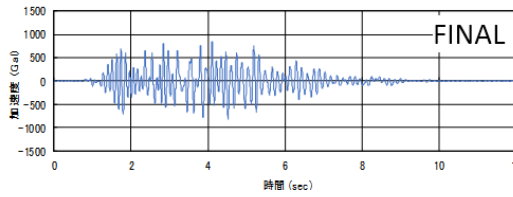
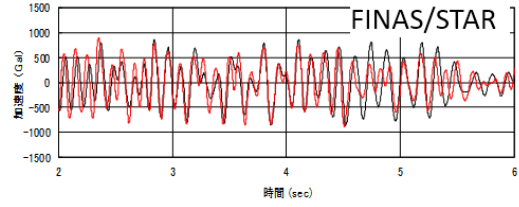
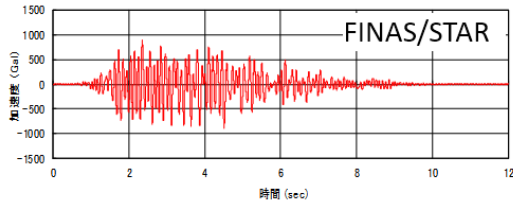


上部スラブ 加速度-変位関係

図 5-9 RUN3 の結果 (上部スラブ)



RUN-4



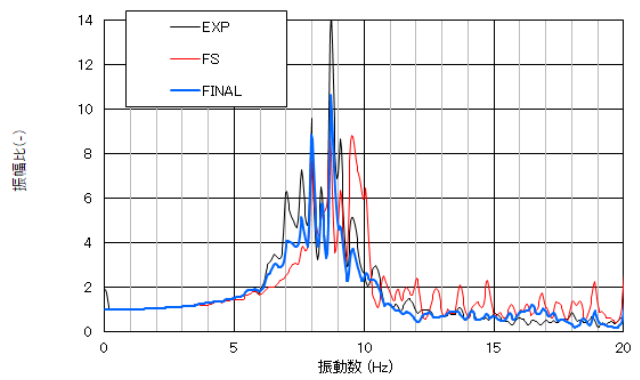
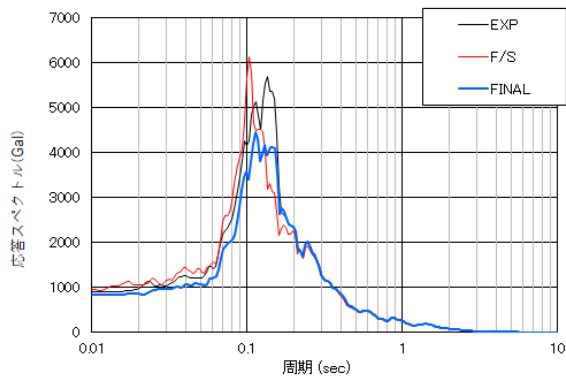
上部スラブ 応答加速度波形

RUN-4

h=5.0%

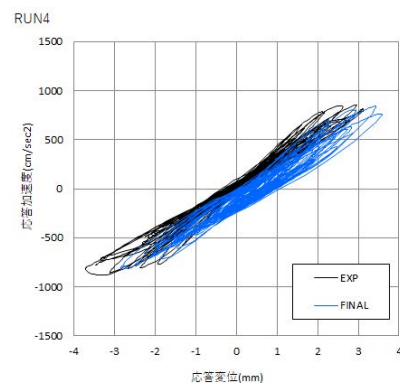
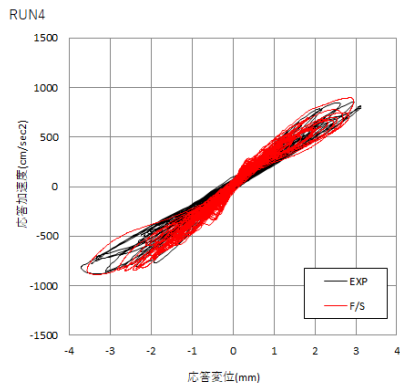
RUN-4

Parzen0.25Hz



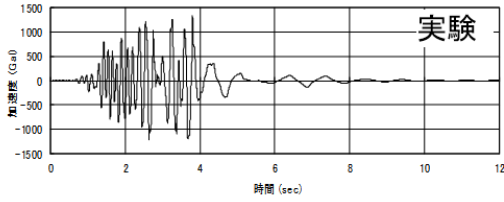
上部スラブ 加速度応答スペクトル (h=5%)

上部スラブ 伝達関数

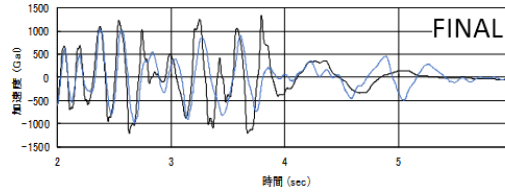
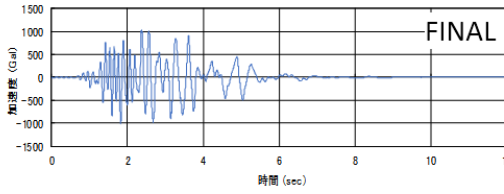
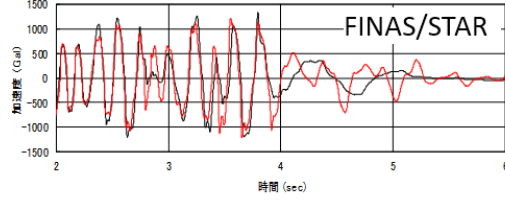
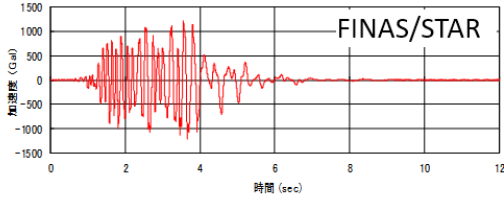


上部スラブ 加速度-変位関係

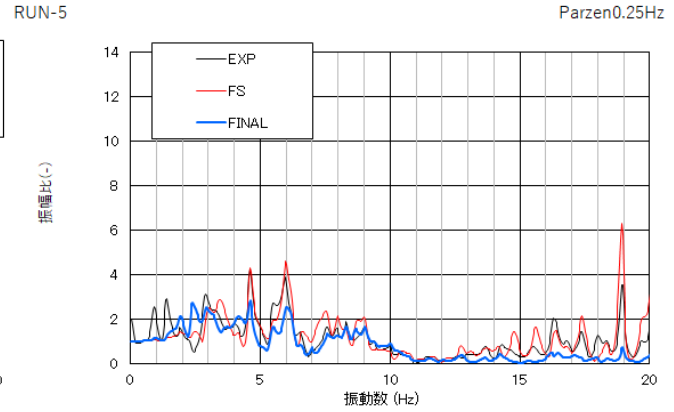
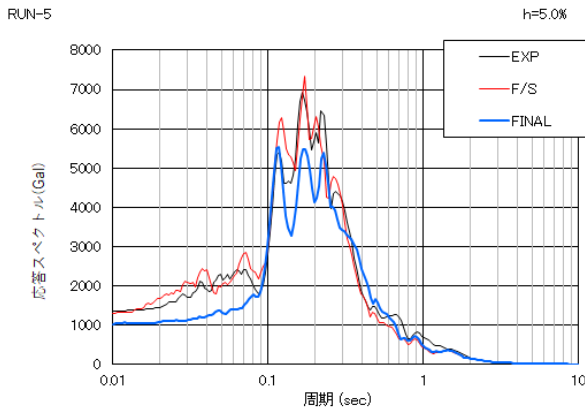
図 5-10 RUN4 の結果 (上部スラブ)



RUN-5

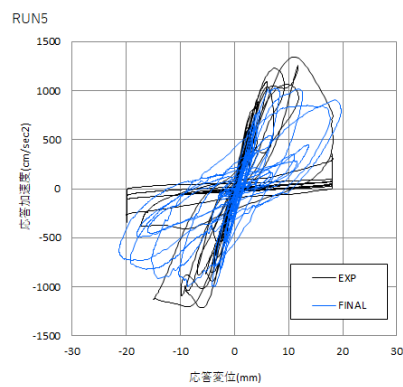
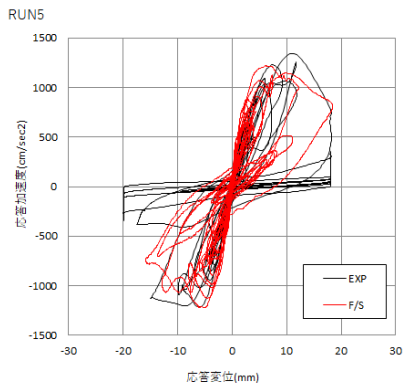


上部スラブ 応答加速度波形



上部スラブ 加速度応答スペクトル (h=5%)

上部スラブ 伝達関数



上部スラブ 加速度-変位関係

図 5-11 RUN5 の結果 (上部スラブ)

6. 附属書 2-6：解析事例 6 有限要素の定式化の違いによる影響評価

有限要素の精度の違いによる建屋応答への影響を確認するため、本事例では面状要素のタイプによる精度の違いを検討した結果を示す。

6.1. 解析モデル及び解析条件

有限要素には梁、板（シェル）、ソリッドなど様々な要素種類があるが、同じ要素種類でも要素の定式化によってそれぞれ特徴があり精度も異なる。精度については、メッシュを詳細にすることにより正解に近づくことが分かっている。ここでは面状要素の精度の違いを検討した事例を示す。

異なる 2 種類の要素タイプ（4 辺形 1 次（MITC）と 4 辺形 1 次（CQUAD4））について検討した。解析ケース一覧を表 6-1 に、解析モデルの概要を図 6-1 に示す。

はじめに、メッシュ分割 1（図 6-1）で解析したところ、1 次固有振動数において約 15% の違いがあった。そこで、4 辺形 1 次の要素タイプ MITC について、短辺方向を 4 分割し（メッシュ分割 2）、固有値解析を実施した。この結果は要素タイプ CQUAD4 のメッシュ分割 1 の結果に近い結果となった。さらに収束性を確認する必要があるが、本検討より、面外曲げに対する精度については CQUAD4 が MITC よりも良いことが確認された。

表 6-1 解析ケース一覧

No	要素タイプ	ソルバー	解析モデル	境界条件
case01	4辺形1次 (MITC)	FINAS/STAR	メッシュ分割1	外周節点を拘束
case02	4辺形1次 (CQUAD4)	MSC.NASTRAN	メッシュ分割1	外周節点を拘束
case03	4辺形1次 (MITC)	FINAS/STAR	メッシュ分割2	外周節点を拘束

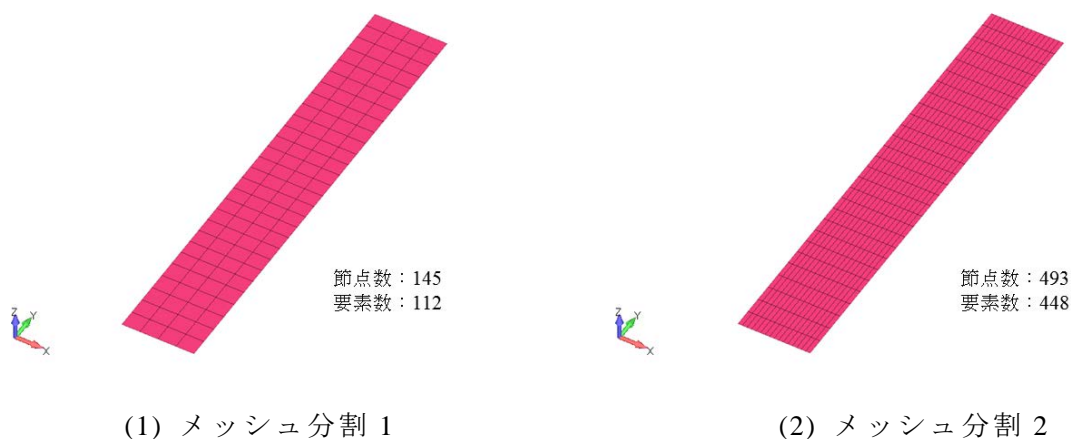


図 6-1 解析モデルの概要

6.2. 解析結果

6.2.1 有限要素の定式化の違いによる固有値解析結果への影響

有限要素の定式化の違いによる固有値解析結果への影響を確認するため、MITC 要素（分割 1）と CQUAD4 要素（分割 1）による固有モードの比較図を図 6-2 に、1 次振動数の比較を表 6-2 に示す。図 6-2 によると MITC 要素（分割 1）と CQUAD4 要素（分割 1）の固有モードはほぼ同様であった。表 6-2 の 1 次振動数の比較によると、MITC 要素（分割 1）と CQUAD4 要素（分割 1）の 1 次振動数は約 15% 程度違いがあった。

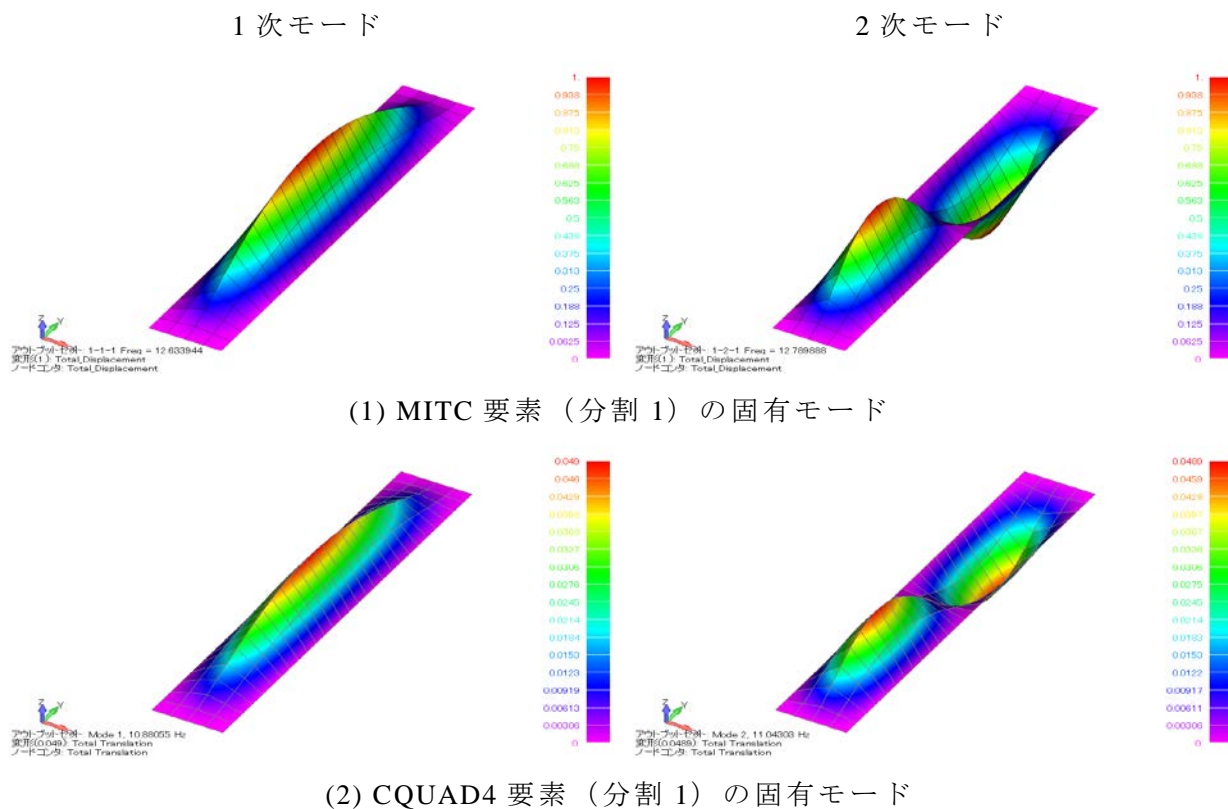


図 6-2 固有モードの比較

表 6-2 1 次固有振動数の比較

No	振動数 Hz	周期 s	刺激係数			有効質量比		
			X	Y	Z	X	Y	Z
case01	12.634	0.079	0.000	0.000	33.689	0.000	0.000	0.704
case02	10.881	0.092	0.000	0.000	-34.153	0.000	0.000	0.723

6.2.2 メッシュ分割による固有値解析結果への影響

メッシュ分割による固有値解析結果への影響を確認するため、要素タイプは4辺形1次（MITC）とし、メッシュ分割1の短辺方向を4分割したメッシュ分割2（MITC要素（分割2））を用いた固有値解析を実施した。図6-3に固有モードの比較を、表6-3に1次固有振動数の比較を示す。図6-3の固有モードの比較より、MITC要素（分割1）とCQUAD4要素（分割1）の固有モードはほぼ同様であった。表6-3の1次固有振動数の比較によると、より細かいメッシュであるメッシュ分割2によるMITC要素（分割2）の結果は、MITC要素（分割1）の結果と比べ、1次固有振動数が約13%低下し、CQUAD4要素（分割1）の1次固有振動数である10.881 Hzとの違いは1%程度となることを確認した。

有限要素解析においては、用いる要素ごとに適切なメッシュを感度解析により把握して用いることが必要となる。

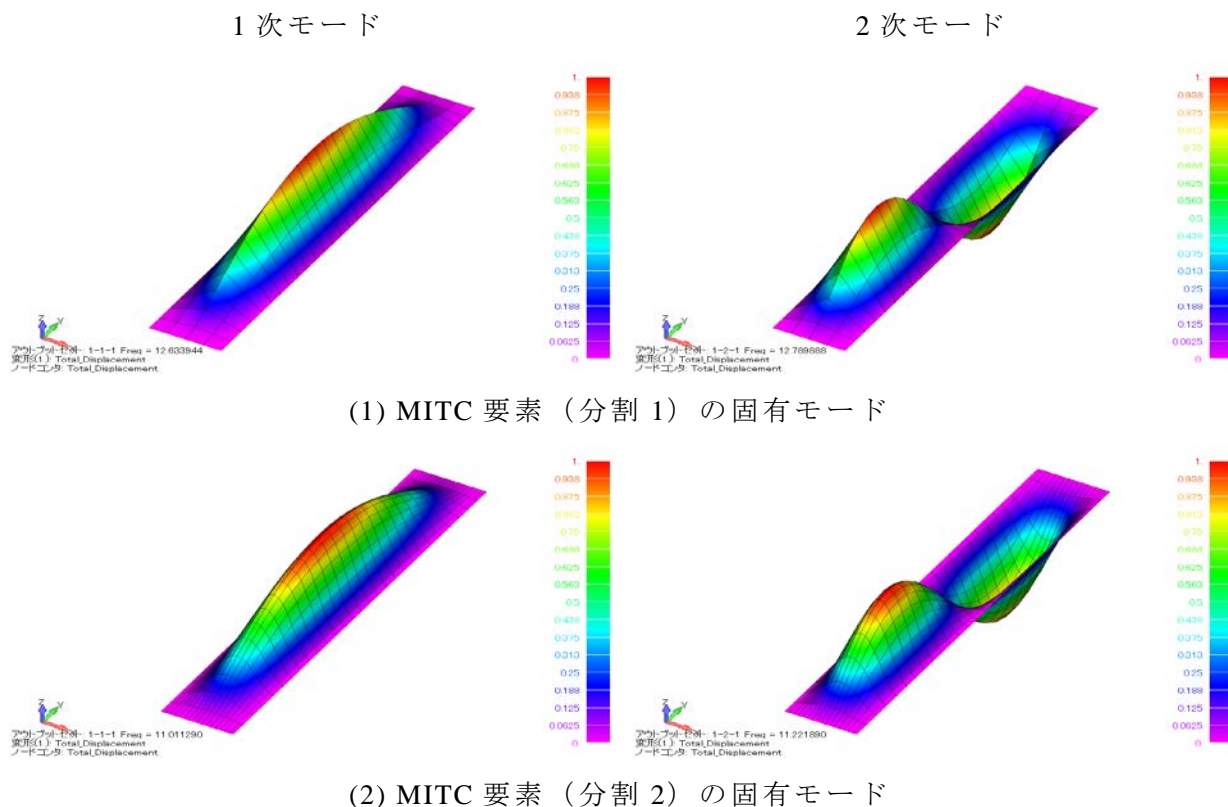


図 6-3 固有モードの比較

表 6-3 1次固有振動数の比較

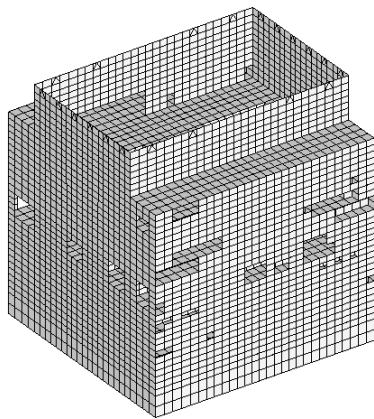
No	振動数 Hz	周期 s	刺激係数			有効質量比		
			X	Y	Z	X	Y	Z
case01	12.634	0.079	0.000	0.000	33.689	0.000	0.000	0.704
case03	11.011	0.091	0.000	0.000	34.289	0.000	0.000	0.583

7. 附属書 2-7：解析事例 7 有限要素のメッシュサイズの違いによる影響評価
有限要素のメッシュサイズの違いによる建屋応答への影響を評価するため、同じ原子炉建屋モデルを用いてメッシュサイズの異なる 2 種類のモデルを用いて時刻歴応答解析を実施し、建屋応答への影響を評価した。

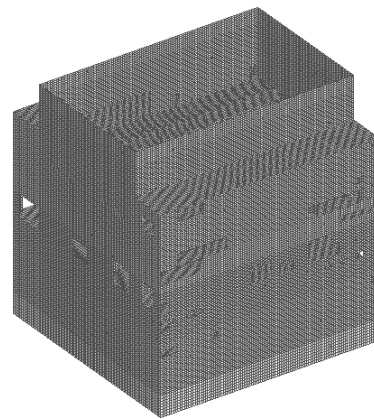
7.1. 解析モデル及び解析条件

図 7-1 に基準モデルと詳細メッシュモデルの 2 種類の解析モデルを示す。

基準モデルは通り間を 4 から 5 分割、階高方向は 2 m を目安に 4 から 5 分割としているが、詳細メッシュモデルは、要素 1 辺をさらに 4 分割（縦横で 4×4 分割）に分割した解析モデルとする。その他の解析条件は別紙 1（附属書 1-1）の共通解析条件と同じとする。

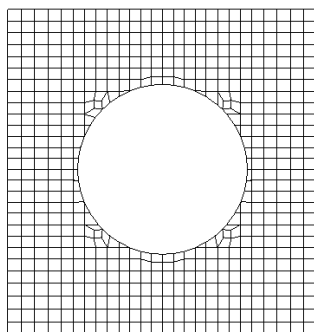


基準モデル

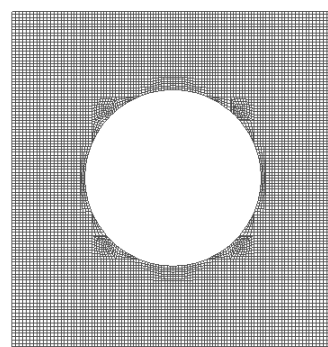


詳細メッシュモデル

(1) 鳥瞰図



基準モデル



詳細メッシュモデル

(2) 1F 平面図

図 7-1 解析モデル図

7.2. 解析結果

7.2.1 最大応答加速度及び最大応答変位

図 7-2 及び図 7-3 に、最大応答加速度及び最大応答変位の高さ方向分布の比較図を示す。図中の実線は建屋モデル全節点、点線は建屋モデル代表節点の結果を示し、黒線は基準モデル、赤線は詳細メッシュモデルによる解析結果を示す。4F（標高 +31.7 m）以上においては、基準モデルと比べ若干応答が異なる。これは、メッシュが細くなることで壁面外の固有振動数が変わり、応答特性が変わったことなどが原因として考えられる。

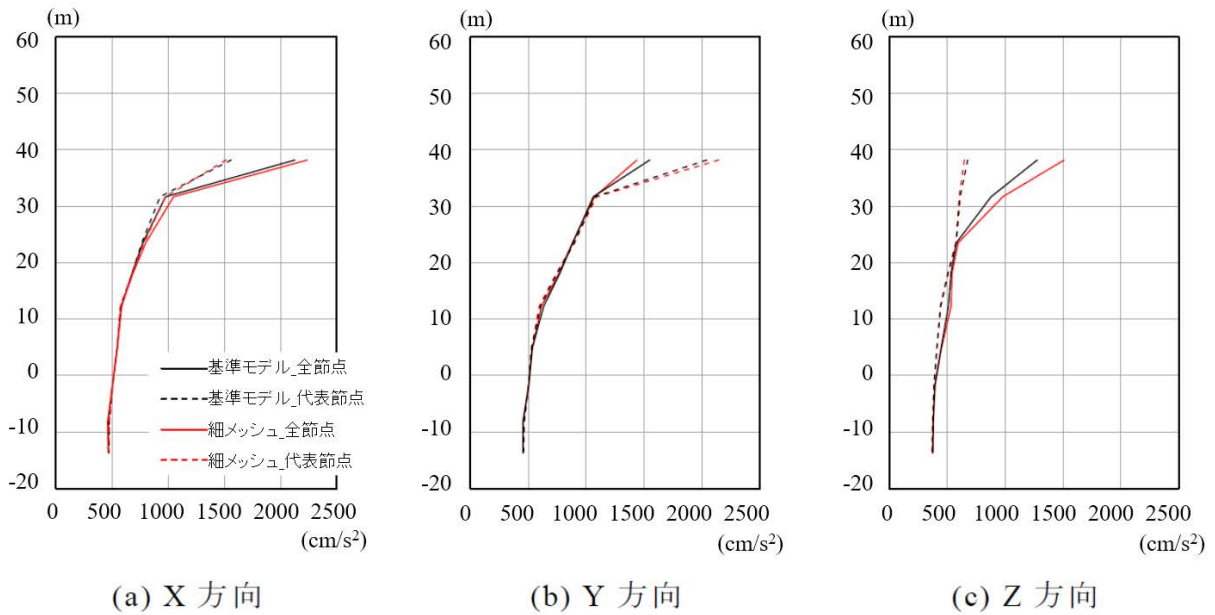


図 7-2 最大応答加速度分布の比較

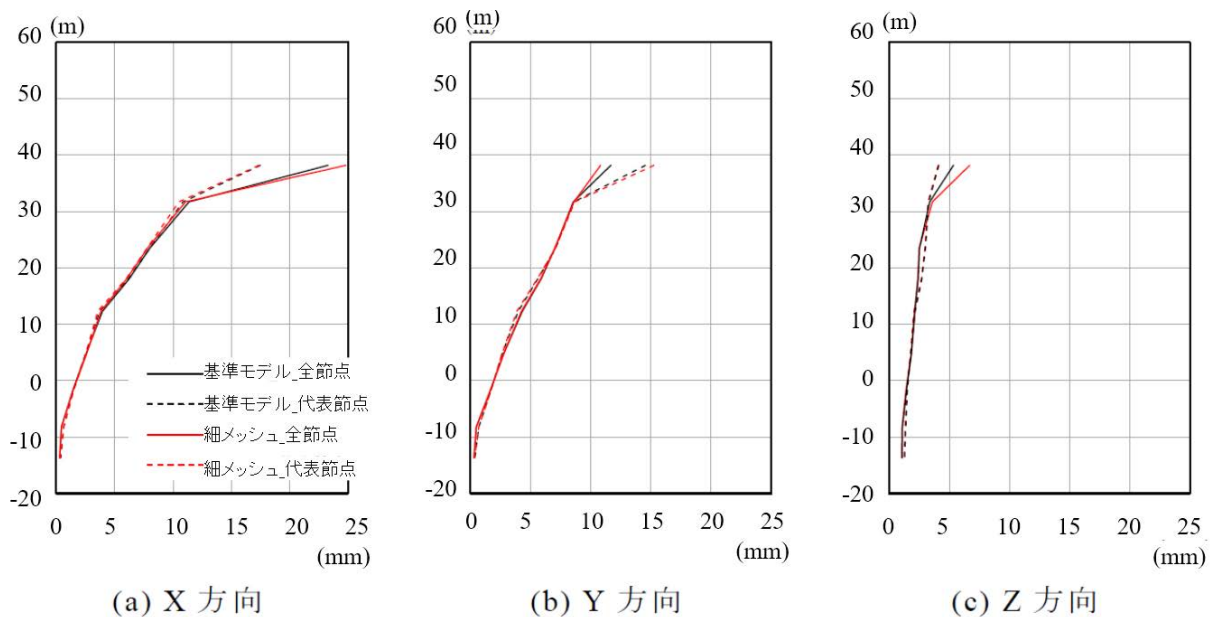


図 7-3 最大応答変位分布の比較

7.2.2 床応答スペクトル

図 7-4 及び図 7-5 に基準モデルと詳細メッシュモデルによる B3F、3F の床応答スペクトルの比較図を示す。基準モデルと詳細メッシュモデルは結果があまり変わらないことから、この程度のメッシュサイズの違いでは、3F の床応答スペクトルへの影響は小さいことが分かる。

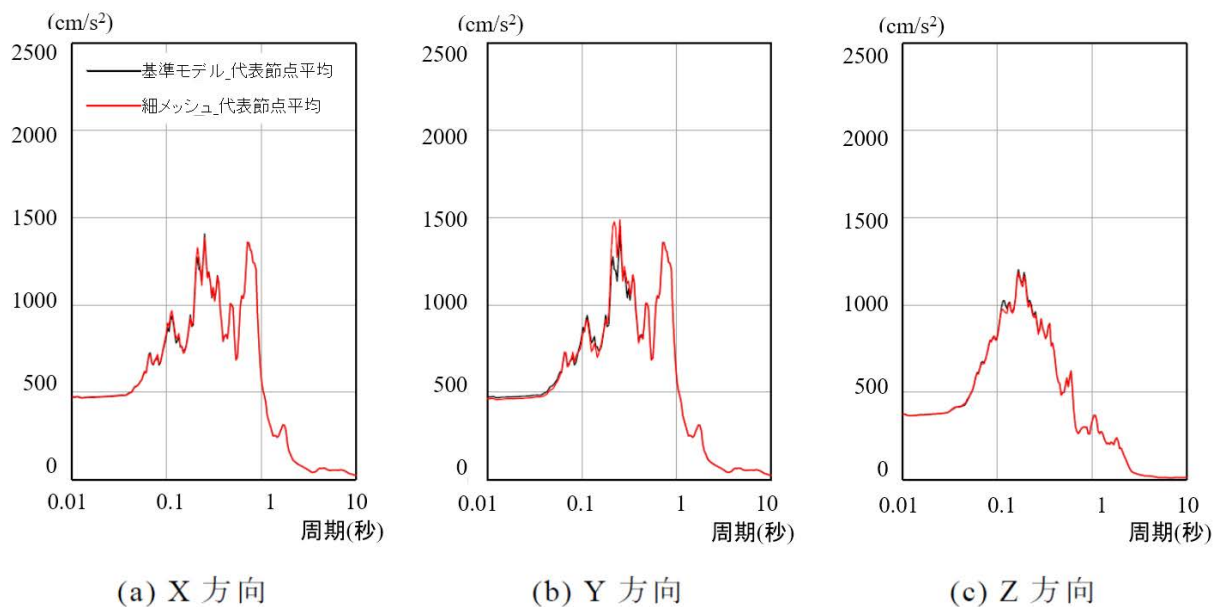


図 7-4 B3F 床応答スペクトル $h = 5\%$ (標高. -8.2 m) の比較

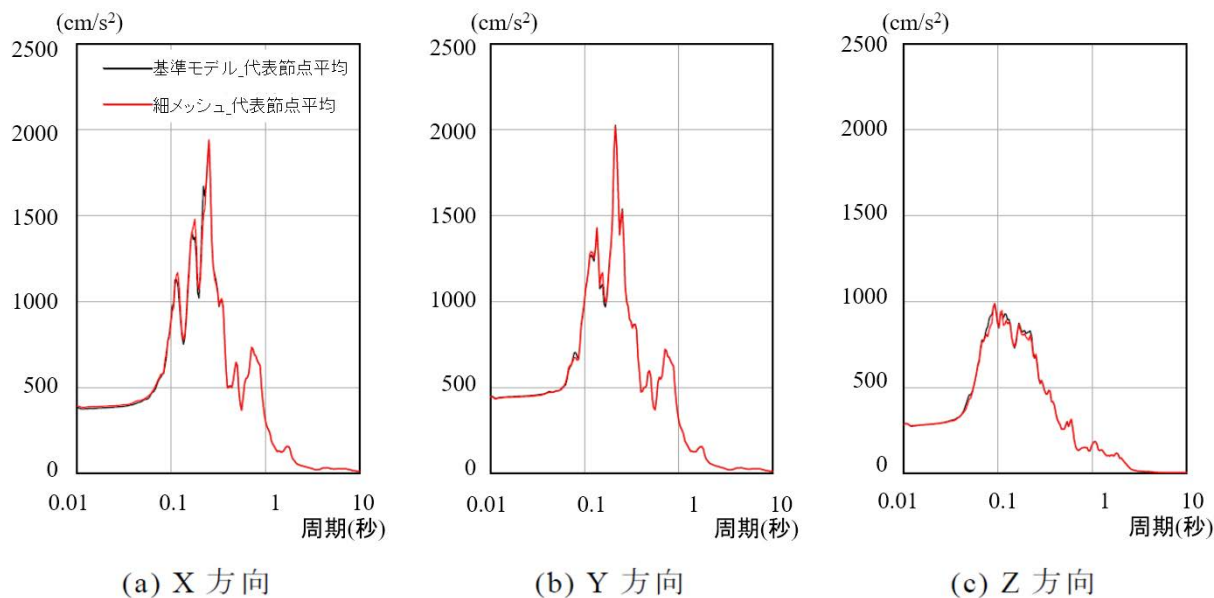


図 7-5 3F 床応答スペクトル $h = 5\%$ (標高. +23.5 m) の比較

8. 附属書 2-8：解析事例 8 解析結果の妥当性確認

解析結果の妥当性確認では、解析が想定通りに実施されたことを確認するため、入力データと出力データの確認を行う。

8.1. 入力データの確認

8.1.1 入力値の確認

解析ソフトが入力データを正しく取り込んだことを確認する。JANSI-GQA-01-第 2 版ガイドライン²においては、エコーバックの確認としているが、エコーバックには、単に入力テキストの文字をそのまま出力したものと、数値として読込んだものを出力したものがあり、後者の入力値が正しいことを確認する。

前者の場合は、固定書式の入力の場合区切りがずれていることの確認が困難である。図 8-1 の 6 番目のデータは、18.5 であるが、その前の数字と連続していて、間違いがあっても見落としやすい。

座標については、図化することにより、大きな間違いを知ることが出来る。

COUNT	.	1	..	2	..	3	..	4	..	5	..	6	..	7	..	8	..	9	..	10	.
660511-		GRID		328594				-27.55		15.8455218.5											
660512-		GRID		328595				-27.55		15.0481818.5											
660513-		GRID		328596				-27.55		14.2508418.5											

図 8-1 入力テキストのエコーバックの例(MSC NASTRAN 2019)

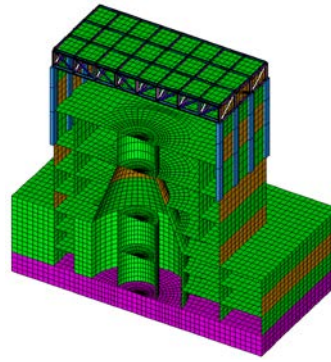
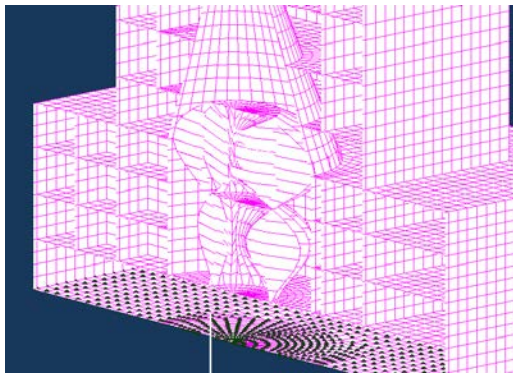
*** USER INFORMATION MESSAGE 4379 (IFP9A)									
THE USER SUPPLIED PBEAML/PBMSECT BULK DATA ENTRIES ARE REPLACED BY THE FOLLOWING PBEAM ENTRIES.									
CONVERSION METHOD FOR PBARL/PBEAML - FINITE ELEMENT METHOD.									
PBEAM	1	2	1.8266E-02	5.4885E-04	1.8917E-04	1.5404E-20	1.6962E-06	0.0000E+00	
	1.9700E-01	1.9900E-01	-1.9700E-01	1.9900E-01	-1.9700E-01	-1.9900E-01	1.9700E-01	-1.9900E-01	
	2.1312E-01	6.5754E-01	0.0000E+00	0.0000E+00	0.0000E+00	0.0000E+00	6.6827E-06	6.6827E-06	
	0.0000E+00	0.0000E+00	0.0000E+00	0.0000E+00	-2.6530E-07	-2.9903E-07	-2.6530E-07	-2.9903E-07	

図 8-2 入力データが解析ソフトでどう解釈されたかの例(MSC NASTRAN 2019)

8.1.2 固有値解析による確認

解析モデルの固有値解析を行い、固有振動数、固有モードに異常がないかを確認するとともに、類似解析との比較を行い、異なる場合は十分な説明ができるかを確認する。

² (一社) 原子力安全推進協会, “原子力施設における許認可申請等に係る解析業務の品質向上ガイドライン”, 2014 年 3 月.



右に示すメッシュ図と比較することで、1次振動モードとして格納容器内の円筒部分のみに変形が生じていることが分かる。

図 8-3 データエラーによる異常なモードの例³

8.2. 出力データの確認

8.2.1 解析結果ファイルなどの確認

解析結果ファイルを間違っていないか、ファイルサイズ、解析日時、解析者等を確認する。

8.2.2 警告・エラーメッセージの確認

結果にエラーが無いことを確認する。警告(Warning)についても、その内容を確認する。

```

*** USER WARNING MESSAGE 8152 (M3DCNT1B)
    BOTH BCTABL1 AND BCONECT HAVE THE SAME ID=1. BCTABL1 WILL BE USED INSTEAD OF BCONECT.
    User Information: BCTABL1 and BCONECT can have the same ID. In this case, BCTABL1 will be used instead of BCONECT.

*** USER FATAL MESSAGE 8146 (MCN1DATS)
    For BCBODY1 ID = 1044, either no supported elements have been found in the deformable contact body or all elements
    have been
    specified in the contact body of another contact pair.
    User Information: Every deformable contact body must contain some elements, supported by 3D contact capability.
    User Action      : Check contact modeling for errors in the input data entries, such as BCTABL, BCONECT, BCBODY1 and
    so on;
  
```

図 8-4 警告およびエラーメッセージの例(MSC NASTRAN 2019)

8.2.3 計算時間等の確認

計算のログファイルを確認し、経験に照らし合わせて、異常でないかを確認する。

³ (一社) 日本計算工学会標準, “学会標準 (HQWC001&002) 事例集”, 2015年2月.

```

Date:          Thu Jan 30 17:39:16 20**
Hostname:     Calc-06 (user name, display CALC-08)
User:        *****
Display:     PC-***
...
=====
Time Summary          CPU          Wall    ( Time in Seconds )
Input File            29.1          29
Stiffness Generation  11.7          12
Eigenvalue           1028.0        1061
Miscellaneous         272.9         360
-----
Total:                1341.6        1462
=====

```

図 8-5 計算ログの例(MSC NASTRAN 2019)

8.3. 解析結果の妥当性の確認

解析結果の内容についての妥当性は、類似解析や経験知により、出力結果に異状がないかを確認する。

類似解析には、1D解析（モデルを一次元に簡素化した解析）も含まれる。例えば、応答スペクトルにおける、固有振動数に対する応答値もある。少し詳細な例として、質点系モデル解析による応答値もある。

非線形解析であれば、異なるプログラムによる解析も重要な指標となる。

標準案にある通り、下記のような出力結果の経験者によるレビューが重要である。

- 加速度・変形／変位分布と荷重の対応
- 加速度・変位／応力と簡便計算値／理論解の比率
- 加速度・変位の正負、対称性、過大・過小
- 加速度・応力と変位のバランス
- 加速度・変位、応力分布の傾向
- 引張・圧縮の発生場所
- 剛体移動防止位置の反力
- 拘束位置の反力／荷重との整合性
- 接合部のひずみ／応力分布
- 応力と降伏強度

別紙 3

平成 31 年度原子力規制庁委託業務報告書

原子力施設等防災対策等委託費
(高経年化を考慮した建屋・機器・構造物の耐震安全
評価手法の高度化) 事業

別紙 3 原子炉建屋を対象としたフラジリティ評価手法の
整備

附属書 3-1 解析条件

国立研究開発法人日本原子力研究開発機構

令和 2 年 3 月 19 日

目次

1. 附属書 3-1：設計を超える地震動を入力とする原子炉建屋の地震応答解析（解析条件）	1-1
1.1. 解析対象	1-1
1.1.1 建屋概要	1-2
1.1.2 地盤条件	1-3
1.2. 解析方法	1-3
1.3. 用いる単位系	1-3
1.4. 解析対象の詳細	1-3
1.4.1 建屋形状およびモデル化範囲	1-3
1.4.2 格納容器・圧力容器	1-7
1.5. 解析モデル	1-8
1.5.1 建屋	1-8
1.5.2 大型機器	1-14
1.6. 材料モデル	1-18
1.6.1 建屋物性	1-18
1.7. 減衰	1-25
1.7.1 レーリー減衰	1-25
1.8. 接合条件	1-28
1.8.1 屋根トラスと外壁	1-28
1.8.2 屋根スラブと鉄骨トラス	1-28
1.9. 境界条件	1-29
1.10. 入力地震動	1-29
1.11. 数値解析パラメータ	1-31
1.11.1 質量行列に関するパラメータ	1-31
1.11.2 時間積分に関するパラメータ	1-33
1.11.3 非線形アルゴリズム	1-33
1.12. 解析結果報告	1-34
1.12.1 最大応答加速度及び最大応答変位の最大値分布	1-34
1.12.2 最大ひずみ分布（コンター図）	1-34
1.12.3 損傷検討領域のひずみ分布	1-34
(1) 円筒壁の最大せん断ひずみ	1-34
(2) 床の最大主ひずみ	1-34
1.12.4 復元力特性	1-34
(1) 層せん断応力と層間変形角の履歴図	1-34
(2) 外壁における代表要素のせん断応力-せん断ひずみ履歴図	1-35
(3) 各階床における代表要素のせん断応力-せん断ひずみ履歴図	1-35

表 一 覧

表 1-1	検討ケース一覧	1-1
表 1-2	梁・柱の計算要素	1-3
表 1-3	壁・床の計算要素	1-3
表 1-4	壁・床の配筋設定	1-4
表 1-5	屋根スラブ・屋根トラスの物性値	1-6
表 1-6	格納容器・圧力容器の物性値	1-7
表 1-7	ばね剛性	1-7
表 1-8	圧力容器部の質量の違い	1-16
表 1-9	質量の設定	1-17
表 1-10	KARISMA ベンチマークモデルによる実強度	1-19
表 1-11	鉄筋の材料定数	1-19
表 1-12	鋼材の材料定数	1-19
表 1-13	鉄筋コンクリート強度と弾性剛性	1-19
表 1-14	コンクリートの構成則	1-21
表 1-15	鉄筋の構成則	1-21
表 1-16	コンクリートの物性値	1-21
表 1-17	鉄筋の物性値	1-21
表 1-18	材料減衰	1-25
表 1-19	レーリー減衰設定に用いる振動数	1-25

図 一 覧

図 1-1	建屋断面図(NS 断面及び EW 断面)	1-2
図 1-2	建屋平面図(B3F 及び B1F)	1-2
図 1-3	上：屋根全体、 左下：屋根トラス、 右下：屋根板	1-5
図 1-4	屋根スラブと屋根トラスの接続条件	1-6
図 1-5	格納容器・圧力容器のモデル	1-7
図 1-6	三次元建屋モデル (イメージ)	1-8
図 1-7	平面図 B3F	1-9
図 1-8	平面図 B2F	1-9
図 1-9	平面図 B1F	1-10
図 1-10	平面図 1F	1-10
図 1-11	平面図 2F	1-11
図 1-12	平面図 3F	1-11
図 1-13	平面図 4F	1-12
図 1-14	平面図 CRF	1-12

図 1-15	屋根スラブ	1-13
図 1-16	解析モデル図 断面図.....	1-14
図 1-17	解析モデル図 ペDESTAL部のモデル化.....	1-15
図 1-18	解析モデル図 圧力容器部のモデル化.....	1-15
図 1-19	解析モデル図 圧力容器部の質量配分.....	1-16
図 1-20	コンクリートの応力-ひずみ関係 (圧縮側：負、引張側：正)	1-22
図 1-21	コンクリートの応力-ひずみ関係 (引張側)	1-22
図 1-22	鉄筋の応力-ひずみ関係 (圧縮側：負、引張側：正)	1-23
図 1-23	前川モデルの応力-ひずみ関係	1-24
図 1-24	基礎固定 固有値解析結果及び1次モード図.....	1-26
図 1-25	レーリー減衰と振動数の関係 (鉄筋コンクリートの柱と梁)	1-27
図 1-26	基礎上観測記録.....	1-29
図 1-27	解析に用いる入力地震動.....	1-30
図 1-28	分布質量行列の一例.....	1-32
図 1-29	層せん断応力の算出手順.....	1-35

1. 附属書 3-1：設計を超える地震動を入力とする原子炉建屋の地震応答解析 (解析条件)

1.1. 解析対象

柏崎刈羽原子力発電所の7号機原子炉建屋を解析対象とし、平成19年(2007年)新潟県中越沖地震時の基礎上で観測された地震動を定数倍した加速度波形を基礎固定条件の原子炉建屋底面に入力する地震応答解析を実施する。解析の諸元は、IAEAのKARISMAプロジェクト(TECDOC-1722)¹で用いられたデータを用いる。地震応答解析は、フラジリティ評価を実施するために入力荷重レベルを変更した次の4ケースについて、2種類の解析ソフト(FINAS/STAR、FINAL)を用いて実施する。検討ケースの一覧を表1-1に示す。

表 1-1 検討ケース一覧

ケース	解析コード	建屋の材料物性	地震動レベル	剥離・滑り・浮上り	解析方法
C2-1-1	FINAS/STAR	弾性	観測記録1倍	無視	時刻歴応答
C2-1-2	FINAL				
C2-2-1	FINAS/STAR	RC非線形	観測記録2倍		
C2-2-2	FINAL		観測記録4倍		
C2-4-1	FINAS/STAR				
C2-4-2	FINAL				
C2-6-1	FINAS/STAR				
C2-6-2	FINAL				

¹ IAEA, “Review of Seismic Evaluation Methodologies for Nuclear Power Plants Based on a Benchmark Exercise”, IAEA TECDOC No. 1722, (2013).

1.1.1 建屋概要

柏崎刈羽原子力発電所の7号機原子炉建屋は 56.6m(NS)×59.6m(EW)、高さは 63.4m、地上高さ 37.7m の建屋である。基礎は厚さ 5.5m で、隣接する周辺の建屋とは構造的に分離されている。断面図及び平面図を図 1-1 及び図 1-2 に示す。平面図は代表平面として B3F 及び B1F を記載する。

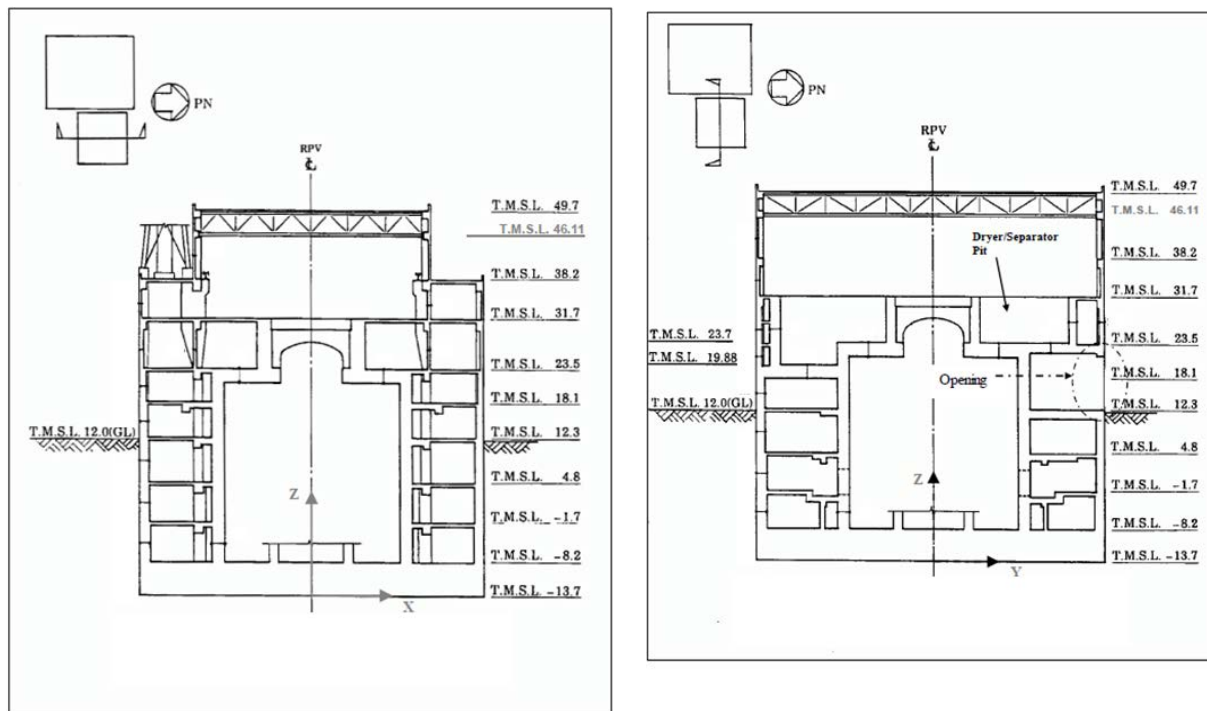


図 1-1 建屋断面図(NS 断面及び EW 断面)

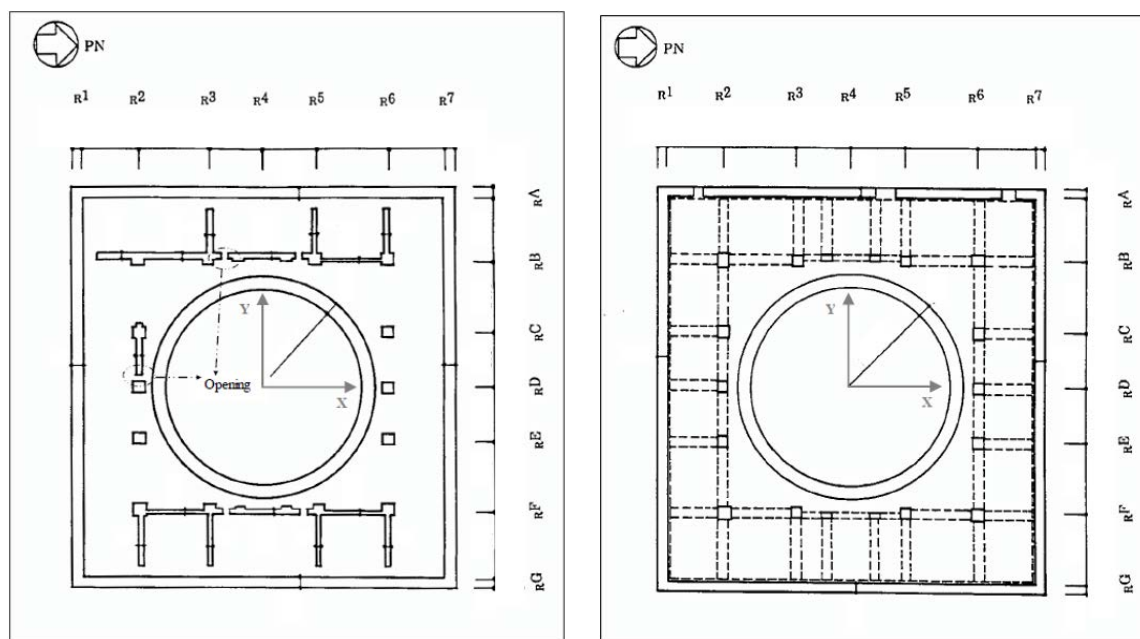


図 1-2 建屋平面図(B3F 及び B1F)

1.1.2 地盤条件

基礎固定と仮定する。

1.2. 解析方法

解析は、逐次積分による時刻歴地震応答解析による。解析コードは FINAS/STAR 及び FINAL を用いる。

1.3. 用いる単位系

解析に用いる単位系は、長さ m、質量 ton、力 kN、時間 s、加速度 m/s^2 、速度 m/s とする

重力加速度は $g=9.80665m/s^2$ を用いる

1.4. 解析対象の詳細

解析対象の建屋部材および地盤の地層の詳細を示す。

1.4.1 建屋形状およびモデル化範囲

解析対象とする構造部材（柱、梁、床、壁）の詳細を示す。

(1) 梁、柱

本来の KARISMA ベンチマークモデルでは RC 非線形（分布鉄筋）を設定していたが、本検討では簡略化した表 1-2 に示す条件で統一している。なお、断面諸元については各部材ごとに異なる。

表 1-2 梁・柱の計算要素

解析コード	要素タイプ	RC 非線形	横せん断変形	鉄筋
FINAS/STAR	ビーム	弾性	ティモシェンコ梁	無し
FINAL	ビーム	弾性	ティモシェンコ梁	無し

(2) 床、壁

壁・床については KARISMA ベンチマークモデルと同様の設定であり、別紙 1（附属書 1-1）の 1.4.1(2)と同じとする。表 1-3、表 1-4 に概要を示す。

表 1-3 壁・床の計算要素

解析コード	要素タイプ	RC 非線形	層分割	面外せん断変形	鉄筋
FINAS/STAR	シェル	考慮	10 分割	弾性変形のみ考慮（MITC 要素）	有り
FINAL	積層シェル	考慮	4 分割	弾性変形のみ考慮（MITC 要素）	有り

表 1-4 壁・床の配筋設定

配筋方向	配筋位置	かぶり厚
局所 X, Y それぞれ同様に設定	上面, 下面 それぞれ同様に設定	60mm (格納容器壁のみ 61.5mm または 76.5mm)

(3) 屋根

今年度業務で新たに屋根スラブを追加した。モデル化を見直した屋根トラスを図 1-3 に示す。屋根部は屋根トラス（トラス要素、梁要素）と屋根スラブ（シェル要素）で構成している。図 1-4 に屋根スラブと屋根トラスの接続条件を示す。

屋根スラブ、屋根トラスは弾性体とし、物性値は表 1-5 に示す通りとし、それぞれコンクリート、鋼材相当の値を設定する。

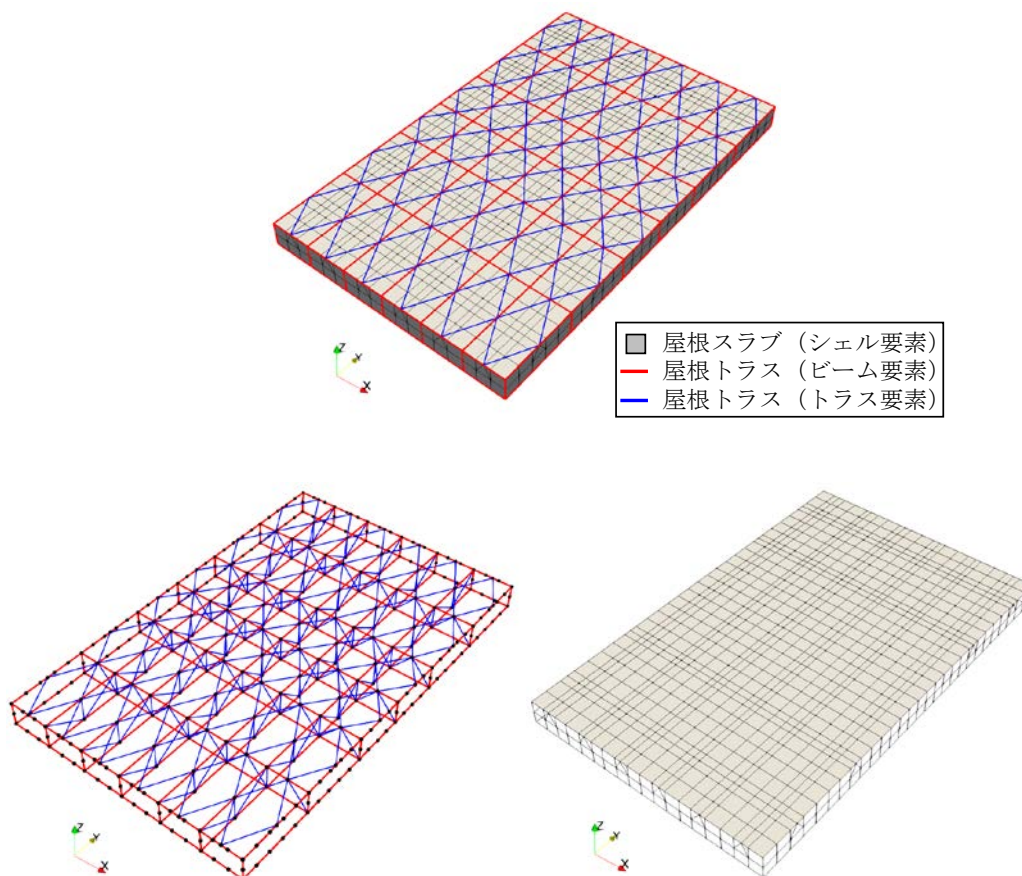


図 1-3 上：屋根全体、 左下：屋根トラス、 右下：屋根板

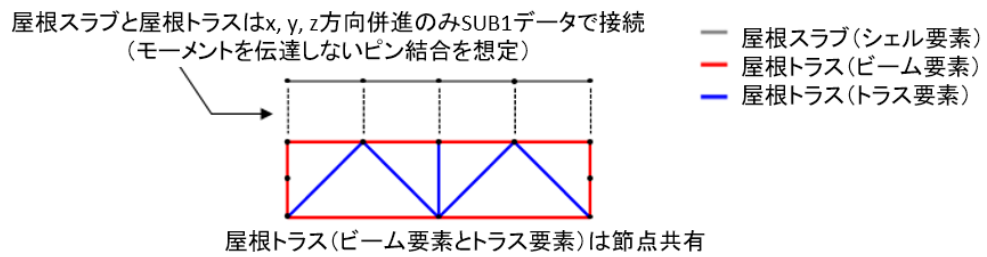


図 1-4 屋根スラブと屋根トラスの接続条件

表 1-5 屋根スラブ・屋根トラスの物性値

部材	初期剛性 E_0 (kN/m^2)	ポアソン比 ν
屋根スラブ	4.00×10^7	0.20
屋根トラス*	2.00×10^8	0.30

※壁面に接する屋根トラスの要素はコンクリート相当の剛性とする

1.4.2 格納容器・圧力容器

格納容器・圧力容器のモデルを図 1-5 に示す。格納容器は 1F 壁面と 3F 床に接続されたばねによって支持されている。圧力容器及びその支持部（ペデスタル）・遮蔽壁の構成則は弾性モデルとし、表 1-6 に示すとおり格納容器はコンクリート相当、圧力容器は KARISMA ベンチマークモデルで設定されていた値を引用している。

圧力容器の z 軸方向上側 8 本のばねは圧力容器法線方向のみ剛性を有し、圧力容器の z 軸方向下側のばねは圧力容器接線方向のみ剛性を有する。その値は表 1-7 に示すとおりである。なお、これらのバネ値は KARISMA 資料の質点系モデルにて設定されていた値を引用している。

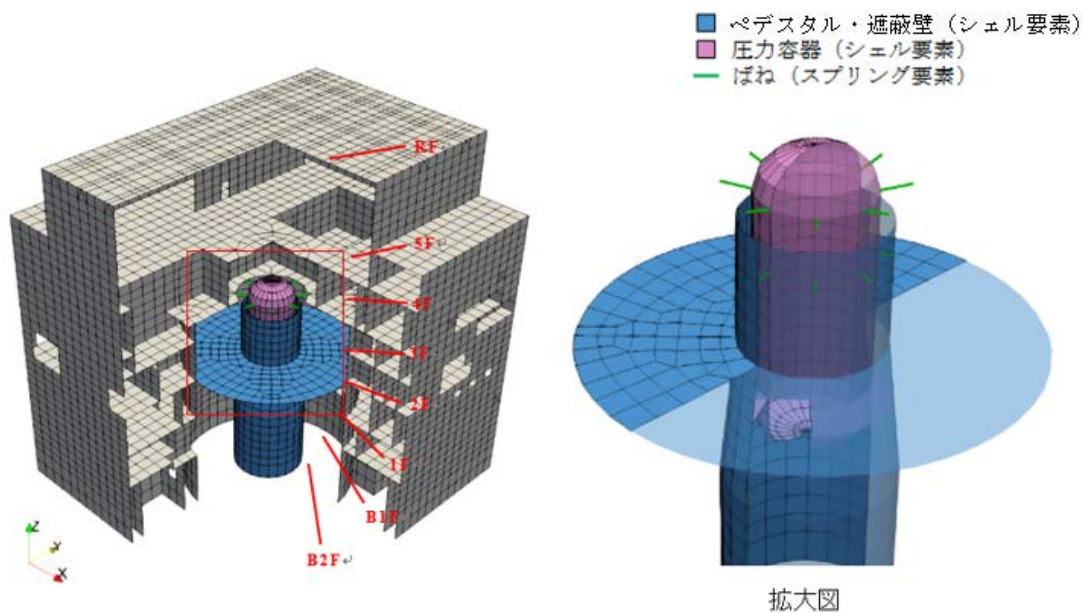


図 1-5 格納容器・圧力容器のモデル

表 1-6 格納容器・圧力容器の物性値

部材	初期剛性 E_0 (kN/m^2)	ポアソン比 ν
ペデスタル・遮蔽壁	4.00×10^7	0.20
圧力容器	1.92×10^8	0.30

表 1-7 ばね剛性

位置	作用方向	ばね剛性 (kN/m)
3F 床-遮蔽壁	圧力容器 法線方向	7.92×10^8
圧力容器-ペデスタル	圧力容器 接線方向	1.54×10^6

1.5. 解析モデル

1.5.1 建屋

基礎版はソリッド要素、建屋壁及び床はシェル要素、柱、梁及び屋根トラスはビーム要素でモデル化する。

三次元建屋モデル図を以下に示す。

節点数：15,897

要素数：19,651

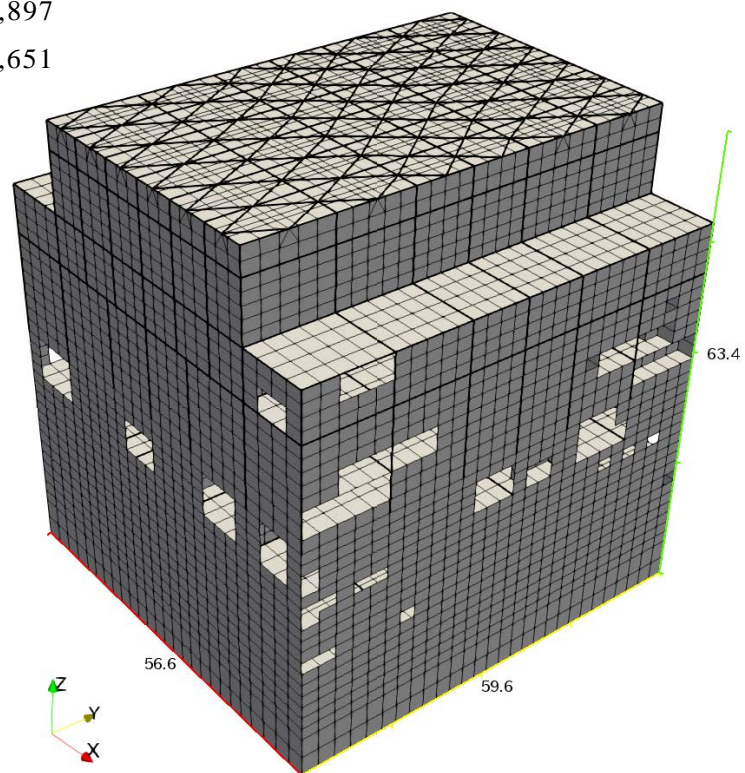


図 1-6 三次元建屋モデル（イメージ）

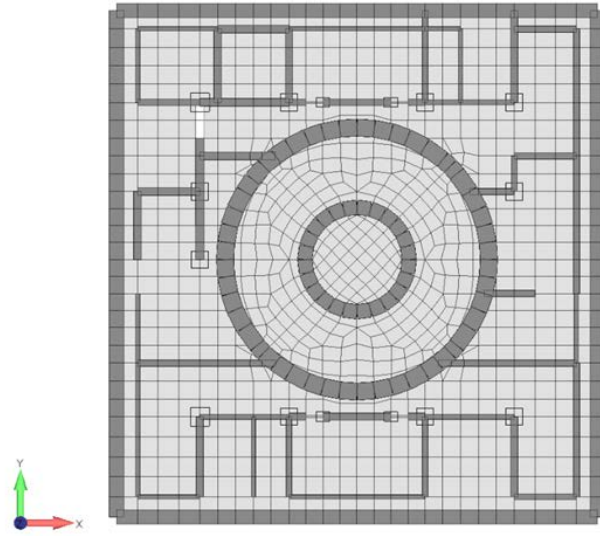


图 1-7 平面图 B3F

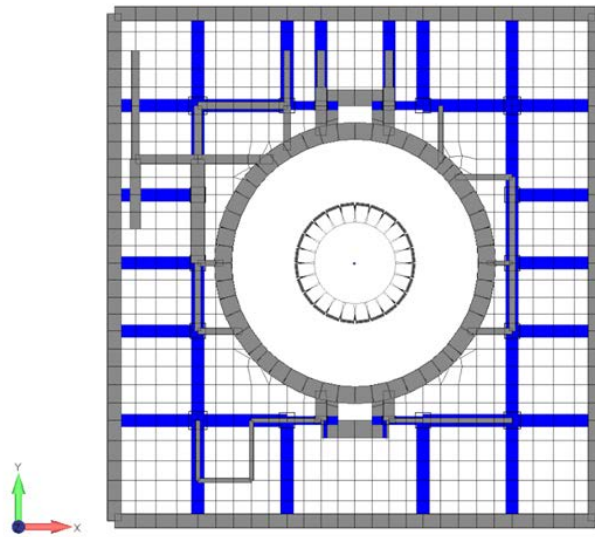


图 1-8 平面图 B2F

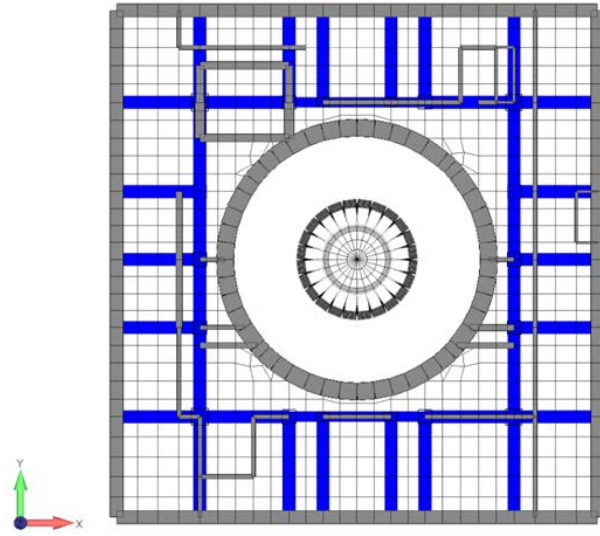


图 1-9 平面图 B1F

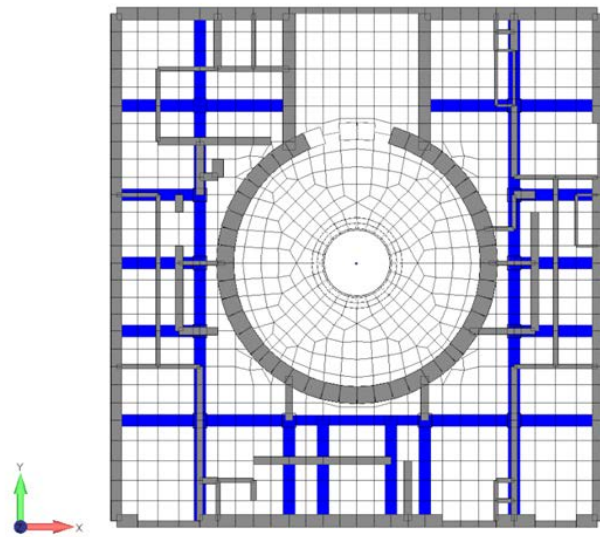


图 1-10 平面图 1F

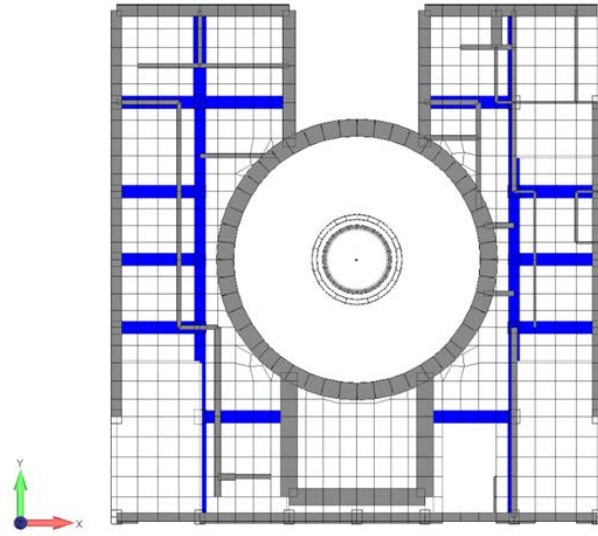


图 1-11 平面图 2F

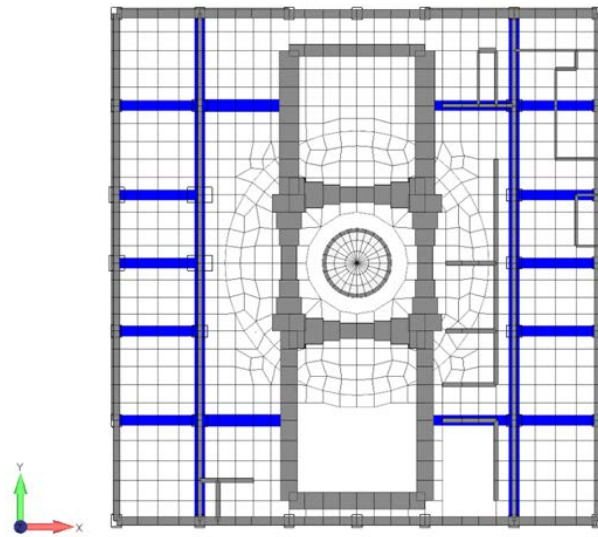


图 1-12 平面图 3F

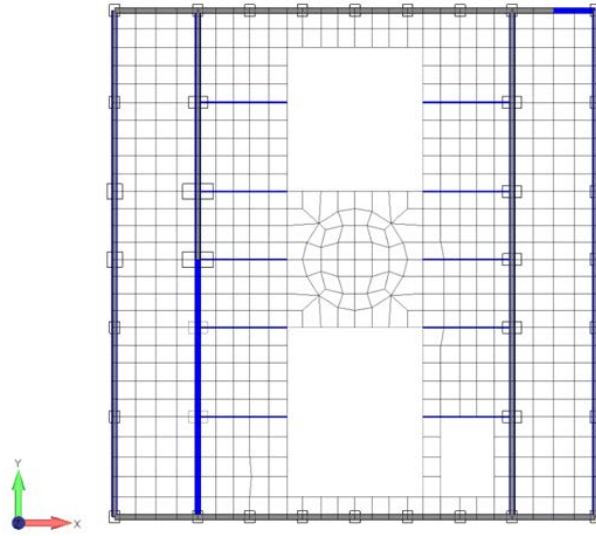


图 1-13 平面图 4F

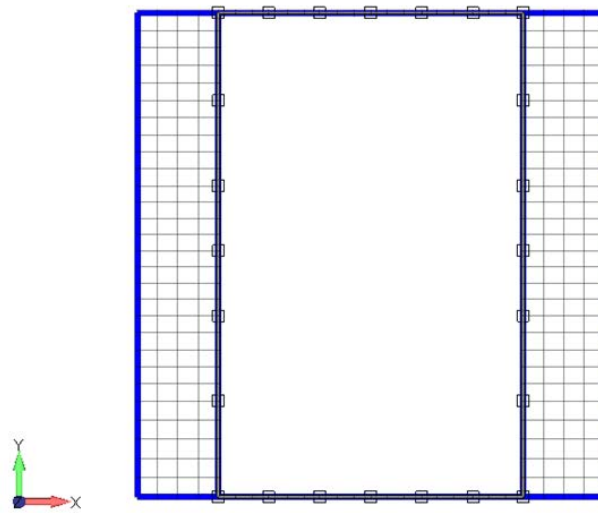


图 1-14 平面图 CRF

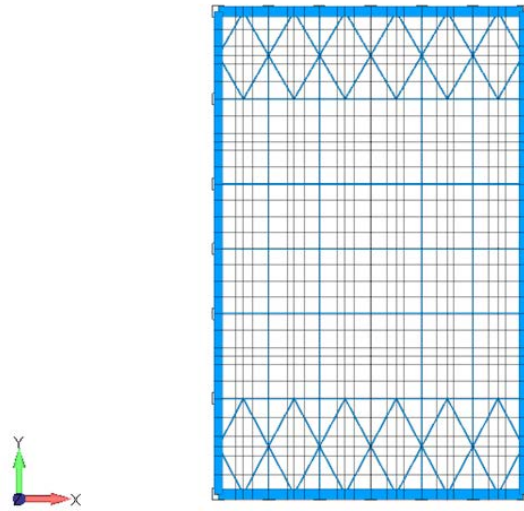


図 1-15 屋根スラブ

1.5.2 大型機器

大型機器をモデル化した解析モデル図（断面）を図 1-16 から図 1-18 に示す。

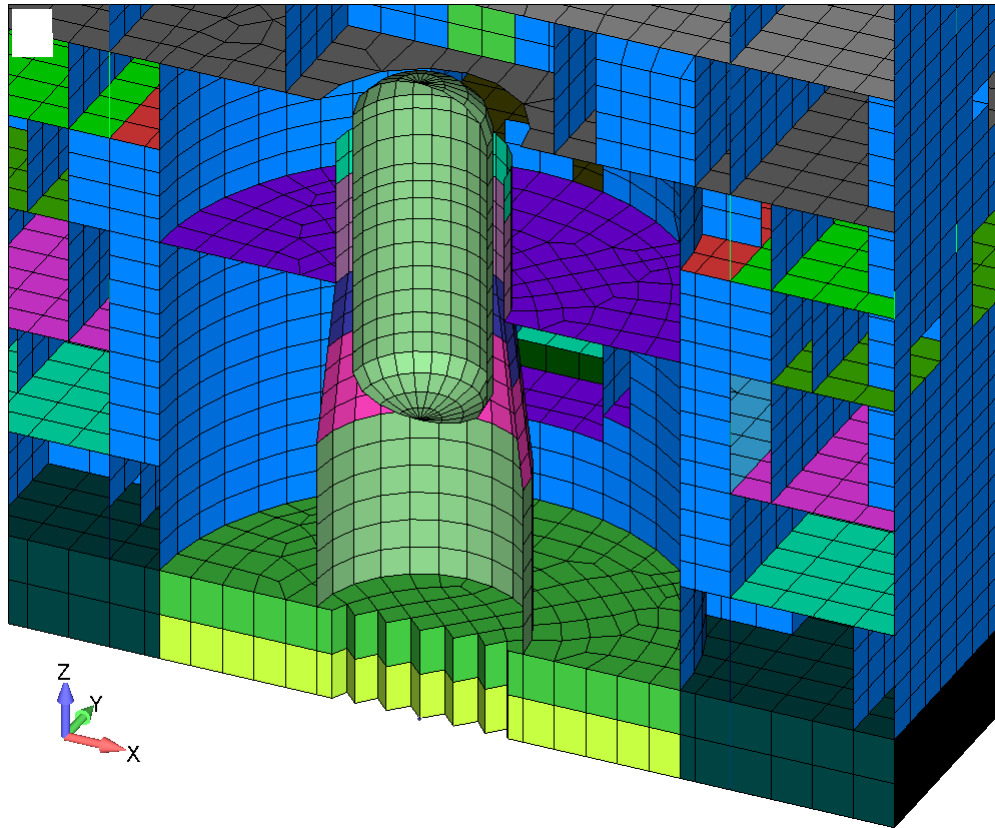


図 1-16 解析モデル図 断面図

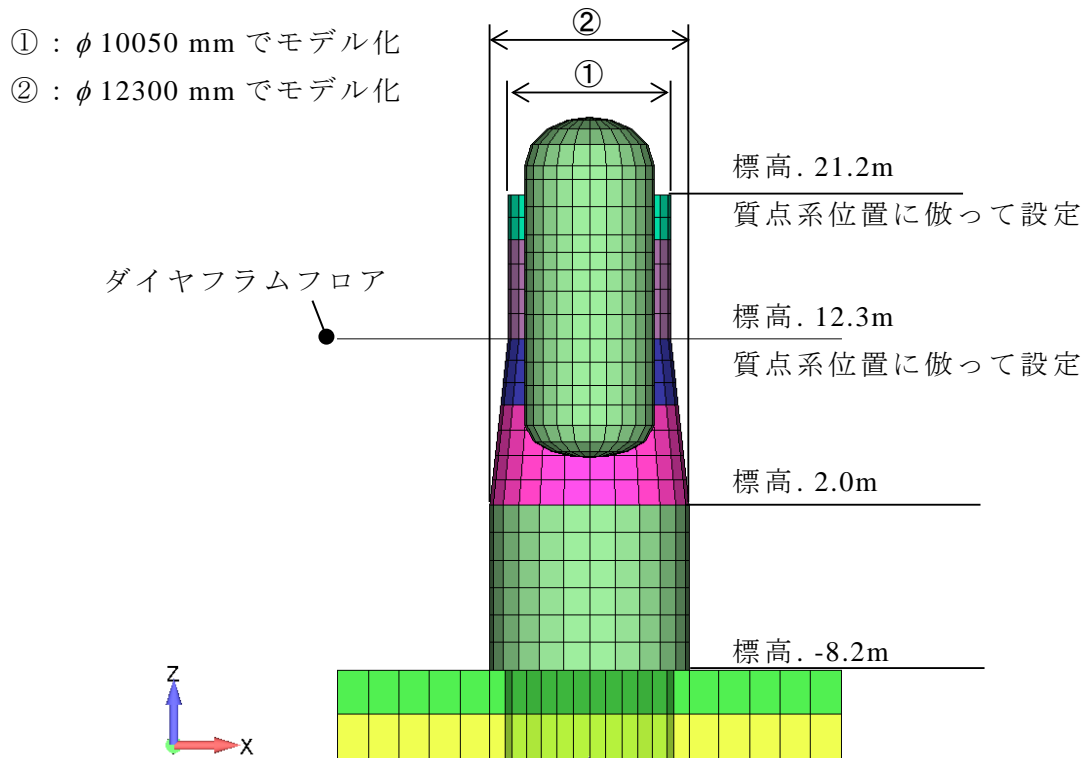


図 1-17 解析モデル図 ペデスタル部のモデル化

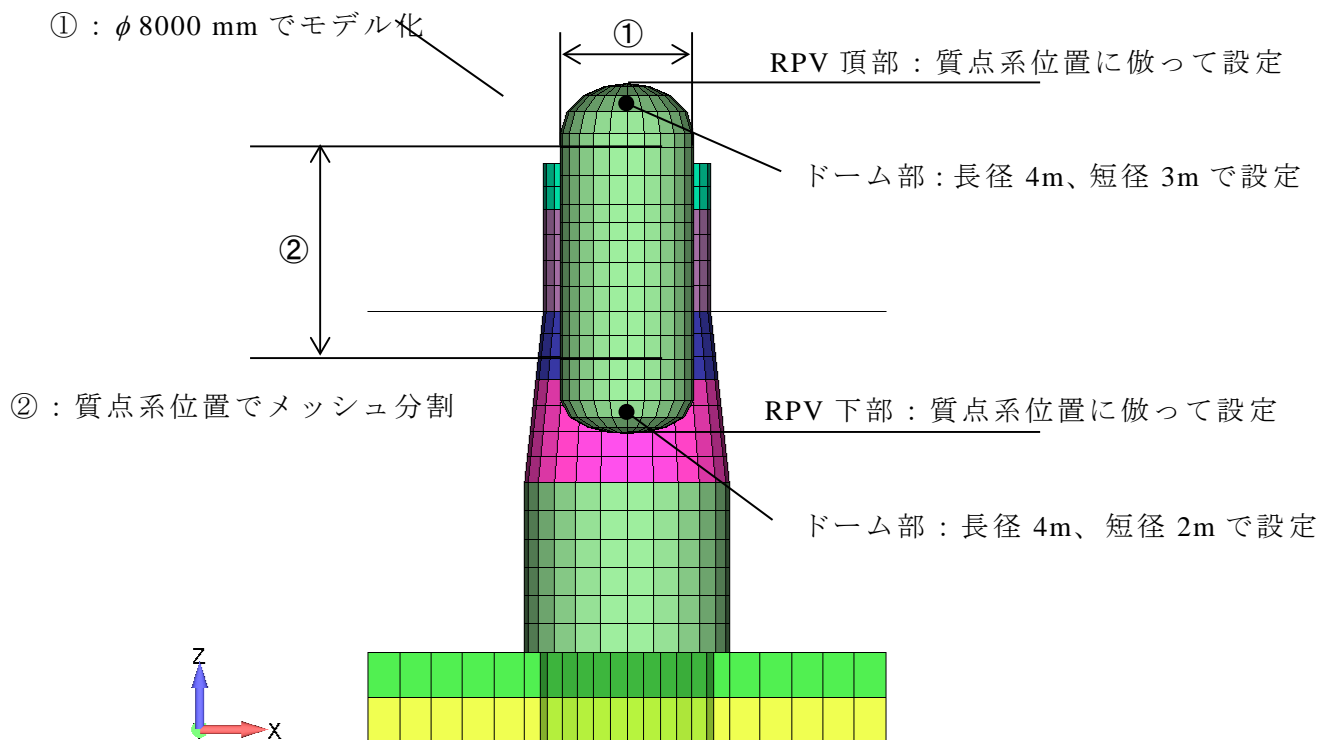


図 1-18 解析モデル図 圧力容器部のモデル化

圧力容器の質量配分の方針を図 1-19 に示す。質点系各位置の質量とあうように原子炉圧力容器の質量を調整する。ドーム形状部分については、質点系の支配長さ位置にメッシュ分割がないため支配長さ位置に近い範囲で調整する。シリンダー部については、質点系の支配長さ位置で質量を調整する。ペデスタル部も同様の考えで質量を配分し、設定した質量を表 1-9 に示す。

表 1-8 圧力容器部の質量の違い

質点系 No	T.M.S.L (m)	高さ (m)	質点系 (ton)	RPV (ton)	RPV体積 (m3)	RPV質量密度 (ton/m3)	RPV (ton)	比 (-)
32	9.402	23.102						
33	8.2	21.9						
34	26.013	39.713	23	23	8.096	2.8410	23	1.0000
35	23.553	37.253	83	83	5.297	15.6309	83	1.0000
36	22.163	35.863	88	44	3.479	12.5890	44	1.0000
37	20.494	34.194	168	128	6.832	18.7292	128	1.0000
38	18.716	32.416	105	136	7.278	18.7489	136	1.0000
39	16.563	30.263	173	139	8.813	15.7613	139	1.0000
40	15.262	28.962	170	171	5.325	32.1955	171	1.0000
41	12.332	26.032	386	278	11.993	23.1674	278	1.0000
42	9.402	23.102	299	342	11.993	28.5413	342	1.0000
43	6.904	20.604	284	291	10.037	29.0288	291	1.0000
44	4.95	18.65	246	142	4.450	31.9241	142	1.0000
合計			2,024	2,024	90.093	37.8056	2,024	1.0000

※建屋質量調整と同様の方法にて質量調整を実施

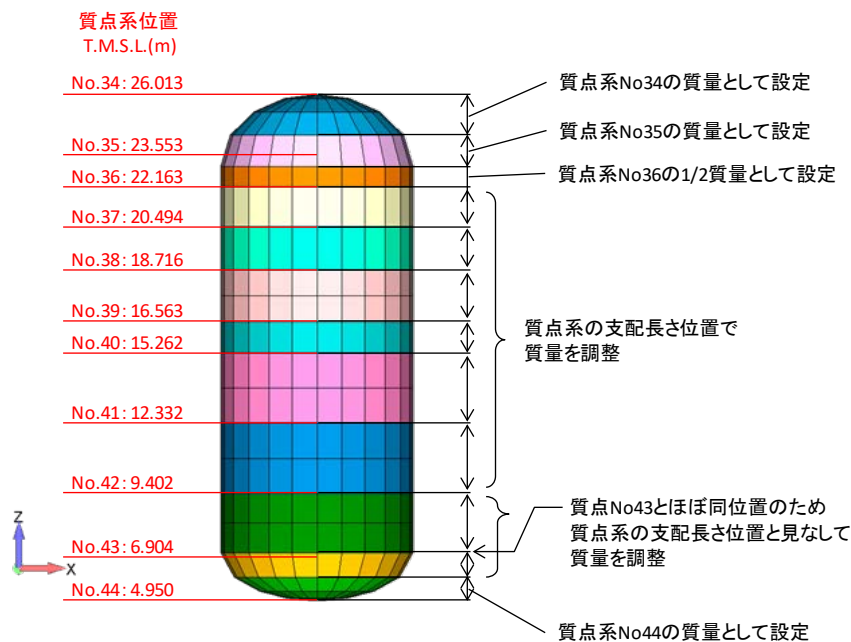


図 1-19 解析モデル図 圧力容器部の質量配分

表 1-9 質量の設定

階	■質量		■調整後			
	T.M.S.L (m)	調整床質量 (ton)	調整床質量密度 (ton/m ³)	調整床質量 (ton)	調整質量 (ton)	比
RF(TF上)	49.7	851	2.5721	851	4,054	1.0000
TR下	46.11					
5F(CRF)	38.2	4,449	7.6163	4,449	8,241	1.0000
4F	31.7	8,100	5.9493	8,100	18,285	1.0000
3F	23.5	11,631	3.9925	11,631	24,932	1.0000
2F	18.1	5,570	3.0103	5,570	16,454	1.0000
1F	12.3	9,886	5.4351	9,886	23,346	1.0000
B1F	4.8	6,259	3.3144	6,259	21,230	1.0000
B2F	-1.7	6,986	3.8146	6,986	22,678	1.0000
B3F	-8.2	26,771	2.8858	26,771	34,125	1.0000
マット下	-13.7	22,463	2.4215	22,463	22,464	1.0000
合計		102,965		102,965	195,811	1.0000

1.6. 材料モデル

別紙 1 (附属書 1-1) と同じであるが、本解析は鉄筋コンクリートの強非線形挙動を主眼とした解析であるため、鉄筋コンクリートの構成測およびそのパラメータについて再掲する。

1.6.1 建屋物性

(1) 材料定数

コンクリートの剛性は実強度を基に算定した値を用いる。KARISMA ベンチマークモデルによるコンクリートの実強度を表 1-10 示す。この値を用いて、式(1.1)よりヤング係数を求める。鉄筋は表 1-11、鉄骨は表 1-12 に示されている値を用いる。これらをまとめて表 1-13 に示す。

$$E = 3.35 \times 10^4 \times \left(\frac{\gamma}{24}\right)^2 \times \left(\frac{F_c}{60}\right)^{\frac{1}{3}}, (\text{普通コンクリートの場合} : 18 \leq F_c \leq 60) \quad (1.1)$$

ここで、E : ヤング係数 (N/mm²)、F_c : 設計基準強度 (N/mm²)、γ : コンクリートの気乾単位体積重量 (kN/m³)

表 1-10 KARISMA ベンチマークモデルによる実強度¹

	Compressive strength (MPa)
R/B Structure	50
Basemat	45
RCCV structure	50

表 1-11 鉄筋の材料定数¹

Reinforcement strength			
Designation	Diameter (mm)	Tensile strength (MPa)	Young's modulus, Es (MPa)
SD35	< Ø 25	350	205 000
SD35	≥ Ø 29	350	205 000

表 1-12 鋼材の材料定数¹

Material properties of structural steel				
Density (t/m ³)	Poisson's ratio ν	Young's modulus, Ec (MPa)	Shear modulus of elasticity, G (MPa)	Tensile strength (MPa)
7.8 (assumed)	0.3	205 000	79 000	240

表 1-13 鉄筋コンクリート強度と弾性剛性¹

	ヤング係数 E (N/mm ²)	せん断弾性係数 G (N/mm ²)	ポアソン比 ν	単位体積重量 γ (kN/m ³)
基礎スラブ F _c = 44.1N/mm ²	2.90 × 10 ⁴	1.21 × 10 ⁴	0.20	23.5* ¹
上部構造 F _c = 49.0N/mm ²	3.13 × 10 ⁴	1.31 × 10 ⁴	0.20	24.0* ¹
鉄筋	2.05 × 10 ⁵	—	—	77.0
鉄骨	2.05 × 10 ⁵	7.90 × 10 ⁴	0.30	77.0

※1: γ は、鉄筋コンクリートの単位体積重量から 1.0 を減じた値とする。

(2) 材料構成則

FINAS/STAR では、鉄筋コンクリートの材料モデルは前川モデルを適用する。コンクリート構成則の圧縮側については KARISMA ベンチマークモデルと同様の値となるように前川モデル²を設定する。一方、コンクリート構成則の引張側については、KARISMA ベンチマークモデルの応力-ひずみ関係は前川モデルと異なり、ピーク部分にフラットな領域が無い。FINAS/STAR には、このような特性に正確に対応する構成則が実装されていないため、出雲らのモデル³で代用する（図 1-21 参照）。付着係数 C の値については、コンクリート標準示方書⁴より、異形鉄筋が十分に配置しているという想定のもと、本解析では 0.4 という値を設定した。前川モデルの応力-ひずみ関係を図 1-23、式(1.2)に示す。

鉄筋については KARISMA ベンチマークモデルと同様にバイリニアの構成則を設定する。2次勾配の剛性低下率（弾性域の剛性に対する低下率）については表 1-15 中の降伏強度、極限強度より 1/100 程度であるのでこの値を設定する。

FINAL では鉄筋コンクリートの材料モデルは、圧縮側、引張側、ひび割れ後のせん断伝達特性にそれぞれのモデルを定義できる。本検討では以下のモデルを採用する。

コンクリート構成則の圧縮側は修正 Ahmad モデル⁵を適用する。初期勾配、ピークひずみは KARISMA ベンチマークモデルと同様の値となるように設定する。引張側は FINAS/STAR と同様、出雲らのモデルを用い、付着係数も同様に $C=0.4$ とする。但し、FINAL の引張側特性は柵がないモデルである。ひび割れ後のせん断伝達特性は各種用意されているが、ここでは長沼の提案モデルを用いる。これは、ある程度の縦横筋が存在する壁が面内せん断により鉄筋を斜めに横切るひび割れが生じる場合に適したモデルである。

以上の流れでモデル化したコンクリート、鉄筋の応力-ひずみ関係及び物性値を表 1-14 から表 1-17、図 1-20 から図 1-22 に示す。

² 前川宏一，福浦尚之，“疑似直交 2 方向ひび割れを有する平面 RC 要素の空間平均化構成モデルの再構築”，土木学会論文集，Vol.634，pp.157-176，(1999)

³ 出雲淳一他“面内力を受ける鉄筋コンクリート板要素の解析モデル”，コンクリート工学論文，No.87.9-1，pp.107-120，(1987)

⁴ 土木学会，“コンクリート標準示方書”，設計編，pp.454-455，(2012)

⁵ 長沼一洋，“三軸圧縮下のコンクリートの応力～ひずみ関係”，日本建築学会構造系論文集，No.474，pp.163-170，(1995).

表 1-14 コンクリートの構成則

項目	構成則	
	FINAS/STAR	FINAL
引張側	出雲らのモデル	出雲らのモデル
圧縮側	前川モデル	修正 Ahmad モデル
ひび割れ後のせん断伝達特性	前川モデル	長沼の提案モデル
ひび割れモデル	多方向固定 分散ひび割れモデル	多方向固定 分散ひび割れモデル
ひび割れ軸	4 方向	4 方向

表 1-15 鉄筋の構成則

項目	設定値
履歴モデル	バイリニア
2 次勾配の剛性低下率	1/100

表 1-16 コンクリートの物性値

初期剛性 E_0 (kN/m^2)	ポアソン比 ν	圧縮強度 σ_c (kN/m^2)	圧縮強度 σ_c に対応するひずみ ε_c (%)	引張強度 σ_t (kN/m^2)
4.00×10^7	0.20	4.00×10^4	0.2	2.41×10^3

※初期剛性 E_0 は圧縮強度 σ_c 及びそれに対応するひずみ ε_c の比から算出 ($2\sigma_c / \varepsilon_c$)

表 1-17 鉄筋の物性値

ヤング係数 E (kN/m^2)	ポアソン比 ν	降伏応力 σ_y (kN/m^2)
2.00×10^8	0.30	3.45×10^5

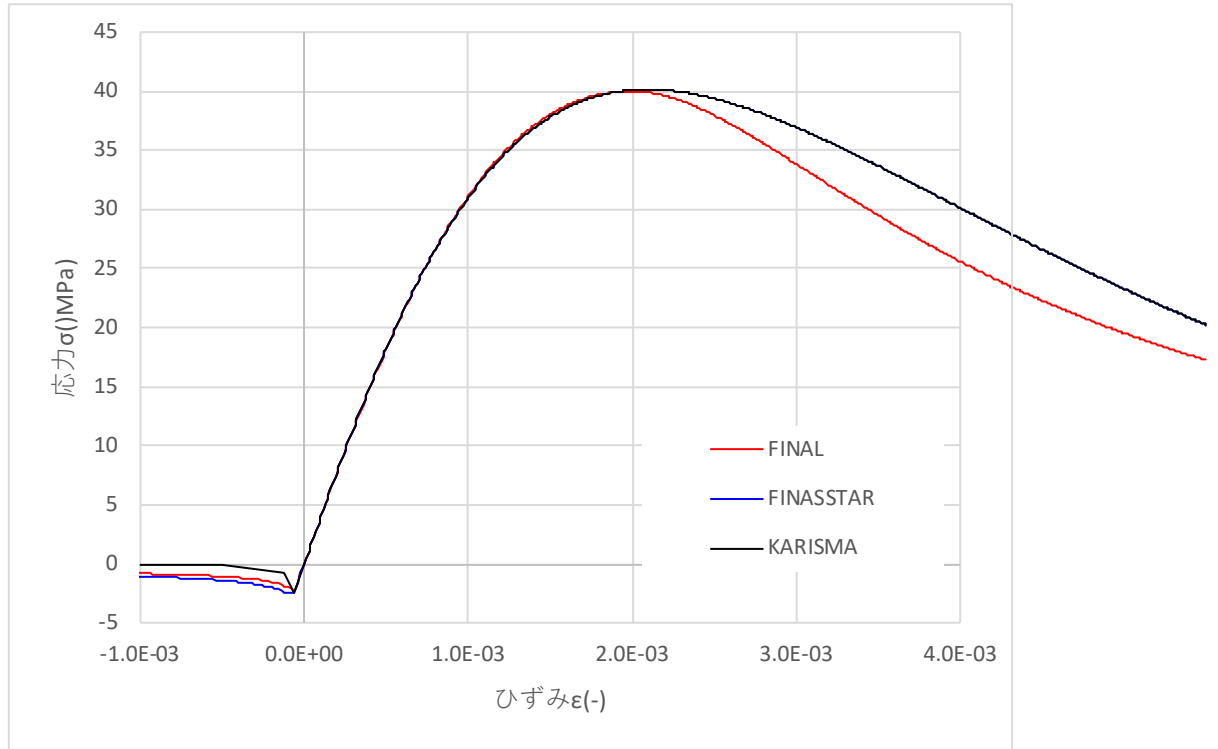


図 1-20 コンクリートの応力-ひずみ関係（圧縮側：正、引張側：負）

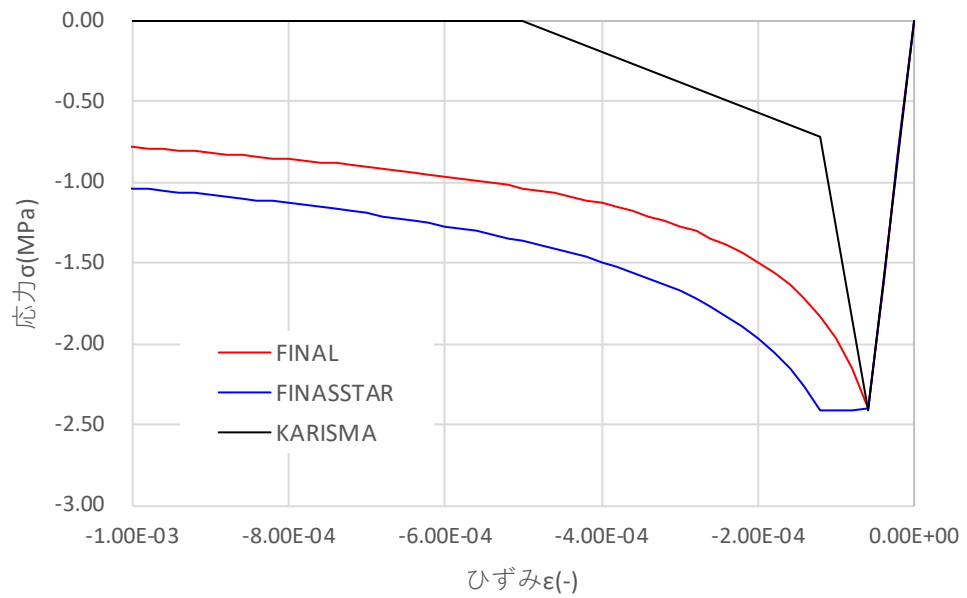


図 1-21 コンクリートの応力-ひずみ関係（引張側）

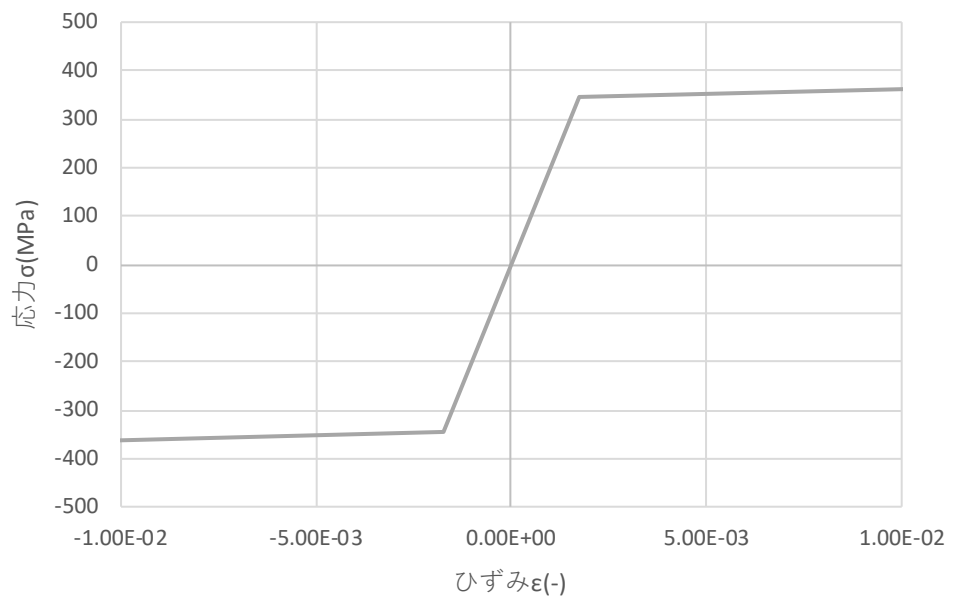
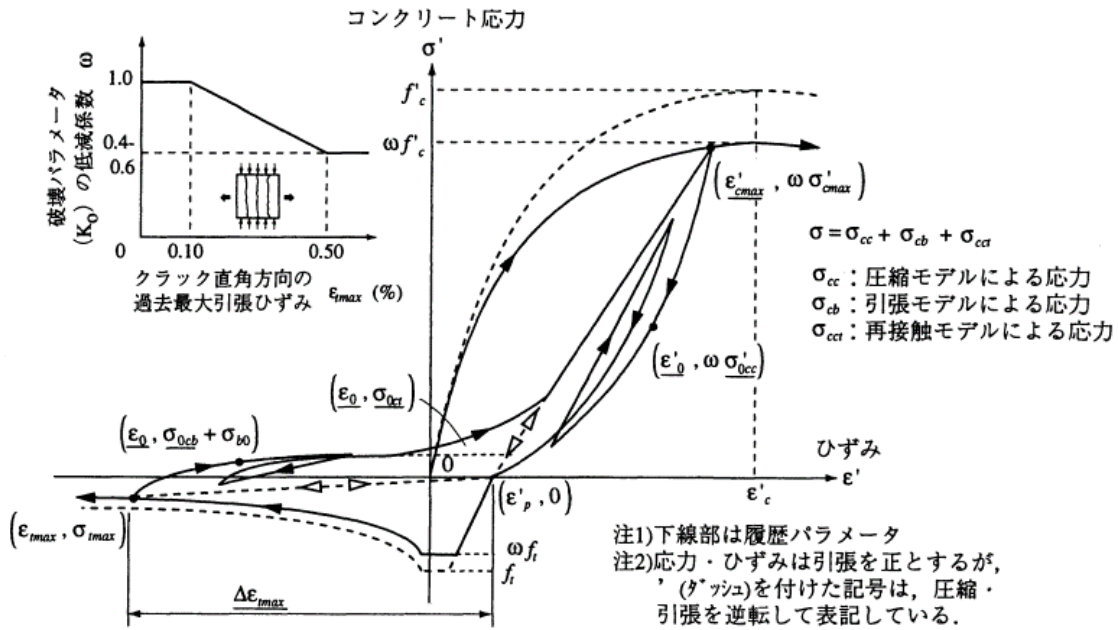


図 1-22 鉄筋の応力-ひずみ関係（圧縮側：負、引張側：正）

■ 前川モデルの応力-ひずみ関係



a) ひび割れ直角方向の圧縮・引張伝達モデル

c) 引張モデル

c-1) 荷重 (loading) : $\varepsilon \geq \varepsilon_{imax}$

$$\sigma_{cb} = \omega f_t \left(\frac{\varepsilon_{tu}}{\varepsilon} \right)^c$$

c-2) 再荷重 (re-loading) : $\varepsilon < \varepsilon_{imax}$ かつ $\varepsilon \geq \varepsilon_0$

$$\sigma_{cb} = \left(\sigma_{imax} - \left((\sigma_{imax} - \sigma_{b0}) - \sigma_{0cb} \right) \left(\frac{\varepsilon_{imax} - \varepsilon}{\varepsilon_{imax} - \varepsilon_0} \right) \right) + \sigma_{b0}$$

$$\sigma_{b0} = -f_t \left(0.05 + 0.15 \frac{\Delta \varepsilon_{imax}}{5 \varepsilon_{tu}} \right) > -0.2 f_t$$

c-3) 除荷 (unloading) : $\varepsilon < \varepsilon_{imax}$ かつ $\varepsilon < \varepsilon_0$

$$\sigma_{cb} = E_{b0} (\varepsilon - \varepsilon_p) \alpha + \sigma_{b0} \leq R_f f_t$$

$$\alpha = \text{slop} + \left(\frac{\sigma_{0cb}}{E_{b0} (\varepsilon - \varepsilon_p)} - \text{slop} \right) \left(\frac{\varepsilon - \varepsilon_p}{\varepsilon_0 - \varepsilon_p} \right)^{PN}$$

$$E_{b0} = \frac{(\sigma_{imax} - \sigma_{b0})}{\Delta \varepsilon_{imax}}$$

ω : ひび割れ直角方向の引張ひずみによる破壊パラメータ K_n の低減係数

- f_t : 1 軸引張強度 (> 0)
- C : 付着性状を表す係数
- ε_{tu} : クラック発生限界ひずみ
- σ_{imax} : 最大引張応力
- ε_{imax} : 最大引張ひずみ
- σ_{0cb} : 現時点での応力
- ε_0 : 現時点でのひずみ
- σ_{b0} : 付着による残留応力 (< 0)
- ε_p : 圧縮荷重による塑性ひずみ
- $\Delta \varepsilon_{imax}$: 最大引張ひずみ量
- E_{b0} : 徐荷時基本剛性
- slop : 徐荷時曲線の係数 (0.0)
- PN : 徐荷時曲線の係数 (3.0)

図 1-23 前川モデルの応力-ひずみ関係²

■ 前川モデルの応力-ひずみ関係

$$\sigma_t = \sigma_{cr} \left(\frac{\varepsilon_{cr}}{\varepsilon_t} \right)^c \quad (1.2)$$

ε_t : ひび割れ直交方向ひずみ、 ε_{cr} : ひび割れ発生時のひずみ

σ_t : コンクリートの引張応力、 σ_{cr} : ひび割れ発生応力、 c : 付着係数

1.7. 減衰

各部材の減衰は、各部材ごとに示すが、ここに概要を示す。時刻歴地震応答解析においてはレーリー減衰を用いる。

材料減衰を表 1-18 に示す。

非線形を考慮する鉄筋コンクリートの減衰は、出来るだけゼロに近い値として 0.1% を用いた。

表 1-18 材料減衰

材料種類	
鉄筋コンクリート（弾性）	5 %
鉄筋コンクリート（非線形）	0.1 %
鉄骨トラス	2 %

表 1-19 レーリー減衰設定に用いる振動数

	$f1$	$f2$
鉄筋コンクリート(RC)	建屋基礎固定 NS,EW1 次固有振動数の平均	建屋基礎固定 UD1 次固有振動数
鉄骨トラス	RC に同じ	RC に同じ

(参考) 鉄骨トラスの $f2$ は屋根スラブの 1 次固有振動数とすることも考えられるが、建屋の 1 次上下固有振動数と違いが小さかったため、RC と同じとした。

1.7.1 レーリー減衰

三次元詳細モデルの時刻歴応答解析ではレーリー減衰(要素別レーリー減衰)を使用する。レーリー減衰を設定するにあたり、主要な固有振動数を決める必要があるが、本検討では

建屋：

- ・ $f1$ ：基礎固定モデルの NS、EW 方向の 1 次モードの固有振動数の平均
- ・ $f2$ ：基礎固定モデルの UD 方向の 1 次モードの固有振動数

として設定した。

$f1$ 、 $f2$ を求めるための固有値解析は基礎固定による建屋単独モデルでの固有値解析を実施し設定した。固有値解析の結果を図 1-24 に、基準モデルに用いるレーリー減衰と振動数の関係を図 1-25 に示す。

振動数 Hz	周期 sec	刺激係数			有効質量比			備考
		NS(X)	EW(Y)	UD(Z)	NS(X)	EW(Y)	UD(Z)	
4.254	0.235	2.569	0.001	-0.043	0.530	0.000	0.000	NS1次
4.474	0.204	-0.013	-3.176	0.007	0.000	0.566	0.000	EW1次
5.309	0.188	0.056	3.968	0.078	0.000	0.017	0.000	EW2次
7.329	0.136	-3.782	0.242	-0.035	0.087	0.000	0.000	NS2次
11.847	0.084	-0.024	0.064	-14.526	0.000	0.000	0.100	UD1次

※主要モード抜粋

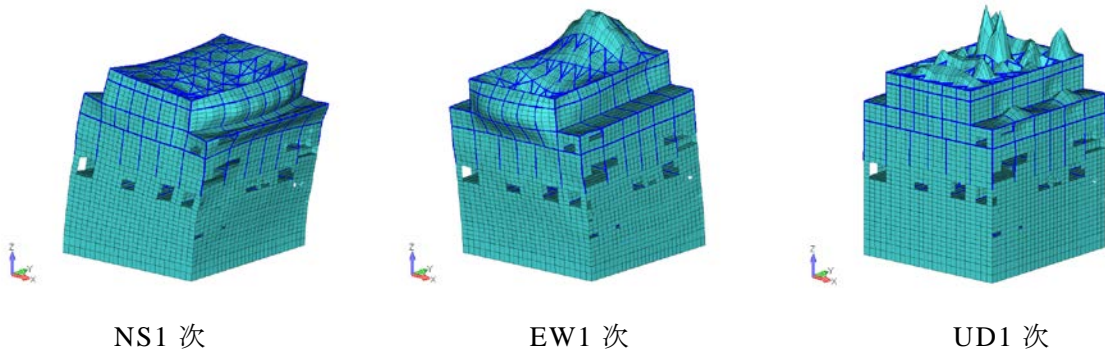
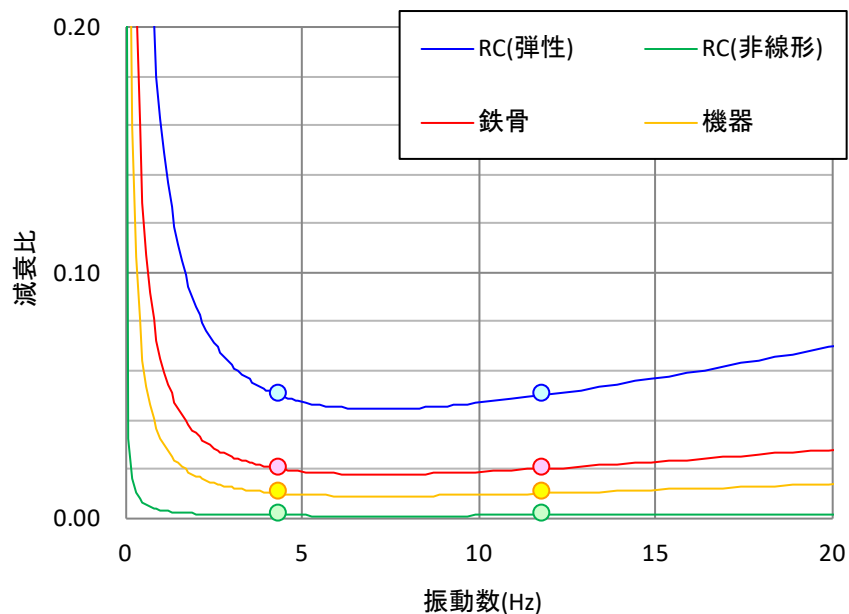


図 1-24 基礎固定 固有値解析結果及び 1 次モード図

	振動数		減衰比		レーリー減衰	
	f ₁ (Hz)	f ₂ (Hz)	h ₁ (-)	h ₂ (-)	α (-)	β (-)
RC(弾性)	4.36	11.85	0.05	0.05	2.004	9.818E-04
RC(非線形)	4.36	11.85	0.001	0.001	0.040	1.964E-05
鉄骨	4.36	11.85	0.02	0.02	0.802	3.927E-04
機器	4.36	11.85	0.01	0.01	0.401	1.964E-04

ターゲット2点をプロット



RC(弾性): 柱及び梁のビーム要素
 基礎スラブのソリッド要素
 屋根スラブのシェル要素
 原子炉本体基礎、遮へい壁及びダイアフラムフロアのシェル要素

RC(非線形): 壁及び床スラブのシェル要素

鉄骨: 屋根トラスのビーム、トラス要素
 鋼材ガーダーのビーム要素
 スタビライザのばね要素

機器: 圧力容器のシェル要素
 燃料交換ペローズのばね要素

図 1-25 レーリー減衰と振動数の関係 (鉄筋コンクリートの柱と梁)

1.8. 接合条件

1.8.1 屋根トラスと外壁

別紙 1（附属書 1 -1）と同じ。

1.8.2 屋根スラブと鉄骨トラス

別紙 1（附属書 1 -1）と同じ。

1.9. 境界条件

建屋基礎固定とする。

1.10. 入力地震動

柏崎刈羽原子力発電所の7号機原子力建屋の基礎上観測波を建屋の基礎版下にE+F入力する。観測記録の主要動である29.78～43.77秒の14秒間を入力地震動とする。

本検討で用いる入力地震動を図 1-26 図 1-27 に示す。

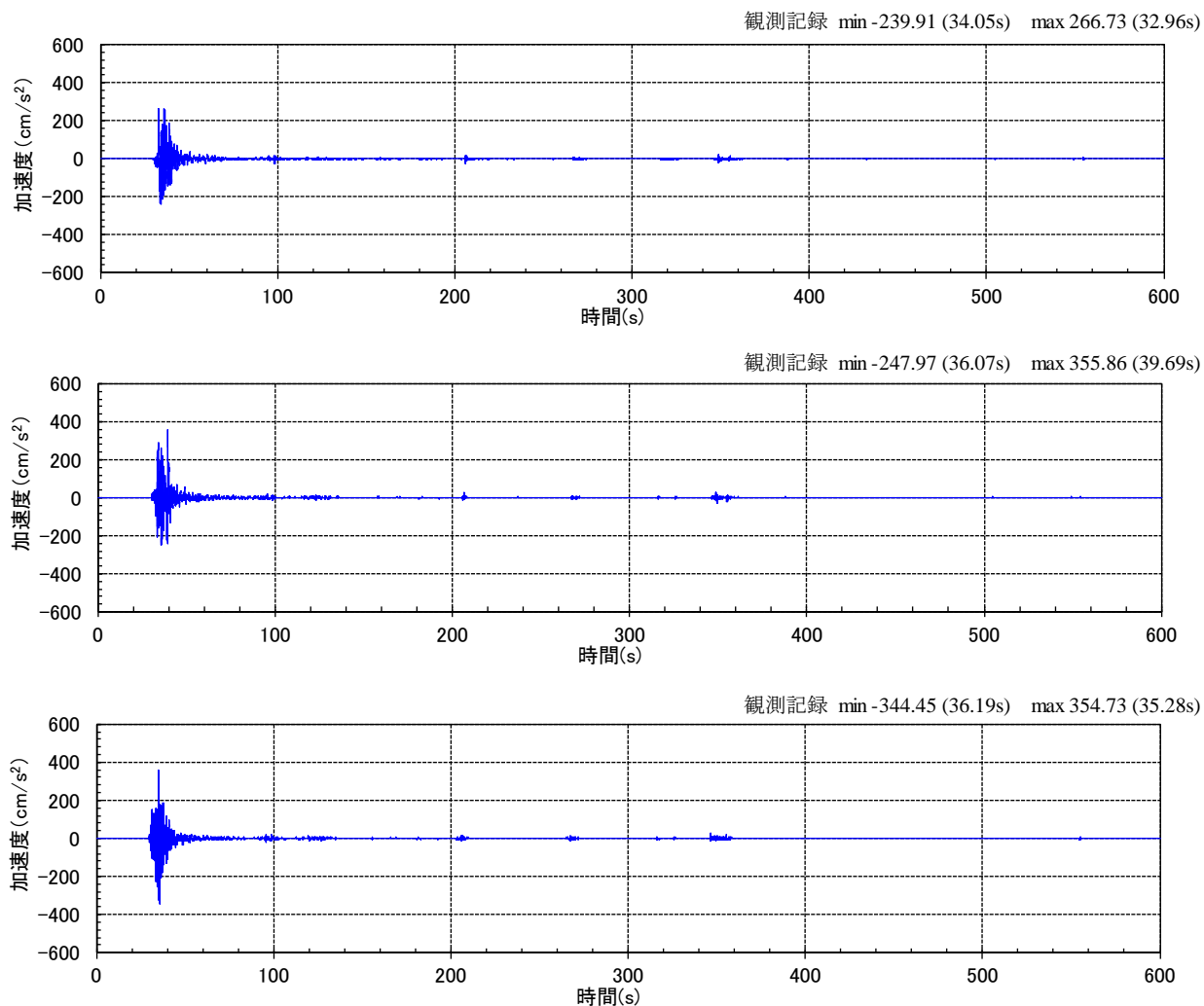


図 1-26 基礎上観測記録（上から NS、EW、UD 方向）

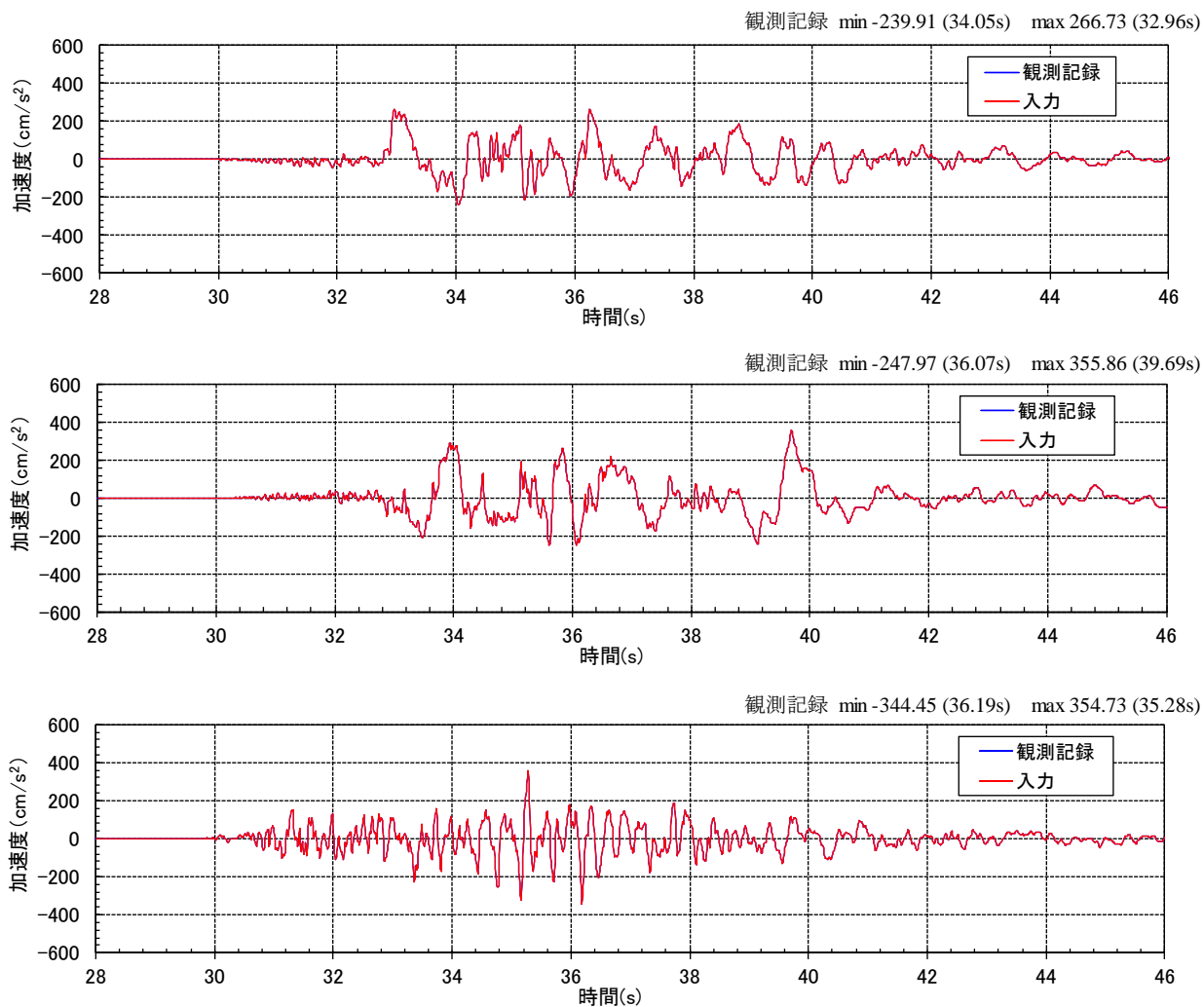


図 1-27 解析に用いる入力地震動（上から NS、EW、UD 方向）

FEM のビーム要素の質量マトリックスの一例として、藤谷(1974)⁷の質量マトリックスを以下に示す。FINAS/STAR と比較すると、材軸方向自由度の係数が異なること（赤点線で強調、藤谷は 2/3 : 1/3、FS は 5/6 : 1/6）、ねじりの回転慣性を考慮していること（青点線で強調）の 2 点に差異がある。

また、同文献では回転慣性について、実際のはりの振動解析においては無視してもさしつかえないと言及されている。

$$M_e = \begin{array}{c|c} \begin{array}{cccccc} \ddot{w}_L & \ddot{u}_L & \ddot{v}_L & \ddot{\theta}_L & -\ddot{v}'_L & \ddot{u}'_L \\ \hline 1/3 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 13/35 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 13/35 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & r_0^2/3 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 11l/21 & 0 & l^2/105 & 0 \\ 0 & 11l/210 & 0 & 0 & 0 & l^2/105 \\ \hline 1/6 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 9/70 & 0 & 0 & 0 & 13l/420 \\ 0 & 0 & 9/70 & 0 & 13l/420 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & r_0^2/6 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 13l/420 & 0 & l^2/140 & 0 \\ 0 & 13l/420 & 0 & 0 & 0 & -l^2/140 \end{array} & \begin{array}{cccccc} \ddot{w}_R & \ddot{u}_R & \ddot{v}_R & \ddot{\theta}_R & \ddot{v}'_R & \ddot{u}'_R \\ \hline 1/3 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 13/35 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 13/35 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & r_0^2/3 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & l^2/105 & 0 \\ 0 & 11l/210 & 0 & 0 & 0 & l^2/105 \\ \hline 1/3 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 13/35 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 13/35 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & r_0^2/3 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & l^2/105 & 0 \\ 0 & 11l/210 & 0 & 0 & 0 & l^2/105 \end{array} \end{array} \quad \begin{array}{l} \text{対称} \\ r_0^2 = \frac{r_s^2}{A} \end{array}$$

図 1-28 分布質量行列の一例⁷

⁷ 藤谷 義信, 骨組構造解析入門, 圧力技術, 1974, 12 巻, 2 号, p. 98-108, 公開日 2010/08/05, Online ISSN 1347-9598, Print ISSN 0387-0154, <https://doi.org/10.11181/hpi1972.12.98>, https://www.jstage.jst.go.jp/article/hpi1972/12/2/12_2_98/_article/-char/ja

1.11.2 時間積分に関するパラメータ

時間積分法：Newmark- β ($\beta = 1/4$ 、 $\gamma = 1/2$)

継続時間：14 秒

積分時間間隔 : 0.001 秒

なお、積分時間間隔については、応答加速度波形のパルス状の応答に対しては若干感度があるものの、応答変位波形、ひずみの値に対しては積分時間間隔 0.002 秒と積分時間間隔 0.0005 秒で有意な差異がみられなかった。これを設定根拠とし、今回は 0.001 秒としている。

1.11.3 非線形アルゴリズム

	F/S	FINAL
動的剛性	接線剛性法※1	接線剛性法
反復回数	3 回 残差は次ステップ持ち越し	なし 残差は次ステップ持ち越し
収束条件	※2	-

※1 FINAS/STAR の計算方法は基本的に接線剛性法を用いているが、鉄筋コンクリートの構成側は一部割線剛性を用いて算出している。

※2 FINAS/STAR のステップにおける収束判定は

最大残差力 $r_{max}^f < \text{力の時間平均値 } \bar{f}_{time} \times 0.005$

とし、並進方向、回転方向それぞれで収束性を確認する。

1.12. 解析結果報告

解析結果については、最大応答加速度の高さ方向分布、最大変位の高さ方向分布、代表点の最大ひずみ分布、復元力特性等を報告する。以下にそれぞれの図の詳細仕様を示す。

1.12.1 最大応答加速度及び最大応答変位の最大値分布

代表節点は再現解析と同じ各通り位置の点と円筒壁の4点とする。

1.12.2 最大ひずみ分布（コンター図）

各階の壁及び床の最小主ひずみ、最大主ひずみ、最大せん断ひずみの分布を示す。これらの値は解析再現時間内で発生した最大値である。

1.12.3 損傷検討領域のひずみ分布

(1) 円筒壁の最大せん断ひずみ

部分的に出力した領域の最小主ひずみ、最大主ひずみ、最大せん断ひずみを散布図(点)で表す。コンター図でも傾向は分かるが、代表要素出力点の周辺の値(数値を把握するため)をプロットする。また、物理的な意味が類似している最大せん断ひずみと後述する層間変形角については重ねてプロットすることによって、部分的な応答と建屋の全体挙動が概ね整合していることを確認する。

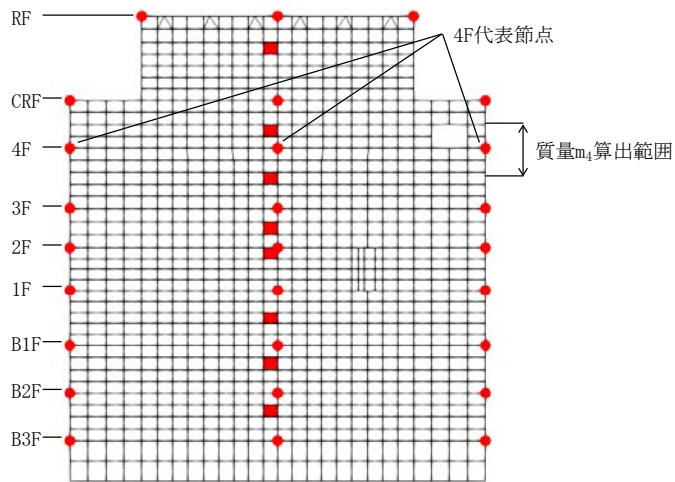
(2) 床の最大主ひずみ

上記と同様に、最大主ひずみを数値で確認する。

1.12.4 復元力特性

(1) 層せん断応力と層間変形角の履歴図

層間変形角は、各層ごとに設定した代表節点の平均変位の層間変位を階高で除した値とである。層せん断応力 τ は代表節点の平均加速度 a に各床の質量 m を掛けて得られる慣性力を上から累積した値 Q を質点系モデルのせん断断面積 A_s で除した値である。図1-29に算出手順を示す。



$$Q_k = \sum_{i=k+1}^n (m_i \cdot a_i)$$

Q_k : 階層kに作用するせん断力(N)

m_i : 階層iの質量(kg)

a_i : 階層iの代表節点(8点)の平均x方向加速度(m/s²)

n : 最上階層(本モデルではRF)

$$\tau_k = Q_k / A_{s_k}$$

τ_k : 階層kに作用するせん断応力(N/m²)

A_{s_k} : 階層kのせん断断面積(m²)

※SRモデルのせん断断面積を用いる

図 1-29 層せん断応力の算出手順

(2) 外壁における代表要素のせん断応力ーせん断ひずみ履歴図

解析時間内に発生したひずみの最大値だけでなく、時刻歴の応力ひずみ曲線の応答を確認するため、外壁における代表要素を設定して応力ひずみ曲線を出力した。

(3) 各階床における代表要素のせん断応力ーせん断ひずみ履歴図

解析時間内に発生したひずみの最大値だけでなく、時刻歴の応力ひずみ曲線の応答を確認するため、各階床における代表要素を設定して応力ひずみ曲線を出力した。

別紙 4

平成 31 年度原子力規制庁委託業務報告書

原子力施設等防災対策等委託費
(高経年化を考慮した建屋・機器・構造物の耐震
安全評価手法の高度化) 事業

別紙 4 経年配管を対象とした
地震フラジリティ評価要領

国立研究開発法人日本原子力研究開発機構

令和 2 年 3 月 19 日

目次

I.	概要	1
II.	本文及び解説	3
III.	代表的地震フラジリティ評価解析条件	36
IV.	代表的地震フラジリティ評価事例	75

表 一 覧

表 1	対象とする配管及び経年事象	30
表 2	PASCAL-SP で考慮できる初期亀裂及び発生亀裂の条件	33
表 3	地震時亀裂進展評価手法で用いる各パラメータの例示	34
表 4	評価ケース	36
表 5	対象配管	36
表 6	IGSCC による亀裂の発生モデル	37
表 7	発生亀裂の位置	38
表 8	定常運転時の負荷条件	39
表 9	溶接残留応力	39
表 10	疲労亀裂進展解析用応力及び過渡事象の発生回数	40
表 11	IGSCC による亀裂進展速度	41
表 12	疲労亀裂進展速度	41
表 13	応力拡大係数算出式	42
表 14	地震動による応答応力	43
表 15	疲労亀裂進展速度（表 12 の再掲）	44
表 16	ΔJ を用いる場合の亀裂進展速度のパラメータ	45
表 17	J 積分及び J 積分の変動範囲 ΔJ	45
表 18	破壊評価用応力	46
表 19	地震動による応答応力	46
表 20	亀裂貫通の判定条件	46
表 21	破壊評価法	47
表 22	流動応力	47
表 23	対象配管	49
表 24	対象亀裂（発生亀裂）	50
表 25	PWSCC による亀裂発生モデル	51
表 26	定常運転時の応力	52
表 27	溶接残留応力	52
表 28	疲労亀裂進展解析用応力及び過渡事象の発生回数	53
表 29	PWSCC による亀裂進展速度	54
表 30	疲労亀裂進展速度	54
表 31	応力拡大係数算出式	55
表 32	地震動による応答応力	56
表 33	疲労亀裂進展速度（表 30 の再掲）	57
表 34	ΔJ を用いる場合の亀裂進展速度のパラメータ	58
表 35	J 積分及び J 積分の変動範囲 ΔJ	58
表 36	破壊評価用応力	58

表 37	地震動による応答応力	59
表 38	亀裂貫通の判定条件	59
表 39	破壊評価法	60
表 40	流動応力	60
表 41	対象配管	61
表 42	対象亀裂（初期亀裂）	62
表 43	定常運転時の応力	62
表 44	疲労亀裂進展解析用応力及び過渡事象の発生回数	63
表 45	疲労亀裂進展速度	64
表 46	応力拡大係数計算式	65
表 47	地震動による応答応力	65
表 48	疲労亀裂進展速度式の係数	67
表 49	ΔJ を用いる場合の亀裂進展速度のパラメータ	67
表 50	J 積分及び J 積分の変動範囲 ΔJ	68
表 51	破壊評価用応力	68
表 52	地震動による応答応力	68
表 53	亀裂貫通の判定条件	69
表 54	破壊評価法	69
表 55	流動応力	69
表 56	対象配管	71
表 57	エルボ管及び T 字管の形状	71
表 58	減肉率	72
表 59	損傷評価用応力	72
表 60	地震動による応答応力	73
表 61	減肉がない配管及び減肉配管の地震時応力	73
表 62	応力係数比 R_{SIF} 及び応答加速度比 R_A	73
表 63	破壊評価法	74
表 64	引張強さ	74

図 一 覧

図 1	経年配管を対象とした地震フラジリティ評価要領の構成	2
図 2	経年配管を対象とした地震フラジリティ評価の位置づけ	30
図 3	経年配管を対象とした地震フラジリティ評価の流れ	31
図 4	経年事象による亀裂を考慮した損傷確率及び地震フラジリティ評価	31
図 5	亀裂を有する配管の供用年数の増加に伴う機能限界耐力の低下	32
図 6	経年事象による減肉を考慮した損傷確率及び地震フラジリティ曲線	32
図 7	減肉配管の供用年数の増加に伴う配管の振動特性の変化	32

図 8	SUS316(LC)配管の SCC の模式図（「原子炉再循環系配管に係わる健全性評価方法について」より引用）	33
図 9	地震フラジリティ評価における経年事象を考慮した地震時亀裂進展の模式図	33
図 10	応答応力波形の例	34
図 11	経年に伴う損傷確率から地震フラジリティ曲線を取得する際の概念図	35
図 12	内表面亀裂の進展の模式図（欠陥の解釈 ⁴ より引用）	38
図 13	300A 配管の溶接残留応力分布（旧原子力安全・保安院の原子力発電設備の健全性評価等に関する小委員会資料 ³ より引用）	40
図 14	溶接残留応力分布（PVP2015-45134 ²³ より引用）	52
図 15	IGSCC による亀裂の発生を考慮する場合 地震動強さ比率ごとの供用年数に対する損傷確率	76
図 16	IGSCC による亀裂の発生を考慮する場合 地震動強さ比率ごとの供用年数に対する損傷確率	76
図 17	IGSCC による亀裂の発生を考慮する場合 供用年数ごとの損傷確率の地震動強さ比率に対する変化	77
図 18	IGSCC による亀裂の発生を考慮する場合 供用年数ごとの損傷確率の地震動強さ比率に対する変化	77
図 19	PWSCC による亀裂の発生を考慮する場合 地震動強さ比率ごとの供用年数に対する損傷確率	79
図 20	PWSCC による亀裂の発生を考慮する場合 地震動強さ比率ごとの供用年数に対する損傷確率	79
図 21	PWSCC による亀裂の発生を考慮する場合 供用年数ごとの損傷確率の地震動強さ比率に対する変化	80
図 22	PWSCC による亀裂の発生を考慮する場合 供用年数ごとの損傷確率の地震動強さ比率に対する変化	80
図 23	地震動強さ比率ごとの供用年数に対する損傷確率	82
図 24	地震動強さ比率ごとの供用年数に対する損傷確率	82
図 25	供用年数ごとの損傷確率の地震動強さ比率に対する変化	83
図 26	供用年数ごとの損傷確率の地震動強さ比率に対する変化	83
図 27	直管の場合 地震動強さ比率ごとの供用年数に対する損傷確率	85
図 28	直管の場合 地震動強さ比率ごとの供用年数に対する損傷確率	85
図 29	直管の場合 供用年数ごとの損傷確率の地震動強さ比率に対する変化	86
図 30	直管の場合 供用年数ごとの損傷確率の地震動強さ比率に対する変化	86
図 31	エルボ管の場合 地震動強さ比率ごとの供用年数に対する損傷確率	87
図 32	エルボ管の場合 地震動強さ比率ごとの供用年数に対する損傷確率	87
図 33	エルボ管の場合 供用年数ごとの損傷確率の地震動強さ比率に対する変化	

.....	88
図 34 エルボ管の場合 供用年数ごとの損傷確率の地震動強さ比率に対する変化	88
.....	88
図 35 T字管の場合 地震動強さ比率ごとの供用年数に対する損傷確率.....	89
図 36 T字管の場合 地震動強さ比率ごとの供用年数に対する損傷確率.....	89
図 37 T字管の場合 供用年数ごとの損傷確率の地震動強さ比率に対する変化..	90
図 38 T字管の場合 供用年数ごとの損傷確率の地震動強さ比率に対する変化..	90

I. 概要

本評価要領は、原子力発電所におけるフェライト鋼管、オーステナイト系ステンレス鋼管、ニッケル合金溶接部を含む耐震安全上重要な直管やエルボ管等の配管及び管台等の部位を対象とした、経年事象を考慮した地震フラジリティ評価に関する要領を取りまとめたものである。破壊力学等の知見を有するユーザーが、これを参照することで、上述の配管に対する地震フラジリティ評価を実施できることを目的に作成したものである。

本評価要領の構成を図 1 に示す。本評価要領は、本文及び解説、並びに代表的地震フラジリティ評価事例から構成される。本文には経年配管を対象とした地震フラジリティ評価を行う上での基本事項とその考え方、解説には本文に対応した項目の技術的根拠や具体例が取りまとめられている。また、代表的地震フラジリティ評価事例には、亀裂又は減肉を有する経年配管を対象とした地震フラジリティを評価することが可能な確率論的破壊力学解析コードである PASCAL-SP 又は PASCAL-EC を用いる場合を想定し、本評価要領を満足する解析手法や代表的モデルデータ等とともに、経年配管を対象とした解析事例をまとめた。

本文及び解説

- | | |
|-------------------|-----------------|
| 1. 一般事項 | 3. 減肉を有する配管 |
| 1.1 目的 | 3.1 経年事象の選定 |
| 1.2 適用範囲 | 3.2 減肉量の評価 |
| 1.3 用語の定義 | 3.3 損傷評価 |
| 1.4 対象とする配管及び経年事象 | 3.4 損傷確率 |
| 1.5 フラジリティ評価手順の概要 | 4. 亀裂や減肉を有しない配管 |
| 1.6 評価開始時期の考え方 | 4.1 損傷評価 |
| 1.7 地震荷重 | 5. フラジリティ評価 |
| 2. 亀裂を有する配管 | 5.1 評価手法 |
| 2.1 経年事象の選定 | 5.2 不確実さの取扱 |
| 2.2 想定亀裂 | 5.3 信頼度 |
| 2.3 亀裂進展評価 | 5.4 計算精度 |
| 2.4 損傷評価 | 6. 解析コード |
| 2.5 非破壊検査による亀裂検出 | 6.1 解析コード |
| 2.6 損傷確率 | 6.2 解析コードの検証 |

代表的フラジリティ評価事例

- | | |
|----------------------------|------------|
| 亀裂を有する配管： | 減肉を有する配管： |
| オーステナイト系ステンレス鋼（IGSCC 及び疲労） | フェライト鋼（減肉） |
| ニッケル合金（PWSCC 及び疲労） | |
| フェライト鋼（疲労） | |

図1 経年配管を対象とした地震フラジリティ評価要領の構成

II. 本文及び解説

1. 一般事項

1.1 目的

【本文】

本評価要領は、原子力発電所におけるフェライト鋼配管、オーステナイト系ステンレス鋼配管、ニッケル合金溶接部を含む耐震安全上重要な直管やエルボ管等の配管及び管台等の部位を対象とした、経年事象を考慮した地震フラジリティ評価に関する要領を取りまとめたものである。破壊力学等の知見を有するユーザーが、これを参照することで、上述の配管に対する地震フラジリティ評価を実施できることを目的に作成したものである。

【解説】

- ・本評価要領は、新知見の反映、あるいは新知見に基づく地震フラジリティ評価の実施を妨げるものではない。その場合は、技術的根拠を明確にすること。
- ・経年配管を対象とした地震フラジリティ評価は経年事象を考慮したリスク評価に資するものである。その位置づけを図2に示す。地震を起因とした確率論的リスク評価では、あるサイトが大きな地震動に見舞われる可能性を評価する地震ハザード評価及びある地震動の作用に対する建屋・機器・配管の損傷確率を評価するフラジリティ評価から、想定される事故シナリオに沿って炉心損傷頻度が求められる。

1.2 適用範囲

【本文】

本評価要領は、原子力発電所に対する地震を起因とした確率論的リスク評価等に資するため、応力腐食割れ（Stress Corrosion Cracking, SCC）や疲労による亀裂の発生や亀裂の進展、あるいは配管減肉の進展の経年事象を考慮した、経年配管の地震フラジリティ評価について定めるものである。

1.3 用語の定義

【本文】

本項では、確率論的破壊力学（Probabilistic Fracture Mechanics, PFM）解析手法を用いた経年配管の地震フラジリティ評価に関連し、本評価要領で使用する用語及び略語について、その定義を記述する。

- ・不確実さ：リスク評価の過程及び結果に含まれる物理量、モデル、専門家判断などにおける不確実さの度合いの定量値。
- ・偶然的な不確実さ：材料特性等に見られるように物理量やモデル等が本来持っているばらつく特性による不確実さ。
- ・認識論的不確実さ：知識や認識の不足に関する不確実さ。

- ・応答：地震動が作用することによって配管に生じる加速度、変位、応力等。
- ・現実的応答：入力地震動及び物性値等の不確かさを考慮して求められた、保守性を含まない確率量で表される配管の地震時応答。
- ・耐力：地震動が作用した時に配管が耐えうる応力、変形の限界、又は所定の機能が保持される限界（機能限界耐力）。
- ・現実的耐力：保守性を含まない確率量で表される配管の耐力。
- ・地震荷重：地震動による配管の応答荷重
- ・地震動強さ：対象地震によってもたらされる地震動の大きさ。
- ・地震動強さ比率：基準として定めた地震動と比べて、何倍の大きさの地震動であるかを表す値。
- ・安全裕度：対象とする配管に作用する荷重に対して、損傷に関する限界荷重が何倍の大きさであるかを表す指標。
- ・損傷：地震動に対する現実的応答が現実的耐力を超え、配管が所定の機能を失った状態。
- ・損傷確率：現実的応答が現実的耐力を超える確率。
- ・条件付損傷確率：ある特定の条件を前提とした場合の損傷確率。
- ・地震フラジリティ：地震動の作用に対して配管が損傷する度合い。
- ・地震フラジリティ曲線：地震動強さとその強さの地震動が作用した場合の条件付損傷確率の関係を表す曲線。
- ・地震フラジリティ評価：経年配管の現実的耐力及び現実的応答を用いて、確率論的にそれらの条件付損傷確率を求め、地震フラジリティ曲線を求めること。
- ・信頼度：認識論的不確かさと偶然的不確かさを考慮することにより求められる損傷確率の確率分布（信頼度分布）のパーセンタイル値。
- ・疲労：繰返し応力の負荷によって、材料に損傷が累積し、材料に亀裂が発生・進展する経年事象。疲労の要因としては、プラントの通常運転時に発生する内圧等の変動や地震による繰返し応力の負荷などがある。
- ・応力腐食割れ：腐食性の環境におかれた金属材料に引張応力が作用して生ずる経年事象であり、材料、応力、環境の3要因が重畳した場合に発生する現象。
- ・配管減肉：配管の内面で、水流等による浸食と腐食によるさびが発生し、その相互作用により板厚が減少する現象。本評価要領では、主に流れ加速型腐食を対象とする。
- ・小規模降伏：亀裂先端の塑性域が、亀裂寸法と比較して十分に小さい状態。
- ・大規模降伏：小規模降伏を超えた状態。亀裂先端の塑性域が、亀裂寸法と比較して十分に小さいと言えない状態。
- ・供用年数：プラントが運転を開始してからの年数。

略語一覧

略語	英語	日本語
BWR	Boiling Water Reactor	沸騰水型軽水炉
EPRI	Electric Power Research Institute	米国電力研究所
FAC	Flow Accelerated Corrosion	流れ加速型腐食
HCLPF	High-Confident and Low-Probability of Failure	高信頼度低損傷確率値
IGSCC	Intergranular Stress Corrosion Cracking	粒界型応力腐食割れ
JNES	Japan Nuclear Energy Safety Organization	原子力安全基盤機構
NUPEC	Nuclear Power Engineering Corporation	原子力発電技術機構
PFM	Probabilistic Fracture Mechanics	確率論的破壊力学
PLR	Primary Loop Recirculation System	再循環系
PWR	Pressurized Water Reactor	加圧水型軽水炉
PWSCC	Primary Water Stress Corrosion Cracking	一次冷却水中応力腐食割れ
SCC	Stress Corrosion Cracking	応力腐食割れ
USNRC	United States Nuclear Regulatory Commission	米国原子力規制委員会

1.4 対象とする配管及び経年事象

【本文】

経験し得る経年事象及び地震荷重等を考慮して、対象とする配管を選定する。

軽水炉の配管では、フェライト鋼、オーステナイト系ステンレス鋼等の材料が使用されている。また、異種材料の溶接部ではニッケル合金の溶接材料が使用されている。配管形状としては、直管、エルボ管等がある。

フェライト鋼配管では、部位、環境等に応じて、疲労あるいは配管減肉等の経年事象の発生を否定できない。本評価要領では、フェライト鋼配管における経年事象として、表 1 に示すように、疲労による亀裂進展及び流れ加速型腐食（Flow Accelerated Corrosion, FAC）による配管減肉を取り扱う。

オーステナイト系ステンレス鋼配管では、環境や応力等の条件によって、粒界型応力腐食割れ（Intergranular Stress Corrosion Cracking, IGSCC）等による亀裂の発生、また疲労や IGSCC による亀裂の進展が否定できない。本評価要領では、オーステナイト系ステンレス鋼配管における経年事象として、表 1 に示すように、疲労及び IGSCC を取り扱う。

加圧水型軽水炉（Pressurized Water Reactor, PWR）におけるニッケル合金溶接部では、環境や応力等の条件によって、一次冷却水中応力腐食割れ（Primary Water Stress Corrosion Cracking, PWSCC）等による亀裂の発生、また疲労や PWSCC による亀裂の進展が否定できない。本評価要領では、ニッケル合金溶接部における経年事象として、表 1 に示すように、疲労及び PWSCC を取り扱う。

【解説】

- ・国内の原子力発電所の配管では疲労による亀裂（例えば、笠原ら[1]）、オーステナイト系ステンレス鋼配管では IGSCC による亀裂（例えば、原子力発電設備の健全性評価等に関する小委員会の報告書[2]）、ニッケル合金溶接部では PWR 環境中において PWSCC による亀裂（例えば、Nakamura ら[3]）の存在が報告されている。
- ・国内の原子力発電所のフェライト鋼配管については、PWR 環境中及び沸騰水型軽水炉（Boiling Water Reactor, BWR）環境中において配管減肉が報告されており、減肉の発生しやすい部位に関する情報や、減肉部位の板厚測定データが、日本機械学会の技術規格に整理されている[4][5]。

1.5 地震フラジリティ評価手順の概要

【本文】

経年配管を対象とした地震フラジリティ評価手順の模式図を図 3 に示す。対象とする配管及び経年事象を考慮して、地震荷重による損傷確率を評価した上で、地震フラジリティ評価を行う。

【解説】

- ・経年配管を対象とした地震フラジリティ評価を行うためには、経年事象を考慮して地震時の配管の損傷確率を評価する必要がある。まず、評価対象とする経年事象及び地震荷重を確認し、考慮すべき各影響因子の不確かさを決定する。
- ・評価対象とする経年事象及び地震荷重を考慮して、配管の損傷確率を求めた上で、地震フラジリティ評価を行う。経年事象による亀裂の存在を考慮する場合の地震フラジリティ評価の模式図を図 4 に示す。地震フラジリティは、図 4 中の左に示すように、現実的応答及び機能限界耐力の確率分布を考慮して、応答が耐力を超える確率として算定する。また、亀裂の存在を考慮する場合には、亀裂の進展に伴う機能限界耐力の低下を図 5 のように考慮して、供用期間中の評価対象時期（以下、「評価時期」という。）ごとに損傷確率を求める。その上で、図 4 中の右に示すように、各評価時期において、地震荷重と損傷確率の関係、すなわちある評価時期における地震フラジリティ曲線を求める。また、配管減肉を考慮する場合の地震フラジリティ評価の模式図を図 6 に示す。地震フラジリティ曲線を求める手順は、上述の亀裂の存在を考慮する場合と同一である。配管減肉の場合は、経年事象の進展に伴って機能限界耐力が低下するだけでなく、図 7 に示す経年事象の進展に伴う配管の剛性の低下や質量の変化による配管の振動特性（固有振動数、減衰等）の変化により、現実的応答が変化する可能性があることに留意する必要がある。
- ・経年事象による亀裂の発生や進展を考慮して地震フラジリティを評価することが可能な PFM 解析コード PASCAL-SP や配管減肉を考慮可能な解析コード PASCAL-EC を用いて、図 3 に示す流れに沿って、地震フラジリティ評価を行うことができる。

1.6 評価開始時期の考え方

【本文】

経年事象及び地震荷重を考慮した配管の損傷確率の評価における適切な評価開始時期を決定する。

【解説】

- ・例えば、製造時において生じる亀裂を評価対象とする場合は、運転開始時を評価開始時期とし、その後の供用期間における配管の損傷確率を評価することが考えられる。また、供用期間中に発生した亀裂を評価対象とする場合は、検査時等の供用期間中のある時点の評価開始時期とし、その後の供用期間における配管の損傷確率を評価することが考えられる。

1.7 地震荷重

【本文】

地震フラジリティ評価において考慮する地震荷重を決定する。

【解説】

- ・滑らかな地震フラジリティ曲線が得られるよう、十分な数の地震動強さに対して損傷確率を算出する必要がある。
- ・地震動強さに対応した地震荷重は、耐震設計等で用いられる地震応答解析[6]により求めてもよい。地震応答解析を実施する際には、支持条件等を考慮することが望ましい。亀裂が存在する配管を対象とした場合は、既存知見[7]を踏まえ、亀裂の存在が配管の振動特性に与える影響を無視できる。したがって、亀裂が存在する配管に負荷される地震荷重として、亀裂の存在しないモデルを対象とした地震応答解析から得られる地震荷重を用いてもよい。一方、配管減肉の存在が配管の振動特性に与える影響は無視できないため、配管減肉が存在する場合には、減肉量や減肉している部位等を適切にモデル化した上で、地震応答解析により地震荷重を求める必要がある[8]。配管減肉が存在する場合の地震応答解析手法として、簡易手法[9]を用いてもよい。
- ・地震荷重の不確実さについては、原子力発電所に対する地震を起因とした確率論的リスク評価に関する実施基準[10]の附属書 BG における不確実さの考え方を踏まえ、対数正規分布によりモデル化してもよい。また、データの蓄積等に応じて、対数正規分布以外に適切な分布形があれば、それによりモデル化してもよい。

2. 亀裂を有する配管

2.1 経年事象の選定

【本文】

評価対象とする経年配管において、亀裂の発生及び進展に関して考慮すべき経年事象を選定する。

【解説】

- ・既存事例等[1]~[3]を踏まえ、フェライト鋼配管では疲労、オーステナイト系ステンレス鋼配管では疲労や IGSCC、PWR 環境中におけるニッケル合金溶接部では疲労や PWSCC を経年事象として選定する。
- ・疲労については亀裂の進展、IGSCC 及び PWSCC については亀裂の発生や進展を考慮する。

2.2 想定亀裂

2.2-1 初期亀裂

【本文】

評価対象とする経年配管において、評価開始時に既に存在している亀裂を初期亀裂として考慮してもよい。

製造に起因する亀裂の存在が否定できない場合には、評価開始時期を供用運転の開始時とし、製造等に起因する亀裂を初期亀裂として設定してもよい。また、供用期間中に発生した亀裂を初期亀裂として設定してもよい。

亀裂の種類（面状亀裂もしくは線状亀裂）、方向（軸方向もしくは周方向）、初期亀裂の寸法、個数あるいは密度、位置等、適切な評価対象亀裂（分布）を考慮する。

【解説】

- ・製造に起因する亀裂を初期亀裂として考慮する場合の評価モデルとして、例えば、配管溶接部内表面半楕円亀裂としてモデル化される初期亀裂に対して、初期亀裂深さの確率論的評価モデルが NUREG/CR-6986 [11]において提案されており、初期アスペクト比の確率論的評価モデルが NUREG/CR-2189[12]において提案されている。初期亀裂の密度に関するモデルとしては、PFM 解析コード PRAISE[13]の溶接部における単位長さ当たりの亀裂密度評価モデルが挙げられる。
- ・供用期間中に発生した亀裂を初期亀裂として考慮する場合の評価モデルとして、国内 BWR プラントの PLR 配管において、非破壊検査により検出された IGSCC 亀裂を対象とした統計処理から得られた初期亀裂の確率論的評価モデルが提案されている [14]。この評価モデルでは、亀裂を配管内表面に存在する半楕円亀裂としてモデル化し、亀裂深さについては正規分布に従う確率論的評価モデルが、亀裂半長については対数正規分布に従う確率論的評価モデルが用いられている。
- ・PASCAL-SP は、上記の代表的な確率論的評価モデルを設定することができ、初期亀裂を考慮して損傷確率を評価できる。考慮可能な解析条件を表 2 に示す。

2.2-2 発生亀裂

【本文】

評価対象とする経年配管において、地震フラジリティ評価を実施する供用期間中に IGSCC や PWSCC 等の経年事象による亀裂の発生が否定できない場合は、亀裂の発生を考慮する。

亀裂の種類（面状亀裂もしくは線状亀裂）、方向（軸方向もしくは周方向）、発生亀裂の寸法、個数あるいは密度、位置等、適切な評価対象亀裂（分布）を設定する。

【解説】

- ・国内 BWR プラントの再循環系（Primary Loop Recirculation System, PLR）配管の溶接部において検出された IGSCC 亀裂に対する統計処理から得られた亀裂発生時刻や発生亀裂の寸法に係る確率論的評価モデルが提案されている[15]。また、IGSCC 亀裂について、溶接部近傍の硬化部で亀裂が発生し、溶接金属へ向かって進展する事例が確認されていることを踏まえ、硬化部における亀裂発生位置に関する確率論的評価モデルが提案されている[16]。図 8 に IGSCC 亀裂が発生した配管溶接部の断面の模式図を示す[2]。
- ・ニッケル合金溶接部を対象とした非常に低い損傷確率を評価することを目的として米国原子力規制委員会（United States Nuclear Regulatory Commission, USNRC）と米国電力研究所（Electric Power Research Institute, EPRI）の共同によるプロジェクトにおいて開発が進められている PFM 解析コード xLPR[17]には、Amzallag ら[18]による亀裂発生時刻の確率論的評価モデルが整備されている。また、Amzallag ら[18]による亀裂発生時刻の確率論的評価モデルを含み、より汎用的な条件設定が可能な亀裂発生時刻の確率論的評価モデルが提案されている[19]。
- ・PASCAL-SP は、IGSCC 又は PWSCC による発生亀裂に関する代表的な確率論的評価モデルを設定することができる。

2.3 亀裂進展評価

2.3-1 負荷条件

【本文】

配管がプラント運転中に受ける内圧、自重、熱荷重、溶接残留応力、地震荷重等に関する負荷条件に基づき亀裂進展を評価する。

2.3-2 亀裂進展の考え方

【本文】

経年事象を考慮した地震フラジリティ評価を行う場合、経年事象による亀裂進展を評価したうえで、地震荷重による疲労亀裂進展評価を行う。

【解説】

- ・亀裂進展評価では、経年事象による亀裂進展を評価した後に、地震が発生した場合

の亀裂進展を評価する。経年事象を考慮した地震時亀裂進展評価の模式図を図 9 に示す。地震フラジリティ評価は評価時期において地震が発生したと仮定した場合の損傷確率を必要とする。そのため、評価時期までの経年事象による亀裂進展量に、地震による亀裂進展量を合わせることで損傷確率を評価する。損傷確率を算出した後、亀裂寸法を地震発生前の寸法に戻す。

- ・評価時期までに経験した地震（地震フラジリティ評価のために発生を仮定した地震を除く）による亀裂進展量については、経年事象による亀裂進展量に重畳する。

2.3-3 経年事象による亀裂進展

【本文】

評価対象とする経年配管において、経年事象に応じた亀裂進展評価を行う。フェライト鋼配管では疲労、オーステナイト系ステンレス鋼配管では疲労や IGSCC、PWR 環境中におけるニッケル合金溶接部では疲労や PWSCC が亀裂進展を引き起こす経年事象として考えられる。

【解説】

- ・一般的に、SCC による亀裂進展及び疲労による亀裂進展を以下の方法で評価する。

- ・ SCC による亀裂進展

IGSCC や PWSCC 等の SCC による亀裂進展速度 da/dt は、一般的に応力拡大係数 K （詳細は 2.3-5 参照）の関数として、次式により表される。

$$da/dt = \alpha (K)^\beta \quad (1)$$

ここで、 α 及び β は、材料及び環境条件により決定される定数であり、材料、試験片の採取位置、環境及びその他の影響する因子を考慮した試験のデータから決定されるものである。想定する材料及び環境条件に応じた適切な亀裂進展速度算出式がある場合は、それを用いてもよい。 α に関しては、試験データに基づき確率変数として取り扱うのが望ましい。一方、 β については、xLPR 等の複数の PFM 解析コードにおいて固定値として取り扱われている。

- ・ 疲労亀裂進展

疲労による亀裂進展速度 da/dN は、一般的に応力拡大係数の変動範囲 ΔK の関数として、次式により表される。

$$da/dN = C_0 (\Delta K)^n \quad (2)$$

ここで、 C_0 及び n は、材料及び環境条件により決定される定数であり、材料、試験片の採取位置、環境、試験周波数及びその他の影響する因子を考慮した試験データから決定されるものである。想定する材料及び環境条件に応じた適切な亀裂

進展速度算出式がある場合は、それを用いてもよい。 C_0 については、試験データに基づき確率変数として取り扱うのが望ましい。一方、 n については、PRAISE等の複数のPFM解析コードにおいて固定値として取り扱われている。

- ・日本機械学会維持規格[20]の添付 E-2 亀裂進展速度には、材料及び使用温度に応じて、疲労亀裂進展評価及び SCC による亀裂進展評価に用いる亀裂進展速度線図が示されている。これらは、亀裂進展速度データを踏まえて、決定論的評価を行うことを想定して、保守的に設定された亀裂進展速度線図である。
- ・日本機械学会維持規格[20]の IGSCC 亀裂進展速度線図及び疲労亀裂進展速度線図を決定する際に使用されたデータの統計処理から得られた亀裂進展速度の確率論的評価モデルが提案されている[16]。また、旧独立行政法人原子力安全基盤機構（以下、「旧 JNES」という。）が取得した IGSCC 亀裂進展速度のデータ[21]の統計処理から得られた亀裂進展速度の確率論的評価モデルが提案されている。さらに、日本機械学会維持規格事例規格[22]の PWSCC 亀裂進展速度線図を決定する際に使用されたデータの統計処理から得られた亀裂進展速度の確率論的評価モデルが提案されている[19]。同様に、日本機械学会維持規格事例規格[23]の PWR 一次水質環境中の疲労亀裂進展速度の確率論的評価モデルが、Nomura らによって提案されている[24]。
- ・PASCAL-SP では、日本機械学会維持規格[20]の亀裂進展速度線図に基づき亀裂進展評価を行うことができる。また、旧 JNES が取得したデータに基づき亀裂進展評価を行うことができる。SCC による亀裂進展速度であれば上述の α 、疲労による亀裂進展速度であれば上述の C_0 に相当する値を確率変数として設定することができる。

2.3-4 地震を起因とする亀裂進展

2.3-4-1 地震荷重による地震時亀裂進展

【本文】

地震の発生を考慮して、地震荷重による亀裂進展を評価する。地震脆弱性評価を行う場合は、設計上の想定を超えない地震から設計上の想定を超える地震までを含む地震による地震荷重を対象とした地震時亀裂進展評価法を用いる必要がある。

【解説】

- ・地震時の亀裂進展について、亀裂先端の塑性域の状態に応じて、適切な評価手法を選択する必要がある。亀裂先端の塑性域が亀裂寸法と比較して十分に小さい小規模降伏条件では、一般的に応力拡大係数を用いた評価が行われる。一方で、大規模降伏条件では、J 積分等の破壊力学パラメータを用いた評価を行う必要がある。
- ・一般的に、配管に作用する地震荷重は、変動荷重の振幅が不規則に変化する不規則波である。不規則波である地震荷重による亀裂進展を評価する方法として、変動荷重の負荷履歴を考慮して、変動荷重の1サイクルごとに亀裂進展評価を行う方法がある。また、簡便に保守的な亀裂進展評価を行う方法として、変動荷重と、その変

動荷重が繰返された回数の組合せを用いる方法がある。この変動荷重の回数の組合せを取得する方法は、レンジ計数法と呼ばれ、代表的なレンジ計数法として、レインフロー法、レンジペア法等が挙げられる。また、不規則波を最大荷重振幅とその繰返し回数で代表させる場合があり、これを等価サイクルと呼ぶ。

- ・設計上の想定を超えるような地震による応答荷重を含めた地震荷重を対象とした地震時亀裂進展評価手法が提案されている[25]。この手法は、大規模降伏条件だけではなく、小規模降伏条件においても適用可能であり、また、荷重振幅の不規則な変化が亀裂進展に及ぼす影響を考慮可能な地震時亀裂進展評価手法である。この手法の概要を以下に述べる。

地震荷重の時刻歴から、各応力サイクルにおける最大応力 σ_{\max} 及び最小応力 σ_{\min} を抽出し、各応力サイクルに対して時刻歴に沿った亀裂進展評価を行う。具体的には、応力サイクルごとに疲労亀裂進展量及び延性亀裂進展量を算出し、得られた亀裂進展量を足し合わせることで亀裂寸法を算出する。この手順を既定のサイクル数、又は配管が損傷に至るまで繰返すことで、地震時の亀裂進展評価を行う。ここで、疲労亀裂進展量 $\Delta a_{\text{fatigue}}$ は、次式で求められる[26]。

$$\Delta a_{\text{fatigue}} = C' \left[\Delta J \left(\frac{r'_{\text{pi}}}{r'_{\text{pel}} + a_{\text{el}} + a_i} \right)^{\gamma'(R_X - 1)R_{\text{el}}} - \Delta J_{\text{th}} \left(\frac{J_{\text{max,el}} - J_{\text{max,i}}}{J_{\text{max,el}} - J_{\text{max,1}}} \right) \right]^{m'} \quad (\delta_{\text{min,el}} > 0) \quad (3)$$

$$\Delta a_{\text{fatigue}} = C' \left[\Delta J \left(\frac{r'_{\text{pi}}}{r'_{\text{pel}} + a_{\text{el}} + a_i} \right)^{\gamma'(R_X - 1)R_{\text{el}}} \right]^{m'} \quad (\delta_{\text{min,el}} \leq 0) \quad (4)$$

ここで、 J_{max} 及び ΔJ はそれぞれ1サイクル当たりのJ積分の最大値及び変動量（詳細は2.3-6参照）であり、添え字*i*及び*el*は、それぞれ評価対象サイクル及び事前に負荷された評価対象サイクルの荷重よりも大きな荷重（卓越荷重）が負荷されたサイクルに対応する。また、 $\delta_{\text{min,el}}$ は卓越荷重直後の亀裂先端開口変位の値であり、0より大きい場合には亀裂鈍化の影響を考慮する必要がある。 δ_{min} は実測値を用いることが望ましいが、実機における評価のように実測することが困難である場合は、 $|\sigma_{\text{max,el}}| > |\sigma_{\text{min,el}}|$ の条件下では亀裂の鈍化が卓越荷重後も残るため $\delta_{\text{min}} > 0$ 、 $|\sigma_{\text{max,el}}| < |\sigma_{\text{min,el}}|$ の条件下では亀裂が閉口し亀裂先端が再先鋭化するとして $\delta_{\text{min}} < 0$ と簡易的に判断を行ってもよい[26]。 C' 及び m' は2.4-3における疲労亀裂進展速度式の係数 C_0 及び n に相当する値であり、ヤング率 E とポアソン比 ν を用いて、次式のように求められる。

$$C' = C_0 \left(\frac{E}{1 - \nu^2} \right)^{\frac{n}{2}} \quad (5)$$

$$m' = \frac{n}{2} \quad (6)$$

$\Delta a_{\text{fatigue}}$ を与える式(3)の中括弧内第一項は、卓越荷重による亀裂前縁応力分布の変化が疲労亀裂進展に及ぼす影響を考慮して ΔJ を補正する項である。 r_p' は、亀裂進展速度の変化に寄与する亀裂前縁の有効塑性域寸法であり、小規模降伏を超える条件下では、次式で求められる。

$$r_p' = p \cdot J_{\text{max}} \quad (7)$$

p はJ積分から塑性域寸法を算出するための物性値であり、有限要素解析により決定される。 γ' は卓越荷重による亀裂進展速度の加速効果を考慮するためのパラメータであり、材料及び温度ごとに卓越荷重負荷を含む亀裂進展試験により決定される材料定数である。また、 R_{el} は評価対象応力サイクルより前のサイクルにおける最大応力 $\text{Max}(\sigma_{\text{max}})$ と最大応力が加わった応力サイクルから評価対象応力サイクルまでの間における最小応力 $\text{Min}(\sigma_{\text{min}})$ の比であり、図 10 に示す模擬地震による応答応力波形において $\text{Max}(\sigma_{\text{max}})/\text{Min}(\sigma_{\text{min}})$ で算出される。 R_x は $\text{Max}(\sigma_{\text{max}})$ と評価対象応力サイクルの最大応力 $\sigma_{\text{max}, i}$ の比であり、 $\sigma_{\text{max}, i}/\text{Max}(\sigma_{\text{max}})$ で算出される値である。

$\Delta a_{\text{fatigue}}$ を与える式(3)の中括弧内第二項は、卓越荷重による亀裂鈍化が疲労亀裂進展に及ぼす影響を考慮して ΔJ を補正する項である。 ΔJ_{th} は、卓越荷重の影響を考慮した疲労亀裂進展評価における ΔJ の下限界である。

地震荷重による延性亀裂進展量 $\Delta a_{\text{ductile}}$ は、次式で求められる[27]。

$$\Delta a_{\text{ductile}} = \left(\frac{J_{\text{max}, i}}{C_{\text{ductile}}} \right)^{1/n_{\text{ductile}}} - \left(\frac{J_{\text{max}, i-1}}{C_{\text{ductile}}} \right)^{1/n_{\text{ductile}}} \quad (8)$$

ここで、 C_{ductile} 及び n_{ductile} は、破壊靱性試験により得られる亀裂進展抵抗曲線（以下「J-R 曲線」という。）に基づき決定されるパラメータである。

- ・地震時亀裂進展評価手法において用いる各パラメータは、表 3 に示すとおり整備されている。

2.3-4-2 小規模降伏条件における地震時亀裂進展

【本文】

地震荷重の大きさが十分小さく、小規模降伏が満たされる条件下では、2.4-3 に示す疲労による亀裂進展評価法を用いて地震時亀裂進展評価を行う。

【解説】

- ・例えば、疲労亀裂進展試験規格(ASTM E647)[28]において、小規模降伏条件に対する条件が記載されている。これによると、コンパクトテンション型試験片において、

塑性域寸法がリガメント長さの 1/12 以下であるとき小規模降伏条件を満たす。

2.3-5 応力拡大係数

【本文】

評価対象亀裂の前縁に形成される塑性域が亀裂長さと比較して十分小さく、小規模降伏条件が満たされる場合、評価対象配管の幾何形状、応力分布、亀裂種類等を踏まえて、亀裂進展評価等で用いられる応力拡大係数 K を算出する。また、疲労亀裂進展評価で用いる応力拡大係数の変動範囲 (ΔK) を地震荷重の荷重振幅を考慮して算出する。 K や ΔK は、亀裂進展に伴って亀裂の寸法や形状が変化する場合においても、この変化を反映し正しく評価されなければならない。

K の算出には、原則として、日本機械学会維持規格[20]の K 算出式を使用する。ただし、十分な精度を有すると判断される場合、その適用範囲に注意して、その他の国内外の規格等の K 算出式を使用してもよい。使用する応力拡大係数の適用範囲を超える場合は、その影響を確認すること。

【解説】

- ・日本機械学会維持規格[20]の「添付 E-5 応力拡大係数の算出」には、平板における楕円内部亀裂及び半楕円表面亀裂、円筒における軸方向及び周方向半楕円表面亀裂、周方向全周表面亀裂、軸方向に長い表面亀裂に対する応力拡大係数算出式及び応力拡大係数の解が示されている。
- ・日本機械学会維持規格[20]の応力拡大係数解は、亀裂アスペクト比（亀裂半長に対する亀裂深さの比）が 1 まで与えられているが、亀裂アスペクト比が 1 より大きい場合にも適用可能な応力拡大係数解が提案されている[29]。
- ・日本機械学会維持規格[20]の応力拡大係数解は、亀裂面に作用する応力分布を多項式近似した場合の係数を用いて、応力拡大係数を計算するものであるため、溶接残留応力等のような複雑な応力分布の場合は、計算精度が低下する可能性がある。そのため、複雑な応力分布の場合は、重み関数法[30][31]を応力拡大係数の算出に用いることが望ましい。
- ・PASCAL-SP では、日本機械学会維持規格[20]の解の他、ASME B&PV Code Section XI [30]の解、高アスペクト比亀裂の応力拡大係数解[29]、重み関数法[30]等を用いて、応力拡大係数を算出することができる。

2.3-6 J 積分及び J 積分の変動範囲 ΔJ

【本文】

地震荷重が十分大きく、小規模降伏条件を超える場合、評価対象とする配管の幾何形状、配管の材料特性、負荷条件、亀裂の種類を踏まえて、亀裂進展評価に用いる J 積分を算出する。また、地震時亀裂進展評価で用いる J 積分の変動範囲 (ΔJ) については、地震荷重及び亀裂の開閉口挙動等を考慮して算出する。J 積分及び ΔJ は、亀裂進展に伴って亀裂の寸法や形状が変化する場合においても、この変化を反映し正しく算出しなければならない。使用する J 積分の適用範囲を超える場合は、その影響を確認すること。

【解説】

- ・配管における周方向半楕円表面亀裂に対して、内圧及び曲げモーメントが作用する場合の J 積分評価手法が提案されている[32]。
- ・配管における周方向扇形表面亀裂に対して、曲げモーメントが作用する場合の J 積分評価手法が提案されている。[33]
- ・配管における周方向貫通亀裂に対して、軸方向引張応力と曲げモーメントが作用する場合の J 積分評価手法が提案されている。[34]
- ・J 積分から ΔJ を算出する手法について、例えば三浦ら[27]の手法がある。また、亀裂開閉口挙動を考慮した ΔJ の算出手法が、JAEA によって、以下のように提案されている[35]。

$$\Delta J_i = \frac{\Delta K^2(1-\nu^2)}{E} + \left\{ (J_{\max,i} - \text{MAX}(J_{\max,i-1})) + J_R \frac{1}{R_{OP,i}} \right\} \quad (9)$$

ここで、 ΔJ_i は i 番目の応力サイクルにおける J 積分の変動範囲であり、 ΔK は応力拡大係数の変動範囲、 ν はポアソン比、 E はヤング率である。また、 $J_{\max,i}$ は i 番目の応力サイクルにおける J 積分の最大値、 $\text{MAX}(J_{\max,i-1})$ は i-1 番目までの応力サイクルにおける J 積分の最大値、 J_R は最小応力の絶対値を用いて算出される J 積分である。 R_{OP} は、亀裂開閉口挙動を考慮した応力比であり、亀裂が開口する際の応力 σ_{op} と最大応力 σ_{\max} の比 ($\sigma_{op}/\sigma_{\max}$) で表される値である。亀裂が開口している応力範囲でのみ亀裂が進展することを踏まえ、亀裂進展に有効な ΔJ を求めるために R_{OP} が考慮される。この R_{OP} に関して、負荷の大きさに応じた評価についての検討がなされている[36]。上式は、これら亀裂開閉口挙動に関する検討を踏まえ、負荷の大きさに応じた R_{OP} を用いて、 ΔJ を算出するものである。

- ・PASCAL-SP では、J 積分や亀裂開閉口挙動を考慮した ΔJ を用いて、地震時の亀裂進展評価を行うことができる。

2.4 損傷評価

2.4-1 負荷条件

【本文】

内圧、自重や地震荷重等、適切な負荷条件を設定して損傷評価を行う。

2.4-2 損傷評価法の選定

【本文】

配管が機能限界に達した場合を損傷とする。損傷のモードとして、亀裂貫通、漏えい、あるいは破断がある。表面亀裂の亀裂深さが板厚に達する場合を貫通、内部の冷却水や水蒸気等が漏えいする場合を漏えい、極限荷重評価法等の破壊評価基準を満足する場合を破断とする。

【解説】

- ・配管が有する圧力バウンダリとしての機能が失われる損傷状態は、主に亀裂の進展による貫通、貫通による冷却水等の漏えい、極限荷重評価法等の破壊評価基準を満たす場合の破断の状態に分類される。
- ・ユーザーは、目的に応じて、配管の機能が失われる損傷状態を定め、それに対応した損傷評価法を選定する必要がある。

2.4-3 貫通評価

【本文】

表面亀裂の深さが板厚に達する場合を貫通とする。

【解説】

- ・板厚に対する亀裂深さの比が1となる場合は貫通となるが、日本機械学会維持規格[20]の応力拡大係数の適用範囲や保守性を考慮して、板厚に対する亀裂深さの比が0.8のときに貫通とみなす場合がある。PASCAL-SPでは、貫通と判定する際の板厚に対する亀裂深さの比を設定することができるため、これを1.0に近い値とすると実力評価に基づく貫通の判定、0.8等の1.0未満の値とすると保守性を考慮した貫通の判定を行うことができる。

2.4-4 漏えい評価

【本文】

亀裂が貫通することにより、内部の冷却水や水蒸気等が漏えいすることとなる。また、検知可能な漏えい量に達する場合を漏えい検知とする。

【解説】

- ・漏えい量を評価する代表的な手法として、Harrisの手法[37]、日本機械学会配管破損防護設計規格に示される手法[38]等が挙げられる。
- ・PASCAL-SPでは、Harrisの手法[37]、日本機械学会配管破損防護設計規格に示され

る手法[38]を選択することができる。また、漏えい検知可能な漏えい量を設定することができる。

2.4-5 破壊評価

【本文】

評価対象配管に対して適切な破壊評価法を用いて破壊評価を実施し、負荷応力が破壊評価法による許容応力を超える場合は、破断と判定する。フェライト鋼配管の場合は弾塑性破壊力学評価法等、オーステナイト系ステンレス鋼配管の場合は、亀裂の存在位置や溶接方法等に応じて、母材は極限荷重評価法、溶接部では弾塑性破壊力学評価法、ニッケル合金溶接部の場合は極限荷重評価法等を用いてもよい。

弾塑性破壊力学評価法の場合は Z 係数を管の種類、溶接部材料、溶接方法、呼び径に応じて算出する。

【解説】

- ・例えば、日本機械学会維持規格[20]の解説（解説 3-1-16, 図 2）には、管の破壊評価法として、オーステナイト系ステンレス鋼配管及びフェライト鋼配管について、亀裂が存在する位置、材料等により破壊評価法を選択する際の流れが示されている。また、「添付 E-9 弾塑性破壊評価法」では、Z 係数に基づく弾塑性破壊力学評価法及び管の種類、溶接部材料、溶接方法、呼び径を考慮した Z 係数の算出方法が示されている。また、維持規格事例規格には、ニッケル合金溶接部における極限荷重評価法の適用について規定されている。
- ・亀裂寸法が小さい配管において発生し得る配管の扁平化を考慮できるように、極限荷重評価法を改良した破壊評価法がある[39]。
- ・破壊評価に係る材料特性については不確実さを考慮することが望ましい。材料特性の不確実さに関するデータを有している場合は、適切な分布形によりモデル化してもよい。材料特性の不確実さに関するデータを有していない場合は、原子力発電所に対する地震を起因とした確率論的リスク評価に関する実施基準[10]の CE.8 のフラジリティ評価例における引張強さの不確実さの評価の考え方を参考に設定することができる。
- ・PASCAL-SP では、極限荷重評価法、Z 係数に基づく弾塑性破壊力学評価法、2 パラメータ評価法等の破壊評価法を用いることができる。また、流動応力等の材料特性の不確実さを考慮することができる。

2.5 非破壊検査による亀裂検出

【本文】

供用前や供用中の非破壊検査による亀裂の検出を考慮してもよい。また、その際には亀裂の検出確率を考慮するのが望ましい。

【解説】

- ・評価対象配管の材料、経年事象、検査チームの熟練度等を考慮して、非破壊検査による亀裂検出確率を評価するモデルとして、NUREG/CR-6986 のモデルがある[41]。
- ・非破壊検査によって亀裂が検出され、取替の措置を実施した配管を対象に、「4 亀裂や減肉を有しない配管」に基づく地震荷重を考慮した損傷確率の評価を行ってもよい。

2.6 損傷確率

【本文】

評価対象配管について、考慮すべき経年事象や地震荷重、並びに影響因子の不確かさ等を考慮し、モンテカルロ法等の確率論的計算手法を用いて、損傷確率を評価する。

【解説】

- ・確率論的計算手法としては、モンテカルロ法、ラテン超方格法等がある[42]。
- ・モンテカルロ法は疑似乱数を用いて損傷確率を計算する手法である。影響因子の不確かさを表現するため、疑似乱数で生成する複数の配管サンプルを評価対象とし、それぞれの配管サンプルについて、経年事象による亀裂の発生や進展、損傷等の評価を行う。そして、評価対象とする全配管サンプルに対して、損傷に至る配管サンプルが占める割合を損傷確率として求める。この疑似乱数を用いて影響因子の確率分布を再現しながら複数の配管をサンプリングして損傷確率を求める手法は、PFM解析でよく用いられる。
- ・原子力発電所の地震を起因とした確率論的リスク評価に関する実施基準[10]では、脆弱性を評価するに当たり、不確かさを認識論的不確かさと偶然的な不確かさに分類し、信頼度ごとの損傷確率が算出されている。
- ・高速モンテカルロ法的一种として、影響因子が分布する範囲を階層分割し、各階層からくまなく影響因子のサンプルを生成する階層別モンテカルロ法がある。また、認識論的不確かさ及び偶然的な不確かさの両方の不確かさを考慮して、効率的に損傷確率を計算するサンプリング方法として、ラテン超方格法等がある。
- ・PASCAL-SPでは、モンテカルロ法、ラテン超方格法等を用いて、損傷確率とその信頼度を評価できる。

3. 減肉を有する配管

3.1 経年事象の選定

【本文】

評価対象配管において、考慮すべき経年事象を選定する。フェライト鋼配管では、配管の幾何形状及び運転環境等に起因する配管減肉を考慮すべき経年事象として検討する。本評価要領では、PWR 及び BWR における FAC による配管の局部減肉や全面減肉を経年事象として選定する。

3.2 減肉量の評価

【本文】

評価対象配管に対し、材料、環境等を考慮して、減肉率や減肉量を評価する。

【解説】

- ・減肉量は、一般的に板厚の減少量で表され、減肉率が経過時間によらず一定である場合には減肉率と経過時間の積により求められ、減肉率が時間の関数の場合には減肉率の時間積分により求められる。
- ・Kastner の減肉率評価モデル[44]では、減肉率は流速、pH 値、温度、時間等の関数として表される。
- ・日本機械学会 PWR 減肉管理規格[4]及び日本機械学会 BWR 減肉管理規格[5]に、国内の軽水炉環境における減肉データの例が整理されている。
- ・原子力発電所では、配管減肉の顕著な部位等を対象に、減肉量等について測定や管理等が行われている。これらの測定データに対して統計処理を行うこと等により、減肉率に関する確率論的評価モデルを構築することが可能な場合が多い。
- ・日本機械学会 BWR 減肉管理規格[5]の減肉率データに基づき、減肉率の確率論的評価モデル例が提案されている[43]。
- ・PASCAL-EC では、Kastner の減肉率評価モデル[44]、JAEA の減肉率の確率論的評価モデル[43]やユーザーが減肉量測定データを基に構築した減肉率に関する確率論的評価モデル等を用いることができる。

3.3 損傷評価

3.3-1 負荷条件

【本文】

配管がプラント運転中に受ける内圧、自重や地震荷重等、適切な負荷条件を考慮して損傷評価を行う。

【解説】

- ・減肉の存在が配管の振動特性に与える影響を無視できないため、配管減肉が存在する場合の地震荷重については、減肉量や減肉している部位等を適切に考慮したモデルを対象に地震応答解析を行って求める必要がある[8]。配管減肉が存在する場合の

地震応答解析手法として、簡易手法[9]を用いてもよい。

3.3-2 損傷評価法の選定

【本文】

配管が機能限界に達した場合を損傷とする。損傷のモードとして、減肉による板厚の貫通、あるいは破断がある。減肉部の最深点が板厚に達する場合を貫通、極限荷重評価法等の破壊評価基準を満たす場合を破断とする。

地震荷重の最大値による破壊だけではなく、地震による繰返し荷重に起因するラチェットや内圧によるバースト破壊等についても考慮する。

【解説】

- ・本要領では、配管が有する圧力バウンダリとしての機能が失われる損傷状態は、主に減肉の進展による貫通、貫通による冷却水等の漏えい、破壊評価基準を満たす場合の破断の状態に分類される。
- ・ユーザーは、目的に応じて、配管の機能が失われる損傷状態を定め、それに対応した損傷評価法を選定する必要がある。

3.3-3 貫通評価

【本文】

減肉深さが板厚に達する場合を貫通とする。

【解説】

- ・PASCAL-EC では、貫通と判定する際の板厚に対する減肉深さの比を設定することができるため、これを 1.0 とすると実力評価に基づく貫通の判定、1.0 未満とすると保守性を考慮した貫通の判定を行うことができる。

3.3-4 破壊評価

【本文】

評価対象配管に対して適切な破壊評価法を用いて破壊評価を実施し、負荷応力が破壊評価手法による許容応力を超える場合は、破断と判定する。

【解説】

- ・直管以外のエルボ管等を評価対象とする場合は、負荷応力について、設計・建設規格[40]における応力係数の考え方にに基づき補正を行ってもよい。
- ・局部減肉や全面減肉を評価対象とする場合は、Miyazaki らによって提案された実断面応力破壊クライテリア[45][46]を破壊評価法として用いてもよい。
- ・地震による繰返し荷重を考慮した破壊評価を行う場合は、直管、エルボ管、T字管、レデューサ等の評価対象部位を鑑み、NUPEC により提案された疲労寿命線図、又は Uesaka らにより提案された疲労寿命線図[47]を用いてもよい。また、ラチェット変形を考慮しない条件により得られた疲労寿命線図を用いる場合は、疲労寿命線図か

ら求められる繰返し荷重による疲労損傷とラチェット変形に基づく塑性ひずみの累積による延性消耗の両方を考慮した破壊評価を行う必要がある。

- ・破壊評価に係る引張強さや疲労寿命線図等については、材料特性の不確かさを考慮することが望ましい。
- ・内圧を考慮した減肉配管のバースト破壊評価を行う場合は、Wesley の破壊クライテリア[48]を用いてもよい。
- ・PASCAL-EC では、地震荷重の最大値を考慮し、Miyazaki らの実断面応力破壊クライテリア[45]や多軸応力場における真破断延性による破壊クライテリア[46]等の破壊評価手法による破壊評価を行うことができる。また、地震による繰返し荷重を考慮し、NUPEC の疲労寿命線図や Uesaka らの疲労寿命線図[47]等の破壊評価手法による破壊評価を行うこともできる。さらに、内圧を考慮して、Wesley の破壊クライテリア[48]を用いてバースト破壊評価を行うことができる。

3.4 損傷確率

【本文】

評価対象配管について、考慮すべき経年事象や地震荷重、並びに影響因子の不確かさ等を考慮し、モンテカルロ法等の確率論的計算手法を用いて、損傷確率を評価する。

【解説】

- ・確率論的計算手法としては、モンテカルロ法や階層別モンテカルロ法等の手法がある。
- ・モンテカルロ法を用いて損傷確率を計算する場合は、影響因子の不確かさを表現するうえで必要な多くの配管サンプルを評価対象とし、それぞれの配管サンプルについて、経年事象による減肉の進展や損傷等の評価を行う。そして、評価対象とする全配管サンプルに対して、損傷に至る配管サンプルが占める割合を損傷確率として求める。
- ・PASCAL-EC では、モンテカルロ法やラテン超方格法等の確率論的計算手法を用いて損傷確率とその信頼度を評価できる。

4. 亀裂や減肉を有しない配管

4.1 損傷評価

4.1-1 負荷条件

【本文】

内圧、自重や地震荷重等、適切な負荷条件を考慮して損傷評価を行う。

4.1-2 損傷評価法の選定

【本文】

亀裂や減肉を有しない配管については、原子力発電所に対する地震を起因とした確率論的リスク評価に関する実施基準[10]に示されている損傷評価法を用いて損傷評価を実施してもよい。

【解説】

- ・ 亀裂や減肉を有しない配管を対象とする地震荷重を考慮した損傷評価法については、原子力発電所に対する地震を起因とした確率論的リスク評価に関する実施基準[10]に示されており、これらの損傷評価法を用いて損傷評価を実施してもよい。

5. 地震フラジリティ評価

5.1 評価手法

【本文】

配管の損傷確率を異なる地震動強さ比率に対して算出する。得られた異なる地震動強さ比率ごとの損傷確率を用いて、ある評価時期における地震動強さ比率と損傷確率の関係、すなわち地震フラジリティ曲線を得る。

【解説】

- ・ 第2章から第4章までの手順に従うと、それぞれ亀裂を有する配管の損傷確率、配管減肉を有する配管の損傷確率、亀裂や配管減肉を有しない配管の損傷確率を得ることができる。亀裂発生前の配管や非破壊検査によって亀裂や配管減肉が検出され取替の措置が実施された亀裂や配管減肉を有しない配管サンプルと亀裂や配管減肉を有する配管サンプルの両方が存在し得る場合に関しては、必要に応じて、これらの損傷確率を組み合わせ、評価対象とする配管の損傷確率を求める。これにより、図11左図に示すように、異なる地震動強さごとの損傷確率の経年に伴う推移が得られる。この関係から、図11右図に示すように、異なる評価時期における地震動強さ比率と損傷確率の関係、すなわち地震フラジリティ曲線が得られる。経年事象を考慮することにより、供用年数の増加に伴い、地震フラジリティ曲線は上昇する。

5.2 不確かさの取扱

【本文】

確率変数の不確かさを認識論的不確かさ若しくは偶然的な不確かさに分類し、推定さ

れる不確実さの程度を確率分布としてモデル化し取り扱う。

【解説】

- ・原子力規制委員会の「実用発電用原子炉の安全性向上評価に関する運用ガイド」[49]では、「確率論的リスク評価実施手法の例」が参考資料として示されている。例えば、地震フラジリティ評価等の段階では、認識論的不確実さと偶然的不確実さを区別することとしている。
- ・xLPR においては、認識論的不確実さを有する確率変数として亀裂の発生時刻等が挙げられている。また、偶然的不確実さを有する確率変数として、発生亀裂の寸法や亀裂進展速度評価モデルのパラメータ等が挙げられている。
- ・原子力発電所に対する地震を起因とした確率論的リスク評価に関する実施基準[10]の附属書 BO には、認識論的不確実さと偶然的不確実さの分類を含む不確実さの分析を行う際の参考資料が示されている。例えば偶然的不確実さとしては試験データの不確実さなどが挙げられ、認識論的不確実さとしては評価式の不確実さや試験データの不十分さによる不確実さなどが挙げられている。
- ・原子力発電所に対する地震を起因とした確率論的リスク評価に関する実施基準[10]の考え方を参考に、確率変数が有する不確実さ β は、認識論的不確実さ β_u 及び偶然的不確実さ β_r により以下の式で表すことができる。

$$\beta = \sqrt{\beta_u^2 + \beta_r^2} \quad (10)$$

- ・PASCAL-SP 及び PASCAL-EC では、すべての確率変数の不確実さについて、認識論的不確実さ若しくは偶然的不確実さのいずれかに分類することができる。また、不確実さの程度を正規分布若しくは対数正規分布でモデル化する確率変数については、原子力発電所に対する地震を起因とした確率論的リスク評価に関する実施基準[10]の考え方を参考に、認識論的不確実さと偶然的不確実さの両方の不確実さを有する確率変数として取扱うことができる。
- ・PASCAL-SP 及び PASCAL-EC では、偶然的不確実さを考慮した損傷確率評価のためにモンテカルロ法や階層別モンテカルロ法を、認識論的不確実さを考慮した信頼度評価のためにラテンハイパーキューブ法を適用する。

5.3 信頼度

【本文】

損傷確率の評価においては、考慮する各確率変数の不確実さを認識論的不確実さ及び偶然的不確実さに分類して、認識論的不確実さを考慮した信頼度評価を行う。

【解説】

- ・原子力発電所の地震を起因とした確率論的リスク評価に関する実施基準[10]では、

信頼度の評価が行われている。また、フラジリティ評価結果を用いて耐震裕度評価を行う場合の指標として、高信頼度低損傷確率（High-Confident and Low-Probability of Failure, HCLPF）がある。HCLPFは、高い信頼度かつ低い損傷確率に対応する耐力を地震動強さで表す評価指標であり、95%信頼度フラジリティ曲線の5%損傷確率に対応する地震動強さを用いる例がある[50]。

- ・原子力規制委員会の「実用発電用原子炉の安全性向上評価に関する運用ガイド」[49]では、「安全裕度評価実施手法の例」が参考資料として示されている。例えば、地震に係る安全裕度評価に関連し、「設計応答値及び設計耐力値を用いる場合には、その信頼度を明確にする。更に、クリフエッジ・エフェクトの値の信頼度（例えば、95%信頼度の5%損傷確率等）には、偶然的不確実さ及び認識論的不確実さを考慮する。」としている。
- ・PASCAL-SP及びPASCAL-ECでは、確率変数の不確実さの分類に基づき、確率変数を二重ループでサンプリングすることにより信頼度評価を実現しており、内側のループで偶然的不確実さに係る確率変数をサンプリングし、外側のループで認識論的不確実さに係る確率変数をサンプリングしている。また、HCLPFを評価指標とした安全裕度評価が可能である。

5.4 計算精度

【本文】

計算された損傷確率に対して、モンテカルロ法のサンプリング数やモンテカルロ法の計算により損傷と判定された配管サンプル数が十分な数であること等を確認する。

【解説】

- ・例えば、Sallaberryら[51]は、結果が収束するのに十分なサンプル数かどうかを検討する方法として、ブートストラップ法等により解析結果の信頼区間を確認する方法を挙げている。また、サンプリング数を変えた感度解析を実施し、サンプリング数の損傷確率への影響を確認する方法がある。
- ・認識論的不確実さに関するループのサンプリング方法については、ラテン超方格法とモンテカルロ法があるが、同数のサンプリング数で比較すると、ラテン超方格法の方が計算精度が高い。

6. 解析コード

6.1 解析コード

【本文】

亀裂を有する配管を対象に地震フラジリティを評価することが可能な PFM 解析コードとしては PASCAL-SP、減肉を有する配管を対象に地震フラジリティを評価することが可能な解析コードとしては PASCAL-EC 等の解析コードがある。これら以外の PFM 解析コードであっても、評価対象とする配管や経年事象を考慮可能で、かつ本要領が定める手順に基づき地震を起因とした損傷確率を算出できるものであれば、経年配管を対象とした地震フラジリティ評価が可能である。

【解説】

- ・ PASCAL-SP(PFM Analysis of Structural Components in Aging LWR - Stress Corrosion Cracking at Welded Joints of Piping)は、PFM に基づく、亀裂を有する配管の損傷確率や地震フラジリティの評価に関する評価解析コードである[52]。PASCAL-SP は、SCC や疲労等の経年事象による亀裂の発生や進展、地震荷重による亀裂進展や破壊評価等を考慮することができる。国内知見を反映した各影響因子の確率論的評価モデル、及び解析精度を向上させる評価モデルや評価手法が導入されている。
- ・ PASCAL-EC(PFM Analysis of Structural Components in Aging LWR - Erosion Corrosion)は減肉配管の損傷確率や地震フラジリティの評価に関する評価解析コードである[53]。PASCAL-EC は、フェライト鋼配管が FAC により減肉した場合の損傷確率をモンテカルロ法により評価することができる。減肉率や破壊評価法等に関する国内知見・データを反映した確率論的評価モデルが導入されている。

6.2 解析コードの検証

【本文】

PFM 解析コードを用いて損傷確率や地震フラジリティを評価する場合は、解析コードの検証を行う必要がある。

【解説】

- ・ PFM 解析コードは、損傷が発生していない対象も含めて損傷確率を評価しているため、決定論的評価解析コードと異なり、試験結果との比較による妥当性確認は困難である。そのため、解析コードの検証として、確率変数のサンプリング結果が理論値と一致することを確認するとともに、亀裂や配管減肉の進展評価、破壊評価等の機能が正しく動作していることを確認する必要がある。また、異なる解析コードを用いて共通的な問題を対象にベンチマーク解析を行うことは有効な検証手段である[54][55]。

参考文献

- [1] 笠原直人, 林眞琴, “原子炉構造物の熱疲労に関する研究の現状と課題”, 日本機械学会論文集 A 編, Vol.78, No.789, pp.583-598, (2012).
- [2] 経済産業省原子力安全・保安院, “原子炉再循環系配管に係わる健全性評価方法について”, 平成 16 年 8 月 10 日
- [3] T.Nakamura, K.Taniguchi, et al., “Stress Corrosion Cracking in Welds of Reactor Vessel Nozzle at Ohi-3 and of other Vessel’s Nozzle at Japan’s PWR Plants”, PVP2009-77344, 2009 ASME Pressure Vessels and Piping Conference, (2009).
- [4] 一般社団法人日本機械学会, “発電用設備規格加圧水型原子力発電所配管減肉管理に関する技術規格 (2006 年版)”, JSME S NG1-2006, (2006).
- [5] 一般社団法人日本機械学会, “発電用設備規格沸騰水型原子力発電所配管減肉管理に関する技術規格 (2006 年版)”, JSME S NH1-2006, (2006).
- [6] 一般社団法人日本電気協会, “原子力発電所耐震設計技術指針”, JEAG4601-1987, (1987).
- [7] 独立行政法人原子力安全基盤機構, “平成 18 年度 原子力施設等の耐震性評価技術に関する試験及び調査 経年設備耐震その 1 (配管) に係る報告書”, 平成 19 年 10 月
- [8] 宮道秀樹, 上坂昌生, 山崎淳一, 小島信之, 野村浩史, “原子力発電プラントにおける減肉配管の耐震安全性の簡易評価手法に関する研究”, Dynamics & Design Conference 2013, (2013).
- [9] A. Nishida, N. Ebine and Y. Li, “A study on the applicability of the simple evaluation methods for response stress of thinning piping against ground motion”, PVP2016-16071, 2016 ASME Pressure Vessels and Piping Conference, (2016).
- [10] 一般社団法人日本原子力学会, “原子力発電所の地震を起因とした確率論的安全評価実施基準: 2015”, AESJ-SC-P006:2015, (2015).
- [11] M.A.Khaleel and F.A.Simonen, “Evaluations of Structural Failure Probabilities and Candidate Inservice Inspection Programs”, NUREG/CR-6986, PNNL-13810, (2009).
- [12] D.O.Harris, E.Y.Lim and D.D.Dedhia, “Probability of Pipe Fracture in the Primary Coolant Loop of a PWR Plant”, NUREG/CR-2189, (1981).
- [13] D. O. Harris and D. D. Dedhia, “WinPRAISE 98 PRAISE Code in Windows”, Technical Report TR-98-4-1, Engineering Mechanics Technology, Inc., (1998).
- [14] H.Machida, “Reliability Assessment of PLR Piping Based on Domestic SCC Data”, PVP2007-26059, 2007 ASME Pressure Vessels and Piping Division Conference, (2007).
- [15] H. Machida, N. Yamashita, “Effect of Crack Detection Performance and Sizing Accuracy on Reliability of Piping with Stress Corrosion Cracks,” PVP2008-61017, 2008 ASME Pressure Vessels and Piping Division Conference, (2008).
- [16] Y.Li, K.Osakabe, G.Katsumata, J.Katsuyama, K.Onizawa, S.Yoshimura, “Benchmark Analysis on Probabilistic Fracture Mechanics Analysis Codes Concerning Multiple Cracks

- and Crack Initiation in Aged Piping of Nuclear Power Plants", PVP2014-28513, 2014 ASME Pressure Vessels and Piping Division Conference, (2014).
- [17]D.Rudland, C.Harrington and R Dingreville, "Development of the Extremely Low Probability of Rupture (xLPR) Version 2.0 Code", PVP2015-45134, 2015 ASME Pressure Vessels and Piping Division Conference, (2015).
- [18]Claude Amzallag, Son Le Hong, Claude Pages and Angel Gelpi, "Stress Corrosion Life Assessment of Alloy 600 PWR Components", Ninth International Symposium on Environmental Degradation of Materials in Nuclear Power Systems – Water Reactors, The Minerals, Metals & Materials Society, (1999).
- [19]宇田川誠, 勝山仁哉, 鬼沢邦雄, "Ni 基合金異材溶接部に対する確率論的破壊力学解析コード PASCAL-NP の使用手引き", JAEA-Data/Code 2013-013, (2013).
- [20]一般社団法人日本機械学会, "発電用原子力設備規格 維持規格 (2012 年版)", JSME S NA1-2012, (2012).
- [21]独立行政法人原子力安全基盤機構, "低炭素ステンレス鋼の低き裂進展速度領域線図の検証に関する報告書", 11 原高報-0010, (2012)
- [22]一般社団法人日本機械学会, "発電用原子力設備規格維持規格 (2008 年版) JSME S NA1-2008 【事例規格】ニッケル合金の PWR 一次系水質環境中の SCC 進展速度", JSME S NA-CC-006, (2010).
- [23]一般社団法人日本機械学会, "発電用原子力設備規格維持規格 (2008 年版) JSME S NA1-2008 【事例規格】ニッケル合金の PWR 一次系水質環境中の疲労亀裂進展速度", JSME S NA-CC-004, (2009).
- [24]Y.Nomura, K.Sakaguchi and H.Kanasaki, "Fatigue Crack Growth Rate Curve for Nickel Based Alloys in PWR Environment", PVP2007-26186, 2007 ASME Pressure Vessels and Piping Division Conference, (2007).
- [25]Y. Yamaguchi, J. Katsuyama, Y. Li, K. Onizawa," Crack Growth Evaluation for Cracked Carbon and Stainless Steel Pipes Under Large Seismic Cyclic Loading", PVP2015-45834, 2015 ASME Pressure Vessels and Piping Division Conference, (2015).
- [26]Y. Yamaguchi, J. Katsuyama, Y. Li, K. Onizawa, "Evaluation of Excessive Loading Effect on Fatigue Crack Growth Behavior Based on Crack Blunting and Stress Distribution in Front of the Crack Tip", PVP2013-97939, 2013 ASME Pressure Vessels and Piping Division Conference, (2013).
- [27]三浦直樹, 藤岡照高, 鹿島光一, 宮崎克雅, 菅野智, 石渡雅幸, "き裂を有する配管の動的破壊評価法の開発", 電力中央研究所報告 T47, (1997).
- [28]Standard Test Method for Measurement of Fatigue Crack Growth Rates, ASTM E647-15e1, ASTM international, West Conshohocken, PA, USA (2015).
- [29]Y.Li and K.Hasegawa, "Development of Stress Intensity Factors for Deep Surface Cracks in Pipes and Plates", PVP2015-45048, 2015 ASME Pressure Vessels and Piping Conference,

- (2015).
- [30] ASME Boiler and Pressure Vessel Code, Section XI, Rules for Inservice Inspection of Nuclear Power Plant Components, BPVC-XI-2019, Division 1, American Society of Mechanical Engineers, New York, (2019).
- [31] Y. Li, H. Itoh, K. Hasegawa, S. X. Xu and D. A. Scarth, “Weight Function Method With Segment-Wise Polynomial Interpolation to Calculate Stress Intensity Factors for Complicated Stress Distributions”, PVP2012-78719, 2012 ASME Pressure Vessels and Piping Conference, (2012).
- [32] M. Udagawa, J. Katsuyama, Y. Yamaguchi, Y. Li and K. Onizawa, “Development of J-Integral Solutions for Semi-Elliptical Circumferential Cracked Pipes Subjected to Internal Pressure and Bending Moment”, PVP2015-45763, 2015 ASME Pressure Vessels and Piping Conference, (2015).
- [33] A. Zahoor, “Ductile Fracture Handbook Volume 2”, EPRI NP-6301-D (1990)
- [34] A. Zahoor, “Ductile Fracture Handbook Volume 1”, EPRI NP-6301-D (1989)
- [35] 山口義仁, 李銀生, 杉野英治, 勝山仁哉, 鬼沢邦雄, “弾塑性破壊力学パラメータに基づく繰返し過大荷重による配管材のき裂進展評価法の提案, 日本機械学会論文集(A編), 77 巻, 777 号, 685-689 (2011).
- [36] Y. Yamaguchi, K. Hasegawa and Y. Li, Fatigue crack growth for ferritic steel under negative stress ratio, Proceedings of the ASME 2018 Pressure Vessels and Piping Conference, PVP2018, PVP2018-84961 (2018)
- [37] D.O.Harris, D.Dedhia, S.C.Lu, “Theoretical and User’s Manual for pc-PRAISE, A Probabilistic Fracture Mechanics Computer Code for Piping Reliability Analysis”, NUREG/CR-5864, UCRL-ID-109798, (1992).
- [38] 一般社団法人日本機械学会, “発電用原子力設備規格配管破損防護設計規格”, JSME S ND1-2002, (2002).
- [39] H. Machida et al., REVISION OF FLAW EVALUATION METHODS OF PIPES HAVING A CIRCUMFERENTIAL FLAW IN JSME FITNESS-FOR-SERVICE CODES, PVP2014, PVP2014-29053, (2014)
- [40] 一般社団法人日本機械学会, “発電用原子力設備規格設計・建設規格”, JSME S NC1-2012, (2012)
- [41] F.A.Khaleel and F.A.Simonen, “Evaluations of Structural Failure Probabilities and Candidate Inservice Inspection Programs,” NUREG/CR-6986,(2009).
- [42] 吉村忍, 関東康祐 編, “リスク活用のための確率論的破壊力学技術－基礎と応用－”, 一般社団法人日本溶接協会・原子力研究委員会・PFM 小委員会 発行
- [43] 独立行政法人日本原子力研究開発機構, “平成 26 年度 原子力施設等防災対策等委託費（高経年化を考慮した機器・構造物の耐震安全評価手法の高度化）事業 成果報告書”, 平成 27 年 3 月

- [44]W.Kastner and E.Riedle, “Empirische Modell zur Berechnung von Materialabtragen durch Erosionskorrosion” , VGB Kraftwerkstechnik, 66-12, 1023-1029, (1986).
- [45]K.Miyazaki, S.Kanno, M.Ishiwata, K.Hasegawa, S.H.Ahn, K.Ando, “Fracture and general yield for carbon steel pipes with local wall thinning”, Nuclear Engineering and Design 211, 61-68, (2002).
- [46]宮崎克雅, 根布景, 菅野智, 石渡雅幸, 長谷川邦夫, “局部減肉を有する炭素鋼配管の破壊クライテリオン”, 圧力技術, 第 40 巻第 2 号, (2002).
- [47]M.Uesaka, N.Kojima, I.Muroya, H.Nomura, J.Yamazaki, A.Otani, “Investigation on Fatigue Curve against Cyclic Loads of an Earthquake for Piping Components”, PVP2014-28234, 2014 ASME Pressure Vessels and Piping Conference, (2014).
- [48]D.A.Wesley, “Screening Methods for Developing Internal Pressure Capacity for Components in Systems Interfacing with Nuclear Power Plant Reactor Coolant Systems”, NUREG/CR-5862, (1992).
- [49]原子力規制委員会, “実用発電用原子炉の安全性向上評価に関する運用ガイド”, 平成 25 年 11 月 27 日, 原規技発第 1311273 号
- [50]R.J.Budnitz, P. J. Amico, C. A. Cornell, W. J. Hall, R. P. Kennedy. J. W. Reed and M. Shinozuka, An Approach to the Quantification of Seismic Margins in Nuclear Power Plants, NUREG/CR-4334, (1985).
- [51]Cedric J. Sallaberry, *et al*, “Proposed Approach of Scenario Analysis Using a Probabilistic Code”, Proceedings of the ASME 2017 Pressure Vessels and Piping Conference, PVP2017, PVP2017-65989, (2017).
- [52]伊藤裕人, 加藤大輔, 小坂部和也, 西川弘之, 鬼沢邦雄, “原子炉配管溶接部に対する確率論的破壊力学解析コード PASCAL-SP の使用手引き”, JAEA-Data/Code 2009-025, (2010).
- [53]伊藤裕人, 加藤大輔, 鬼沢邦雄, 柴田勝之, “減肉配管構造信頼性解析コード PASCAL-EC の使用手引き”, JAEA-Data/Code 2006-001, (2006).
- [54]Y. Li, H. Itoh, K. Osakabe, K. Onizawa and S. Yoshimura, “Benchmark Analysis and Numerical Investigation on Probabilistic Fracture Mechanical Mechanics Analysis Codes for NPPs Piping”, International Journal of Pressure Vessels and Piping, Vol.99-100, pp.61-68, (2012).
- [55]J.Katsuyama, H.Itoh, Y.Li, K.Osakabe, K.Onizawa and S.Yoshimura, “Benchmark analysis on probabilistic fracture mechanics analysis codes concerning fatigue crack growth in aged piping of nuclear power plants,” International Journal of Pressure Vessels and Piping, Vol.117-118, pp.56-63, (2014).

地震PRAの手順

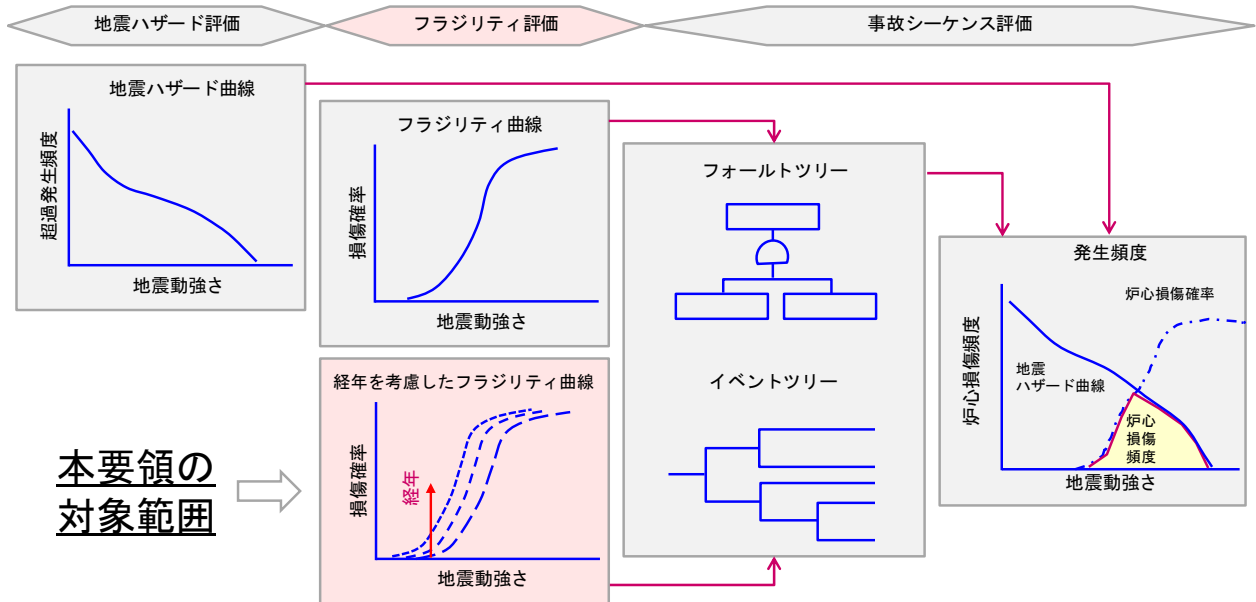


図2 経年配管を対象とした地震フラジリティ評価の位置づけ

表 1 対象とする配管及び経年事象

対象配管	配管形状・部位	対象とする経年事象
フェライト鋼配管	直管やエルボ等	疲労
	直管（オリフィス付近）エルボ管等	FAC による配管減肉
ステンレス鋼配管	直管やエルボ管	疲労
	溶接部	IGSCC
ニッケル合金溶接部 (PWR のみ)	管台	疲労
	管台	PWSCC

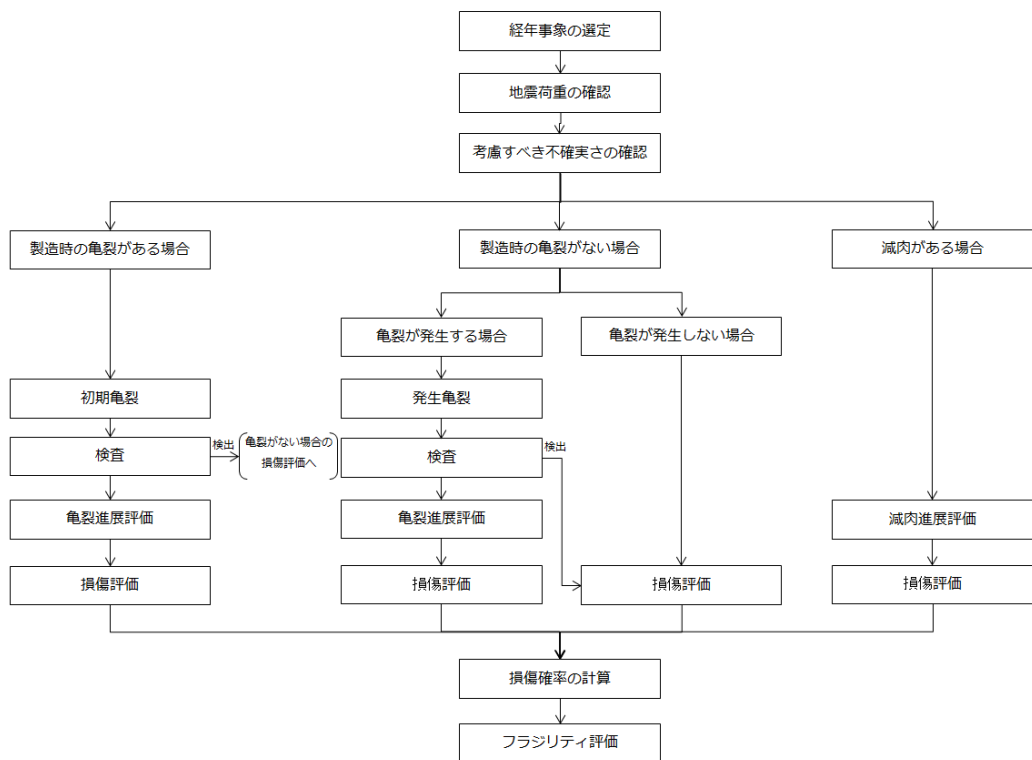


図3 経年配管を対象とした地震フラジリティ評価の流れ

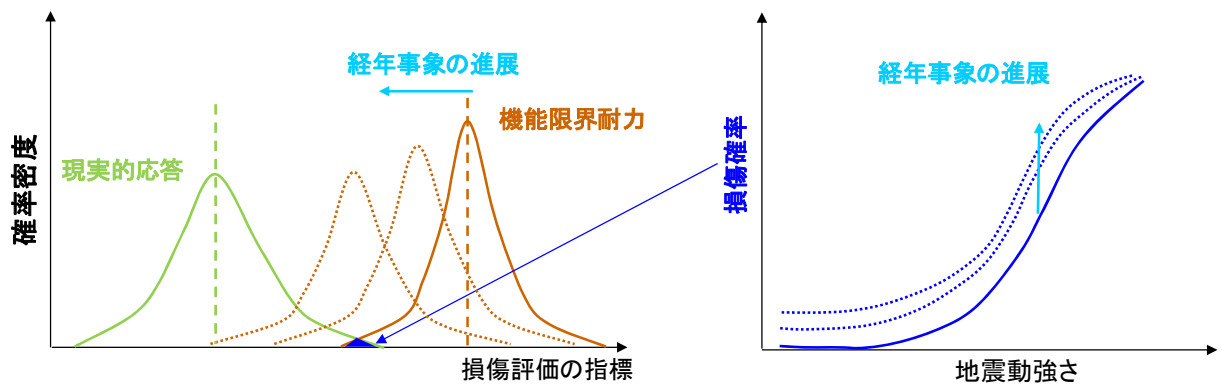


図4 経年事象による亀裂を考慮した損傷確率及び地震フラジリティ評価

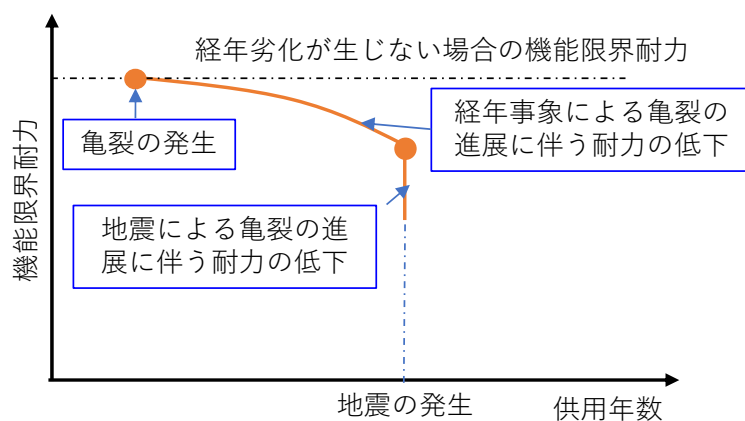


図5 亀裂を有する配管の供用年数の増加に伴う機能限界耐力の低下

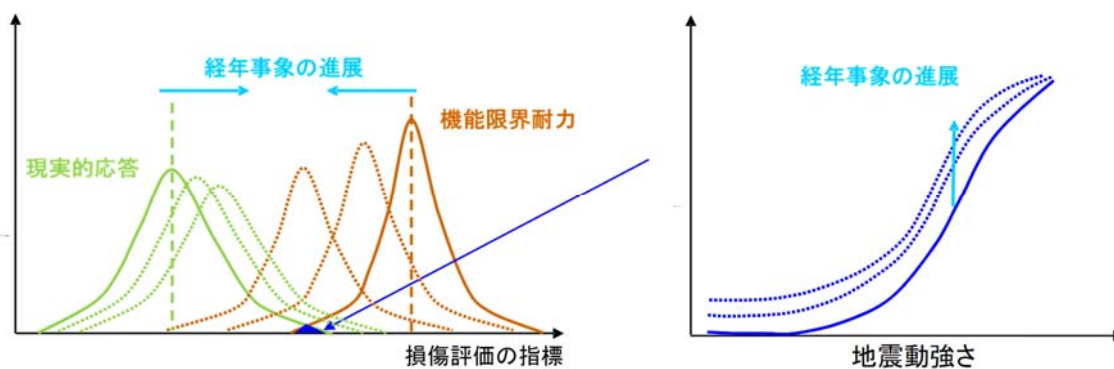


図6 経年事象による減肉を考慮した損傷確率及び地震脆弱性曲線

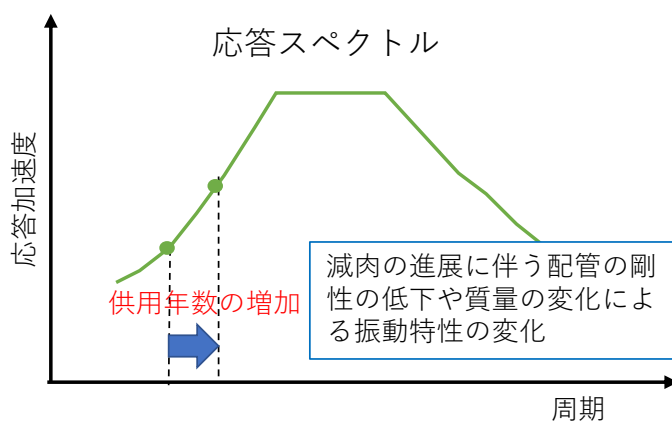


図7 減肉配管の供用年数の増加に伴う配管の振動特性の変化

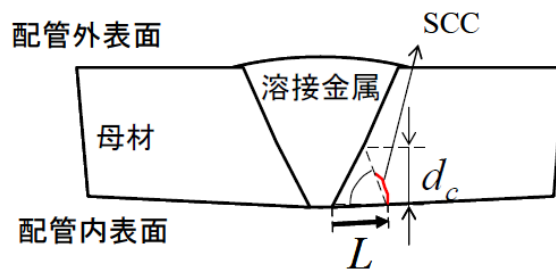


図8 SUS316(LC)配管のSCCの模式図（「原子炉再循環系配管に係わる健全性評価方法について」より引用）

表 2 PASCAL-SP で考慮できる初期亀裂及び発生亀裂の条件

項目	内容
亀裂種類	表面半楕円亀裂
方向	軸方向、周方向
寸法、個数、位置	固定値、あるいは正規分布、対数正規分布、ワイブル分布、指数分布等で表される確率論的評価モデル

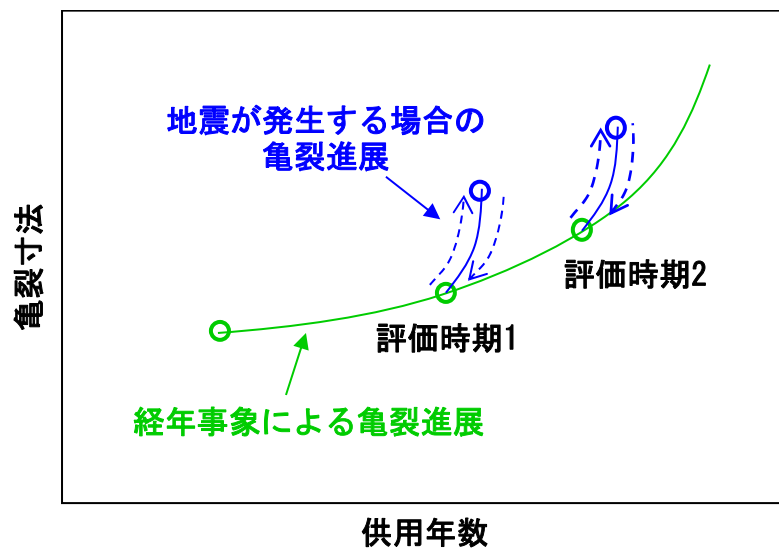


図9 地震脆弱性評価における経年事象を考慮した地震時亀裂進展の模式図

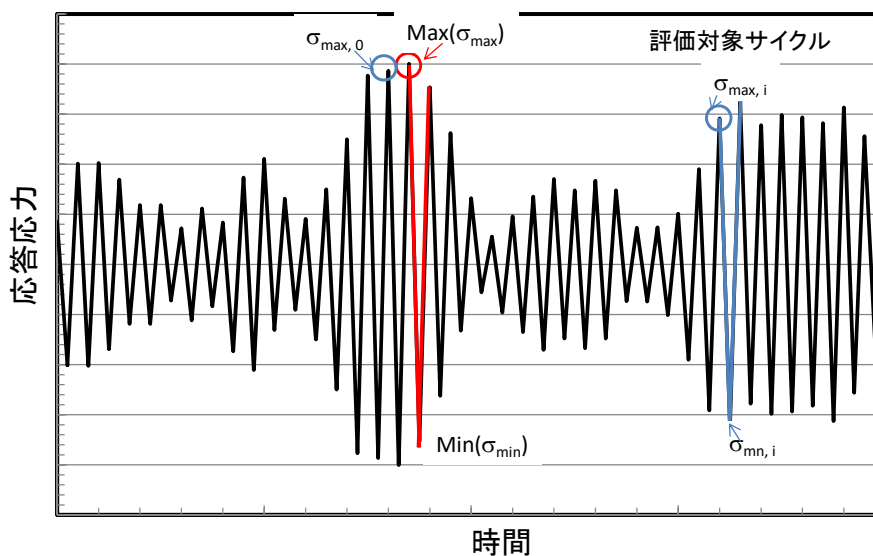


図10 応答応力波形の例

表 3 地震時亀裂進展評価手法で用いる各パラメータの例示

パラメータ	対象材料	値
亀裂進展加速係数： γ'	フェライト鋼	4.0
	オーステナイト系ステンレス鋼	1.8
	ニッケル合金溶接材	4.7
有効塑性域寸法算出係数： p	フェライト鋼	1.07×10^{-2}
	オーステナイト系ステンレス鋼	1.34×10^{-2}
	ニッケル合金溶接材	9.08×10^{-3}
延性亀裂進展則の係数： $C_{ductile}$	フェライト鋼	1200
	オーステナイト系ステンレス鋼	3360
	ニッケル合金溶接材	4520
延性亀裂進展則の係数： $n_{ductile}$	フェライト鋼	0.320
	オーステナイト系ステンレス鋼	0.244
	ニッケル合金溶接材	0.205

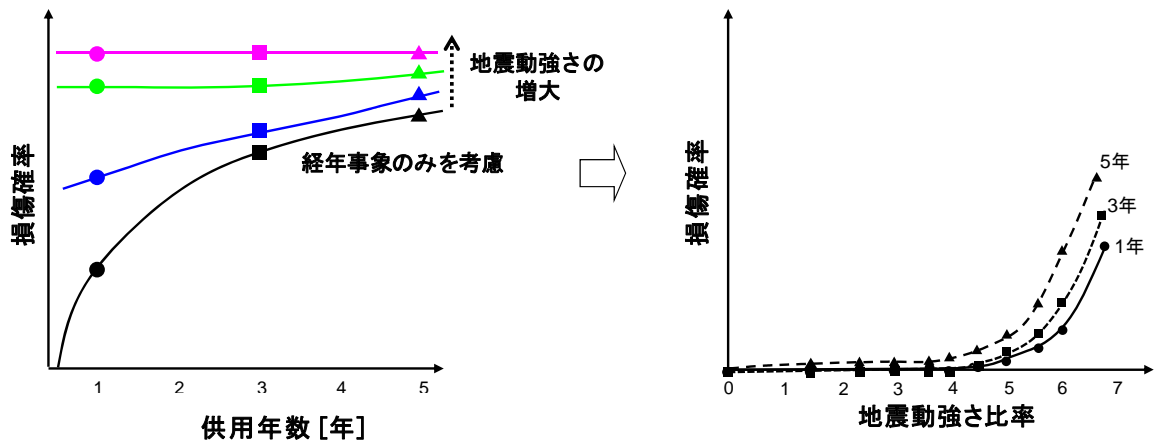


図11 経年に伴う損傷確率から地震フラジリティ曲線を取得する際の概念図

III. 代表的地震フラジリティ評価解析条件

A) 亀裂を有する配管

① 評価ケース概要

ここで、PASCAL-SP を用いた代表的地震フラジリティ評価事例を示す。

代表的な評価ケースを表 4 に示す。材料及び経年事象の組合せは 3 ケースとし、それぞれオーステナイト系ステンレス鋼配管における IGSCC 及び疲労、ニッケル合金異材溶接部における PWSCC 及び疲労、フェライト鋼配管における疲労とする。

オーステナイト系ステンレス鋼配管及びニッケル合金異材溶接部を対象とするケースでは、対象亀裂を発生亀裂とする。材料をフェライト鋼とするケースでは、対象亀裂について製造時の亀裂とする。

これらの条件の組合せにより、計 3 ケースの事例を示す。条件の詳細については後述する。

表 4 評価ケース

評価対象	経年事象	対象亀裂
ステンレス鋼配管	IGSCC 及び疲労	発生亀裂
ニッケル合金異材溶接部	PWSCC 及び疲労	発生亀裂
フェライト鋼配管	疲労	製造時の亀裂

② IGSCC 及び疲労を経年事象として考慮したステンレス鋼配管の場合

(a) 対象配管

評価対象の配管は、PLR 配管のリングヘッドから RPV 入口等で用いられる 300A Sch.100 のオーステナイト系ステンレス鋼配管である。評価対象とする配管に関する解析条件を表 5 に示す。実機のオーステナイト系ステンレス鋼管において、IGSCC による亀裂発生・進展の事例がある。また、過渡事象等に起因する応力によって疲労による亀裂の進展が否定できない。これらより、要領「2.1 経年事象の選定」を踏まえ、対象配管における経年事象として IGSCC 及び疲労を選定した。

表 5 対象配管

対象項目	内容
対象配管	300A Sch.100
外径	318.5 mm
板厚	21.4 mm
内半径	137.85 mm
材質	オーステナイト系ステンレス鋼 SUS316

(b) 対象亀裂

要領「2.2-1 初期亀裂」及び「2.2-2 発生亀裂」を踏まえて、評価対象とする亀裂を選定する。ここでは、IGSCCによる発生亀裂を考慮する。

IGSCCによる亀裂発生モデルを表6に示す。亀裂発生モデルとしては、国内BWRプラントのPLR配管におけるSCC亀裂の検査データに基づく、確率論的評価モデル¹を用いた。亀裂の発生位置は配管溶接継手内表面とし、亀裂形状は維持規格²に基づき、周方向半楕円亀裂としてモデル化した。また、IGSCCによる亀裂の発生位置に関する解析条件を表7に示す。国内BWRプラントのPLR配管における亀裂発生事例を踏まえ、発生初期の亀裂は溶接金属近傍の熱硬化部に位置し、熱硬化部において進展する。亀裂の進展に伴い、亀裂の最深点が溶接金属に進入すれば、亀裂の最深点は溶接金属において進展する。亀裂進展の模式図を図12に示す。亀裂の発生位置については、国内BWRプラントのPLR配管におけるIGSCCによる亀裂の観測データに基づく亀裂位置の確率論的評価モデル^{3,4,5}を用いた。

表6 IGSCCによる亀裂の発生モデル

対象項目	内容
発生時刻 t	対数正規分布に従う確率変数： $f(t) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}\sigma t} \exp\left(-\frac{1}{2}\left(\frac{\ln(t/\mu)}{\sigma}\right)^2\right)$ ただし、 $\mu = 9.21$ 年、 $\sigma = 0.485$
発生直後の亀裂の深さ a	0.5 mm
発生直後の亀裂の半長 c	指数分布に従う確率変数： $f(c) = \lambda \exp(-\lambda c)$ ただし、 $\lambda = 7 \text{ mm}^{-1}$

¹ H. Machida, N. Yamashita, "Effect of Crack Detection Performance and Sizing Accuracy on Reliability of Piping with Stress Corrosion Cracks," PVP2008-61017, 2008 ASME Pressure Vessels and Piping Division Conference, (2008).

² 一般社団法人日本機械学会, "発電用原子力設備規格 維持規格 (2012年版)", JSME S NA1-2012, (2012).

³ 経済産業省原子力安全・保安院, "原子炉再循環系配管に係わる健全性評価方法について", (2004).

⁴ 原子力規制委員会, "実用発電用原子炉及びその附属施設における破壊を引き起こす亀裂その他の欠陥の解釈", 原規技発第1408063号, (2014).

⁵ Y.Li, K.Osakabe, G.Katsumata, J.Katsuyama, K.Onizawa, S.Yoshimura, "Benchmark Analysis on Probabilistic Fracture Mechanics Analysis Codes Concerning Multiple Cracks and Crack Initiation in Aged Piping of Nuclear Power Plants", PVP2014-28513, 2014 ASME Pressure Vessels and Piping Division Conference, (2014).

表 7 発生亀裂の位置

対象項目	内容
溶融境界に達するときの深さ d_c の定義	図 12 に示す
d_c の評価モデル	$d_c = 1.0L + L_n$
亀裂発生位置 L	正規分布に従う確率変数： $f(L) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}\sigma} \exp\left(-\frac{1}{2}\left(\frac{L-\mu}{\sigma}\right)^2\right)$ ただし、 $\mu = 2.246$ mm、 $\sigma = 2.152$ mm
定数 L_n	正規分布に従う確率変数： $f(L_n) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}\sigma} \exp\left(-\frac{1}{2}\left(\frac{L_n-\mu}{\sigma}\right)^2\right)$ ただし、 $\mu = 3.017$ mm、 $\sigma = 1.314$ mm

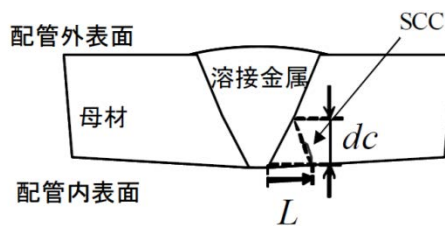


図 1 低炭素ステンレス鋼管の SCC の模式図

図 12 内表面亀裂の進展の模式図（欠陥の解釈⁴より引用）

(c) 経年事象による亀裂進展評価

(ア) 負荷条件

要領「2.3-1 負荷条件」を踏まえて、経年事象による亀裂進展評価に用いる負荷条件を選定する。

定常運転時の応力の条件を表 8 に示す。定常運転時の応力として、内圧による膜応力及び溶接残留応力を考慮した。定常運転時には、内圧を 9 MPa とし、設計・建設規格⁶に基づき、内圧と配管口径から内圧による膜応力を算出した。

配管突合せ溶接部における溶接残留応力に係る解析条件を表 9 及び図 13 に示す。溶接残留応力分布は、旧原子力安全・保安院の原子力発電設備の健全性評価等に関する小委員会において検討された結果³であり、300A のライザー管を対象としたものを負荷条件として用いた。応力拡大係数の計算については ASME B&PV Code Section XI⁷に示されている重み関数法を用いる。したがって、溶接残留応力は離散点かつ 2 点間を線形とした応力分布として取り扱う。

疲労亀裂進展解析用応力及び過渡事象の発生回数の詳細を表 10 に示す。これは、既存研究⁸を参考にして設定したものである。

表 8 定常運転時の負荷条件

負荷項目	値
内圧	9.0 MPa
内圧による膜応力	34.3 MPa
溶接残留応力	表 9 を参照

表 9 溶接残留応力

対象項目	内容
溶接残留応力	図 13 に示す
表面半楕円亀裂を対象とした応力拡大係数の計算	ASME B&PV Code Section XI に示された重み関数法を用いるため、溶接残留応力を離散点かつ 2 点間を線形とした応力分布として取り扱う。

⁶ 一般社団法人日本機械学会, “発電用原子力設備規格設計・建設規格”, JSME S NC1-2005, (2005)

⁷ ASME Boiler and Pressure Vessel Code, Section XI, Rules for Inservice Inspection of Nuclear Power Plant Components, BPVC-XI-2015, American Society of Mechanical Engineers, New York, (2015).

⁸ H.Machida, “Reliability Assessment of PLR Piping Based on Domestic SCC Data”, Proceedings of PVP, PVP2007-26059, (2007).

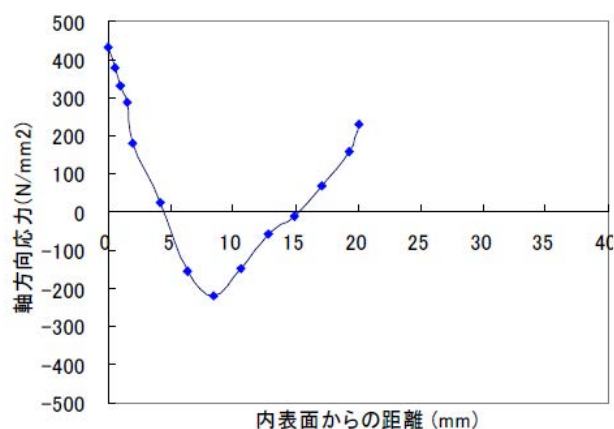


図 13 300A 配管の溶接残留応力分布（旧原子力安全・保安院の原子力発電設備の健全性評価等に関する小委員会資料³より引用）

表 10 疲労亀裂進展解析用応力及び過渡事象の発生回数

事象番号	事象回数 (40年間)	内圧 [MPa]		膜応力 [MPa]		曲げ応力 [MPa]	
		Min.	Max.	Min.	Max.	Min.	Max.
1	40	0.00	7.83	1.6	34.2	0.0	0.0
2	85	0.00	7.43	1.6	63.0	0.0	2.5
3	85	1.18	9.00	16.0	70.0	0.0	3.2
4	85	1.18	1.18	16.0	47.0	0.0	134.4
5	85	0.15	1.18	8.3	31.0	0.0	130.2
6	85	0.00	0.15	1.6	8.3	0.0	4.2
7	300	9.00	9.00	63.7	70.1	0.0	0.0

(イ) 亀裂進展速度

要領「2.3-3 経年事象による亀裂進展」を踏まえて、経年事象による亀裂進展評価に用いる亀裂進展速度評価モデルを選定する。

本解析では、定常運転に伴う IGSCC による進展と、過渡事象及び地震荷重による疲労亀裂進展を考慮した。IGSCC 亀裂進展速度の条件を表 11 に、疲労亀裂進展速度の条件を表 12 に示す。いずれも維持規格²における亀裂進展速度線図を決定する際に使用されたデータの統計処理を通じて提案された確率論的評価モデル⁹を用いた。疲労亀裂進展速度の計算に用いる負荷上昇時間 t_r については、表 10 の過渡事象の種類によらず、1000 秒とした。

⁹ Li, Y., Osakabe, K., Katsumata, G., Katsuyama, J. Onizawa, K., Yoshimura, S., 2014, "Benchmark Analysis on Probabilistic Fracture Mechanics Analysis Codes Concerning Multiple Cracks and Crack Initiation in Aged Piping of Nuclear Power Plants", Proceedings of PVP, Paper No. PVP2014-28513, (2014).

表 11 IGSCC による亀裂進展速度

評価項目	IGSCC による亀裂進展速度
<p>熱硬化部における SCC 亀裂進展速度</p>	<p>維持規格 2012 年版図添付 E-2-SA-2 オーステナイト系ステンレス鋼（鋭敏化 SUS304 鋼）の BWR 通常炉内水質環境中の SCC 亀裂進展速度に基づく確率論的評価モデル：</p> $\frac{da}{dt} = \begin{cases} C \times K^{2.161} & (2.0 \times 10^{-12} \leq da/dt \leq 9.2 \times 10^{-10}) \\ 2.0 \times 10^{-12} & (da/dt < 2.0 \times 10^{-12}) \\ 9.2 \times 10^{-10} & (da/dt > 9.2 \times 10^{-10}) \end{cases}$ <p>ここで、da/dt の単位は[m/s]、K は応力拡大係数で単位は[MPa√m]、係数 C は次式で表される対数正規分布に従う確率変数である。</p> $f(C) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}\sigma C} \exp\left(-\frac{1}{2}\left(\frac{\ln(C/\mu)}{\sigma}\right)^2\right)$ <p>ただし、$\mu = 9.22 \times 10^{-14}$、$\sigma = 0.309$</p>
<p>溶接金属における SCC 亀裂進展速度</p>	<p>維持規格 2012 年版図添付 E-2-SA-2 オーステナイト系ステンレス鋼（低炭素系ステンレス鋼）の BWR 通常炉内水質環境中の亀裂進展速度に基づく確率論的評価モデル：</p> $\frac{da}{dt} = \begin{cases} C \times K^{2.161} & (2.0 \times 10^{-12} \leq da/dt \leq 2.1 \times 10^{-10}) \\ 2.0 \times 10^{-12} & (da/dt < 2.0 \times 10^{-12}) \\ 2.1 \times 10^{-10} & (da/dt > 2.1 \times 10^{-10}) \end{cases}$ <p>ここで、da/dt の単位は[m/s]、K は応力拡大係数で単位は[MPa√m]、係数 C は次式で表される対数正規分布に従う確率変数である。</p> $f(C) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}\sigma C} \exp\left(-\frac{1}{2}\left(\frac{\ln(C/\mu)}{\sigma}\right)^2\right)$ <p>ただし、$\mu = 1.02 \times 10^{-14}$、$\sigma = 1.18$</p>

表 12 疲労亀裂進展速度

対象項目	疲労亀裂進展速度
<p>疲労亀裂進展速度</p>	<p>維持規格 2012 年版図添付 E-2-FA-2 オーステナイト系ステンレス鋼の BWR 環境中の疲労亀裂進展速度に基づく確率論的評価モデル：</p> $\frac{da}{dN} = \frac{C \cdot t_r^{0.5} \cdot \Delta K^{3.0}}{(1-R)^{2.12}}$ <p>ここで、da/dN の単位は[m/cycle]、t_r は負荷上昇時間で単位は[sec]、係数 C は次式で表される対数正規分布に従う。</p> $f(C) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}\sigma C} \exp\left(-\frac{1}{2}\left(\frac{\ln(C/\mu)}{\sigma}\right)^2\right)$ <p>ただし、$\mu = 2.86 \times 10^{-12}$、$\sigma = 0.525$</p>

(ウ) 応力拡大係数

経年事象による亀裂の進展については、亀裂先端の塑性域が亀裂深さと比較して十分小さく、小規模降伏条件を満たすと考えられるため、応力拡大係数を用いて評価した。要領「2.3-5 応力拡大係数」を踏まえて、経年事象による亀裂進展評価に用いる応力拡大係数の算出法を選定した。

応力拡大係数の算出式を表 13 に示す。国内学協会規格において評価手法が与えられる場合は、原則として国内学協会規格の手法を用いることとし、規格にないものについては、最新知見を参考とした。表面半楕円亀裂及び全周亀裂については維持規格²の解、貫通亀裂については PVP2014-28049¹⁰の解を用いた。複雑な溶接残留応力分布を多項式近似する場合に、近似に伴って応力拡大係数の算出精度に影響が生じる可能性がある。そのため、溶接残留応力を考慮した場合の内表面半楕円亀裂の応力拡大係数の計算においては、ASME B&PV Code Section XI⁷に示されている重み関数法を適用した。それ以外は、多項式に近似した応力分布の各項の係数を用いて応力拡大係数を算出した。

表 13 応力拡大係数算出式

対象亀裂	評価内容
内表面周方向半楕円亀裂	維持規格の円筒中の表面半楕円亀裂に対する 3 次多項式応力分布応力拡大係数解
周方向貫通亀裂	PVP2014-28049 の解
内表面全周亀裂	維持規格の全周亀裂に対する 4 次多項式応力分布応力拡大係数解

(d) 地震時の亀裂進展評価

(ア) 負荷条件

要領「2.3-1 負荷条件」を踏まえて、地震時の亀裂進展評価に用いる負荷条件を選定する。

既存研究¹¹を踏まえた、地震動による応答応力の条件を表 14 に示す。地震フラジリティ評価のため、表 14 に示した地震動による応答応力の基準値だけでなく、異なる地震動強さ比率を考慮して損傷確率を計算した。

¹⁰ D. J. Shim, S. Xu, D. Lee, "Closed-Form Stress Intensity Factor Solutions for Circumferential Through-Wall Cracks in Cylinder", ASME 2014 Pressure Vessel & Piping Conference, Anaheim, California, USA, PVP2014-28049, (2014).

¹¹ Li, Y., Nakagawa, M., Ebisawa, K., Yoshimura, S. and Kameda, H., 2010, "Failure Probability of Degraded Pipes Based on Probabilistic Fracture Mechanics for Seismic Safety Margin Assessment on NPP," Proceedings of PVP, Paper No. PVP2010-25203, (2010).

表 14 地震動による応答応力

対象項目	内容
地震動による応答応力 σ_{eq}	<p>対数正規分布：</p> $f(\sigma_{eq}) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}\sigma_{eq}} \exp\left(-\frac{1}{2}\left(\frac{\ln(\sigma_{eq}/\mu)}{\sigma}\right)^2\right)$ <p>ただし、$\mu = 90 \text{ MPa}$、$\sigma = 0.2$</p> <p>上記の値を基準値とする。μを変更することで異なる地震動レベルの損傷確率を計算する。基準値以外の地震動レベルにおいてもσを0.2とする。</p>
等価サイクル数	100 回

(イ) 亀裂進展速度

要領「2.3-4 地震を起因とする亀裂進展」を踏まえて、使用する亀裂進展速度評価手法を選定する。

地震荷重による疲労亀裂進展の評価手法については、 ΔJ をパラメータとする JAEA の提案手法を用いた¹²。1 サイクルあたりの亀裂進展量は、疲労亀裂進展量及び延性亀裂進展量の和で与えられる。疲労亀裂進展量 $\Delta a_{fatigue}$ は、次式で求められる¹³。

$$\Delta a_{fatigue} = C' \left[\Delta J(a_i) \left(\frac{r'_{pi}}{r'_{pel} + a_{el} + a_i} \right)^{\gamma'(R_X - 1)R_{el}} - \Delta J_{th} \left(\frac{J_{max,el} - J_{max,i}}{J_{max,el} - J_{max,1}} \right) \right]^{m'} \quad (\delta_{min,el} > 0)$$

$$\Delta a_{fatigue} = C' \left[\Delta J(a_i) \left(\frac{r'_{pi}}{r'_{pel} + a_{el} + a_i} \right)^{\gamma'(R_X - 1)R_{el}} \right]^{m'} \quad (\delta_{min,el} \leq 0)$$

上式において、入力パラメータは C' 及び m' であり、 ΔK を用いる場合の疲労亀裂進展速度式の係数 C 及び式中の ΔK の指数 n に相当する値であり、次式の関係が成り立つ。

$$C' = C \left(\frac{E}{1-\nu^2} \right)^{\frac{n}{2}}$$

$$m' = \frac{n}{2}$$

¹² Y. Yamaguchi, J. Katsuyama, Y. Li, K. Onizawa, "Crack Growth Evaluation for Cracked Carbon and Stainless Steel Pipes Under Large Seismic Cyclic Loading", PVP2015-45834, 2015 ASME Pressure Vessels and Piping Division Conference, (2015)

¹³ Y. Yamaguchi, J. Katsuyama, Y. Li, K. Onizawa, "Evaluation of Excessive Loading Effect on Fatigue Crack Growth Behavior Based on Crack Blunting and Stress Distribution in Front of the Crack Tip", PVP2013-97939, 2013 ASME Pressure Vessels and Piping Division Conference, (2013)

ここで、 E は材料のヤング率、 ν は材料のポアソン比である。 C' 及び m' は、経年事象による亀裂進展評価に用いた表 15 の確率論的評価モデルの C 及び n を用いて算出した。なお、表 15 は表 12 の再掲である。

$\Delta a_{\text{fatigue}}$ を与える式において、 γ' は卓越荷重による加速効果を考慮するためのパラメータであり、材料及び温度ごとに卓越荷重負荷を含む亀裂進展試験により決定される材料定数である。また、中括弧内第一項は卓越荷重による亀裂前縁応力分布の変化が疲労亀裂進展に及ぼす影響を考慮する項である。 r_p' は亀裂前縁の塑性域寸法であり、小規模降伏を超える条件下では、次式で求められる。

$$r_p' = p \cdot J_{\text{max}}$$

p は J 積分から塑性域寸法を算出するための物性値であり、有限要素解析により決定される。

地震応答応力による延性亀裂進展量 $\Delta a_{\text{ductile}}$ は、次式で求められる¹⁴。

$$\Delta a_{\text{ductile}} = \left(\frac{J_{\text{max},i}}{C_{\text{ductile}}} \right)^{1/n_{\text{ductile}}} - \left(\frac{J_{\text{max},i-1}}{C_{\text{ductile}}} \right)^{1/n_{\text{ductile}}}$$

ここで、 C_{ductile} 及び n_{ductile} は J-R 曲線を表すパラメータである。

上述の疲労亀裂進展量 $\Delta a_{\text{fatigue}}$ 及び延性亀裂進展量 $\Delta a_{\text{ductile}}$ の計算に必要なパラメータを表 16 に示す。

表 15 疲労亀裂進展速度（表 12 の再掲）

対象項目	疲労亀裂進展速度
疲労亀裂進展速度	<p>維持規格 2012 年版図添付 E-2-FA-2 オーステナイト系ステンレス鋼の BWR 環境中の疲労亀裂進展速度に基づく確率論的評価モデル：</p> $\frac{da}{dN} = \frac{C \cdot t_r^{0.5} \cdot \Delta K^{3.0}}{(1-R)^{2.12}}$ <p>ここで、da/dN の単位は[m/cycle]、$t_r = 1000 \text{ sec}$、係数 C は次式で表される対数正規分布に従う。</p> $f(C) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}\sigma C} \exp\left(-\frac{1}{2} \left(\frac{\ln(C/\mu)}{\sigma}\right)^2\right)$ <p>ただし、$\mu = 2.86 \times 10^{-12}$、$\sigma = 0.525$</p>

¹⁴ 三浦直樹，藤岡照高，鹿島光一，宮崎克雅，菅野智，石渡雅幸，“き裂を有する配管の動的破壊評価法の開発”，電力中央研究所報告 T47, (1997).

表 16 ΔJ を用いる場合の亀裂進展速度のパラメータ

パラメータ	値
γ'	1.8
p	1.34×10^{-2}
$C_{ductile}$	3360
$n_{ductile}$	0.244

(ウ) J 積分及び J 積分の変動範囲 ΔJ

要領「2.3-6 J 積分及び J 積分の変動範囲 ΔJ 」を踏まえて、使用する J 積分評価手法を選定する。

J 積分の変動範囲 ΔJ の算出の条件を表 17 に示す。J 積分の変動範囲 ΔJ の算出には、JAEA の提案手法を用いた¹⁵。また、J 積分の算出には、周方向半楕円表面亀裂を有する配管に内圧及び曲げモーメントが作用した場合に対応した JAEA による J 積分の解を用いた¹⁶。

表 17 J 積分及び J 積分の変動範囲 ΔJ

対象項目	内容
J 積分	JAEA による J 積分の解
ΔJ	<p>JAEA による提案手法：</p> $\Delta J_i = \frac{\Delta K^2(1-\nu^2)}{E} + \left\{ (J_{\max,i} - \text{MAX}(J_{\max,i-1})) + J_R \frac{1}{ R_{OP,i} } \right\}$ <p>ただし E はヤング率、ν はポアソン比である。</p>

(e) 損傷評価

(ア) 負荷条件

要領「2.4-1 負荷条件」を踏まえて、損傷評価に用いる負荷条件を選定する。

既存研究⁸を参考に選定した破壊評価用応力を表 18 に示す。

地震時の損傷評価に用いた地震動による応答応力を表 19 に示す。地震動による応答応力を曲げ応力として、表 18 に示す一次曲げ応力に加算して考慮した。

¹⁵ Y. Yamaguchi, Y. Li, V. Mares, K. Hasegawa, “Crack Closure at Fatigue Crack Growth under Negative R ratio”, NEW METHODS OF DAMAGE AND FAILURE ANALYSIS OF STRUCTURAL PARTS 2016, YOKOHAMA, JAPAN (2016).

¹⁶ M. Udagawa, J. Katsuyama, Y. Yamaguchi, Y. Li and K. Onizawa, “Development of J-Integral Solutions for Semi-Elliptical Circumferential Cracked Pipes Subjected to Internal Pressure and Bending Moment”, PVP2015-45763, 2015 ASME Pressure Vessels and Piping Conference, (2015).

表 18 破壊評価用応力

応力種類	応力値
一次一般膜応力 P_m	33.5 MPa
一次曲げ応力 P_b	10.0 MPa
熱膨張応力 P_e	0.0 MPa

表 19 地震動による応答応力

対象項目	内容
地震動による応答 応力 σ_{eq}	<p>対数正規分布：</p> $f(\sigma_{eq}) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}\sigma_{eq}} \exp\left(-\frac{1}{2}\left(\frac{\ln(\sigma_{eq}/\mu)}{\sigma}\right)^2\right)$ <p>ただし、$\mu = 90$ MPa、$\sigma = 0.2$</p> <p>上記の値を基準値とする。μを変更することで異なる地震動レベルの損傷確率を計算する。基準値以外の地震動レベルにおいてもσを0.2とする。</p>

(イ) 損傷評価法の選定

要領「2.4-2 損傷評価法の選定」を踏まえて、使用する損傷評価法を選定する。

ここでは、亀裂貫通を配管の機能限界とした。亀裂貫通は、亀裂深さが板厚に達する場合と、亀裂深さが板厚に達する前に破断と判定される貫通前破断の場合のいずれかとする。

(ウ) 貫通評価

要領「2.4-3 貫通評価」を踏まえて、使用する貫通評価法を選定する。

亀裂が深さが板厚に達し、貫通と判定される条件を表 20 に示す。なお、前述のとおり、亀裂深さが板厚に達する場合と、亀裂深さが板厚に達する前に破断と判定される貫通前破断の場合のいずれかを亀裂貫通として、配管の機能限界とするが、ここで述べる条件は前者の条件である。本事例整備においては確率論的解析における実力評価を前提とするため、亀裂深さの板厚比が 1.0 に近い値に達した場合を貫通と判定した。

表 20 亀裂貫通の判定条件

対象項目	内容
貫通とみなす亀裂深さの板厚比	0.99999 (≒ 1)

(エ)破壊評価

要領「2.4-5 破壊評価」を踏まえて、使用する破壊評価法を選定する。

破壊評価法を表 21 に示す。国内学協会規格において評価手法が定められている場合は、原則として国内学協会規格の手法を用いる。この原則を踏まえ、ここでは維持規格²の弾塑性破壊力学評価法を用いた。

維持規格²に基づき、オーステナイト系ステンレス鋼配管の溶接部に存在する亀裂に対して、Z 係数に基づく弾塑性破壊力学評価法を用いて破壊評価を行った。また、破壊評価で用いる流動応力を表 22 に示す。流動応力は正規分布に従う確率変数とし、その平均値は 2.7Sm とした。Sm は材料規格¹⁷の SUS316L に対する値を用いた。標準偏差は告示 501¹⁸別表第 9 や日本機械学会 RC111 による検討¹⁹を参考に設定した。

なお、亀裂発生前の健全な配管及び検査後に取替の措置が実施された後の配管について、原子力発電所に対する地震を起因とした確率論的リスク評価に関する実施基準²⁰に準拠した極限荷重評価法を用いた。

表 21 破壊評価法

対象項目	内容
破壊評価法	亀裂発生前：極限荷重評価法 亀裂発生後：Z 係数に基づく弾塑性破壊力学評価法
Z 係数算出式	評価対象配管がオーステナイト系ステンレス鋼管、溶接手法が GTAW 及び SMAW の場合の算出式： $Z = 0.292 \log\{(OD)/25\} + 0.986$

表 22 流動応力

対象項目	内容
流動応力 σ_f	正規分布に従う確率変数： $f(\sigma_f) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}\sigma} \exp\left(-\frac{1}{2}\left(\frac{\sigma_f - \mu}{\sigma}\right)^2\right)$ ただし、 $\mu = 256.5$ MPa、 $\sigma = 10.85$ MPa (288°C 相当)

¹⁷ 一般社団法人日本機械学会，“発電用原子力設備規格 材料規格 (2012 年版)”，JSME S NJ1-2012, (2012).

¹⁸ “通商産業省資源エネルギー庁公益事業部原子力発電安全管理課編：解説 原子力設備の技術基準 発電用原子力設備に関する技術基準 発電用原子力設備に関する構造等の技術基準”，(1994).

¹⁹ 一般社団法人日本機械学会，“確率論的破壊力学解析手法の適用性研究(II)”，(1994).

²⁰ 一般社団法人日本原子力学会，“原子力発電所の地震を起因とした確率論的安全評価実施基準：2007”，AESJ-SC-P006:2007, (2007).

(f) 地震フラジリティ評価

本解析では亀裂の発生を考慮したため、発生前までは亀裂がない配管として、発生後は亀裂がある配管として、供用年数に対する損傷確率を求めた。供用年数に対する損傷確率を求めた上で、地震フラジリティ曲線を取得した。

③ PWSCC 及び疲労を経年事象として考慮したニッケル合金異材溶接部の場合

(a) 対象配管

評価対象の配管は、PWR のサージノズルである。評価対象とする配管に関する解析条件を表 23 に示す。配管寸法としては、その代表的な値²¹を用いた。実機の PWR サージノズルのニッケル合金溶接部において、PWSCC による亀裂発生・進展の事例がある。また、過渡事象等に起因する応力による疲労亀裂進展が否定できない。そのため、要領「2.1 経年事象の選定」を踏まえて、PWSCC と疲労を経年事象として選定した。

表 23 対象配管

対象項目	内容
対象配管部位	サージノズル
外径	387.2 mm
板厚	41.1 mm
内半径	152.5 mm
材質	ニッケル合金溶接材（600 系合金）

(b) 対象亀裂

要領「2.2-1 初期亀裂」及び「2.2-2 発生亀裂」を踏まえて、対象とする亀裂を選定する。ここでは、PWSCC による亀裂の発生を考慮する。

供用年数の増加に伴う PWSCC による亀裂の発生を考慮した場合の亀裂発生モデルを表 24 及び表 25 に示す。亀裂発生モデルとしては、PWSCC による亀裂発生に関する参考文献を踏まえて検討された確率論的評価モデル²²を用いた。亀裂形状は周方向半楕円亀裂とし、亀裂の存在位置は異材溶接継手内表面とした。

²¹ Rudland, C.Harrington and R Dingreville, “Development of the Extremely Low Probability of Rupture (xLPR) Version 2.0 Code”, PVP2015-45134, 2015 ASME Pressure Vessels and Piping Division Conference, (2015).

²² 宇田川誠, 勝山仁哉, 鬼沢邦雄, “Ni 基合金異材溶接部に対する確率論的破壊力学解析コード PASCAL-NP の使用手引き”, JAEA-Data/Code 2013-013, (2013).

表 24 対象亀裂（発生亀裂）

対象項目	内容
亀裂種類	ニッケル合金異材溶接継手内表面周方向半楕円亀裂
初期亀裂の深さ a	<p>正規分布に従う確率変数</p> <p>PWSCC 亀裂発生試験に関する参考文献を踏まえて検討された確率論的評価モデル：</p> $f(a) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}\sigma} \exp\left(-\frac{1}{2}\left(\frac{(a-\mu)}{\sigma}\right)^2\right)$ <p>ただし、$\mu = 1 \text{ mm}$、$\sigma = 0.25 \text{ mm}$</p>
初期亀裂の半長 c	<p>正規分布に従う確率変数</p> <p>PWSCC 亀裂発生試験に関する参考文献を踏まえて検討された確率論的評価モデル：</p> $f(c) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}\sigma} \exp\left(-\frac{1}{2}\left(\frac{(c-\mu)}{\sigma}\right)^2\right)$ <p>ただし、$\mu = 1 \text{ mm}$、$\sigma = 0.25 \text{ mm}$</p>

表 25 PWSCC による亀裂発生モデル

変数	対象項目	内容
t_i	発生時刻	PWSCC の亀裂発生に関する参考文献を踏まえて検討された確率論的評価モデル： $t_i = \frac{\alpha_i \times t_{i0}}{i_\theta \times i_\sigma \times i_m}$
t_{i0}	i_θ 、 i_σ 、 i_m が 1 の場合における亀裂発生までの時間	10,000 hr
α_i	発生時刻の確率論的評価のためのパラメータ	ワイブル分布： 形状:1.285、縮尺:1.125、位置:0.924
i_θ	温度パラメータ	$i_\theta = A_\theta \times \exp(-Q_i/RT)$ ($T > T_{th}$ の場合) $i_\theta = 0$ ($T \leq T_{th}$ の場合) T_{th} : 温度閾値 (ここでは 250 °C)
A_θ	温度パラメータ算出係数	9.49×10^{15}
Q_i	亀裂発生に要する活性化エネルギー	182.963 kJ/mol
R	ガス定数	8.31447×10^{-3} kJ/(molK)
i_σ	応力パラメータ	$i_\sigma = A_\sigma \times \sigma_{eff}^n$ より算出 σ_{eff} : 表面における残留応力及び運転応力から算出する。表面切削加工による割増を考慮する。単位は [MPa]
A_σ	応力パラメータ算出係数	2.68E-19
n	応力パラメータ算出指数	7
i_m	材料パラメータ	0.7

(c) 経年事象による亀裂進展評価

(ア) 負荷条件

要領「2.3-1 負荷条件」を踏まえて、経年事象による亀裂進展評価に用いる負荷条件を選定する。

定常運転時の応力の条件を表 26 に示す。定常運転時の応力として、内圧、内圧による膜応力及び溶接残留応力を考慮した。定常運転時には内圧を 15.7 MPa とし、設計・建設規格⁶に基づき、内圧と配管口径から内圧による膜応力を算出した。

溶接残留応力の条件を表 27 及び図 14 に示す。これは、USNRC と EPRI の共同によるプロジェクトの中で開発が進められている PFM 解析コード xLPR の解析事例において使用された溶接残留応力である²³。ASME B&PV Code Section XI⁷に示された重み関数法を用いるため、溶接残留応力を離散点かつ 2 点間を線形とした応力分布として取り扱う。

²³ D.Rudland, C.Harrington and R Dingreville, “Development of the Extremely Low Probability of Rupture (xLPR) Version 2.0 Code”, PVP2015-45134, 2015 ASME Pressure Vessels and Piping Division Conference, (2015).

過渡事象に基づく疲労亀裂進展解析用応力及び過渡事象の発生回数の詳細を表 28 に示す。日本機械学会発電用原子力設備規格配管破損防護設計規格²⁴（以下、「配管破損防護設計規格」という）の PWR プラント 1 次冷却材管ステンレス鋼に対する応力及び過渡事象の発生回数を用いた。

表 26 定常運転時の応力

負荷項目	値
内圧	15.7 MPa
内圧による膜応力	33.05 MPa
溶接残留応力	表 27 及び図 14 を参照

表 27 溶接残留応力

対象項目	内容
溶接残留応力	図 14 に示す赤線の分布
表面半楕円亀裂を対象とした応力拡大係数の計算	ASME B&PV Code Section XI に示された重み関数法を用いるため、溶接残留応力を離散点かつ 2 点間を線形とした応力分布として取り扱う。

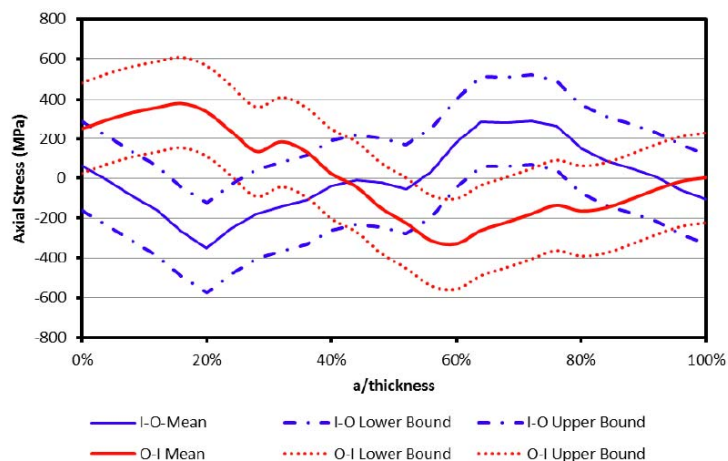


Figure 3 Example problem axial stress

図 14 溶接残留応力分布（PVP2015-45134²³ より引用）

²⁴ 一般社団法人日本機械学会，“発電用原子力設備規格配管破損防護設計規格”，JSME S ND1-2002, (2002)

表 28 疲労亀裂進展解析用応力及び過渡事象の発生回数

事象 番号	事象回数 (回/年)	膜応力[MPa]		曲げ応力[MPa]	
		Min.	Max.	Min.	Max.
1	5	0.0	172.05	0.0	91.76
2	1.25	0.0	114.7	0.0	97.495
3	30	137.64	183.52	0.0	91.76
4	4	103.23	183.52	0.0	172.05
5	6	160.58	183.52	0.0	0.0

(イ) 亀裂進展速度

要領「2.3-3 経年事象による亀裂進展」を踏まえて、経年事象による亀裂進展評価に用いる亀裂進展速度評価モデルを選定する。

本解析では、定常運転に伴う PWSCC による亀裂の進展と、過渡事象及び地震荷重による疲労亀裂進展を考慮した。PWSCC による亀裂進展速度の条件を表 29 に、疲労亀裂進展速度の条件を表 30 に示す。PWSCC による亀裂進展速度について、日本機械学会維持規格事例規格²⁵の PWSCC 亀裂進展速度線図を決定する際に使用されたデータを用いて、JAEA によって提案された確率論的評価モデルを用いた²⁶。また、疲労亀裂進展速度について、日本機械学会維持規格事例規格²⁷の PWR 一次水質環境中の疲労亀裂進展速度線図を決定する際に使用されたデータを用いて、Nomura らによって提案された確率論的評価モデル²⁸を用いた。疲労亀裂進展速度の計算に用いる負荷上昇時間 t_r については、表 28 の過渡事象の種類によらず、1000 秒とした。

²⁵ 一般社団法人日本機械学会，“発電用原子力設備規格維持規格（2008年版） JSME S NA1-2008 【事例規格】ニッケル合金の PWR 一次系水質環境中の SCC 進展速度”，JSME S NA-CC-006, (2010).

²⁶ 宇田川誠，勝山仁哉，鬼沢邦雄，“Ni 基合金異材溶接部に対する確率論的破壊力学解析コード PASCAL-NP の使用手引き”，JAEA-Data/Code 2013-013, (2013).

²⁷ 一般社団法人日本機械学会，“発電用原子力設備規格維持規格（2008年版） JSME S NA1-2008 【事例規格】ニッケル合金の PWR 一次系水質環境中の疲労亀裂進展速度”，JSME S NA-CC-004, (2009)

²⁸ Y.Nomura, K.Sakaguchi and H.Kanasaki, “Fatigue Crack Growth Rate Curve for Nickel Based Alloys in PWR Environment”, PVP2007-26186, 2007 ASME Pressure Vessels and Piping Division Conference, (2007).

表 29 PWSCC による亀裂進展速度

対象項目	内容
PWSCC 亀裂進展速度	<p>維持規格事例規格におけるニッケル合金溶接金属の PWR 一次水質環境中亀裂進展速度に基づく確率論的評価モデル：</p> $\frac{da}{dt} = C \cdot (K_I - K_{th})^{2.42}$ <p>ここで、da/dt は PWSCC 亀裂進展速度で単位は[m/sec]、K_I はモード I の応力拡大係数で単位は[MPa√m]、K_{th} は応力拡大係数の下限値、係数 C は次式で表される対数正規分布に従う確率変数である。</p> $f(C) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}\sigma C} \exp\left(-\frac{1}{2}\left(\frac{\ln(C/\mu)}{\sigma}\right)^2\right)$ <p>ただし、$\mu = 1.70 \times 10^{-14}$、$\sigma = 0.688$</p>

表 30 疲労亀裂進展速度

対象項目	内容
疲労亀裂進展速度	<p>維持規格事例規格におけるニッケル合金溶接金属の PWR 一次水質環境中亀裂進展速度に基づく確率論的評価モデル：</p> $\frac{da}{dN} = \frac{C \cdot T_c^{0.77} t_r^{0.24} \cdot \Delta K^{3.25}}{(1-R)^{1.34}}$ <p>da/dN は疲労亀裂進展速度で単位は[m/cycle]、ΔK は応力拡大係数範囲で単位は[MPa√m]、t_r は負荷上昇時間で単位は[sec]、R は応力比、T_c は評価温度、C は次式で表される対数正規分布に従う確率変数である。</p> $f(C) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}\sigma C} \exp\left(-\frac{1}{2}\left(\frac{\ln(C/\mu)}{\sigma}\right)^2\right)$ <p>ただし、$\mu = 4.31 \times 10^{-14}$、$\sigma = 0.495$</p>

(ウ)応力拡大係数

経年事象による亀裂進展の評価においては、亀裂先端の塑性域が亀裂深さと比較して十分小さく、小規模降伏条件を満たすと考えられるため、応力拡大係数を用いる。要領「2.3-5 応力拡大係数」を踏まえて、経年事象による亀裂進展評価に用いる応力拡大係数を選定する。

応力拡大係数の計算式を表 31 に示す。国内学協会規格において評価手法が与えられる場合は、原則として国内学協会規格の手法を用いることとし、規格にないものについては、最新知見を参考とした。表面半楕円亀裂及び全周亀裂については維持規格²の解、

貫通亀裂については PVP2014-28049¹⁰ の解を用いた。複雑な溶接残留応力分布を多項式近似する場合、近似に伴って応力拡大係数の算出精度に影響が生じる可能性がある。そのため、溶接残留応力を考慮した場合の内表面半楕円亀裂の応力拡大係数の計算においては、ASME B&PV Code Section XI⁷ に示された重み関数法を適用した。それ以外は、多項式に近似した応力分布の各係数を用いて応力拡大係数を算出した。

表 31 応力拡大係数算出式

対象亀裂	内容
内表面周方向半楕円亀裂	維持規格の円筒中の表面半楕円亀裂に対する 3 次多項式応力分布応力拡大係数解
周方向貫通亀裂	PVP2014-28049 の解
内表面全周亀裂	維持規格の全周亀裂に対する 4 次多項式応力分布応力拡大係数解

(d) 地震時の亀裂進展評価

(ア) 負荷条件

要領「2.3-1 負荷条件」を踏まえて、地震時の亀裂進展評価に用いる負荷条件を選定する。

既存研究¹¹を踏まえた地震動による応答応力の条件を表 32 に示す。地震フラジリティ評価のため、表 32 に示した地震動による応答応力の基準値だけでなく、異なる地震動レベルを考慮して損傷確率を計算した。

表 32 地震動による応答応力

対象項目	内容
地震動による応答応力 σ_{eq}	<p>対数正規分布：</p> $f(\sigma_{eq}) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}\sigma_{\sigma_{eq}}} \exp\left(-\frac{1}{2}\left(\frac{\ln(\sigma_{eq}/\mu)}{\sigma}\right)^2\right)$ <p>ただし、$\mu = 52\text{MPa}$、$\sigma = 0.2$</p> <p>上記の値を基準値とする。μを変更することで異なる地震動レベルの損傷確率を計算する。基準値以外の地震動レベルにおいてもσを0.2とする。</p>
等価サイクル数	200 回

(イ) 亀裂進展速度

要領「2.3-4 地震を起因とする亀裂進展」を踏まえて、使用する亀裂進展速度評価手法を選定する。

地震荷重による疲労亀裂進展の評価手法については、 ΔJ をパラメータとする JAEA の提案手法を用いた¹²。この手法では、1 サイクルあたりの亀裂進展量は、疲労亀裂進展量及び延性亀裂進展量の和で与えられる。

疲労亀裂進展量 $\Delta a_{fatigue}$ は、次式で求められる¹³。

$$\Delta a_{fatigue} = C' \left[\Delta J(a_i) \left(\frac{r'_{pi}}{r'_{pel} + a_{el} + a_i} \right)^{\gamma'(R_X - 1)R_{el}} - \Delta J_{th} \left(\frac{J_{max,el} - J_{max,i}}{J_{max,el} - J_{max,1}} \right) \right]^{m'} \quad (\delta_{min,el} > 0)$$

$$\Delta a_{fatigue} = C' \left[\Delta J(a_i) \left(\frac{r'_{pi}}{r'_{pel} + a_{el} + a_i} \right)^{\gamma'(R_X - 1)R_{el}} \right]^{m'} \quad (\delta_{min,el} \leq 0)$$

上式において、入力パラメータは C' 及び m' であり、 ΔK を用いる場合の疲労亀裂進展速度式の係数 C 及び式中の ΔK の指数 n に相当する値であり、次式の関係が成り立つ。

$$C' = C \left(\frac{E}{1-\nu^2} \right)^{\frac{n}{2}}$$

$$m' = \frac{n}{2}$$

ここで、 C' 及び m' は、経年事象による亀裂進展評価に用いた表 33 の確率論的評価モデルの C 及び n より算出した。なお、表 33 は表 30 の再掲である。

$\Delta a_{fatigue}$ を与える式において、 γ' は卓越荷重による加速効果を考慮するためのパラメータであり、材料及び温度ごとに卓越荷重負荷を含む亀裂進展試験により決定される材料定数である。また、中括弧内第一項は卓越荷重による亀裂前縁応力分布の変化が疲労亀

裂進展に及ぼす影響を考慮する項である。 r_p' は亀裂前縁の塑性域寸法であり、小規模降伏を超える条件下では、次式で求められる。

$$r_p' = p \cdot J_{\max}$$

p は J 積分から塑性域寸法を算出するための物性値であり、有限要素解析により決定される。

地震応答応力による延性亀裂進展量 $\Delta a_{\text{ductile}}$ は、次式で求められる¹⁴。

$$\Delta a_{\text{ductile}} = \left(\frac{J_{\max,i}}{C_{\text{ductile}}} \right)^{1/n_{\text{ductile}}} - \left(\frac{J_{\max,i-1}}{C_{\text{ductile}}} \right)^{1/n_{\text{ductile}}}$$

ここで、 C_{ductile} 及び n_{ductile} は J-R 曲線を表すパラメータである。

ΔJ を用いる場合に、上述の疲労亀裂進展量 $\Delta a_{\text{fatigue}}$ 及び延性亀裂進展量 $\Delta a_{\text{ductile}}$ の計算に必要なパラメータを表 34 に示す。

表 33 疲労亀裂進展速度（表 30 の再掲）

対象項目	内容
疲労亀裂進展速度	<p>維持規格事例規格におけるニッケル合金溶接金属の PWR 一次水質環境中亀裂進展速度に基づく確率論的評価モデル：</p> $\frac{da}{dN} = \frac{C \cdot T_c^{0.77} t_r^{0.24} \cdot \Delta K^{3.25}}{(1 - R)^{1.34}}$ <p>da/dN は疲労亀裂進展速度で単位は[m/cycle]、ΔK は応力拡大係数範囲で単位は[MPa√m]、t_r は負荷上昇時間で単位は[sec]、R は応力比、T_c は評価温度、C は次式で表される対数正規分布に従う確率変数である。</p> $f(C) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}\sigma C} \exp\left(-\frac{1}{2} \left(\frac{\ln(C/\mu)}{\sigma}\right)^2\right)$ <p>ただし、$\mu = 4.31 \times 10^{-14}$、$\sigma = 0.495$ ここでは、負荷上昇時間 $t_r = 1000 \text{ sec}$ とする。</p>

表 34 ΔJ を用いる場合の亀裂進展速度のパラメータ

パラメータ	値
γ'	4.7
p	9.08×10^{-3}
$C_{ductile}$	4520
$n_{ductile}$	0.205

(ウ) J 積分及び J 積分の変動範囲 ΔJ

要領「2.3-6 J 積分及び J 積分の変動範囲 ΔJ 」を踏まえて、使用する J 積分評価手法を選定する。

J 積分の変動範囲 ΔJ の算出の条件を表 35 に示す。J 積分の変動範囲 ΔJ の算出には、JAEA の提案手法を用いた¹⁵。また、J 積分の算出には、JAEA による J 積分の解を用いた¹⁶。

表 35 J 積分及び J 積分の変動範囲 ΔJ

対象項目	内容
J 積分	JAEA による J 積分の解
ΔJ	<p>JAEA による提案手法：</p> $\Delta J_i = \frac{\Delta K^2(1-\nu^2)}{E} + \left\{ (J_{\max,i} - \text{MAX}(J_{\max,i-1})) + J_R \frac{1}{ R_{OP,i} } \right\}$ <p>ただし $E = 185.8\text{GPa}$、$\nu = 0.3$</p>

(e) 損傷評価

(ア) 負荷条件

要領「2.4-1 負荷条件」を踏まえて、損傷評価に用いる負荷条件を選定する。

既存研究⁹を参考とした破壊評価用応力を表 36 に示す。

地震時の損傷評価に用いた地震動による応答応力を表 37 に示す。地震動による応答応力を曲げ応力として、表 36 に示す一次曲げ応力に加算して考慮した。

表 36 破壊評価用応力

応力種類	応力値
一次一般膜応力 P_m	33.05 MPa
一次曲げ応力 P_b	3.6 MPa
熱膨張応力 P_e	50.0 MPa

表 37 地震動による応答応力

対象項目	内容
地震動による応答応力 σ_{eq}	<p>対数正規分布：</p> $f(\sigma_{eq}) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}\sigma_{eq}} \exp\left(-\frac{1}{2}\left(\frac{\ln(\sigma_{eq}/\mu)}{\sigma}\right)^2\right)$ <p>ただし、$\mu = 52\text{MPa}$、$\sigma = 0.2$</p> <p>上記の値を基準値とする。μを変更することで異なる地震動レベルの損傷確率を計算する。基準値以外の地震動レベルにおいてもσを0.2とする。</p>

(イ) 損傷評価法の選定

要領「2.4-2 損傷評価法の選定」を踏まえて、使用する損傷評価法を選定する。

ここでは、亀裂貫通を配管の機能限界とした。亀裂貫通は、亀裂深さが板厚に達する場合と、亀裂深さが板厚に達する前に破断と判定される貫通前破断の場合のいずれかとする。

(ウ) 貫通評価

要領「2.4-3 貫通評価」を踏まえて、使用する貫通評価法を選定する。

亀裂深さが板厚に達し、貫通と判定される条件を表 38 に示す。なお、前述の通り、亀裂深さが板厚に達する場合と、亀裂深さが板厚に達する前に破断と判定される貫通前破断の場合のいずれかを亀裂貫通として、配管の機能限界とするが、ここで述べる条件は前者の条件である。本事例整備においては確率論的解析における実力評価を前提とするため、亀裂深さの板厚比が 1.0 に近い値に達した場合を貫通と判定した。

表 38 亀裂貫通の判定条件

対象項目	内容
貫通とみなす亀裂深さの板厚比	0.99999 (≒ 1)

(エ) 破壊評価

要領「2.4-5 破壊評価」を踏まえて、使用する破壊評価法を選定する。

破壊評価法を表 39 に示す。国内学協会規格において評価手法が与えられる場合は、原則として国内学協会規格の手法を用いる。この原則を踏まえ、ここでは維持規格事例規格²⁹に基づく極限荷重評価法を用いた。また、破壊評価で用いる流動応力を表 40 に示

²⁹ 一般社団法人日本機械学会，“発電用原子力設備規格維持規格（2008年版） JSME S NA1-2008 【事例規格】ニッケル合金の欠陥評価法，” JSME S NA-CC-005, (2010)

す。流動応力は正規分布に従う確率変数とし、その平均値は $2.7S_m$ とした。 S_m は材料規格¹⁷の NCF600TP に対する値である。標準偏差については、告示 501¹⁸ 別表第 9 や日本機械学会 RC111¹⁹ による検討を参考にして設定した。

なお、亀裂発生前の配管に対しては、原子力発電所に対する地震を起因とした確率論的リスク評価に関する実施基準²⁰に準拠した破壊評価法を用いた。

表 39 破壊評価法

対象項目	内容
破壊評価法	亀裂発生前：極限荷重評価法 亀裂発生後：極限荷重評価法

表 40 流動応力

対象項目	内容
流動応力 σ_f	正規分布に従う確率変数： $f(\sigma_f) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}\sigma} \exp\left(-\frac{1}{2}\left(\frac{\sigma_f - \mu}{\sigma}\right)^2\right)$ ただし、 $\mu = 442.8 \text{ MPa}$ 、 $\sigma = 14.98 \text{ MPa}$ (325°C 相当)

(f) 地震フラジリティ評価

本解析では亀裂の発生を考慮したため、発生前までは亀裂を有しない配管として、発生後は亀裂を有する配管として、供用年数に対する損傷確率を求めた。損傷確率を表 32 に示した応答応力の 1 倍から 9 倍までの各応答応力に対して求めることで、地震フラジリティ曲線を取得した。

④ 疲労を経年事象として考慮したフェライト鋼管の場合

(a) 対象配管

評価対象の配管を 100A Sch.100 のフェライト鋼配管とした。実機においては、例えば、BWR 原子炉隔離時冷却系等での使用実績がある。評価対象とする配管の条件を表 41 に示す。対象配管では、過渡事象等に起因する繰り返し応力による疲労亀裂進展が否定できない。要領「2.1 経年事象の選定」を踏まえて、疲労を経年事象として選定した。

表 41 対象配管

対象項目	内容
対象配管	100A Sch.80
外径	114.3 mm
板厚	8.6 mm
内半径	48.55 mm
材質	フェライト鋼

(b) 対象亀裂

要領「2.2-1 初期亀裂」を踏まえて、対象とする亀裂を選定する。

製造時溶接等により発生した亀裂を評価対象亀裂とした。亀裂寸法の確率論的評価モデルを表 42 に示す。亀裂の存在位置は、配管内表面とした。亀裂形状は、維持規格²に基づき、周方向半楕円亀裂としてモデル化した。初期亀裂深さについては、Brückner のモデル³⁰を用いた。初期亀裂アスペクト比については、LLNL による確率論的評価モデル³¹を用いた。このアスペクト比のモデルは、溶接による初期亀裂を対象に提案された最も詳細で利用実績のあるモデルである。NRC の Draft Regulatory Guide DG-1063³²でもこのモデルを推奨している。

³⁰ A. Brückner, D. Munz, Curve Fitting to Defect Size Distribution for the Calculation of Failure Probabilities, Nuclear Engineering and Design, 74, 75-78 (1982)

³¹ D.O.Harris, E.Y.Lim and D.D.Dedhia, "Probability of Pipe Fracture in the Primary Coolant Loop of a PWR Plant," NUREG/CR-2189, (1981).

³² USNRC, "An Approach for Plant-Specific Risk-Informed Decision Making: Inservice Inspection of Piping," Draft Regulatory Guide DG-1063, (1997).

表 42 対象亀裂（初期亀裂）

対象項目	内容
亀裂種類	内表面周方向半楕円亀裂
評価開始時初期亀裂の深さ a	対数正規分布に従う確率変数： $f(a) = \frac{1}{\sqrt{2\pi} \sigma a} \exp\left(-\frac{1}{2}\left(\frac{\ln(a/\mu)}{\sigma}\right)^2\right)$ ただし、 $\mu = 0.294$ mm、 $\sigma = 1.61$
評価開始時初期亀裂のアスペクト比 a/c	対数正規分布に従う確率変数： $f(\beta) = \frac{C}{\sqrt{2\pi} \sigma \beta} \exp\left(-\frac{1}{2}\left(\frac{\ln(\beta/\mu)}{\sigma}\right)^2\right)$ ただし、 $\beta = c/a$ 、 $\mu = 1.336$ 、 $\sigma = 0.538$ 、 $C=1.419$ ($a/c>1$ の際は再サンプリング)

(c) 経年事象による亀裂進展評価

(ア) 負荷条件

要領「2.3-1 負荷条件」を踏まえて、経年事象による亀裂進展評価に用いる負荷条件を選定する。

定常運転時の応力の条件を表 43 に示す。定常運転時の応力として、内圧及び内圧による膜応力を考慮した。定常運転時には内圧を 9 MPa とし、設計・建設規格⁶に基づき、内圧と配管口径から内圧による膜応力を算出した。また、疲労亀裂進展解析用応力及び過渡事象の発生回数の詳細を表 44 に示す。配管破損防護設計規格²⁴の BWR 給水系配管に対する応力及び過渡事象発生回数を用いた。

表 43 定常運転時の応力

負荷項目	値
内圧	9.0 MPa
内圧による膜応力	29.9 MPa

表 44 疲労亀裂進展解析用応力及び過渡事象の発生回数

事象 番号	事象回数 (回/年)	膜応力[MPa]		曲げ応力[MPa]	
		Min.	Max.	Min.	Max.
1	7	0.0	122.0	0.0	0.0
2	18	48.8	183.0	0.0	0.0
3	320	91.5	122.0	0.0	0.0
4	8	0.0	0.0	-122.0	122.0
5	16	0.0	0.0	-61.0	61.0
6	330	0.0	0.0	-12.2	12.2

(イ) 亀裂進展速度

要領「2.3-3 経年事象による亀裂進展」を踏まえて、経年事象による亀裂進展評価に用いる亀裂進展速度評価モデルを選定する。

疲労亀裂進展速度の条件を表 45 に示す。表に示すように、疲労亀裂進展速度データに基づく確率論的評価モデルを用いた。 $Q=1$ とすれば、維持規格²のフェライト鋼の疲労亀裂進展速度に関する決定論的評価モデルとなる。

表 45 疲労亀裂進展速度

評価項目	内容
疲労亀裂進展速度	<p>フェライト鋼の疲労亀裂進展速度に関する確率論的評価モデル：</p> <p>応力比 $R \leq 0.25$ の場合：</p> $\frac{da}{dN} = \begin{cases} 1.48 \times 10^{-14} \Delta K^{5.95} Q & \Delta K < 19.48 \text{ MPa}\sqrt{\text{m}} \\ 2.13 \times 10^{-9} \Delta K^{1.95} Q & \Delta K \geq 19.48 \text{ MPa}\sqrt{\text{m}} \end{cases}$ $Q = \exp(-0.408 + 0.542C_F)$ <p>$0.25 < R < 0.65$ の場合：：</p> $\frac{da}{dN} = \begin{cases} f_1 \Delta K^{5.95} Q & \Delta K < f_3 \\ f_2 \Delta K^{1.95} Q & \Delta K \geq f_3 \end{cases}$ $f_1 = 1.48 \times 10^{-14} (26.9R - 5.725)$ $f_2 = 2.13 \times 10^{-9} (3.75R + 0.06)$ $f_3 = \left(\frac{f_2}{f_1}\right)^{0.25}$ $Q = \exp[(0.1025R - 0.433625 + (0.6875R + 0.370125)C_F]$ <p>$R \geq 0.65$ の場合：</p> $\frac{da}{dN} = \begin{cases} 1.74 \times 10^{-13} \Delta K^{5.95} Q & \Delta K < 13.23 \text{ MPa}\sqrt{\text{m}} \\ 5.33 \times 10^{-9} \Delta K^{1.95} Q & \Delta K \geq 13.23 \text{ MPa}\sqrt{\text{m}} \end{cases}$ $Q = \exp(-0.367 + 0.817C_F)$ <p>ここで、da/dN の単位は m/cycle、ΔK は応力拡大係数範囲で単位は $\text{MPa}\sqrt{\text{m}}$、$C_F$ は標準正規分布に従う確率変数である。</p>

(ウ) 応力拡大係数

経年事象による亀裂進展評価においては、亀裂先端の塑性域が亀裂深さと比較して十分小さく、小規模降伏条件を満たすと考えられるため、応力拡大係数を用いる。要領「2.3-5 応力拡大係数」を踏まえて、経年事象による亀裂進展評価に用いる応力拡大係数を選定する。

応力拡大係数の計算式を表 47 に示す。国内学協会規格において評価手法が与えられる場合は、原則として国内学協会規格の手法を用いることとし、規格にないものについては、最新知見を参考とした。表面半楕円亀裂及び全周亀裂については維持規格²の解、貫通亀裂については PVP2014-28049¹⁰ の解を用いた。

表 46 応力拡大係数計算式

対象項目	内容
内表面周方向半楕円亀裂	維持規格の円筒中の表面半楕円亀裂に対する 3 次多項式応力分布応力拡大係数解
周方向貫通亀裂	PVP2014-28049 の解
内表面全周亀裂	維持規格の全周亀裂に対する 4 次多項式応力分布応力拡大係数解

(d) 地震時の亀裂進展評価

(ア) 負荷条件

要領「2.3-1 負荷条件」を踏まえて、地震時の亀裂進展評価に用いる負荷条件を選定する。

既存研究³³を踏まえた、地震動による応答応力の条件を表 47 に示す。地震フラジリティ評価のため、表 47 に示した地震動による応答応力の基準値だけでなく、異なる地震動レベルを考慮して損傷確率を計算した。

表 47 地震動による応答応力

対象項目	内容
地震動による応答応力 σ_{eq}	対数正規分布： $f(\sigma_{eq}) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}\sigma\sigma_{eq}} \exp\left(-\frac{1}{2}\left(\frac{\ln(\sigma_{eq}/\mu)}{\sigma}\right)^2\right)$ ただし、 $\mu = 60\text{MPa}$ 、 $\sigma = 0.2$ 上記の値を基準値とする。 μ を変更することで異なる地震動レベルの損傷確率を計算する。基準値以外の地震動レベルにおいても σ を0.2とする。
等価サイクル数	100 回

(イ) 亀裂進展速度

要領「2.3-4 地震を起因とする亀裂進展」を踏まえて、使用する亀裂進展速度評価手法を選定する。

地震荷重による疲労亀裂進展の評価手法については、 ΔJ をパラメータとする JAEA の提案手法を用いた¹²。1 サイクルあたりの亀裂進展量は、疲労亀裂進展量及び延性亀裂進展量の和で与えられる。

³³ Li, Y., Nakagawa, M., Ebisawa, K., Yoshimura, S. and Kameda, H., 2010, "Failure Probability of Degraded Pipes Based on Probabilistic Fracture Mechanics for Seismic Safety Margin Assessment on NPP," Proceedings of PVP, Paper No. PVP2010-25203, (2010).

疲労亀裂進展量 $\Delta a_{\text{fatigue}}$ は、次式で求められる¹³。

$$\Delta a_{\text{fatigue}} = C' \left[\Delta J(a_i) \left(\frac{r'_{\text{pi}}}{r'_{\text{pel}} + a_{\text{el}} + a_i} \right)^{\gamma'(R_X - 1)R_{\text{el}}} - \Delta J_{\text{th}} \left(\frac{J_{\text{max,el}} - J_{\text{max,i}}}{J_{\text{max,el}} - J_{\text{max,1}}} \right) \right]^{m'} \quad (\delta_{\text{min,el}} > 0)$$

$$\Delta a_{\text{fatigue}} = C' \left[\Delta J(a_i) \left(\frac{r'_{\text{pi}}}{r'_{\text{pel}} + a_{\text{el}} + a_i} \right)^{\gamma'(R_X - 1)R_{\text{el}}} \right]^{m'} \quad (\delta_{\text{min,el}} \leq 0)$$

上式において、入力パラメータは C' 及び m' であり、 ΔK を用いる場合の疲労亀裂進展速度式の係数 C 及び式中の ΔK の指数 n に相当する値であり、次式の関係が成り立つ。

$$C' = C \left(\frac{E}{1 - \nu^2} \right)^{\frac{n}{2}}$$

$$m' = \frac{n}{2}$$

ここで、 C' 及び m' は、経年事象による亀裂進展評価に用いた表 45 の亀裂進展速度評価モデルに基づき、表 48 に示す C 及び n より算出した。

$\Delta a_{\text{fatigue}}$ を与える式において、 γ' は卓越荷重による加速効果を考慮するためのパラメータであり、材料及び温度ごとに卓越荷重負荷を含む亀裂進展試験により決定される材料定数である。また、中括弧内第一項は卓越荷重による亀裂前縁応力分布の変化が疲労亀裂進展に及ぼす影響を考慮する項である。 r'_p は亀裂前縁の塑性域寸法であり、小規模降伏を超える条件下では、次式で求められる。

$$r'_p = p \cdot J_{\text{max}}$$

p は J 積分から塑性域寸法を算出するための物性値であり、有限要素解析により決定される。

地震応答応力による延性亀裂進展量 $\Delta a_{\text{ductile}}$ は、次式で求められる¹⁴。

$$\Delta a_{\text{ductile}} = \left(\frac{J_{\text{max,i}}}{C_{\text{ductile}}} \right)^{1/n_{\text{ductile}}} - \left(\frac{J_{\text{max,i-1}}}{C_{\text{ductile}}} \right)^{1/n_{\text{ductile}}}$$

ここで、 C_{ductile} 及び n_{ductile} は J - R 曲線を表すパラメータである。

ΔJ を用いる場合に、上述の疲労亀裂進展量 $\Delta a_{\text{fatigue}}$ 及び延性亀裂進展量 $\Delta a_{\text{ductile}}$ の計算に必要となるパラメータを表 49 に示す。

表 48 疲労亀裂進展速度式の係数

評価項目	内容
疲労亀裂進展速度式の係数	<p>応力比 $R \leq 0.25$ の場合 :</p> $C = 1.48 \times 10^{-14} Q, m=5.95 (\Delta K < 19.48 [\text{MPa}\sqrt{\text{m}}])$ $C = 2.13 \times 10^{-9} Q, m=1.95 (\Delta K \geq 19.48 [\text{MPa}\sqrt{\text{m}}])$ <p>ただし、$Q = \exp(-0.408 + 0.542C_F)$</p> <p>$0.25 < R < 0.65$ の場合 :</p> $C = f_1 Q, m=5.95 (\Delta K < f_3)$ $C = f_2 Q, m=1.95 (\Delta K \geq f_3)$ <p>ただし、$f_1 = 1.48 \times 10^{-14}(26.9R - 5.725)$</p> $f_2 = 2.13 \times 10^{-9}(3.75R + 0.06)$ $f_3 = \left(\frac{f_2}{f_1}\right)^{0.25}$ $Q = \exp[(0.1025R - 0.433625 + (0.6875R + 0.370125)C_F]$ <p>$R \geq 0.65$ の場合 :</p> $C = 1.74 \times 10^{-13} Q, m=5.95 (\Delta K < 13.23 [\text{MPa}\sqrt{\text{m}}])$ $C = 5.33 \times 10^{-9} Q, m=1.95 (\Delta K \geq 13.23 [\text{MPa}\sqrt{\text{m}}])$ <p>ただし、$Q = \exp(-0.367 + 0.817C_F)$</p> <p>ここで、$C_F$は標準正規分布に従う確率変数である。</p>

表 49 ΔJ を用いる場合の亀裂進展速度のパラメータ

パラメータ	値
γ'	4.0
p	1.07×10^{-3}
C_{ductile}	1200
n_{ductile}	0.32

(ウ)J 積分及び J 積分の変動範囲 ΔJ

要領「2.3-6 J 積分及び J 積分の変動範囲 ΔJ 」を踏まえて、使用する J 積分評価手法を選定する。

J 積分の変動範囲 ΔJ の算出の条件を表 50 に示す。J 積分の変動範囲 ΔJ の算出には、JAEA の提案手法を用いた¹⁵。また、J 積分の算出には、JAEA による J 積分の解を用いた¹⁶。

表 50 J 積分及び J 積分の変動範囲 ΔJ

対象項目	内容
J 積分	JAEA による J 積分の解
ΔJ	JAEA による提案手法： $\Delta J_i = \frac{\Delta K^2(1-\nu^2)}{E} + \left\{ (J_{\max,i} - \text{MAX}(J_{\max,i-1})) + J_R \frac{1}{ R_{OP,i} } \right\}$ ただし $E = 185.8\text{GPa}$ 、 $\nu = 0.28$

(e) 損傷評価

(ア) 負荷条件

要領「2.4-1 負荷条件」を踏まえて、損傷評価に用いる負荷条件を選定する。既存研究⁸を参考とした破壊評価用応力を表 51 に示す。

地震時の損傷評価に用いた地震動による応答応力を表 52 に示す。地震動による応答応力を曲げ応力として、表 51 に示す一次曲げ応力に加算して考慮した。

表 51 破壊評価用応力

応力種類	応力値
一次一般膜応力 P_m	29.9 MPa
一次曲げ応力 P_b	25.0 MPa
熱膨張応力 P_e	0.0 MPa

表 52 地震動による応答応力

対象項目	内容
地震動による応答応力 σ_{eq}	対数正規分布： $f(\sigma_{eq}) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}\sigma\sigma_{eq}} \exp\left(-\frac{1}{2}\left(\frac{\ln(\sigma_{eq}/\mu)}{\sigma}\right)^2\right)$ ただし、 $\mu = 60\text{MPa}$ 、 $\sigma = 0.2$ 上記の値を基準値とする。 μ を変更することで異なる地震動レベルの損傷確率を計算する。基準値以外の地震動レベルにおいても σ を0.2とする。

(イ) 損傷評価法の選定

要領「2.4-2 損傷評価法の選定」を踏まえて、使用する損傷評価法を選定する。

ここでは、亀裂貫通を配管の機能限界とした。亀裂貫通は、亀裂深さが板厚に達する場合と、亀裂深さが板厚に達する前に破断と判定される貫通前破断の場合のいずれかと

する。

(ウ)貫通評価

要領「2.4-3 貫通評価」を踏まえて、使用する貫通評価法を選定する。

亀裂深さが板厚に達し、貫通と判定される条件を表 53 に示す。なお、前述のとおり、亀裂深さが板厚に達する場合と、亀裂深さが板厚に達する前に破断と判定される貫通前破断の場合のいずれかを亀裂貫通として、配管の機能限界とするが、ここで述べる条件は前者の条件である。本事例整備においては確率論的解析における実力評価を前提とするため、亀裂深さの板厚比が 1.0 に近い値に達した場合を貫通と判定した。

表 53 亀裂貫通の判定条件

対象項目	内容
貫通とみなす亀裂深さの板厚比	0.99999 (≒ 1)

(エ)破壊評価

要領「2.4-5 破壊評価」を踏まえて、使用する破壊評価法を選定する。

破壊評価法を表 54 に示す。国内学協会規格において評価手法が定められている場合は、原則として国内学協会規格の手法を用いる。この原則を踏まえ、ここでは維持規格²に基づき、フェライト鋼管に存在する亀裂に対して、Z 係数法に基づく弾塑性破壊力学評価法を用いて破壊評価を実施した。また、破壊評価に用いる流動応力を表 55 に示す。流動応力は、正規分布に従う確率変数とし、その平均値を 2.7Sm とした。Sm は材料規格¹⁷の STPT410 に対する値を用いた。標準偏差は告示 501¹⁸ 別表第 9 や日本機械学会 RC111 による検討¹⁹を参考として設定した。

表 54 破壊評価法

対象項目	内容
破壊評価法	Z 係数法に基づく弾塑性破壊力学評価法
Z 係数算出式	フェライト鋼管： $Z = 0.2885 \log\{(OD)/25\} + 0.9573$

表 55 流動応力

対象項目	内容
流動応力 σ_f	正規分布に従う確率変数： $f(\sigma_f) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}\sigma} \exp\left(-\frac{1}{2}\left(\frac{\sigma_f - \mu}{\sigma}\right)^2\right)$ ただし、 $\mu = 332.1\text{MPa}$ 、 $\sigma = 16.04\text{MPa}$ (288°C 相当)

(f) 地震フラジリティ評価

本解析では亀裂の発生を考慮したため、発生前までは亀裂がない配管として、発生後は亀裂がある配管として、供用年数に対する損傷確率を求めた。損傷確率を表 47 に示した応答力の 1 倍から 9 倍までの各応答力に対して求めることで、地震フラジリティ曲線を取得した。

B) 減肉を有する配管

① 評価ケース概要

PASCAL-EC を用いた地震フラジリティ評価事例を示す。

評価ケースは、直管、エルボ管、T字管を評価対象とする3ケースとし、材料及び経年事象については、いずれもフェライト鋼における流れ加速型腐食による減肉とする。詳細な解析条件について以下に記す。

② 対象配管

減肉が想定される 300A Sch.100 のフェライト鋼配管を評価対象とする。対象とする配管に関する解析条件を表 56 に示す。また、エルボ及び T 字管に関しては、表 57 に示す幾何形状に係る解析条件を付加的に考慮する。

表 56 対象配管

対象項目	内容
対象配管	300A Sch.100
外径	318.5 mm
板厚	21.4 mm
内半径	137.85 mm
材質	フェライト鋼

表 57 エルボ管及び T 字管の形状

対象項目	内容
エルボ管	中心線の曲率半径 : 637mm
T 字管	主管の平均半径 : 148.55 mm

③ 減肉率

要領「3.2 減肉量の評価」を踏まえて、減肉率の評価モデルを選定する。

原子力発電所では、配管減肉の顕著な部位等を対象に、減肉量等について測定や管理等が行われている。これらの測定データに対して統計処理を行うこと等により、減肉率に関する確率論的評価モデルを構築することが可能な場合が多いが、ここでは JAEA により算定された減肉率の確率論的評価モデルを用いた。これは、日本機械学会 BWR 減肉管理技術規格³⁴に与えられている、管理ランクが FAC-1 である給水系の減肉率のヒストグラムから作成されたものである。

³⁴ 一般社団法人日本機械学会発電用設備規格沸騰水型原子力発電所配管減肉管理に関する技術規格（2006年版）

表 58 減肉率

対象項目	内容
減肉率 w	<p>対数正規分布に従う確率変数：</p> $f(w) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}\sigma w} \exp\left(-\frac{1}{2}\left(\frac{\ln(w/\mu)}{\sigma}\right)^2\right)$ <p>ただし、$\mu = 0.088 \times 10^{-4}$ mm/hr、$\sigma = 0.782$</p>

④ 損傷評価

(ア) 負荷条件

要領「3.3-1 負荷条件」を踏まえて、損傷評価に用いる負荷条件を選定する。破壊評価用応力を表 59 に示す。

減肉がない配管に対する地震時の損傷評価に用いた地震動による応答応力を表 60 に示す。また、減肉配管に対する地震時の損傷評価に用いた地震動による応答応力は表 61 に示すとおり、減肉がない配管の地震時応答応力に、減肉配管と減肉がない配管の断面係数比 R_z 、応力係数比 R_{SIF} 、応力加速度比 R_A を乗じることにより求めることができる。 R_z と R_{SIF} については配管の減肉量が分かれば求めることができるが、 R_A は配管系、減肉量や地震動等によって変化するものである。本解析では、例としてこれまでの検討事例³⁵の結果を踏まえ、表 62 に示す値を用いた。地震動による応答応力は曲げ応力として、表 59 に示す一次曲げ応力に加算して考慮した。

表 59 損傷評価用応力

応力種類	応力値
内圧	8.0 MPa
曲げ応力	20.0 MPa
膜応力	30.0 MPa

³⁵ A. Nishida, N. Ebine and Y. Li, “A study on the applicability of the simple evaluation methods for response stress of thinning piping against ground motion”, PVP2016-16071, 2016 ASME Pressure Vessels and Piping Conference, (2016).

表 60 地震動による応答応力

対象項目	内容
地震動による応答応力 σ_{eq}	対数正規分布： $f(\sigma_{eq}) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}\sigma\sigma_{eq}} \exp\left(-\frac{1}{2}\left(\frac{\ln(\sigma_{eq}/\mu)}{\sigma}\right)^2\right)$ ただし、 $\mu = 93.45\text{MPa}$ 、 $\sigma = 0.2$ 上記の値を基準値とする。 μ を変更することで異なる地震動レベルの損傷確率を計算する。基準値以外の地震動レベルにおいても σ を0.2とする。
サイクル数	60回

表 61 減肉がない配管及び減肉配管の地震時応力

対象項目	内容
減肉がない配管の地震時応力	σ_{eq}
減肉配管の地震時応力	$\sigma_{eq}' = \sigma_{eq} \times R_z \times R_{SIF} \times R_A$

表 62 応力係数比 R_{SIF} 及び応答加速度比 R_A

減肉比	板厚比	応力係数比 R_{SIF}	応答加速度比 R_A
0.00	1.00	1.00	1.00
0.25	0.75	1.00	1.10
0.50	0.50	1.00	1.35
0.75	0.25	1.00	1.82
1.00	0.00	1.00	2.29

(イ) 損傷評価法の選定

要領「3.3-2 損傷評価法の選定」を踏まえて、使用する損傷評価法を選定する。

ここでは、減肉による貫通を配管の機能限界とした。減肉による貫通は、減肉深さが板厚に達する場合と、減肉深さが板厚に達する前に破断と判定される貫通前破断の場合のいずれかとする。

(ウ) 貫通評価

要領「3.3-3 貫通評価」を踏まえて、使用する貫通評価法を選定する。

前述のとおり、減肉深さが板厚に達する場合と、減肉深さが板厚に達する前に破断と判定される貫通前破断の場合のいずれかを貫通として、配管の機能限界とする。

(エ)破壊評価

要領「3.3-4 破壊評価」を踏まえて、使用する破壊評価法を選定する。

減肉配管では、内圧によるバースト破壊、曲げ荷重による破壊、繰返し荷重による累積損傷等、様々な損傷のモードがある。ここでは、地震動による応答応力が曲げ応力として作用する場合の破壊評価法として、減肉を有する配管に対する Miyazaki らの実断面応力破壊クライテリアを用いた。破壊評価に用いる引張強さを表 64 に示す。引張強さは、正規分布に従う確率変数とし、その平均値を $2.7S_m$ とした。 S_m は材料規格¹⁷の STPT410 に対する値を用いた。標準偏差は告示 501¹⁸ 別表第 9 や日本機械学会 RC111 による検討¹⁹を参考として設定した。

表 63 破壊評価法

対象項目	内容
塑性崩壊を考慮した破壊評価法	Miyazaki らの実断面応力破壊クライテリア

表 64 引張強さ

対象項目	内容
引張強さ σ_u	正規分布に従う確率変数： $f(\sigma_u) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}\sigma} \exp\left(-\frac{1}{2}\left(\frac{\sigma_u - \mu}{\sigma}\right)^2\right)$ ただし、 $\mu = 471.96\text{MPa}$ 、 $\sigma = 29.219\text{MPa}$ (290℃相当)

⑤ 地震フラジリティ評価

評価開始時に減肉の無い配管において減肉が進行するとして、供用年数に対する損傷確率を求めた。損傷確率を表 60 に示した応答応力の 1 倍から 6 倍までの各応答応力に対して求めることで、地震フラジリティ曲線を取得した。

IV. 代表的地震フラジリティ評価事例

A) 亀裂を有する配管

① IGSCC 及び疲労を経年事象として考慮したステンレス鋼配管の場合

オーステナイト系ステンレス鋼配管を対象に、経年事象として IGSCC 及び疲労を考慮した地震フラジリティ評価事例を示す。

IGSCC による亀裂の発生を考慮する場合の地震動強さ比率ごとの供用年数に対する損傷確率を図 15 及び図 16 に示す。また、供用年数ごとの損傷確率の地震動強さ比率に対する変化を図 17 及び図 18 に示す。

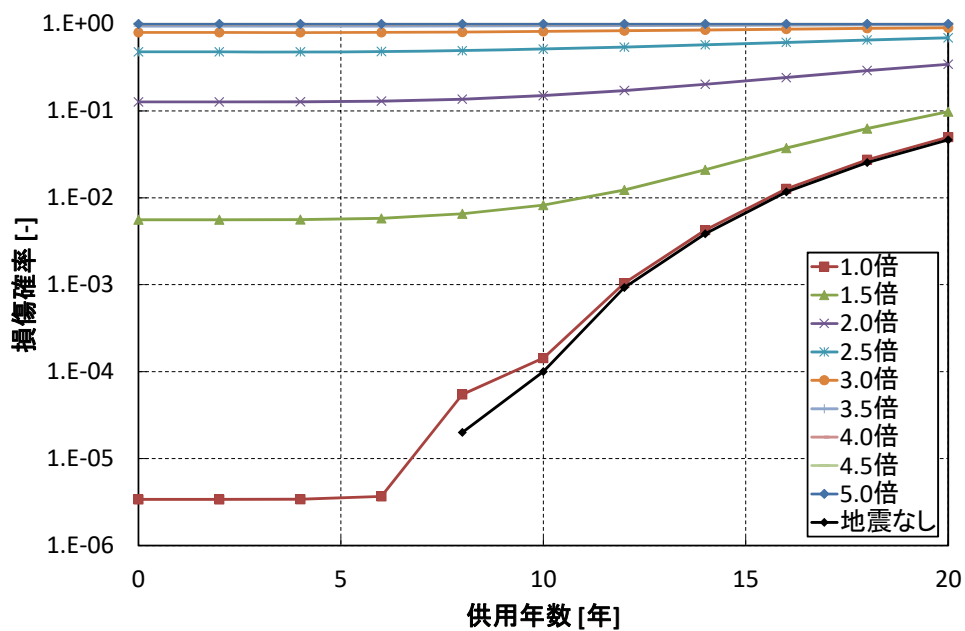


図 15 IGSCC による亀裂の発生を考慮する場合 地震動強さ比率ごとの供用年数に対する損傷確率

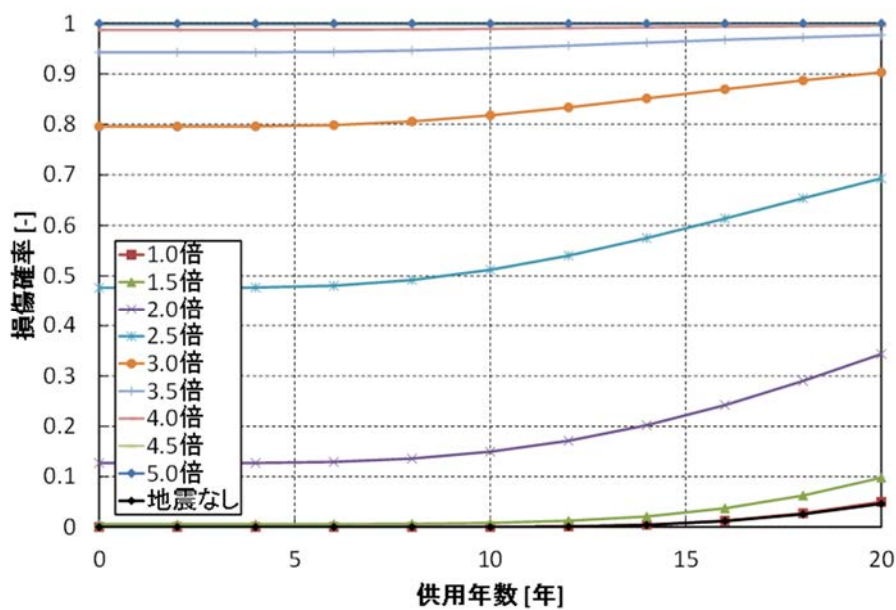


図 16 IGSCC による亀裂の発生を考慮する場合 地震動強さ比率ごとの供用年数に対する損傷確率

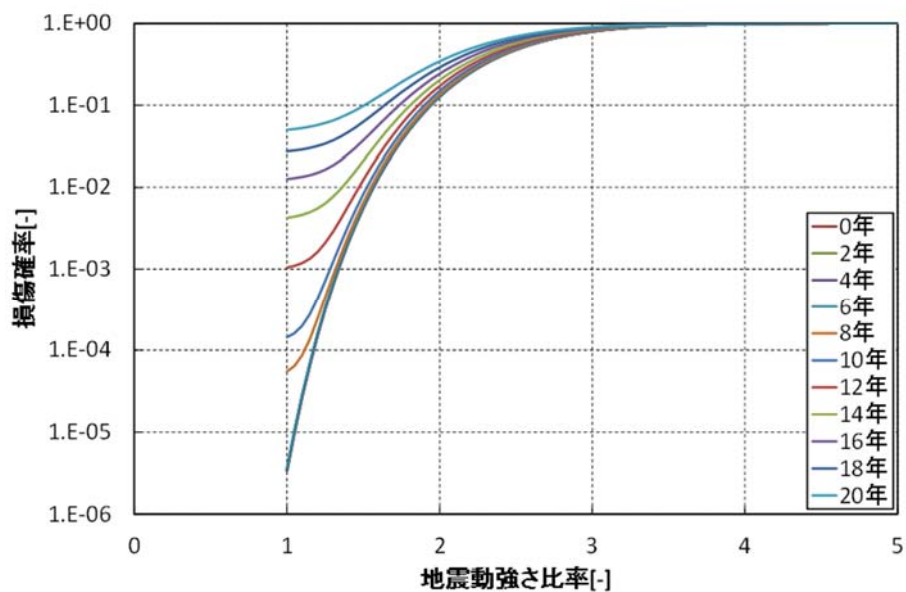


図 17 IGSCC による亀裂の発生を考慮する場合 供用年数ごとの損傷確率の地震動強さ比率に対する変化

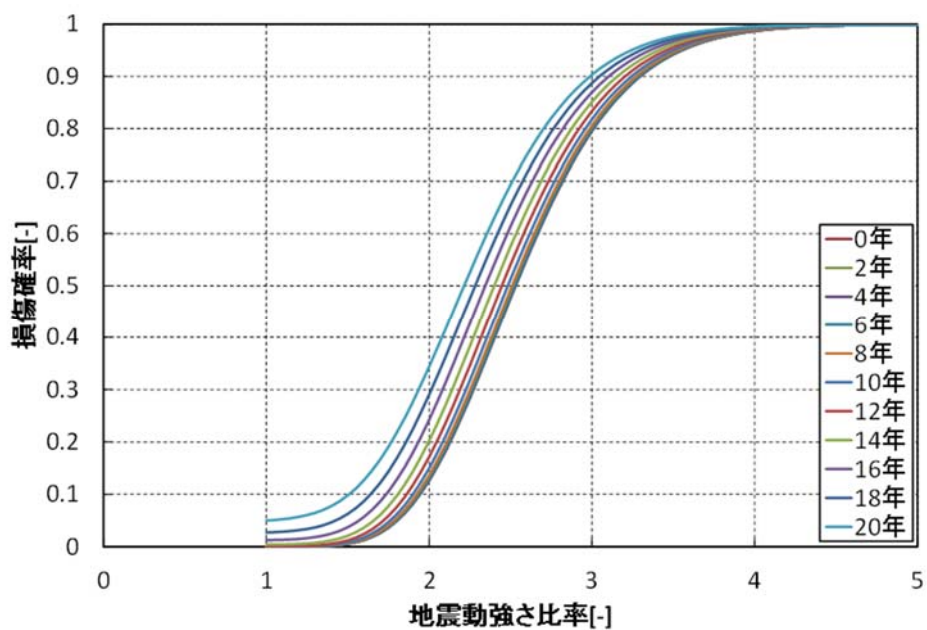


図 18 IGSCC による亀裂の発生を考慮する場合 供用年数ごとの損傷確率の地震動強さ比率に対する変化

② PWSCC 及び疲労を経年事象として考慮したニッケル合金異材溶接部の場合
ニッケル合金溶接部を対象に、経年事象として PWSCC 及び疲労を考慮した地震フ
ジリティ評価事例を示す。

PWSCC による亀裂の発生を考慮する場合の地震動強さ比率ごとの供用年数に対する
損傷確率を図 19 及び図 20 に示す。また、供用年数ごとの損傷確率の地震動強さ比率に
対する変化を図 21 及び図 22 に示す。

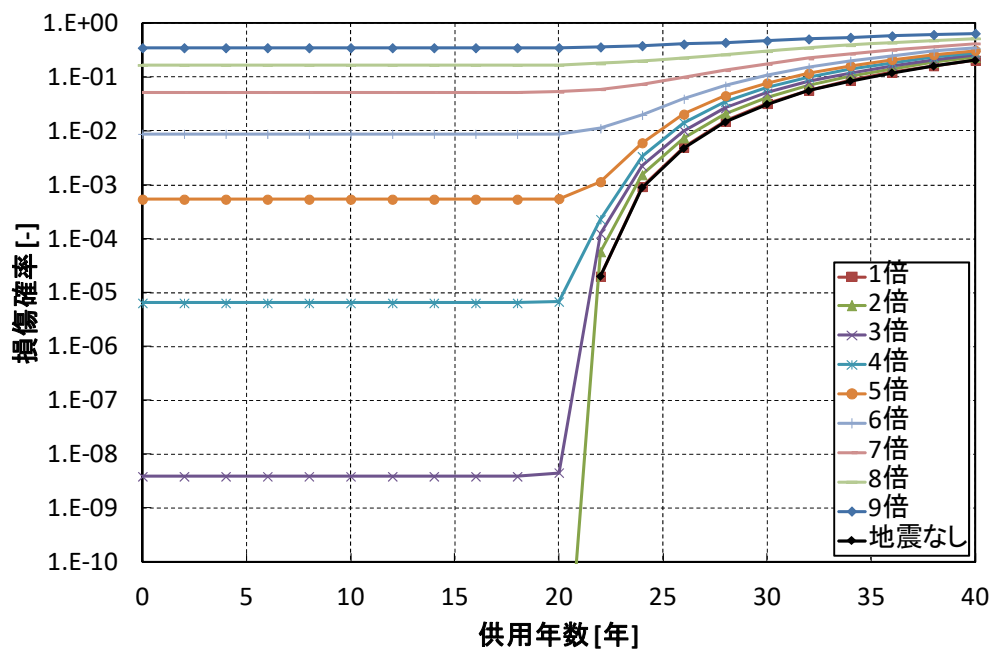


図 19 PWSCC による亀裂の発生を考慮する場合 地震動強さ比率ごとの供用年数に対する損傷確率

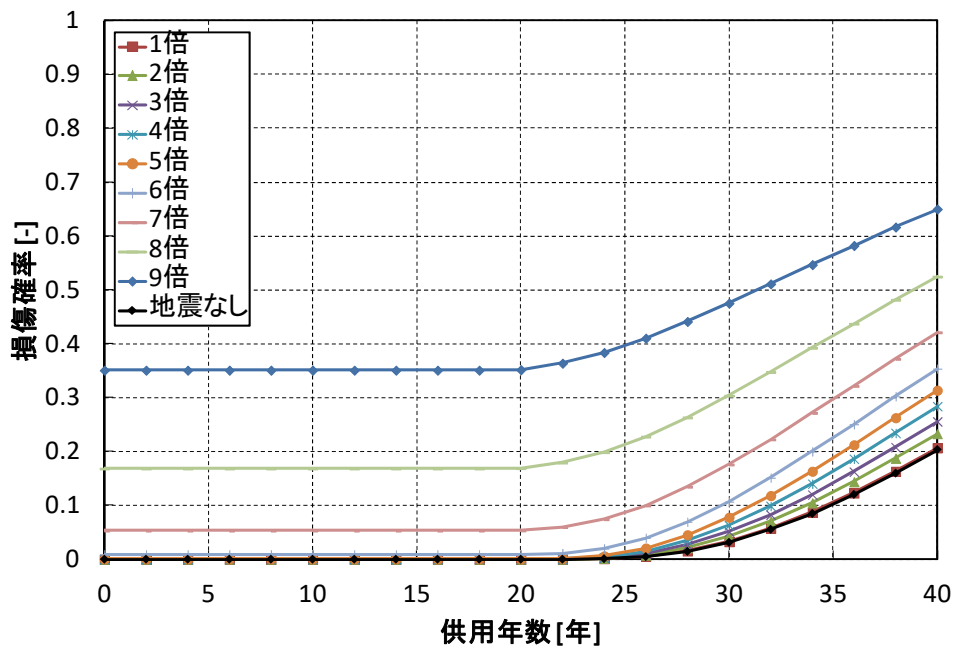


図 20 PWSCC による亀裂の発生を考慮する場合 地震動強さ比率ごとの供用年数に対する損傷確率

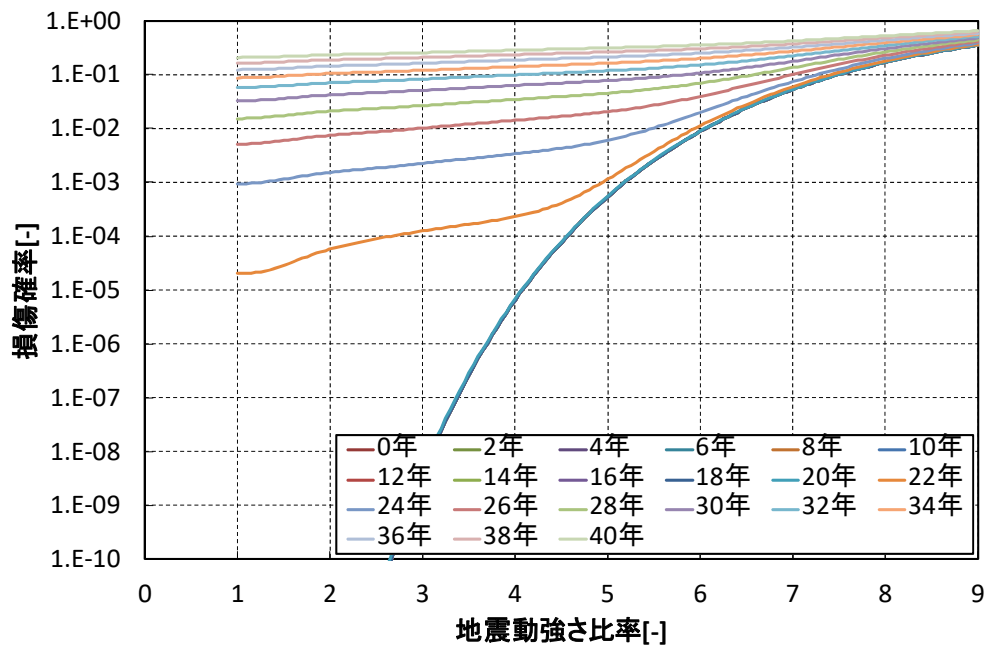


図 21 PWSCC による亀裂の発生を考慮する場合 供用年数ごとの損傷確率の地震動強さ比率に対する変化

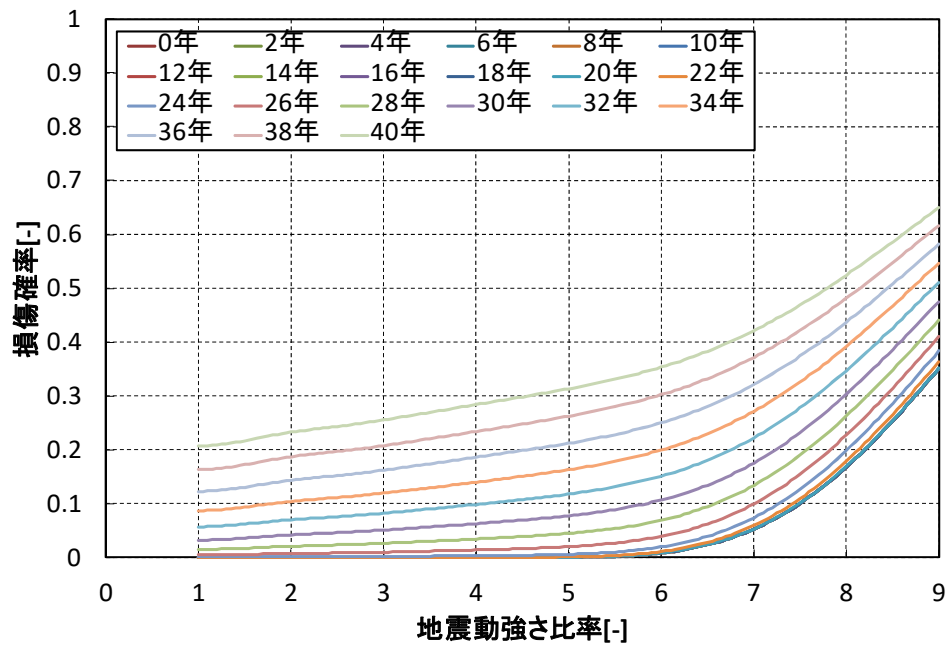


図 22 PWSCC による亀裂の発生を考慮する場合 供用年数ごとの損傷確率の地震動強さ比率に対する変化

③ 疲労を経年事象として考慮したフェライト鋼管の場合

フェライト鋼配管を対象に、経年事象として疲労を考慮した地震 fragility 評価事例を示す。

地震動強さ比率ごとの供用年数に対する損傷確率を図 23 及び図 24 に示す。また、供用年数ごとの損傷確率の地震動強さ比率に対する変化を図 25 及び図 26 に示す。

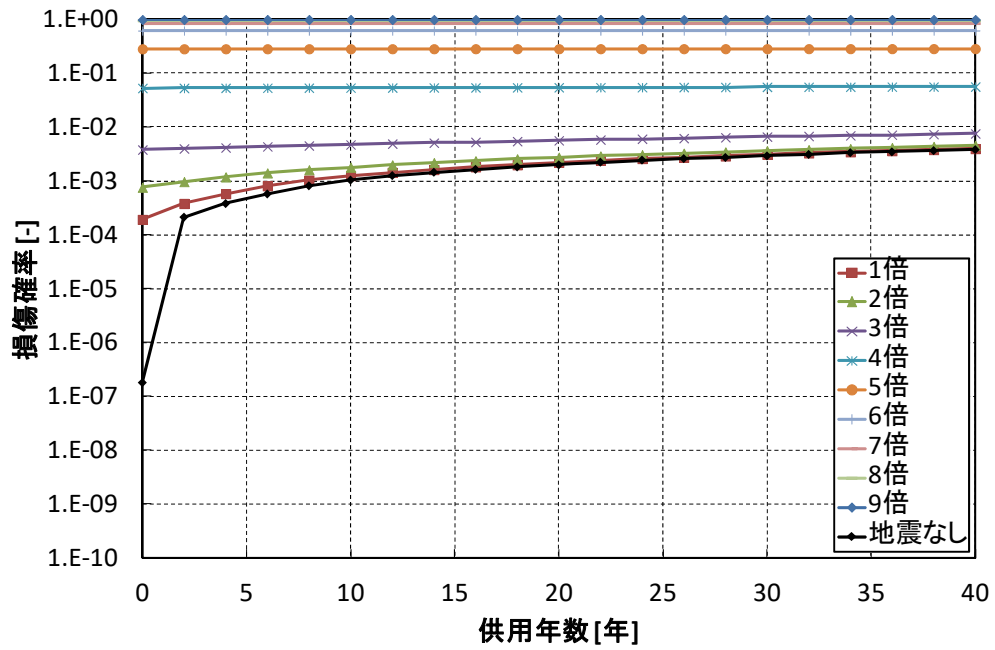


図 23 地震動強さ比率ごとの供用年数に対する損傷確率

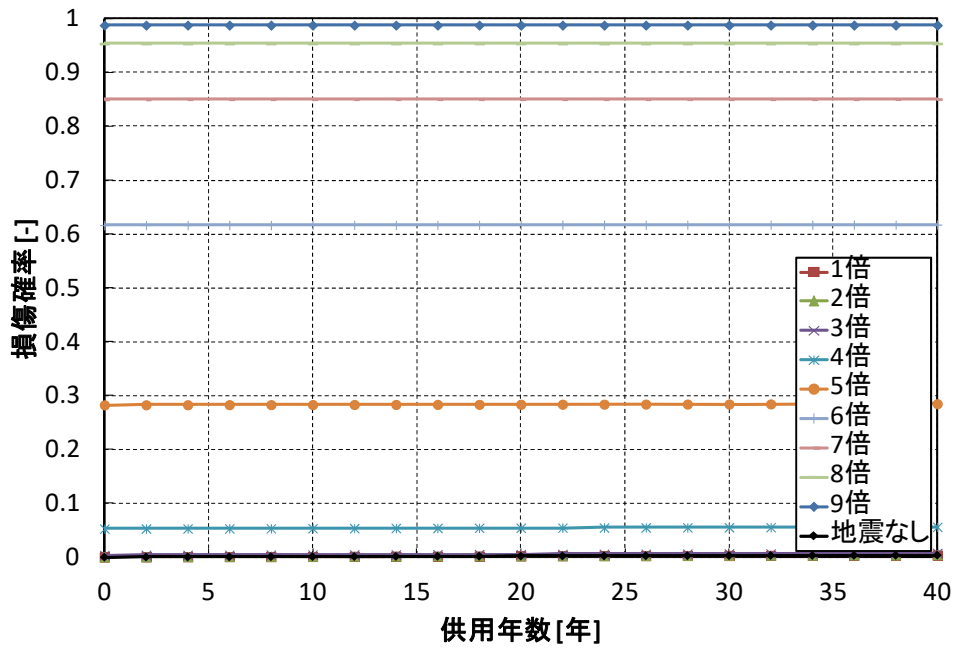


図 24 地震動強さ比率ごとの供用年数に対する損傷確率

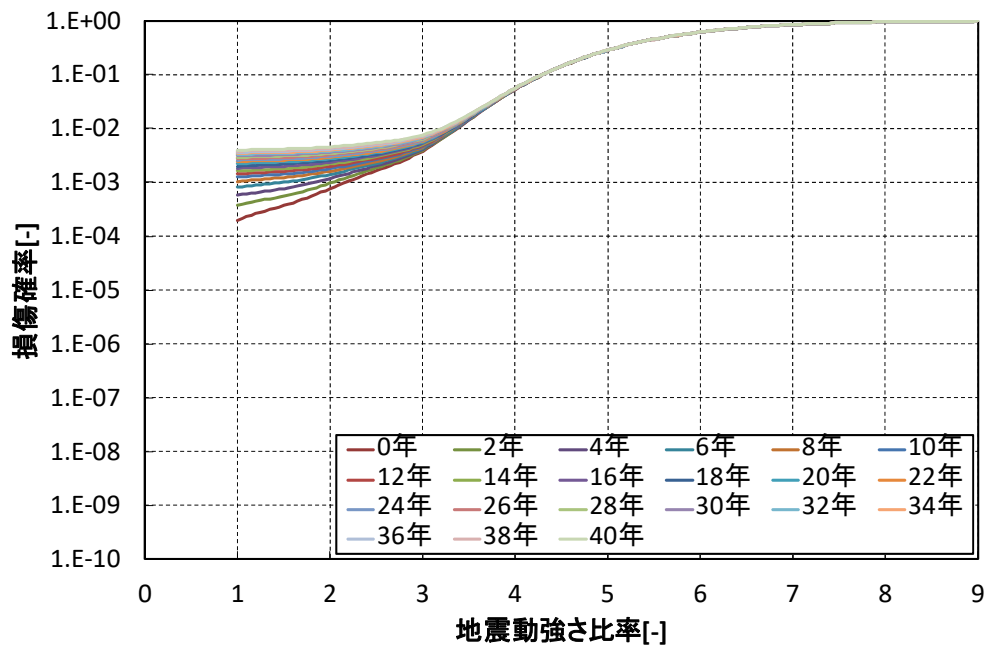


図 25 供用年数ごとの損傷確率の地震動強さ比率に対する変化

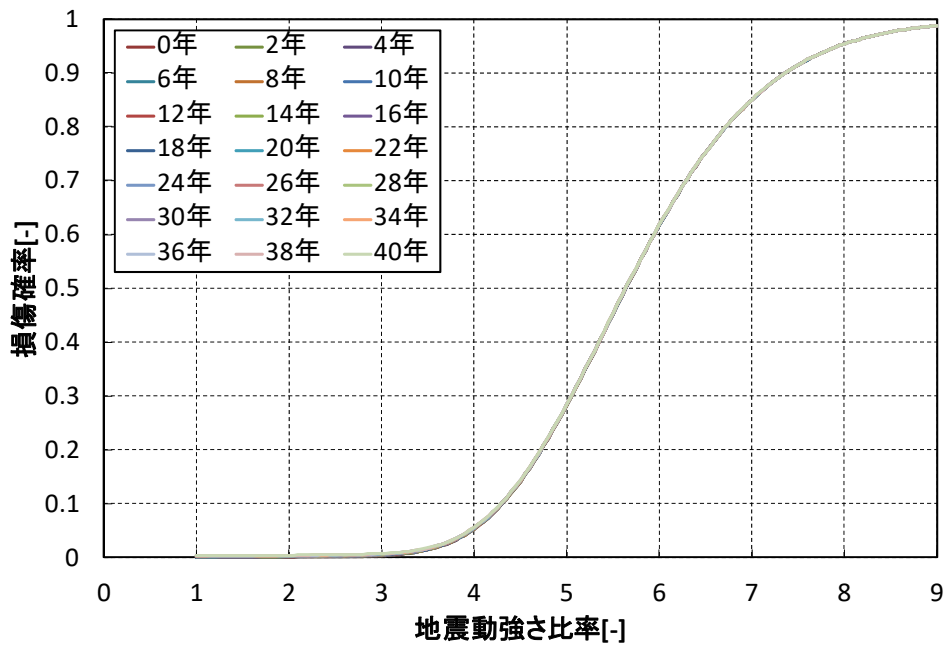


図 26 供用年数ごとの損傷確率の地震動強さ比率に対する変化

B) 減肉を有する配管

フェライト鋼配管を対象に、経年事象として減肉を考慮した場合の地震 fragility 評価事例を示す。

直管の場合の地震動強さ比率ごとの供用年数に対する損傷確率を図 27 及び図 28 に示す。また、供用年数ごとの損傷確率の地震動強さ比率に対する変化を図 29 及び図 30 に示す。

次に、エルボ管の場合の地震動強さ比率ごとの供用年数に対する損傷確率を図 31 及び図 32 に示す。また、供用年数ごとの損傷確率の地震動強さ比率に対する変化を図 33 及び図 34 に示す。

最後に、T字管の場合の地震動強さ比率ごとの供用年数に対する損傷確率を図 35 及び図 36 に示す。また、供用年数ごとの損傷確率の地震動強さ比率に対する変化を図 37 及び図 38 に示す。

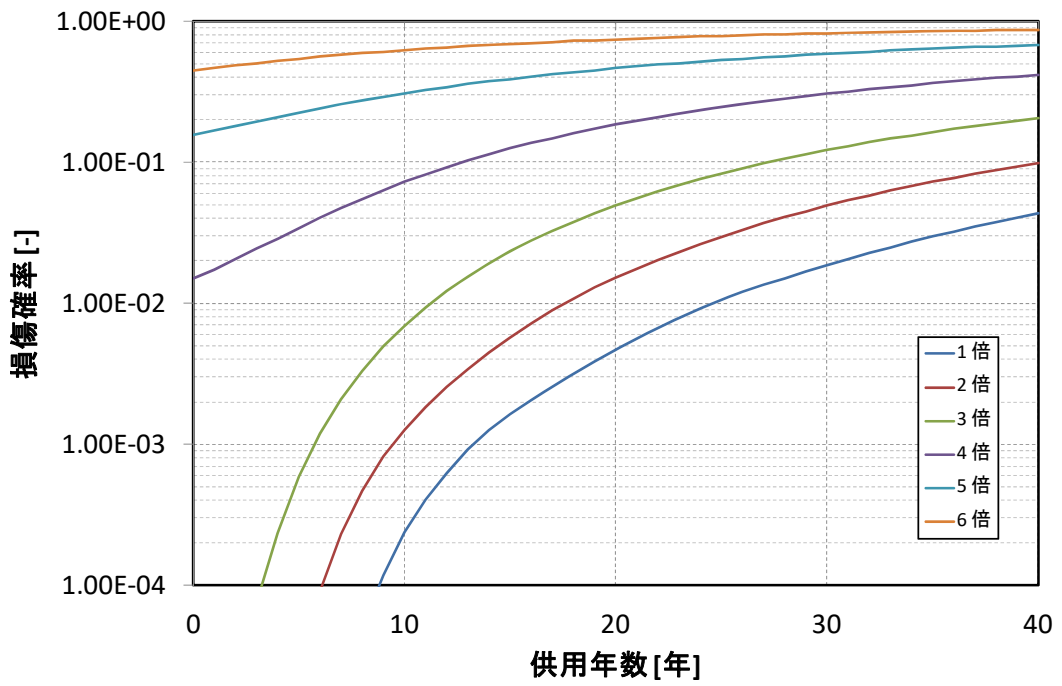


図 27 直管の場合 地震動強さ比率ごとの供用年数に対する損傷確率

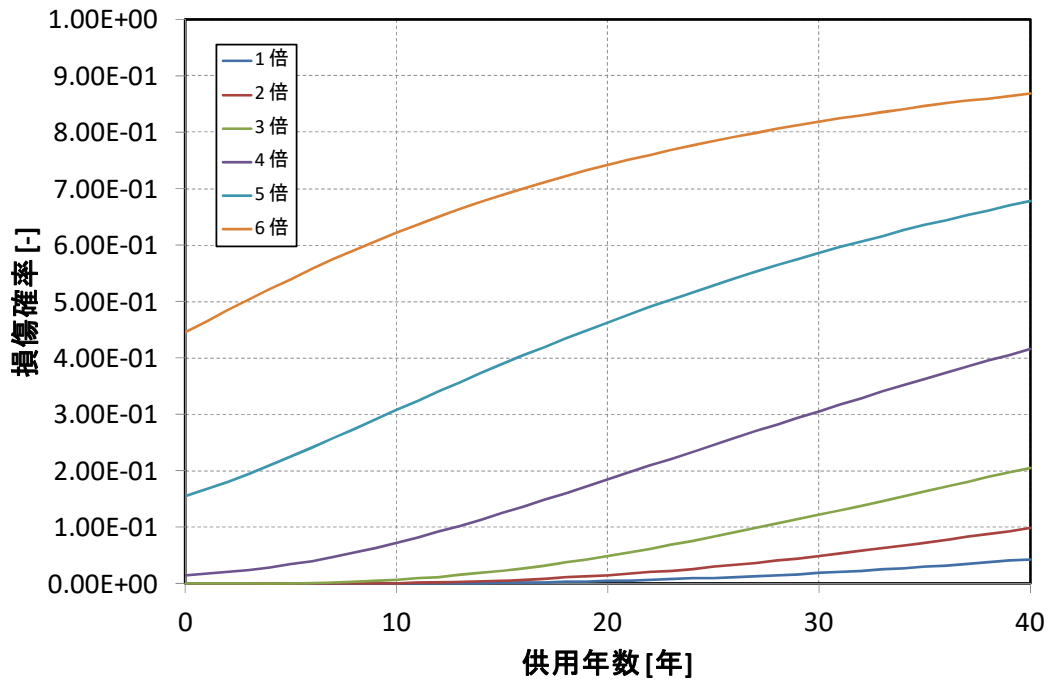


図 28 直管の場合 地震動強さ比率ごとの供用年数に対する損傷確率

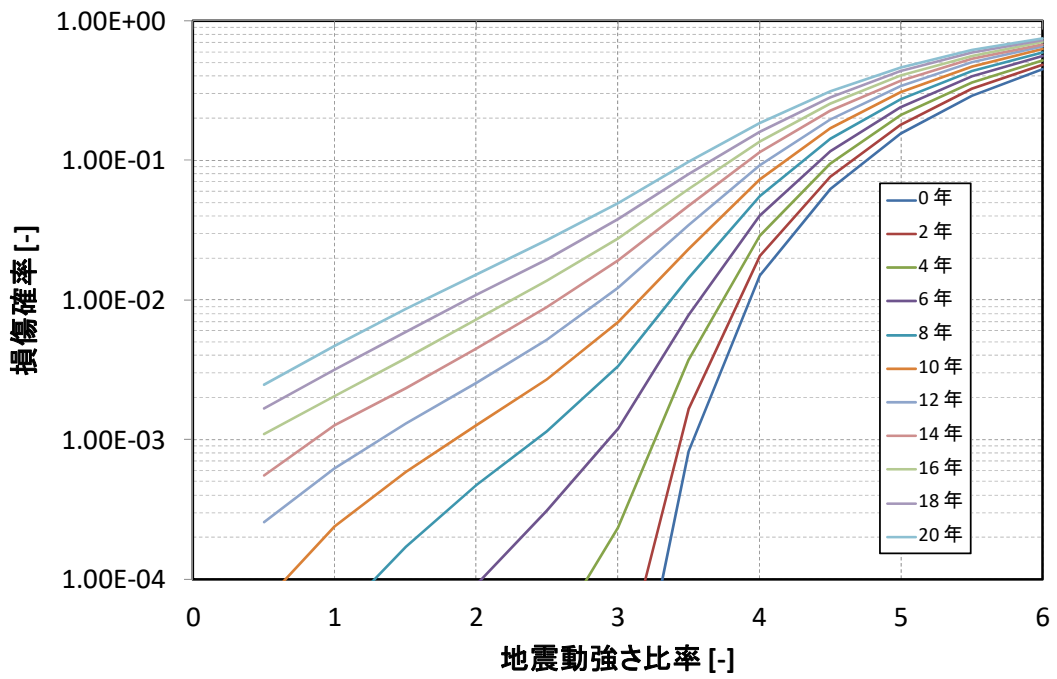


図 29 直管の場合 供用年数ごとの損傷確率の地震動強さ比率に対する変化

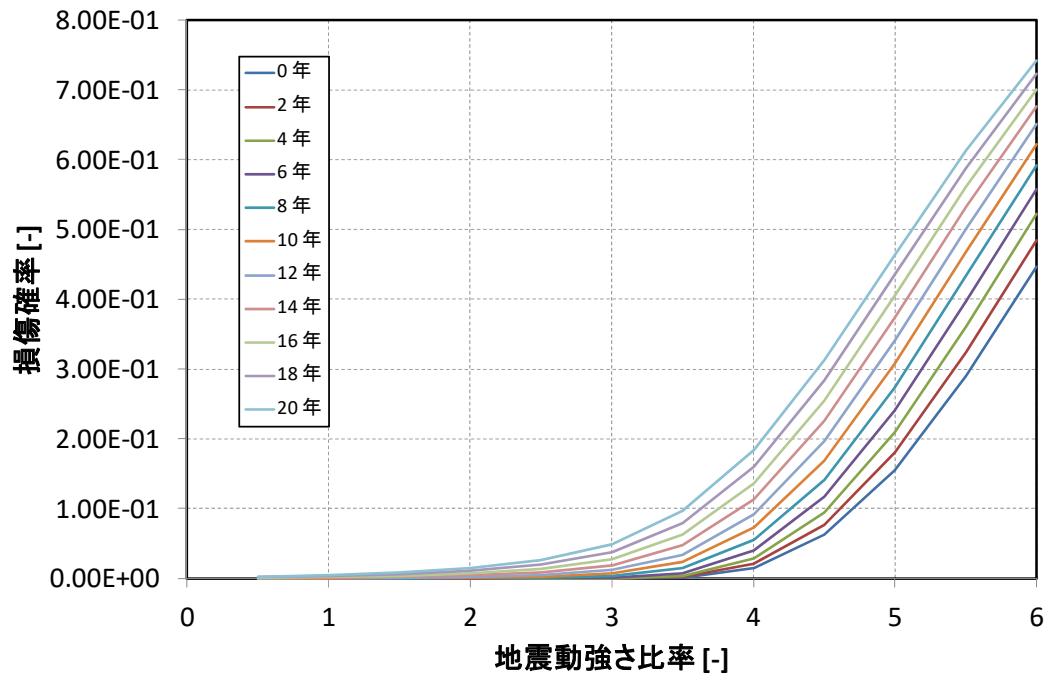


図 30 直管の場合 供用年数ごとの損傷確率の地震動強さ比率に対する変化

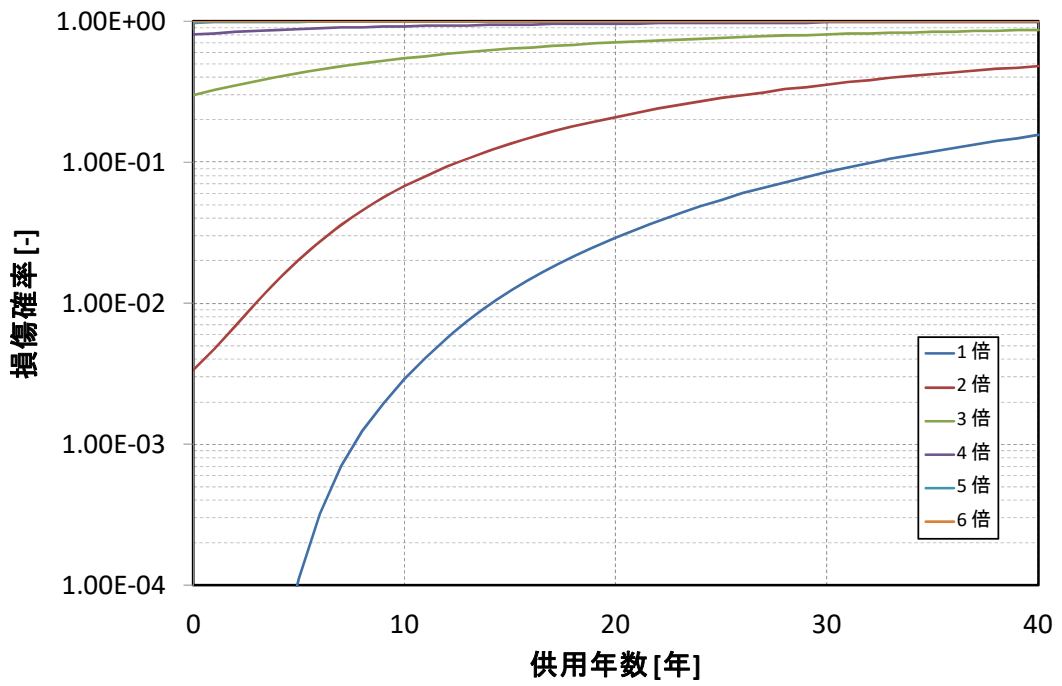


図 31 エルボ管の場合 地震動強さ比率ごとの供用年数に対する損傷確率

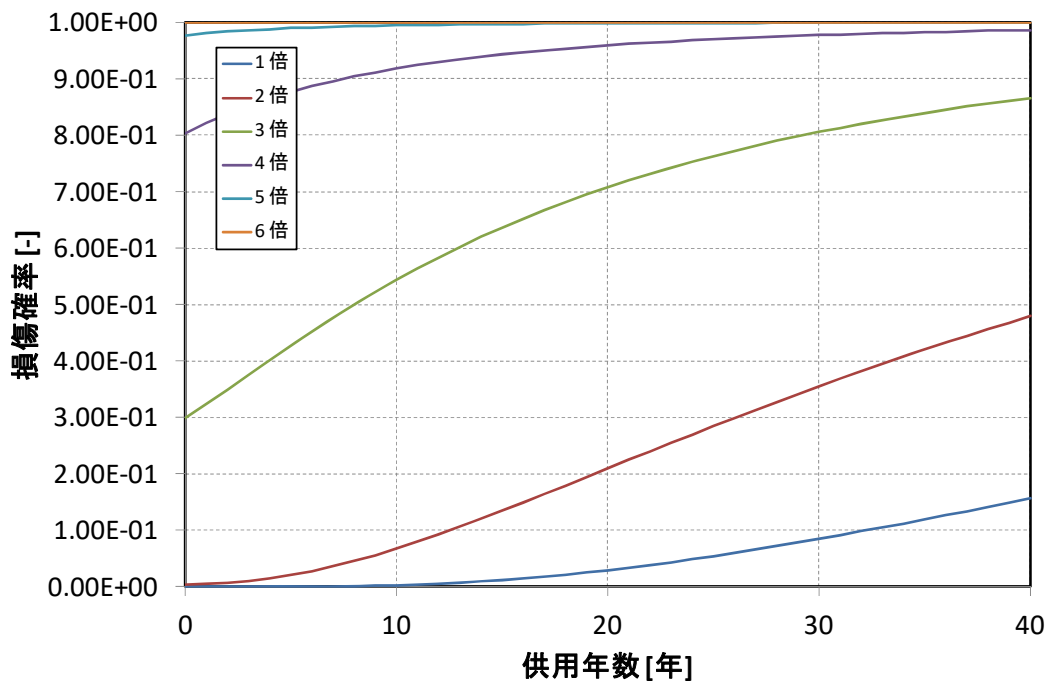


図 32 エルボ管の場合 地震動強さ比率ごとの供用年数に対する損傷確率

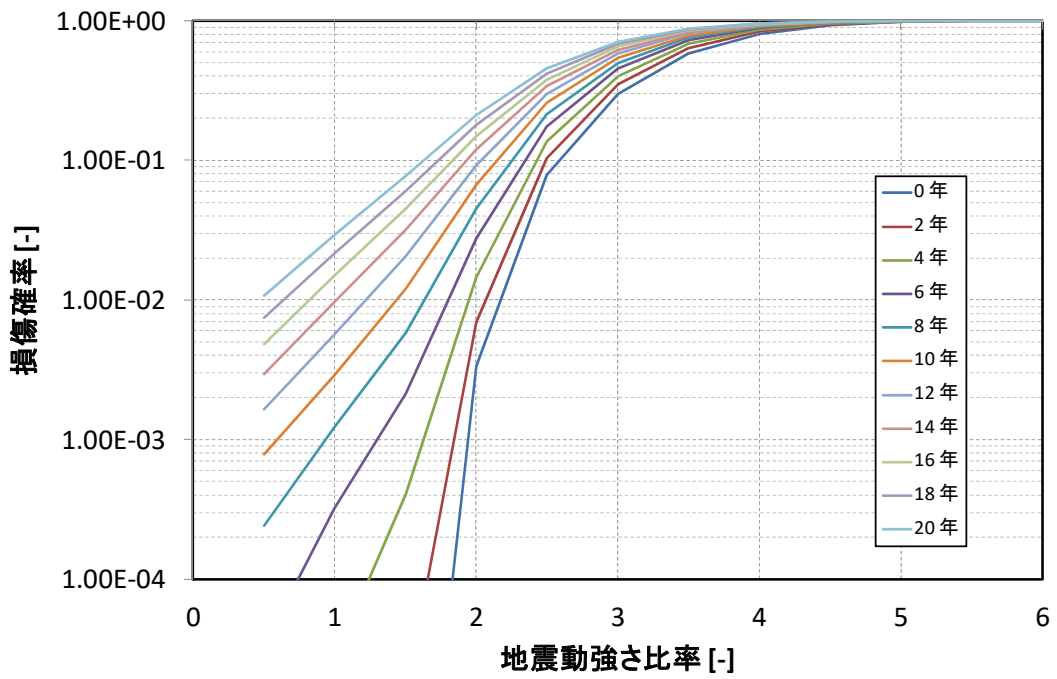


図 33 エルボ管の場合 供用年数ごとの損傷確率の地震動強さ比率に対する変化

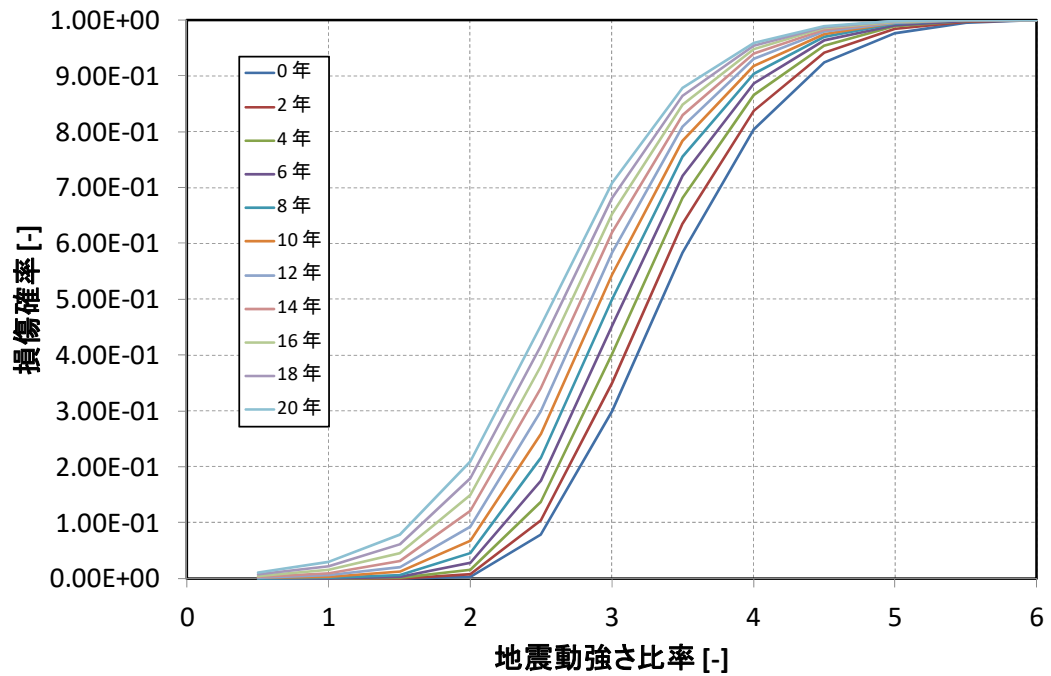


図 34 エルボ管の場合 供用年数ごとの損傷確率の地震動強さ比率に対する変化

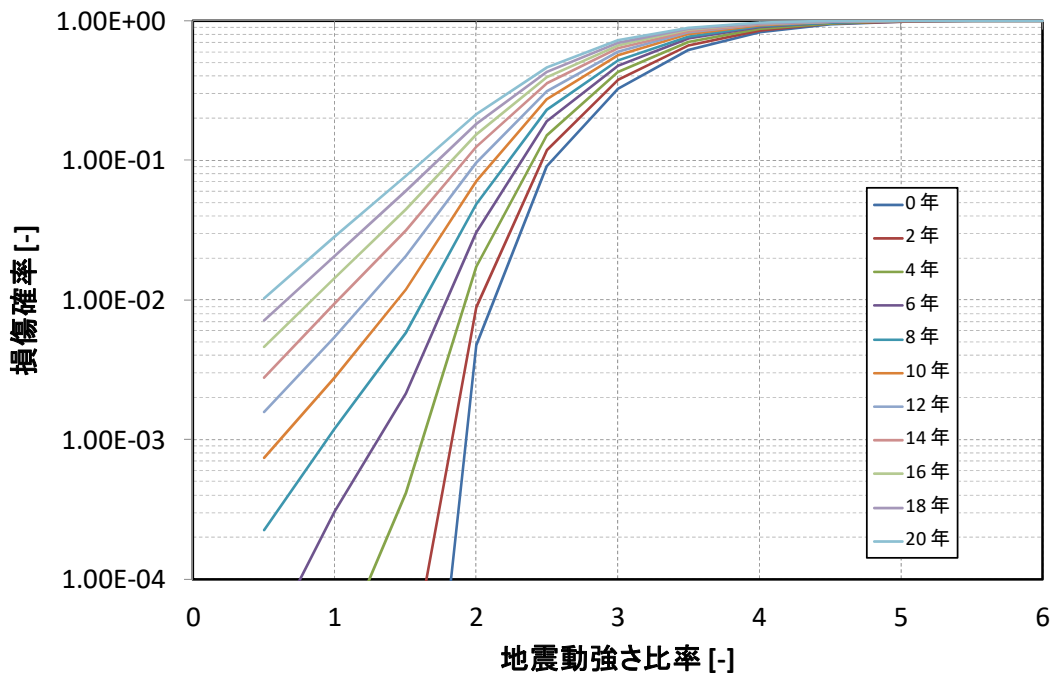


図 35 T字管の場合 地震動強さ比率ごとの供用年数に対する損傷確率

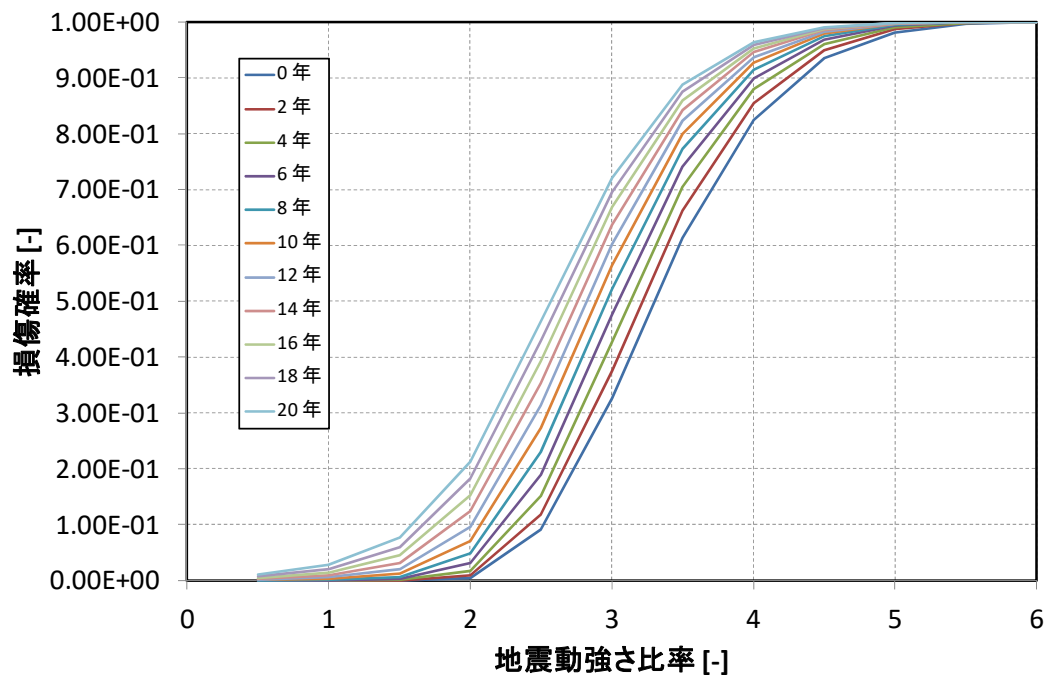


図 36 T字管の場合 地震動強さ比率ごとの供用年数に対する損傷確率

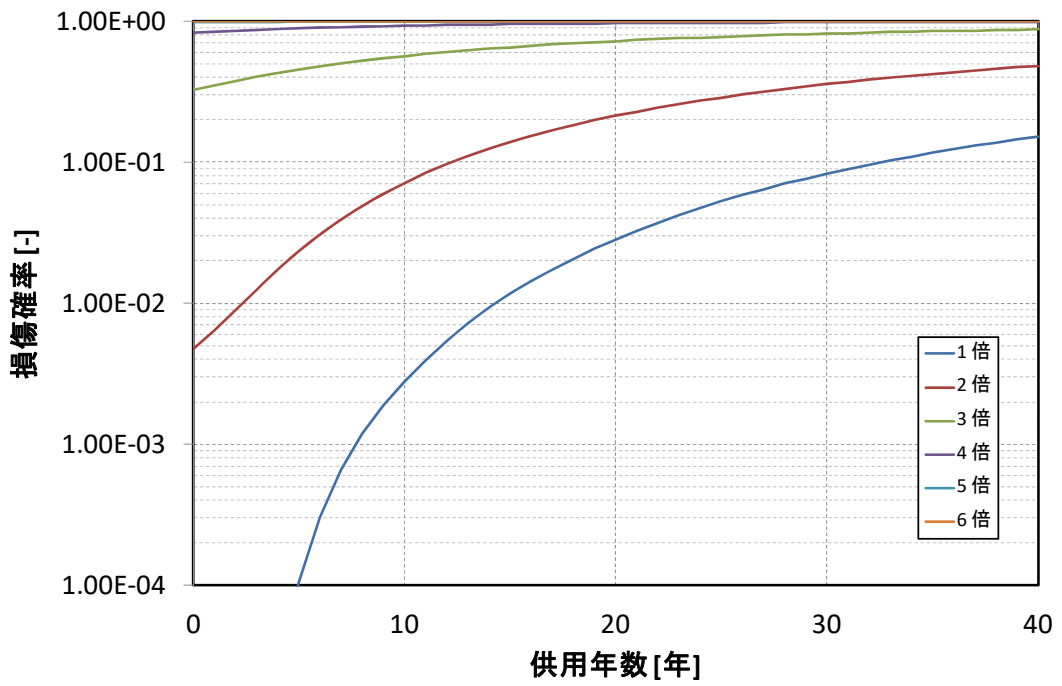


図 37 T字管の場合 供用年数ごとの損傷確率の地震動強さ比率に対する変化

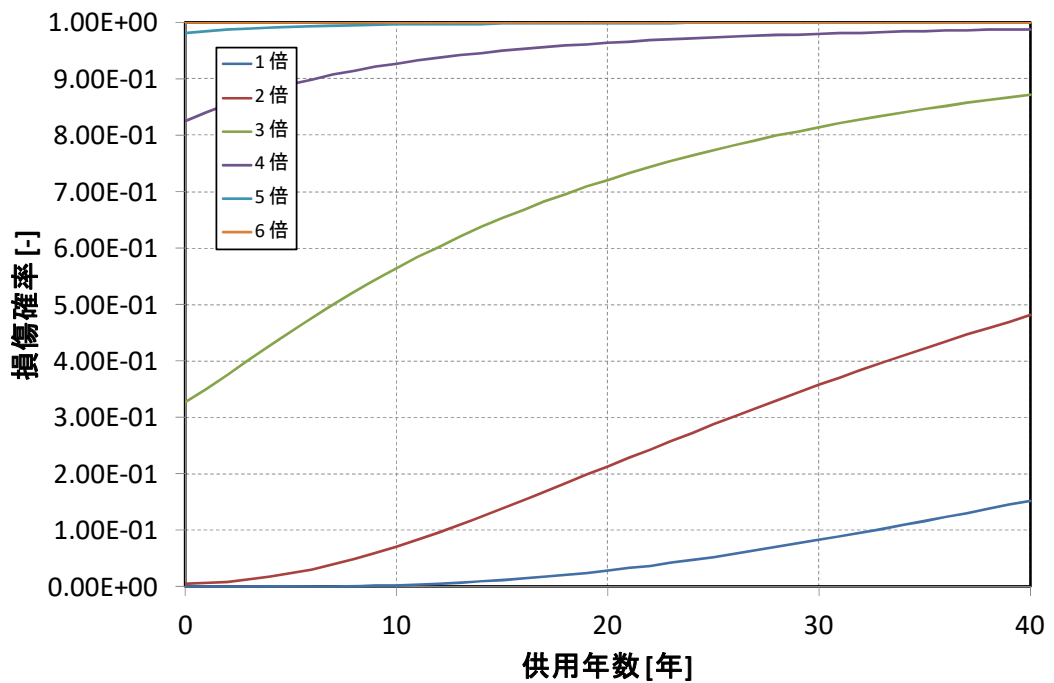


図 38 T字管の場合 供用年数ごとの損傷確率の地震動強さ比率に対する変化