

本資料のうち、枠囲みの内容は機密事項に属しますので公開できません。

柏崎刈羽原子力発電所6号及び7号炉審査資料	
資料番号	KK67-0100
提出年月日	平成28年4月13日

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)

平成28年4月

東京電力ホールディングス株式会社

目次

1. 建屋地震応答解析モデルの既工認との差異について
 - 補足説明資料 1-1 建屋側面地盤回転バネを考慮することの妥当性について
 - 補足説明資料 1-2 各モデルの変更点の中越沖地震時のシミュレーション解析結果に与える影響について
 - 補足説明資料 1-3 建屋コンクリート剛性について

2. 原子炉格納容器コンクリート部の材料構成則について
 - 補足説明資料 2 原子炉格納容器コンクリート部の材料構成則について

3. 既工認実績のない規格・手法の適用性について
 - 補足説明資料 3-1 原子炉建屋屋根トラス及び排気筒の評価モデルについて
 - 補足説明資料 3-2 使用済燃料貯蔵ラックの減衰定数について（7号炉）
 - 補足説明資料 3-3 原子炉本体基礎の非線形特性について

建屋側面地盤回転バネを考慮することの妥当性について

1. はじめに

今回の工認申請で採用する予定の建屋動的解析モデルでは、建屋側面地盤の回転バネを考慮しているが、地中外壁面には防水層（シート防水）及び保護層（プロテクター）が設置されており、側面地盤回転バネを考慮することの妥当性を確認する必要がある。図 1-1 に建屋地中外壁の防水施工状況を示す。

本資料は、建屋動的解析モデルに側面回転バネを考慮することの妥当性を、2008 年～2010 年に実施した地中外壁摩擦実験の結果と基準地震動 S_s による側面回転バネの反力を比較することにより検討するものである。

なお、この防水仕様は 6 号炉と 7 号炉で共通していることから、検討は 6 号炉原子炉建屋を代表として実施する。評価のフローを図 1-2 に示す。

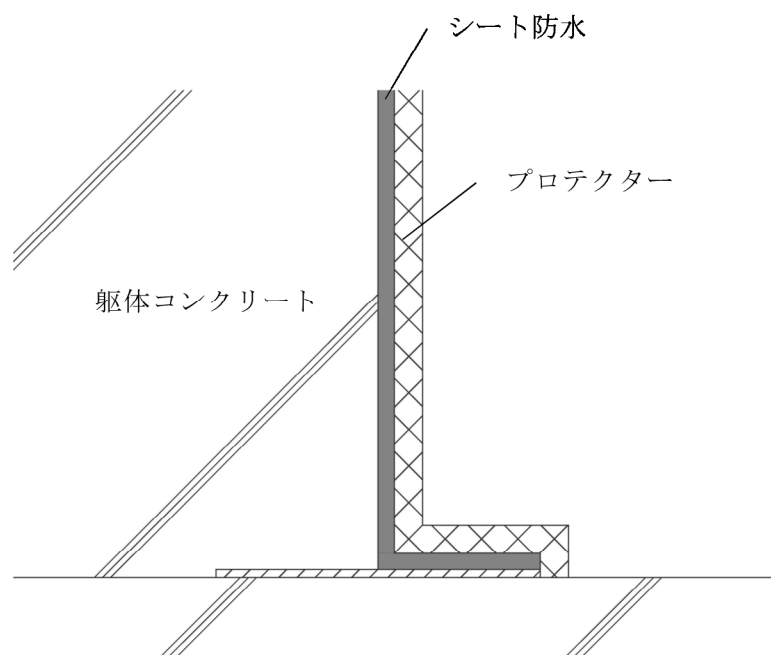
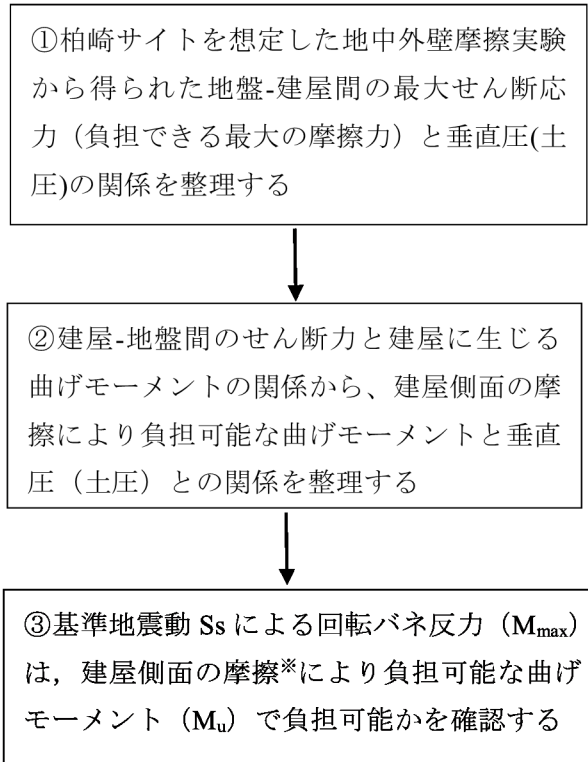


図 1-1 地中外壁の防水施工状況



※土圧は側面バネ考慮位置で評価

図 1-2 検討フロー

2. 地中外壁摩擦実験

2.1. モデル化の概要

地中外壁の防水施工状況を踏まえ、地中外壁摩擦実験は、建屋躯体、防水層、保護層、地盤（西山モルタル）を模擬した試験体に土圧を想定した垂直圧をかけ、拘束圧と直交する方向に加力するモデルを用いることとした。図 2-1 に概要を示す。

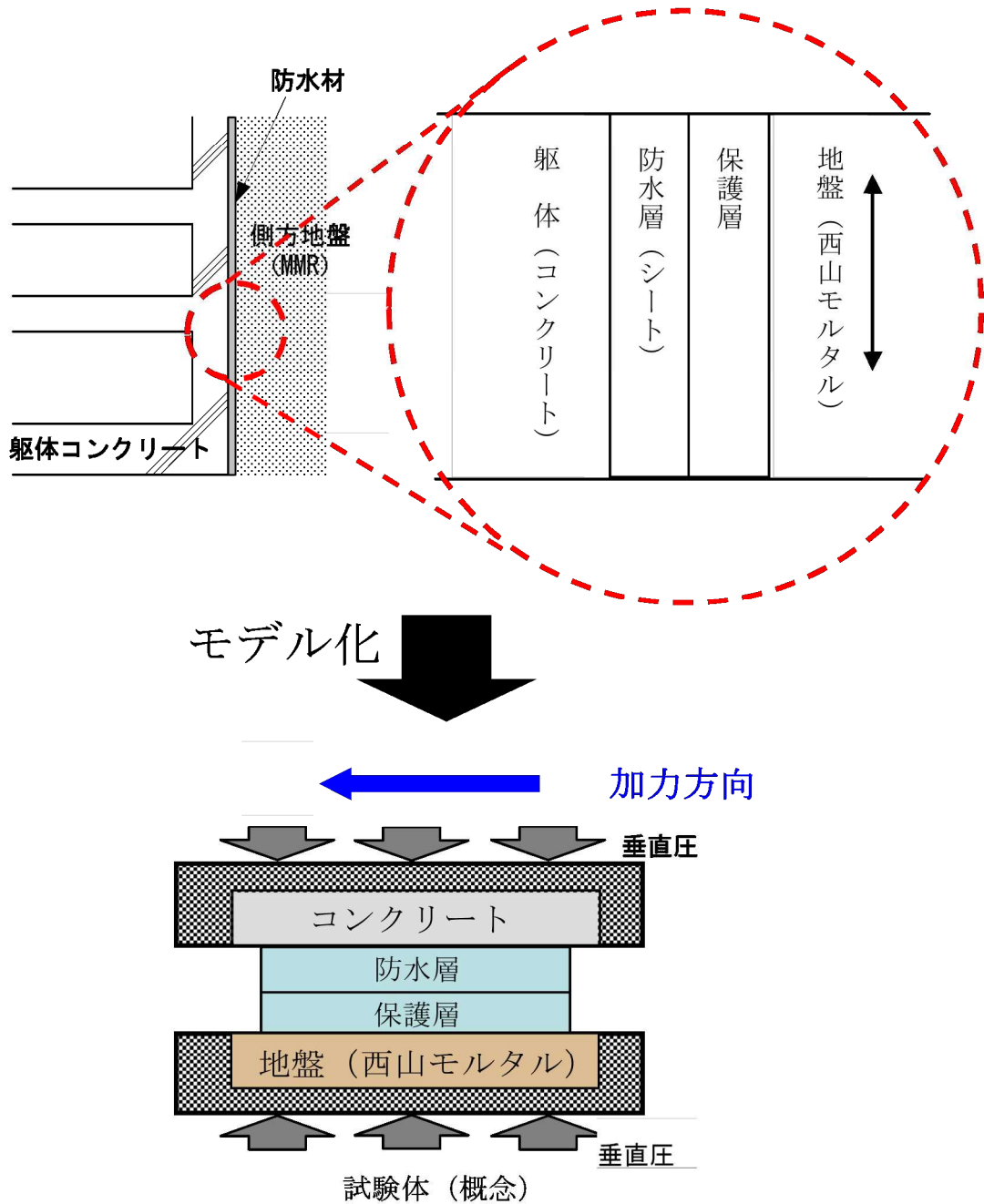


図 2-1 地中外壁の摩擦実験におけるモデル化

2.2. 試験の概要

地中外壁摩擦実験については、保護層－地盤（西山モルタル）間のせん断摩擦力を確認することを目的とした高速載荷及び繰返し載荷試験（以下、「高速載荷・繰返し載荷試験」という）と、保護層-地盤間のせん断摩擦力に対するスケール効果を確認することを目的とした静的載荷試験（以下、「静的載荷試験」という）の2種類の実験を実施している。また、いずれの試験とも計測項目は水平荷重、水平変位、垂直荷重及び垂直変位とした。

なお、いずれの試験においても、試験に用いる材料については、試験結果の実機への適用性を考慮し、実機と同製品もしくは同等品を使用することとした。

図 2-2 に高速載荷・繰返し載荷試験で用いた試験装置の概要を示す。

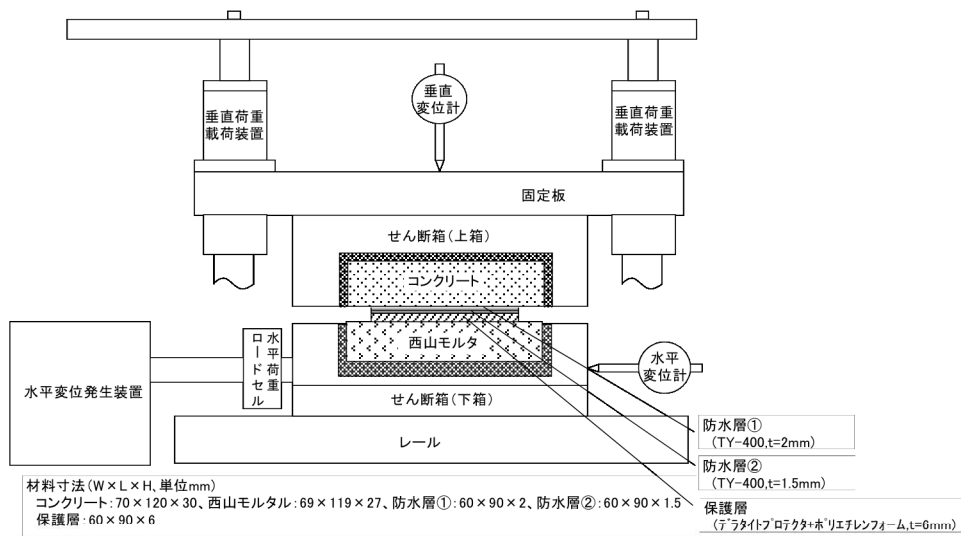


図 2-2 試験装置（高速載荷・繰返し載荷試験）

図 2-3 に静的載荷試験で用いた試験装置の概要を示す。

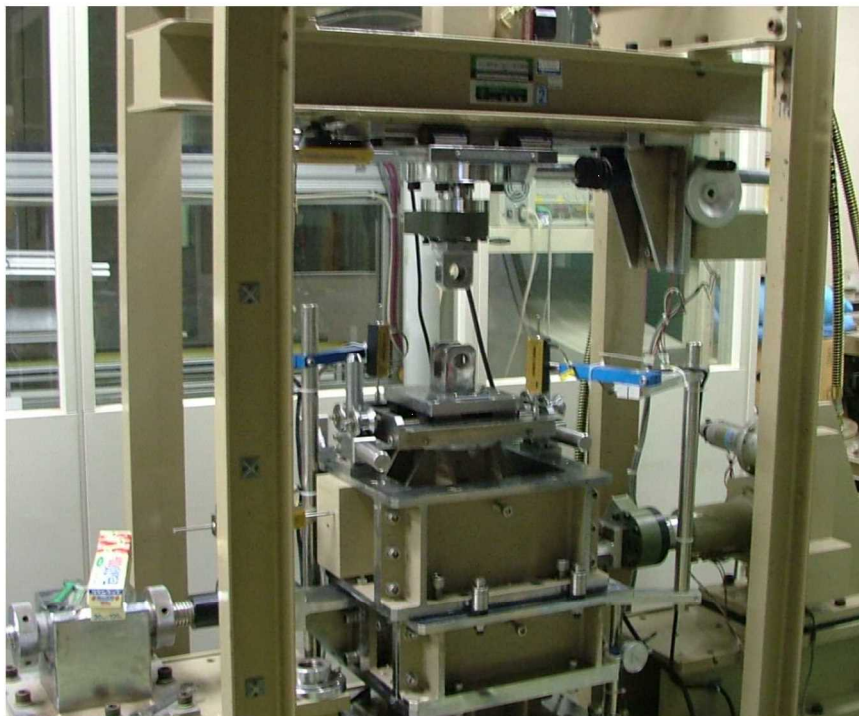
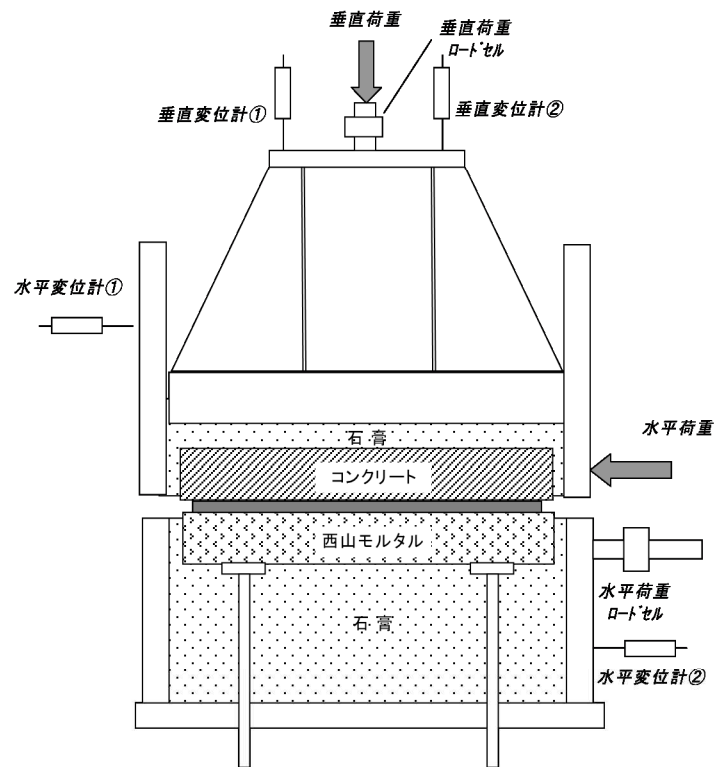


図 2-3 試験装置 (静的載荷試験)

2.3. 試験ケースの概要

表 2-1 に、各試験ケースの比較を示す。

高速載荷・繰返し載荷試験では、一方向載荷及び繰返し載荷による保護層-西山モルタル間の摩擦抵抗力の確認を目的としている。高速載荷における載荷速度は、繰返し載荷試験における載荷速度を目標とし、試験装置の上限である 25mm/s とした。また、繰返し載荷では柏崎サイトの原子炉建屋の建屋-地盤連成系 1 次固有振動数を踏まえ、2.2Hz で載荷した。

静的載荷試験では、保護層-西山モルタル間の摩擦抵抗力を保守的に評価することを目的としている。また、併せて試験結果に対するスケール効果の有無を確認するため、試験体寸法を中型と大型の 2 水準で比較検討した。なお、高速載荷・繰返し載荷試験ですべり面が保護層-西山モルタル間であることが確認できているため、静的載荷試験では防水層を設置していない。

表 2-1 各試験ケースの比較

試験ケース	載荷速度/サイクル	試験体寸法 (mm)
高速載荷	25mm/s	中型試験体 (60×90×9.5)
繰返し載荷	2.2Hz	
静的載荷 (中型試験体)	0.2mm/min	中型試験体 (60×90×6)
静的載荷 (大型試験体)		大型試験体 (270×270×6)

2.4. 試験結果および建屋側面の摩擦により負担可能なせん断応力の定式化

表 2-2 に高速載荷・繰返し載荷試験，静的載荷試験結果として求めた最大せん断応力を対応する垂直圧と併せて示す。また，試験結果を最大せん断応力－垂直圧関係として図化したものを図 2-4 に示す。ここで最小二乗法により，建屋側面の摩擦により負担可能なせん断応力 τ_u と垂直圧の関係を示す回帰直線を算出し，以降の検討で用いることとした。

また，表 2-2 より，静的載荷試験結果における最大摩擦係数は中型試験体と大型試験体で大きな差異は無く，スケール効果が無いことが確認できていることから，実機との試験体寸法の相違による影響は無く，本試験の結果は実機でも適用可能であると考えられる。

表 2-2 試験結果一覧

試験ケース		垂直圧 (k N/m ²)	最大せん断 応力 (k N/m ²)	最大摩擦係数
高速載荷 (中型試験体)	H-1	100	125	1.25
	H-2	200	181	0.91
	H-3	400	236	0.59
	H-4	600	317	0.53
繰返し載荷 (中型試験体)	C-1	100	144	1.44
	C-2	200	181	0.91
	C-3	400	261	0.65
	C-4	600	402	0.67
静的載荷 (中型試験体)	200	200	156	0.78
	400	400	206	0.52
	600	600	265	0.44
静的載荷 (大型試験体)	200	200	141	0.71
	400	400	238	0.60
	600	600	278	0.46

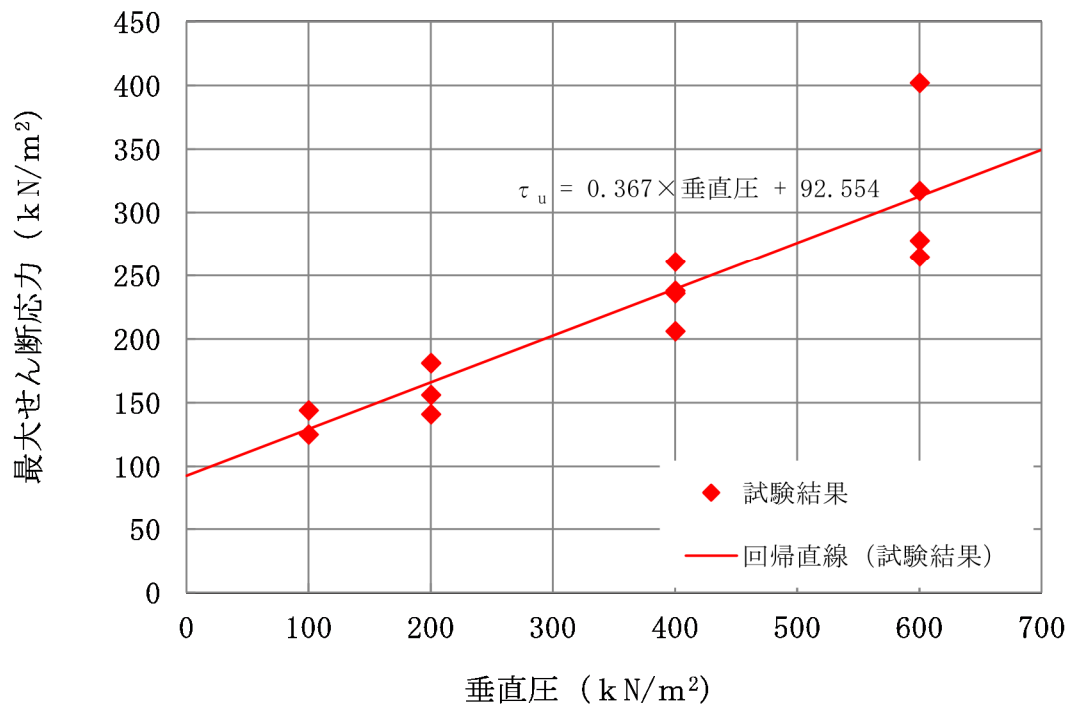


図 2-4 最大せん断応力－垂直圧関係

3. 側面回転バネを考慮することの妥当性の検討

3.1. 建屋側面の摩擦により負担可能な曲げモーメント

回転バネの反力は曲げモーメントとして算定されることから、側面摩擦試験結果から求まる建屋—地盤間の最大せん断応力をもとに、建屋側面の摩擦により負担可能な曲げモーメントを計算する。

地中外壁面にせん断応力が発生した場合、建屋全体としては、図 3-1 に示すような曲げモーメントが発生するが、この建屋全体に生じる曲げモーメントが、建屋側面の摩擦により負担可能な曲げモーメントに相当する。

これより、建屋側面の摩擦により負担可能な曲げモーメント M_u は、(3.1)式で定めるものとする。なお、建屋側面の摩擦により負担可能なせん断応力 τ_u としては、2.4 で算出した回帰式を用いることとする。

$$M_u = \tau_u A_1 \times L + \left(\tau_u \times \frac{A_2}{2} \times \frac{L}{2} \right) \times 2 \quad (3.1)$$

M_u : 建屋側面の摩擦により負担可能な曲げモーメント(kNm)

τ_u : 建屋側面の摩擦により負担可能なせん断応力(kN/m²)

L : 建屋幅 (m)

A_1 : 建屋外壁面積 (正面) (m²)

A_2 : 建屋外壁面積 (側面) (m²)

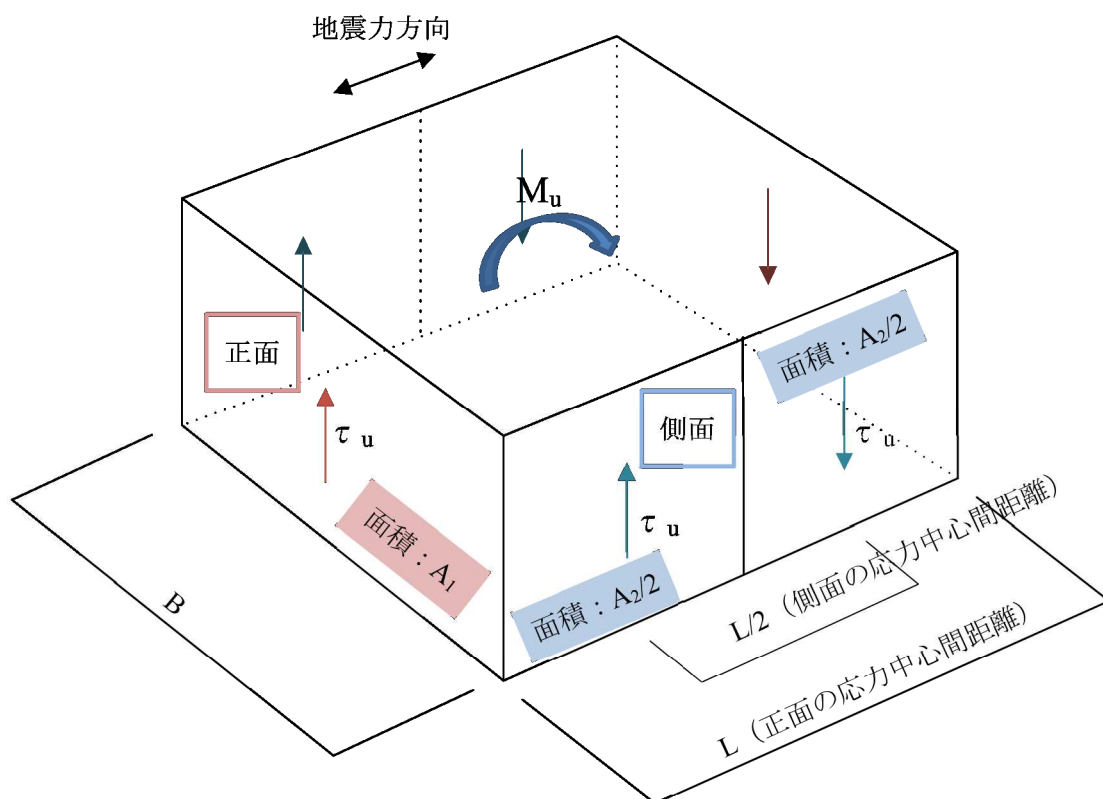


図 3-1 側面の摩擦により負担可能な最大曲げモーメント

3.2. 側面回転バネを考慮することの妥当性評価

図 3-2 に 6 号炉原子炉建屋の質点系モデル図及び静止土圧分布を示す。また、表 3-1 に各側面回転バネの支配高さ及び静止土圧の一覧を示す。

各側面回転バネ①～④の支配高さが異なっていることから、検討に当たっては、基準地震動 $S_{s1} \sim 8$ に対する反力 M_{max} と、(3.1)式から算出した建屋側面の摩擦により負担可能な曲げモーメント M_u を、それぞれ側面バネの支配高さで割って無次元化した上で比較する。

ここで側面回転バネ反力が建屋側面の摩擦により負担可能な曲げモーメント以下であれば、側面回転バネは有効であると判断する。

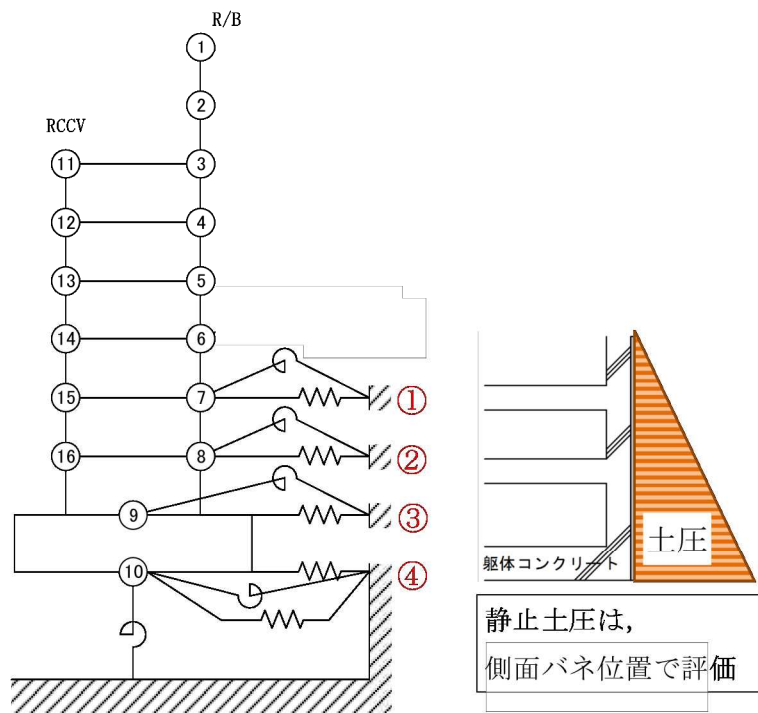


図 3-2 6 号炉原子炉建屋質点系モデルと静止土圧の分布

表 3-1 各側面バネの支配高さ及びバネ位置における静止土圧

バネ番号	T.M.S.L. (m)	支配高さ(m)	側面バネ位置の 静止土圧 (kN/m ²)
①	[REDACTED]	2.45	58
②		6.50	114
③		6.00	169
④		2.75	216

3.3. 評価結果

図 3-3 と図 3-4 に, 建屋側面の摩擦により負担可能な曲げモーメント M_u と垂直圧(土圧)の関係, そこに基準地震動 S_s 1~8 による側面回転バネ反力 M_{max} をプロットした結果を示す。なお, 側面回転バネ反力は, 3.2 で記載した通り, 側面バネの支配高さあたりの値として無次元化して評価している。

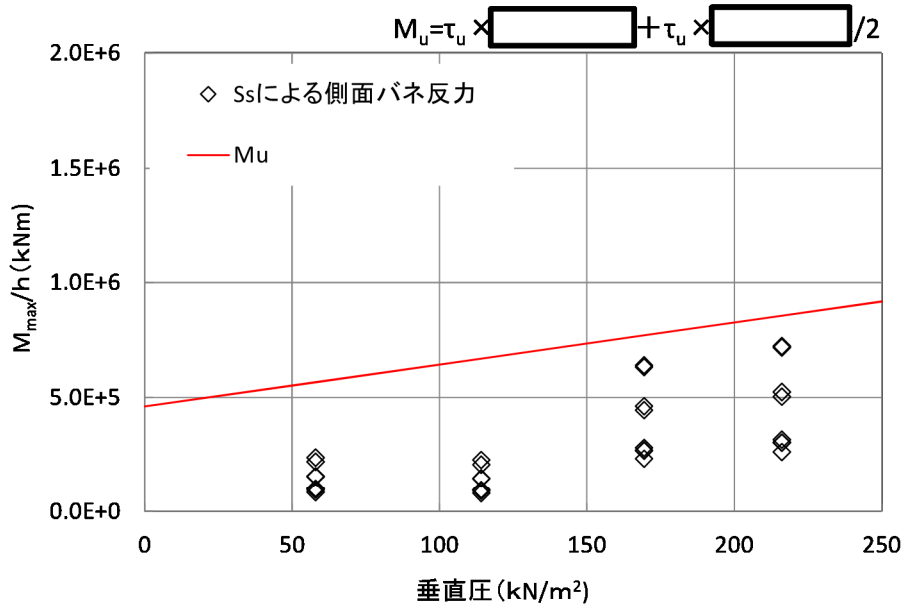


図 3-3 側面摩擦により負担可能な曲げモーメント M_u と基準地震動 S_s による側面回転バネ反力 M_{max} の比較 (NS 方向)

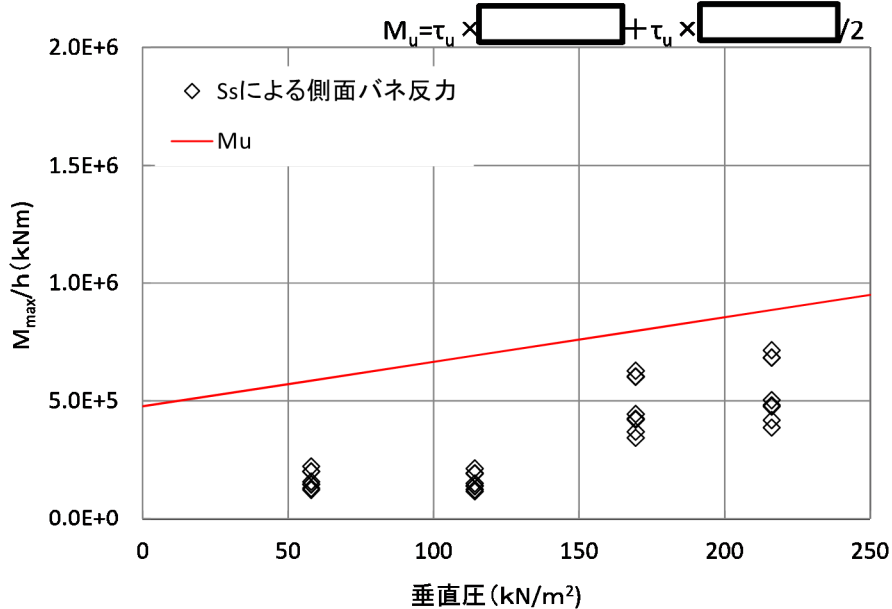


図 3-4 側面摩擦により負担可能な曲げモーメント M_u と基準地震動 S_s による側面回転バネ反力 M_{max} の比較 (EW 方向)

表 3-2 と表 3-3 に、各側面回転バネ①～④における基準地震動 $S_s1\sim 8$ による反力 M_{max} と側面摩擦により負担可能な曲げモーメント M_u の比を示す。

M_{max}/M_u の最大値は 0.85 であり、基準地震動 S_s による回転バネ反力が建屋側面の摩擦により負担できることが確認できた。

表 3-2 各側面回転バネにおける M_{max}/M_u (NS 方向)

バネ番号	NS							
	S_s-1	S_s-2	S_s-3	S_s-4	S_s-5	S_s-6	S_s-7	S_s-8
①	0.39	0.27	0.27	0.18	0.17	0.18	0.15	0.42
②	0.31	0.22	0.22	0.14	0.13	0.14	0.12	0.34
③	0.82	0.60	0.58	0.35	0.35	0.36	0.30	0.83
④	0.84	0.61	0.59	0.36	0.35	0.37	0.31	0.85

表 3-3 各側面回転バネにおける M_{max}/M_u (EW 方向)

バネ番号	EW							
	S_s-1	S_s-2	S_s-3	S_s-4	S_s-5	S_s-6	S_s-7	S_s-8
①	0.34	0.34	0.25	0.21	0.25	0.22	0.27	0.38
②	0.28	0.28	0.20	0.17	0.20	0.18	0.22	0.31
③	0.76	0.79	0.53	0.43	0.53	0.46	0.56	0.76
④	0.77	0.81	0.54	0.44	0.54	0.47	0.57	0.77

4. まとめ

実機を想定した地中外壁摩擦実験結果から、建屋地中外壁の摩擦抵抗により負担できる曲げモーメント M_u を評価し、6号炉原子炉建屋を代表として、基準地震動 S_s による側面地盤回転バネ反力 M_{max} との比較を行った。

その結果、基準地震動 S_s による6号炉原子炉建屋の側面回転バネ反力 M_{max} は建屋地中外壁の摩擦抵抗により負担できる曲げモーメント M_u よりも小さいことが確認できた。

以上のことから、柏崎刈羽原子力発電所では地下外壁部分に防水層（シート防水）及び保護層（プロテクター）が設置されているものの、建屋と地盤間に生じる摩擦力は、建屋動的解析モデルにおいて考慮する側面回転バネの反力を十分に負担できる範囲であり、建屋動的解析モデルにおいて側面地盤の回転バネを考慮することは妥当であると考えられる。

以 上

各モデルの変更点が中越沖地震時のシミュレーション解析結果
に与える影響について

1. はじめに

今回採用を予定している建屋の地震応答解析モデルは、平成 19 年新潟県中越沖地震時の観測記録に基づく建屋シミュレーション解析から得られた知見を踏まえて、より実現象に近い応答を再現するという観点から、①コンクリート実剛性、②補助壁の考慮、③側面地盤ばねにおける回転成分の考慮、④表層部の埋め込み効果の無視という 4 項目について、設計時から条件を見直すこととしている。本資料は、上記の 4 項目のそれぞれがシミュレーション解析結果に与える影響を把握するための追加解析結果を示すものである。なお、6 号炉原子炉建屋と 7 号炉原子炉建屋はほぼ同様の構造となっていることから、7 号炉原子炉建屋を代表として検討を実施することとした。

2. 追加シミュレーション解析ケース

追加検討として、表 2-1 に示す Case1～Case4 の 4 ケースについて解析を実施した。鉛直方向の解析モデルでは、側面地盤の効果は考慮していないことから、Case1 および Case2 でのみ検討を実施している。

表 2-1 パラメータスタディケース

ケース名	建屋モデル		地盤モデル	
	コンクリートのヤング係数	剛性を考慮する部位	側面ばね	表層地盤
設計モデル条件	設計基準強度に基づく	耐震壁	水平	考慮
Case1	実剛性	耐震壁	水平	考慮
Case2	設計基準強度に基づく	耐震壁＋補助壁	水平	考慮
Case3	設計基準強度に基づく	耐震壁	水平・回転	考慮
Case4	設計基準強度に基づく	耐震壁	水平	無視
中越沖シミュレーション(今回工認採用予定の 4 項目を反映したモデル)	実剛性	耐震壁＋補助壁	水平・回転	無視

3. シミュレーション解析結果

Case 1～4の各ケースの地震応答解析結果と設計モデル条件の地震応答解析結果、観測記録とを比較した結果（床応答スペクトル、最大応答加速度）を図 3-1～8 に示す。また、参考として中越沖シミュレーション解析モデル（今回工認で採用予定の項目を反映したモデル）による解析結果を図 3-9,10 に示す。表 3-1 に各解析ケースを考察した結果を示す。

4. まとめ

各モデルの変更点が中越沖地震時のシミュレーション解析結果に与える影響を把握するために、パラメータスタディを実施し、各変更点が生じたシミュレーション解析結果に与える影響を確認した。

表 3-1 考察結果

解析ケース		考察
Case1 (NS/EW/UD)	実剛性考慮	<ul style="list-style-type: none"> ・加速度応答スペクトルについては、NS,EW,鉛直方向共に、設計モデル条件と比較して、観測記録との整合性が向上している。 ・最大応答加速度については、NE・EW 方向については、設計モデル条件よりも整合性が向上するかほぼ同等の結果となっており、鉛直方向については、記録と整合性が大きく向上している。
Case2 (NS/EW/UD)	補助壁考慮	<ul style="list-style-type: none"> ・加速度応答スペクトルについては、NS,EW では設計モデル条件と比較して観測記録との整合性が向上している。鉛直方向については、周期 0.1 秒より長周期側での整合性は向上している。 ・最大応答加速度については、NE・EW 方向については、設計モデル条件よりも整合性が向上している。鉛直方向については、観測記録取得位置では、設計モデルよりも少し応答が大きめとなっている。
Case3 (NS/EW)	回転バネ考慮	<ul style="list-style-type: none"> ・加速度応答スペクトルについては、NS,EW 共に設計モデル条件と比較して観測記録との整合性が向上している。他のケースと比べても向上度合いは大きい。 ・最大加速度についても、NS・EW 方向共に設計モデル条件と比較して整合性が向上している。
Case4 (NS/EW)	表層無視	<ul style="list-style-type: none"> ・加速度応答スペクトルについては、NS,EW 共に設計モデル条件と比較して観測記録との整合性が向上している。 ・最大加速度については、NS・EW 方向共に設計モデル条件と比較してほぼ同程度の結果となっている。
中越沖シミュレーション(今回工認採用予定の4項目を反映したモデル)(NS/EW/UD)	4項目反映	<ul style="list-style-type: none"> ・加速度応答スペクトルについては、NS,EW 方向共に Case 1～4 と比較して、観測記録とより整合する結果となっている。鉛直方向についても、建屋モデルを1項目のみを変更した Case1,2 と比較して整合性は向上している。 ・最大加速度についても1項目のみを変更した Case1～4 と比較して、整合性は向上する結果となっている。

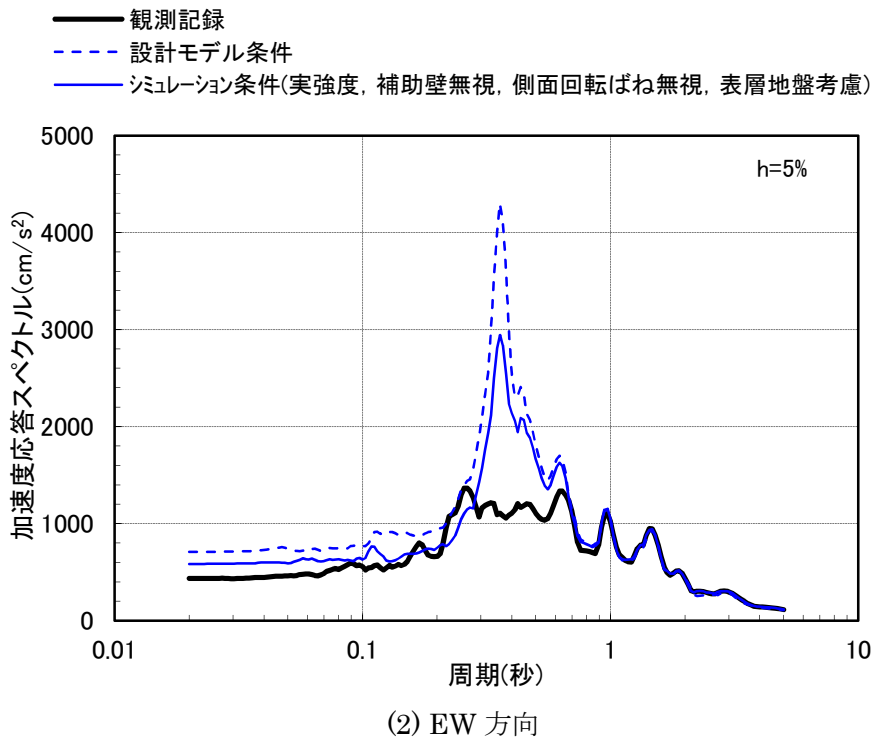
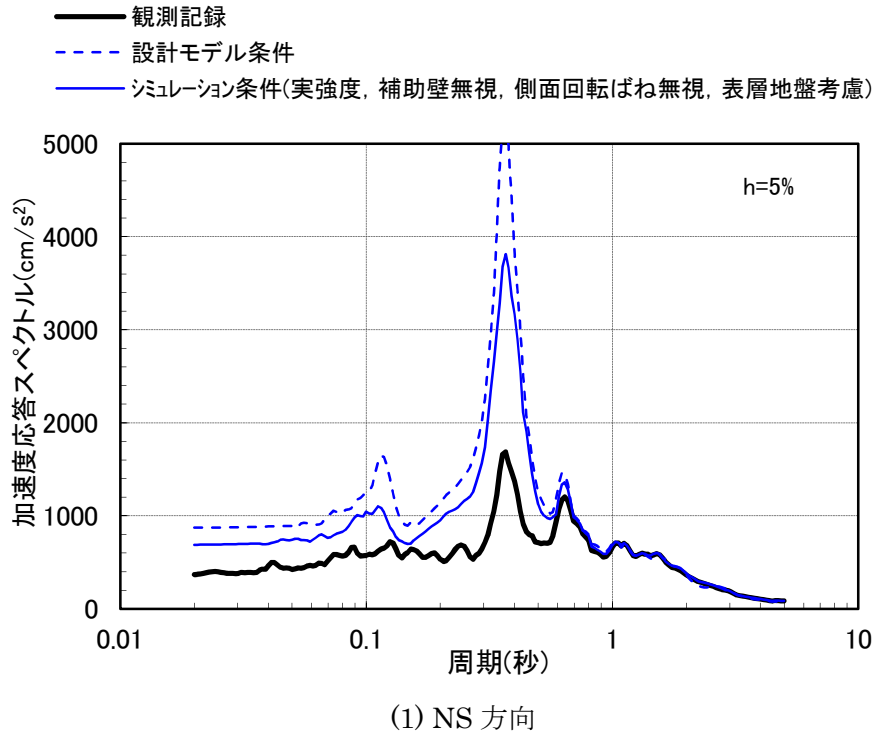
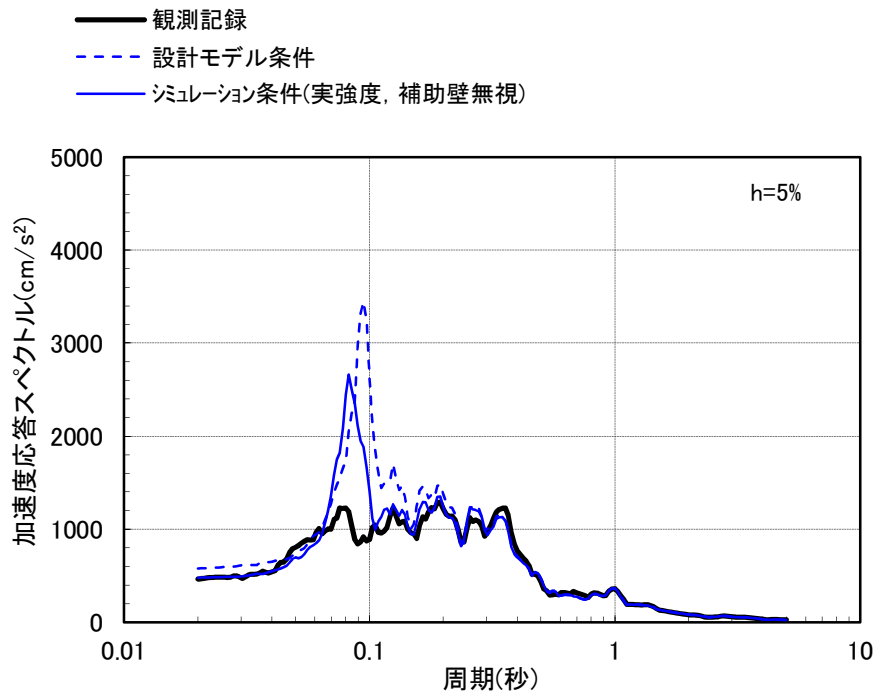
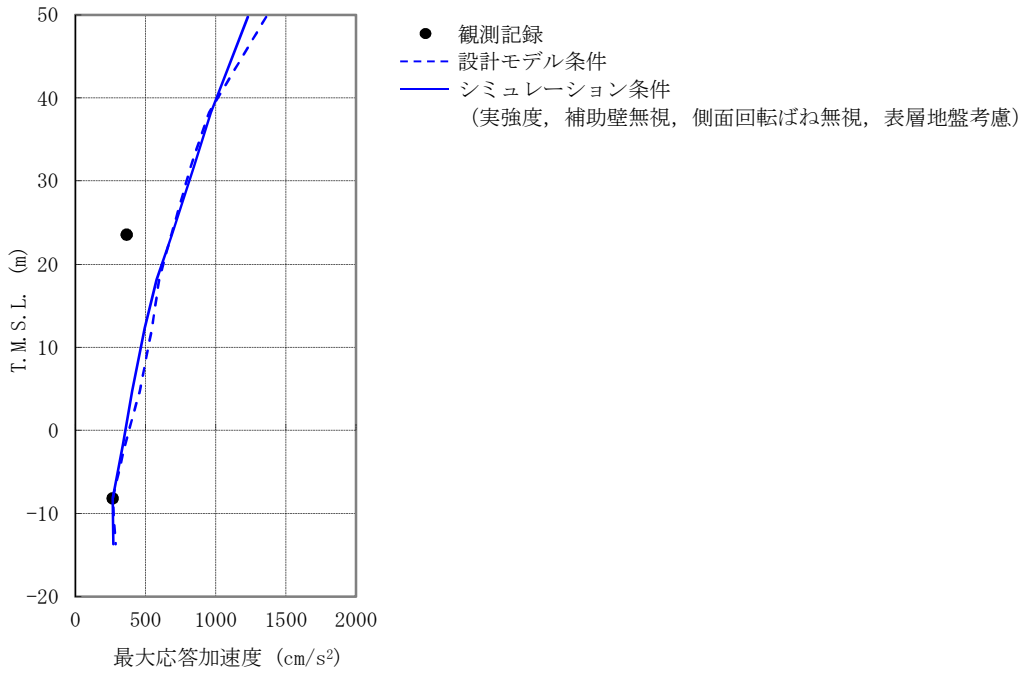


図 3-1(a) 7号炉原子炉建屋加速度応答スペクトルの比較 (T.M.S.L.+23.5m) 【Case1】

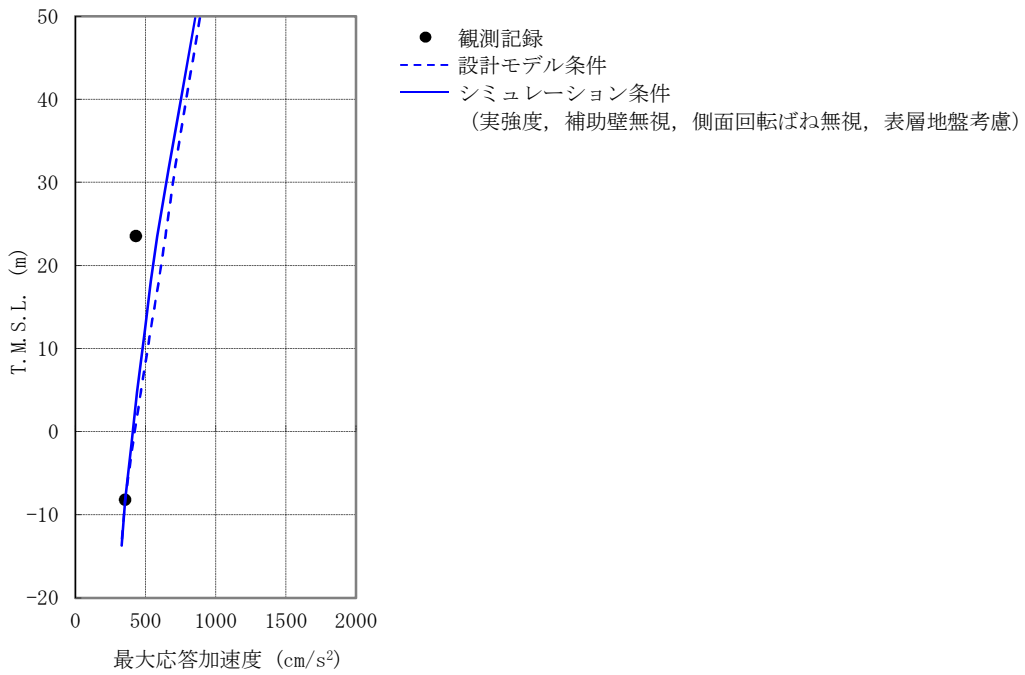


(3) 鉛直方向

図 3-1(b) 7号炉原子炉建屋加速度応答スペクトルの比較 (T.M.S.L.+23.5m) 【Case1】

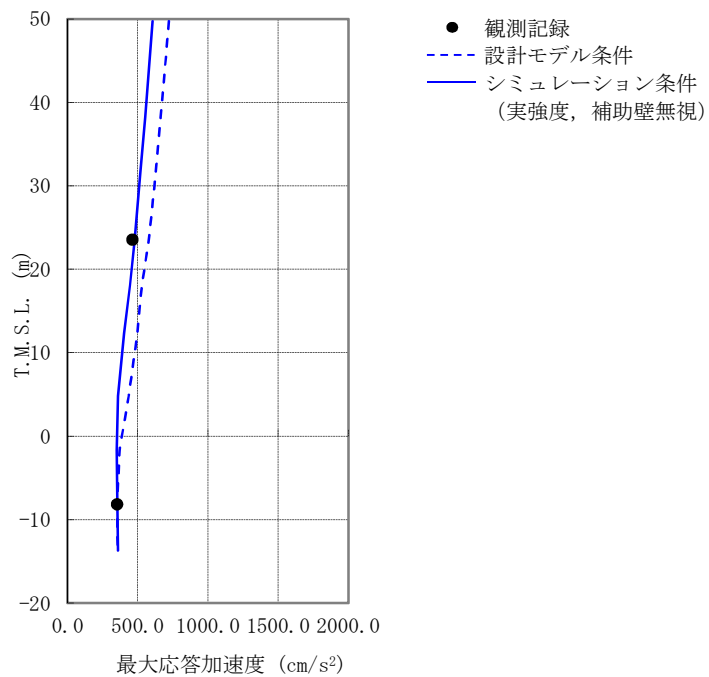
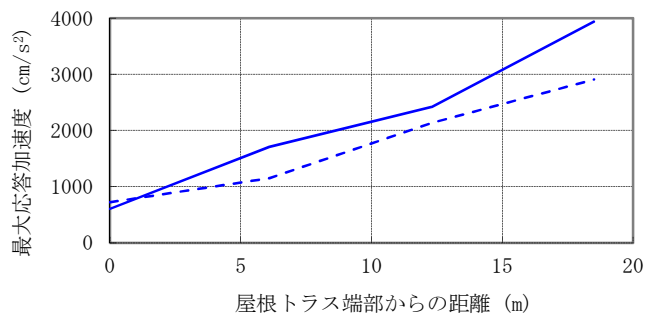


(1) NS 方向



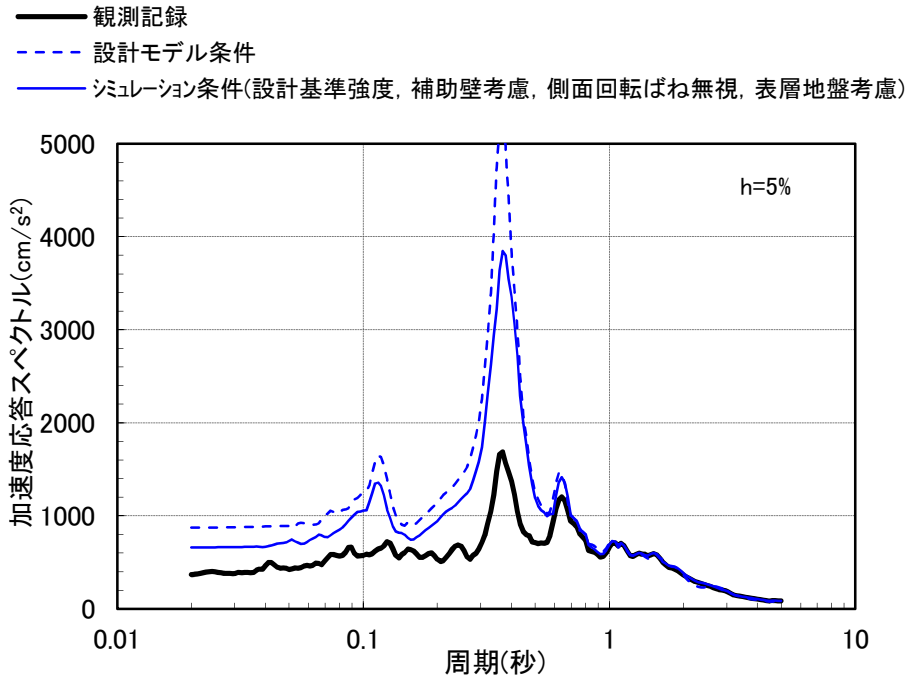
(2) EW 方向

図 3-2(a) 7号炉原子炉建屋最大応答加速度の比較【Case1】

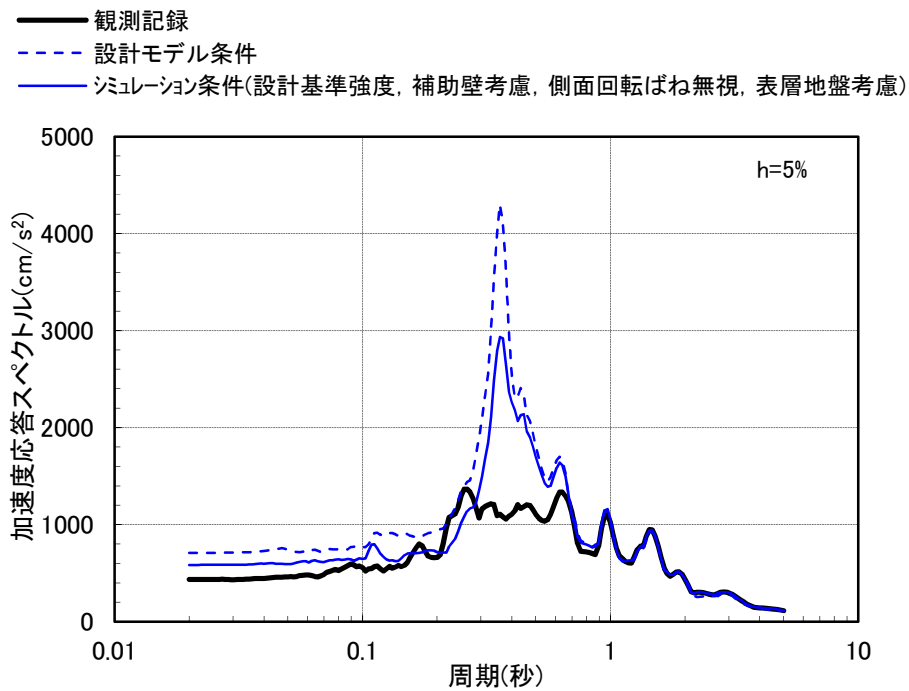


(3) 鉛直方向

図 3-2(b) 7号炉原子炉建屋最大応答加速度の比較【Case1】

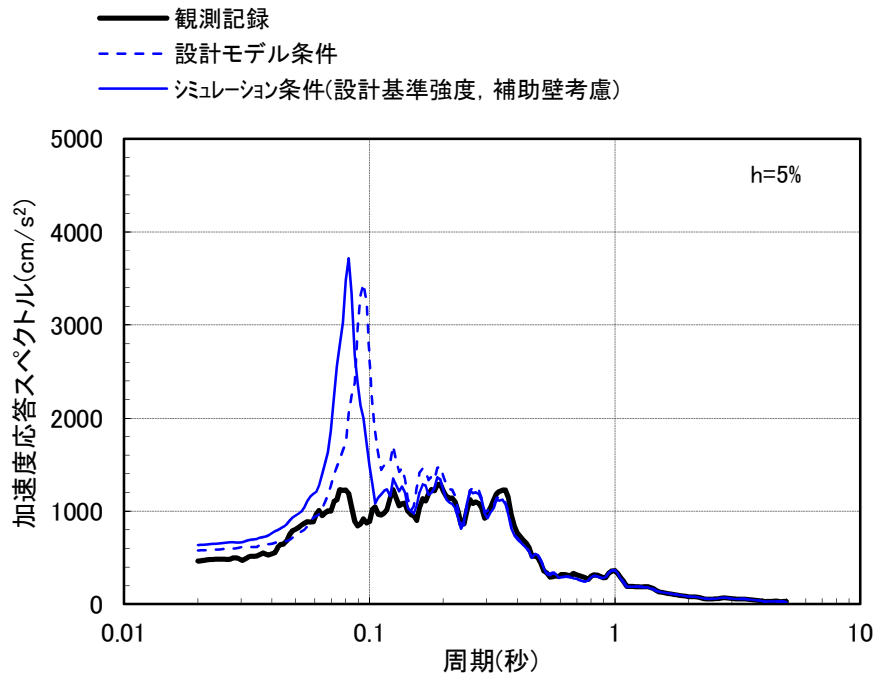


(1) NS 方向



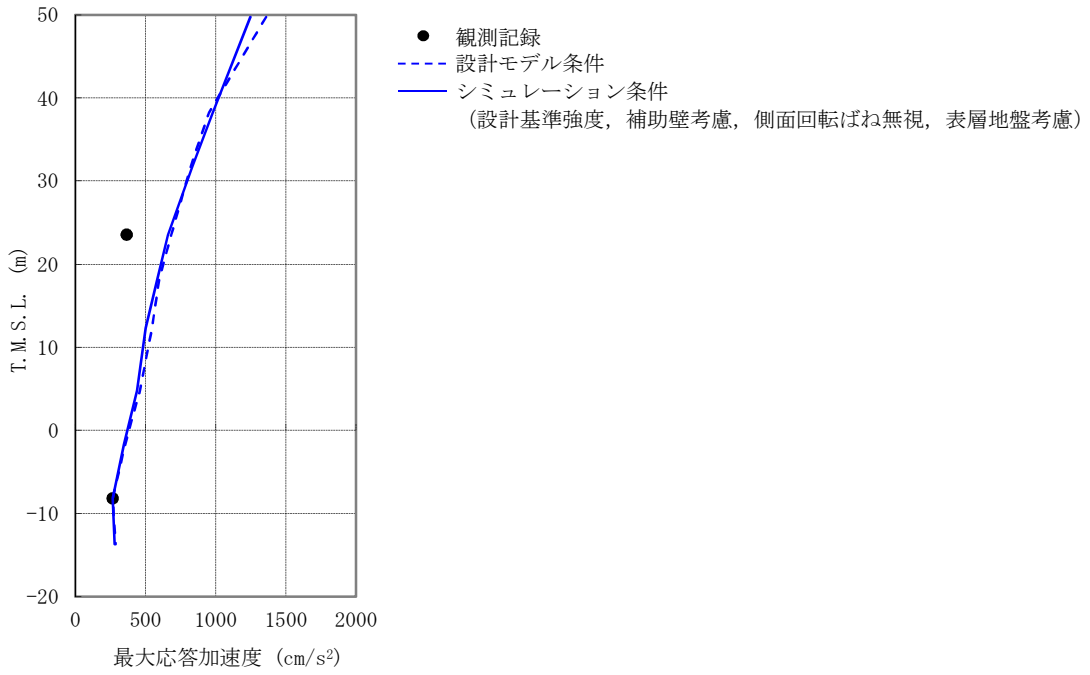
(2) EW 方向

図 3-3(a) 7号炉原子炉建屋加速度応答スペクトルの比較 (T.M.S.L.+23.5m) 【Case2】

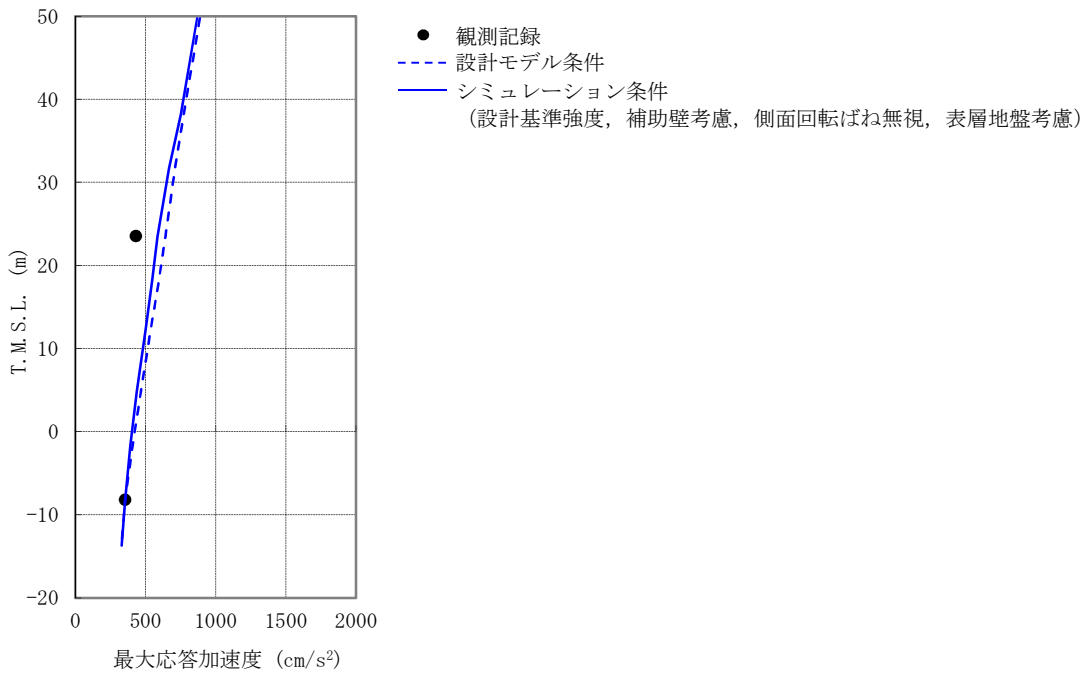


(3) 鉛直方向

図 3-3(b) 7号炉原子炉建屋加速度応答スペクトルの比較 (T.M.S.L.+23.5m) 【Case2】

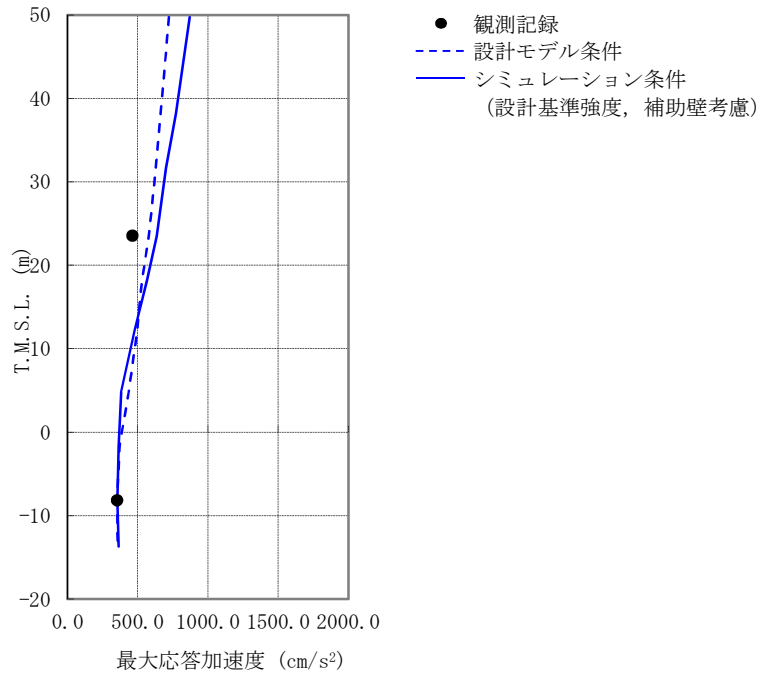
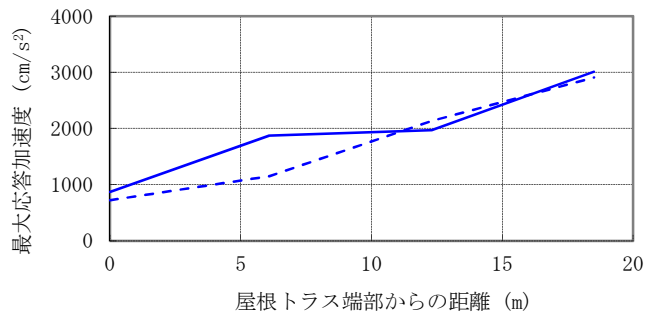


(1) NS 方向



(2) EW 方向

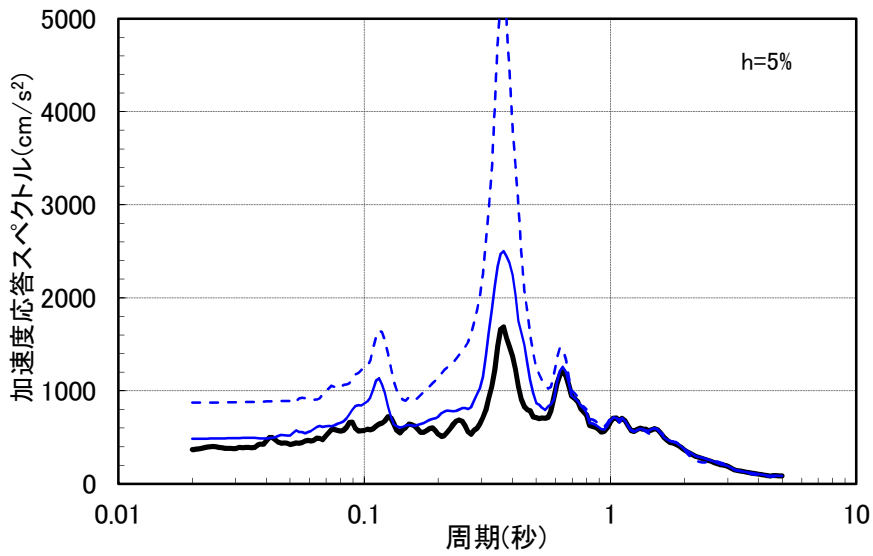
図 3-4(a) 7号炉原子炉建屋最大応答加速度の比較【Case2】



(3) 鉛直方向

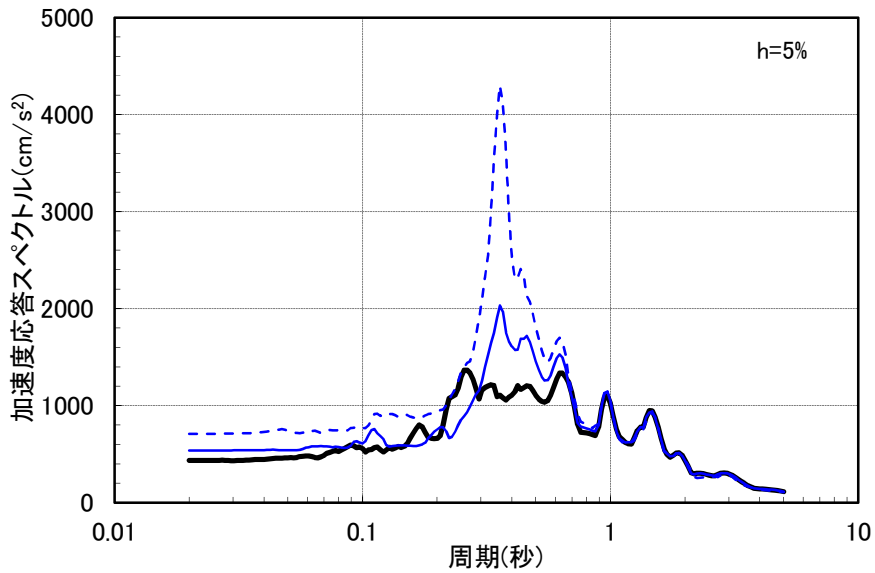
図 3-4(b) 7号炉原子炉建屋最大応答加速度の比較【Case2】

— 観測記録
 - - - 設計モデル条件
 — シミュレーション条件(設計基準強度, 補助壁無視, 側面回転ばね考慮, 表層地盤考慮)



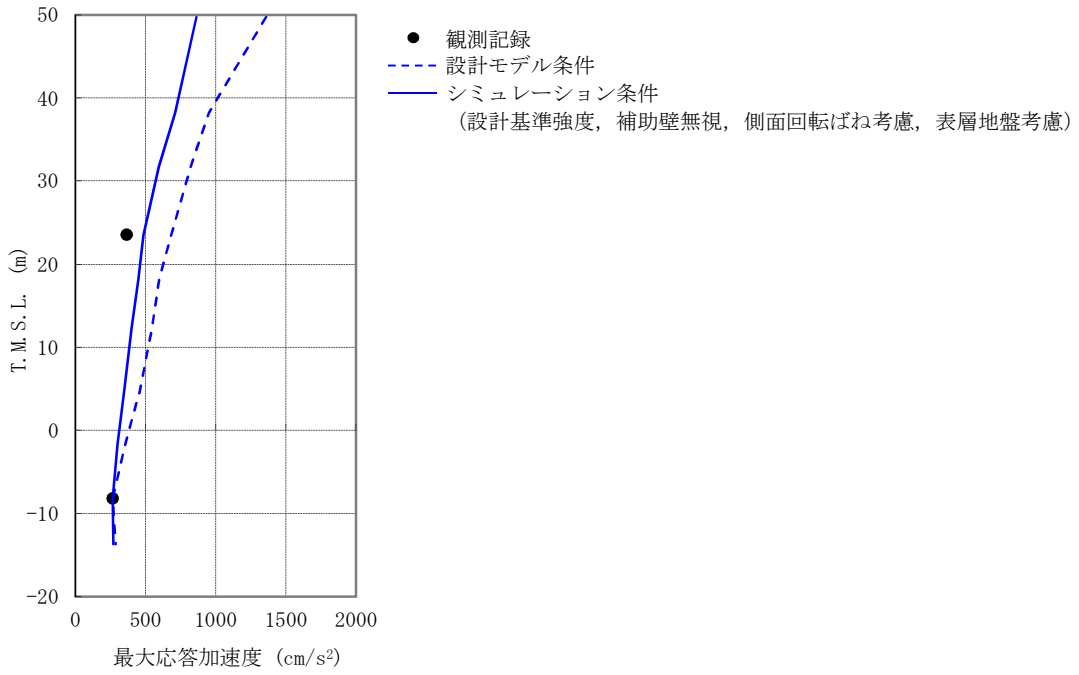
(1) NS 方向

— 観測記録
 - - - 設計モデル条件
 — シミュレーション条件(設計基準強度, 補助壁無視, 側面回転ばね考慮, 表層地盤考慮)

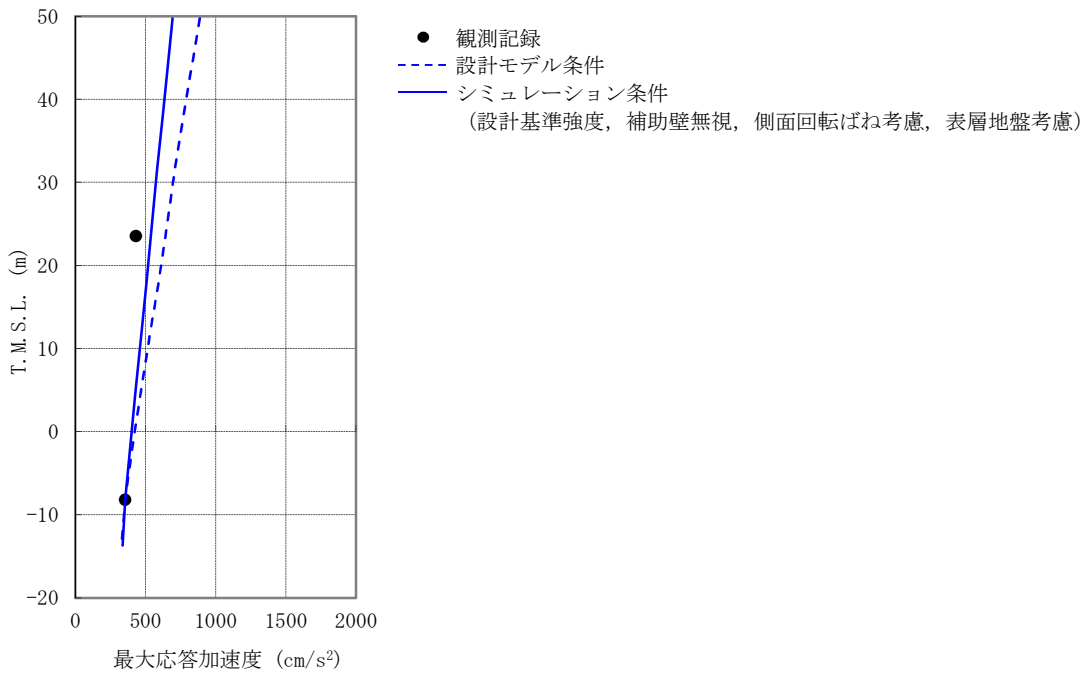


(2) EW 方向

図 3-5 7号炉原子炉建屋加速度応答スペクトルの比較 (T.M.S.L.+23.5m) 【Case3】



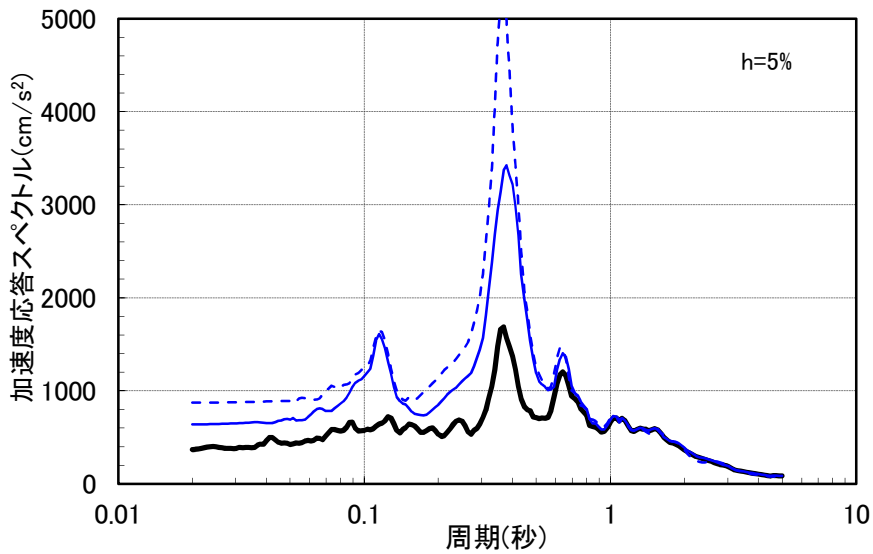
(1) NS 方向



(2) EW 方向

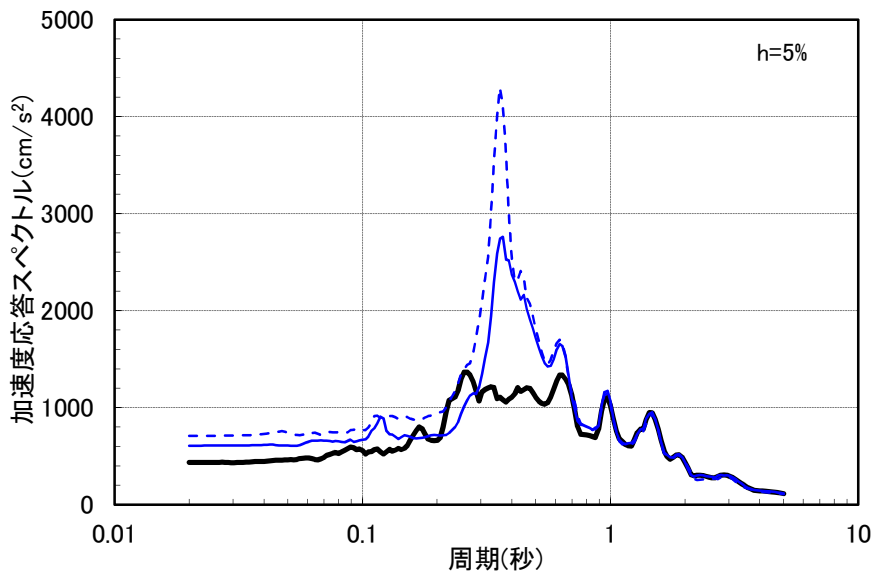
図 3-6 7号炉原子炉建屋最大応答加速度の比較【Case3】

— 観測記録
 - - - 設計モデル条件
 — シミュレーション条件(設計基準強度, 補助壁無視, 側面回転ばね無視, 表層地盤無視)



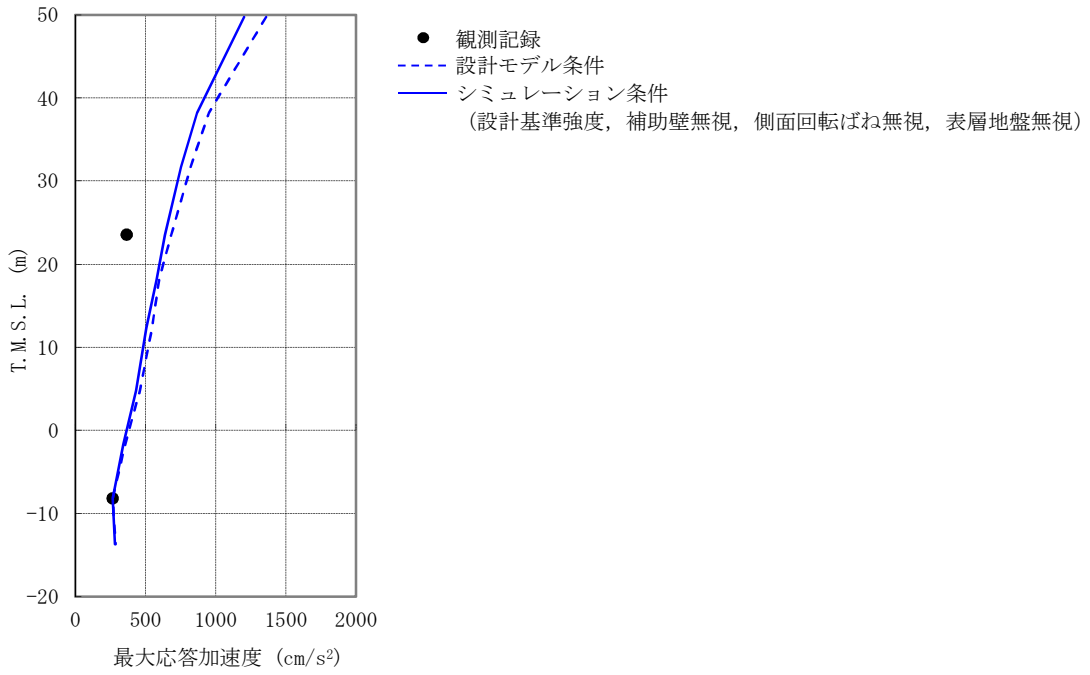
(1) NS 方向

— 観測記録
 - - - 設計モデル条件
 — シミュレーション条件(設計基準強度, 補助壁無視, 側面回転ばね無視, 表層地盤無視)

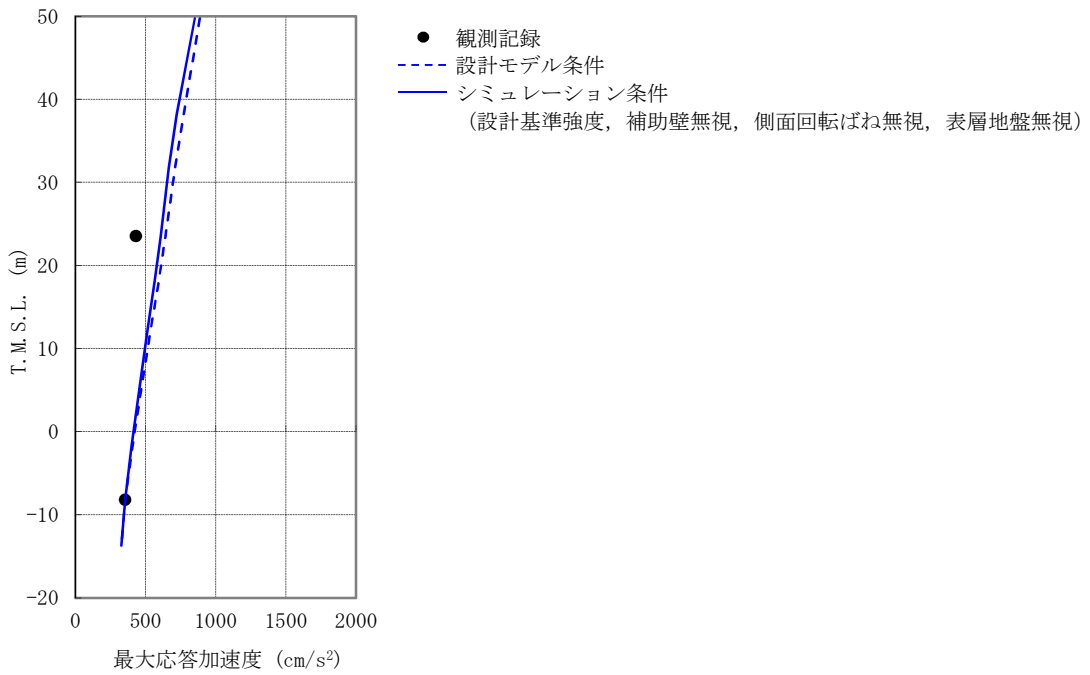


(2) EW 方向

図 3-7 7号炉原子炉建屋加速度応答スペクトルの比較 (T.M.S.L.+23.5m) 【Case4】



(1) NS 方向



(2) EW 方向

図 3-8 7号炉原子炉建屋最大応答加速度の比較【Case4】

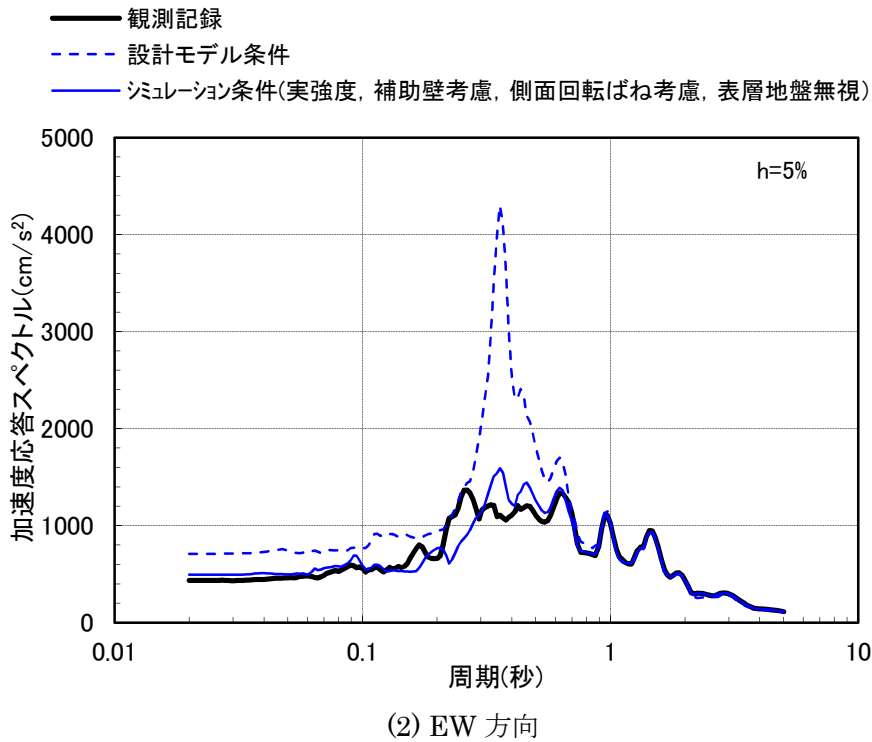
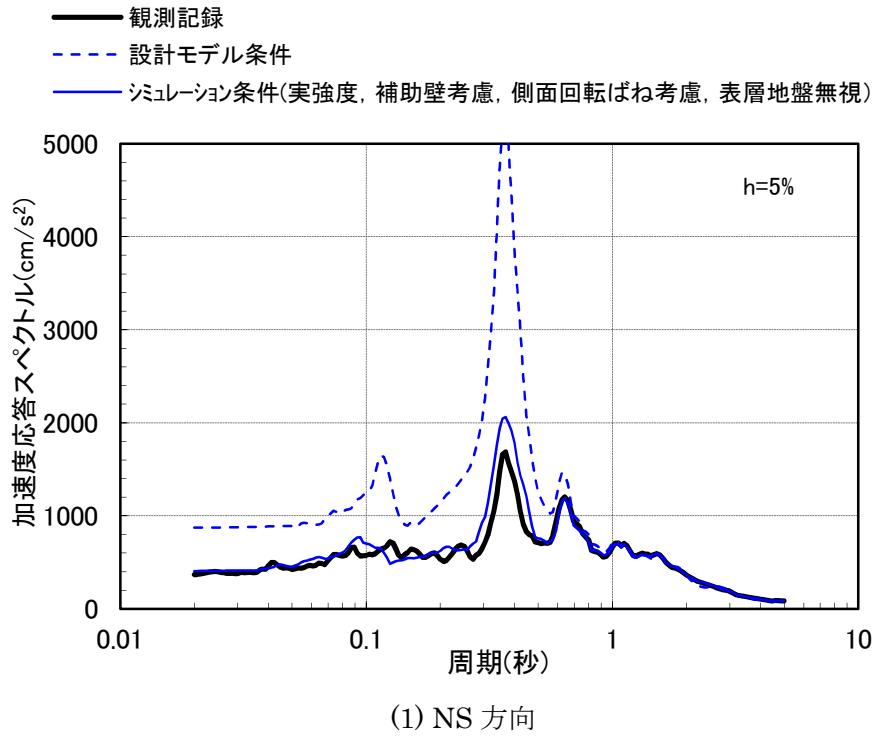
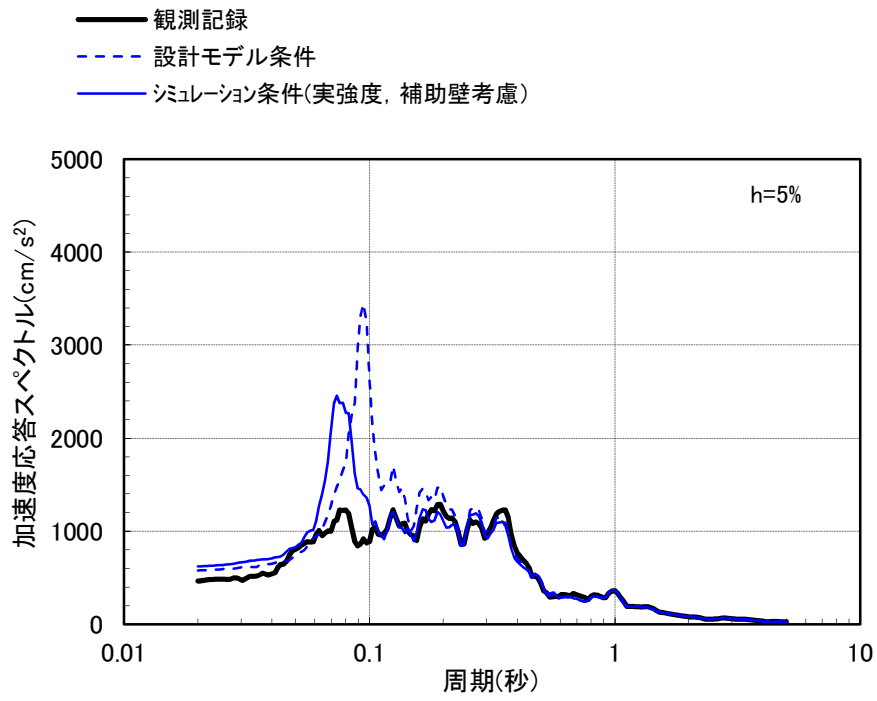
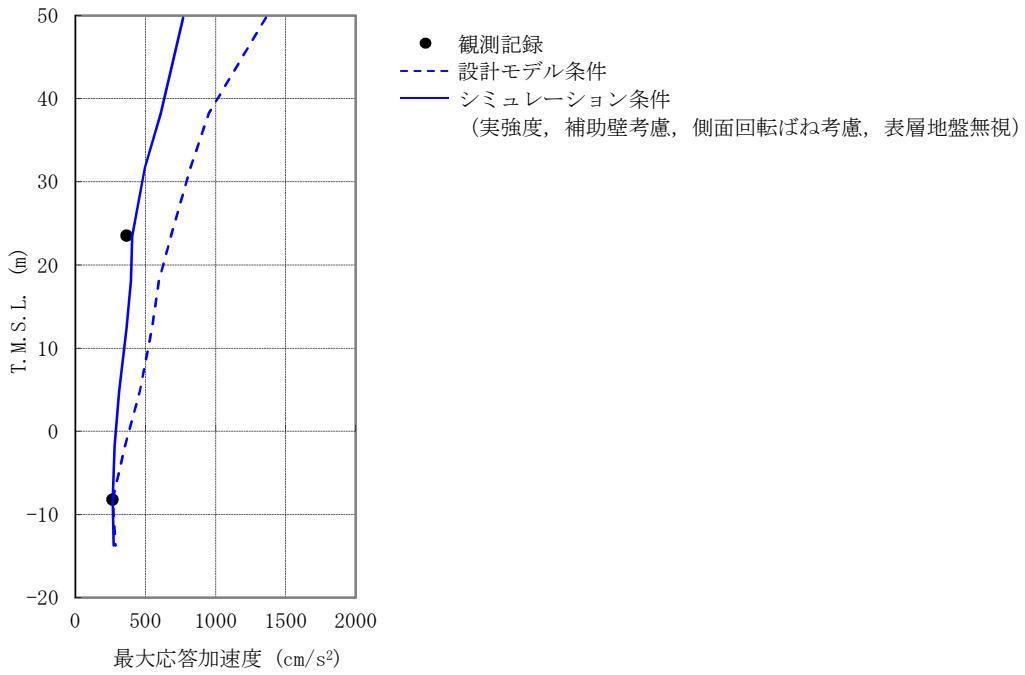


図 3-9(a) 7号炉原子炉建屋加速度応答スペクトルの比較 (T.M.S.L.+23.5m)

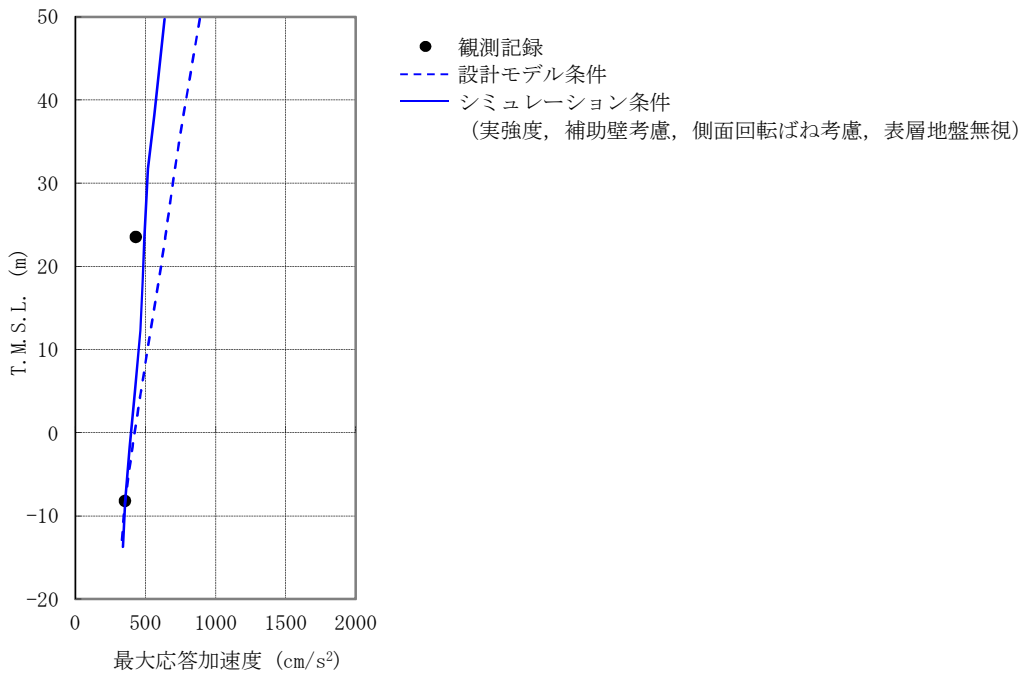


(3) 鉛直方向

図 3-9(b) 7号炉原子炉建屋加速度応答スペクトルの比較 (T.M.S.L.+23.5m)

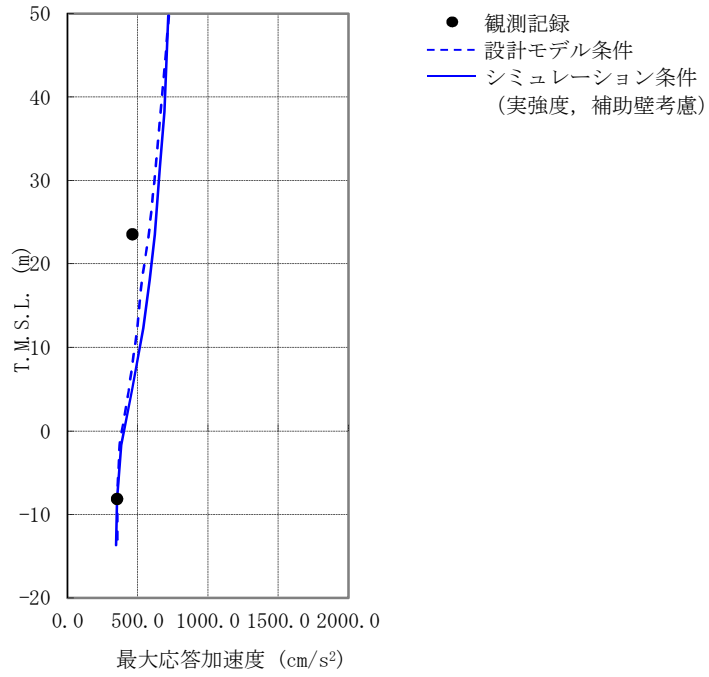
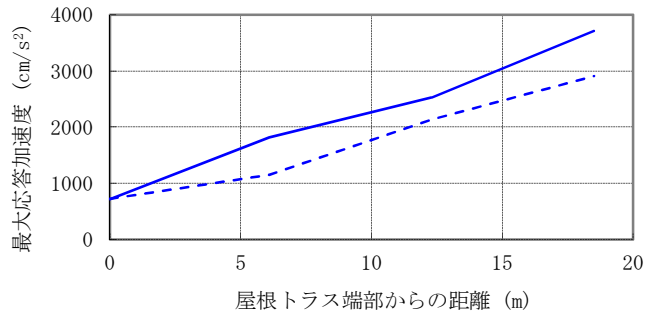


(1) NS 方向



(2) EW 方向

図 3-10(a) 7号炉原子炉建屋最大応答加速度の比較



(3) 鉛直 EW 方向

図 3-10(b) 7 号炉原子炉建屋最大応答加速度の比較

建屋コンクリート剛性の算定に用いている
コンクリート実強度について

1. 概要

柏崎刈羽原子力発電所 6/7 号炉の補正工認においては、平成 19 年の新潟県中越沖地震時の知見を踏まえ、地震応答解析モデルにコンクリートの実剛性（ヤング係数）を採用している。コンクリート実剛性は、設計基準強度が同じである 3/4 号炉及び 6/7 号炉の各原子炉建屋から採取したコンクリートの実際の平均的な強度（以下、「実強度」という）に基づき算定しているが、実強度の基となるコア圧縮強度試験のサンプル数は統計的に十分とは言えない。本資料は、各建屋のコア採取位置を示すとともに、圧縮強度試験に基づき算定している実強度とシュミットハンマー測定から得られる推定圧縮強度（以下、推定強度という。）を比較し、実強度の値がより多くのサンプル数と比べても著しく不適当な値とはなっていないことを説明するものである。

2. コア圧縮試験について

対象建屋は 3/4 号炉及び 6/7 号炉原子炉建屋とし、各号炉とも 2 箇所ずつ、計 8 箇所を評価対象とする。コアの採取位置を表 2-1～表 2-4 に示す。コア採取は、圧縮強度試験の結果に偏りが生じないように、各建屋とも耐震要素と非耐震要素の両方から採取している。

表 2-1 コア採取位置 (3号炉原子炉建屋)

採取位置	3号炉原子炉建屋
1階	

表 2-2 コア採取位置 (4号炉原子炉建屋)

採取位置	4号炉原子炉建屋
1階	

表 2-3 コア採取位置 (6号炉原子炉建屋)

採取位置	6号炉原子炉建屋
1階	
2階	

表 2-4 コア採取位置 (7号炉原子炉建屋)

採取位置	7号炉原子炉建屋
1階	
2階	

3. シュミットハンマー測定について

3.1 測定概要

対象建屋は 3/4 号炉及び 6/7 号炉原子炉建屋とし、各建屋ともコア採取位置付近を評価対象とする。ただし、7 号炉原子炉建屋では中越沖地震後にコア採取位置付近とは別に各階 8 箇所ずつ計 56 箇所ですべてシュミットハンマーによる測定を行っており、当該測定位置について表 3-1～表 3-4 に示す。評価対象は計 64 箇所であり、測定高さは原則として床面から 1200mm 程度の作業性の良い高さとする。測定は日本建築学会の「コンクリート強度推定のための非破壊試験方法マニュアル」もしくは JIS A 1155「コンクリートの反発度の測定方法」に準拠して行う。反発度の圧縮強度への換算式は日本材料学会提案による下記の式 (3.1) を用いて評価する。なお、同式は国交省による「テストハンマーによる強度推定調査の 6 つのポイント」の中でも強度推定式として採用されている。

$$F \text{ (kg/cm}^2\text{)} = 13R - 184 \dots\dots\dots (3.1)$$

F : コンクリートの推定圧縮強度

R : 反発度

表 3-1 シュミットハンマー測定位置 (7号炉)

採取位置	7号炉原子炉建屋
B3 階	
B2 階	

表 3-2 シュミットハンマー測定位置 (7号炉)

採取位置	7号炉原子炉建屋
B1階	
1階	

表 3-3 シュミットハンマー測定位置 (7号炉)

採取位置	7号炉原子炉建屋
2階	
3階	

表 3-4 シュミットハンマー測定位置 (7号炉)

採取位置	7号炉原子炉建屋
4階	

3.2 測定結果

シュミットハンマー測定より得られたコンクリートの推定強度の統計値を表 3-5 に示す。

表 3-5 推定強度に関する統計値

平均値	51.0[N/mm ²]
最小値	40.4[N/mm ²]
最大値	57.6[N/mm ²]
標準偏差	3.4[N/mm ²]
サンプル数	64 個

3.3 実強度との比較

推定強度と実強度との比較を図 3-1 に示す。実強度は推定強度の平均値を下回っており、かつ推定強度データ数の約 73%が実強度を上回っていることから、過大評価とはなっていないと言える。また、参考として圧縮強度試験結果と実強度との比較を図 3-2 に示す。

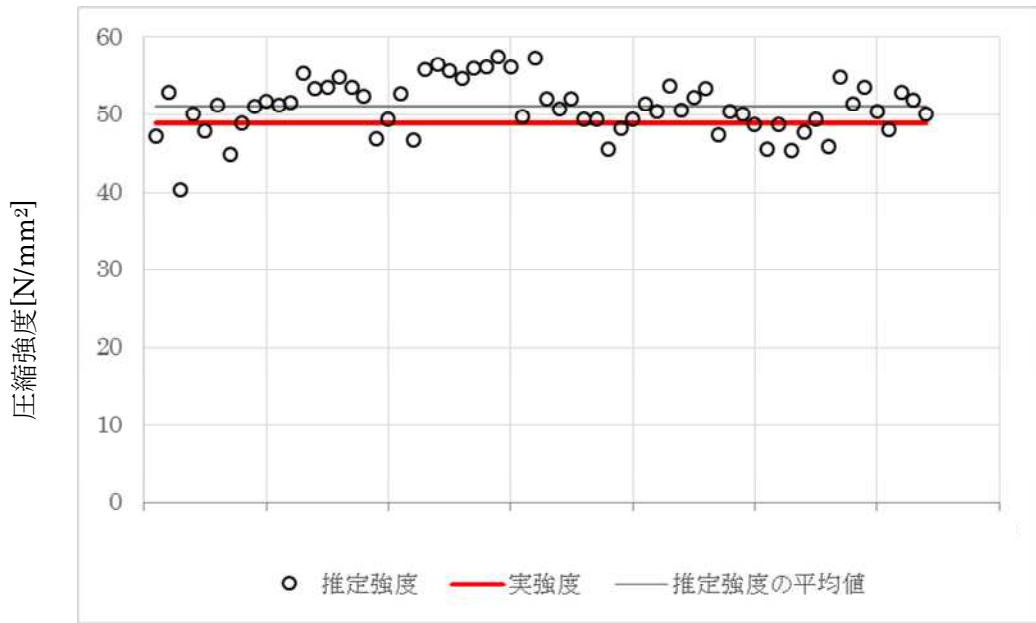


図 3-1 推定強度と実強度の比較

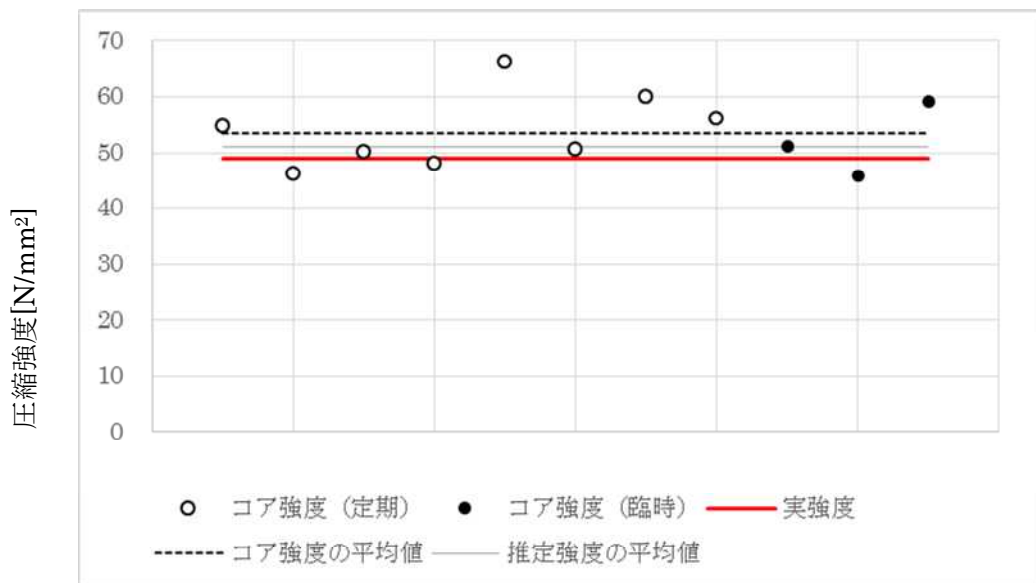


図 3-2 圧縮強度試験結果（コア強度）と実強度の比較

4.まとめ

コンクリート実剛性の算定の元となるコンクリート実強度について、シュミットハンマー測定結果との比較を実施し、実強度の値がコンクリートの実際の平均的な強度として、妥当な範囲であることを確認した。

原子炉格納容器コンクリート部の応力解析における
材料構成則について

1. はじめに

原子炉格納容器コンクリート部の応力解析で採用予定の材料構成則の適用性・妥当性について、適用文献の内容と合わせて整理した結果を以下に示す。

2. 材料構成則の適用性・妥当性について

2.1 コンクリート（引張側）

コンクリートの引張軟化曲線は、弾塑性解析で使用する計算機コード(Abaqus)で、各種実験結果との対応が良いことが確認されている岡村・出雲による式^[1]（以下、岡村・出雲モデルという）を採用する予定である。以下では、岡村・出雲モデルの概要とその適用性について示す。なお、ひび割れが発生するまでのコンクリートの剛性は圧縮側の初期剛性と同様の値とし、引張強度については日本建築学会「鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説--許容応力度設計法-1999」に基づき、曲げひび割れ時のコンクリート引張応力の下限値を設定している。

(1) 岡村・出雲モデルの概要

岡村・出雲モデルは、文献^[1]に示されるコンクリートの引張軟化曲線であり、ひび割れた鉄筋コンクリートの引張軟化曲線を評価する際に設定する。鉄筋に関係なく、ひびわれ後のコンクリートの平均応力-平均ひずみの関係を与えているのが特徴であり、下記の式により表現される。

$$\frac{\sigma_t}{f_t} = \left(\frac{\varepsilon_{cr}}{\varepsilon_t} \right)^c \quad (1.1)$$

σ_t : ひびわれと直角方向のコンクリートの平均引張応力

f_t : 2 軸応力下のコンクリートの引張強度

ε_{cr} : ひびわれ発生時の平均引張ひずみ

ε_t : ひびわれと直角方向の平均引張ひずみ

c : 付着性状を表すパラメータ

本モデルの妥当性については、原論文においても既往の実験結果との比較により検証されているため、以下ではその概要について記載する。

原論文では、(1.1)式を用いることで既往の実験（Collins-Vecchio の実験^[2]）から求められたコンクリートの平均応力-平均ひずみ曲線をほぼ再現できることを確認している（図 2-1）。

また、ひび割れ後のコンクリートの構成則として(1.1)式を用いた検討を実施し、既往の実験時の挙動を再現できるかを確認している。ここでは、既往の実験（Collins-Vecchio の実験及び青柳・山田の実験^[3]）からコンクリートの引張剛性の影響を受ける供試体を選定し、鉄筋コンクリート部材の挙動（せん断ひずみ、鉄筋のひずみ）が実験値とよく一致する結果となることを確認している（図 2-2）。このことから岡村・出雲モデルがひび割れ後の挙動を

よく表現できるモデルであるとしている。

なお、青柳・山田の実験については、コンクリートの主引張応力の採用する方向と鉄筋応力の作用する方向が異なる場合の検証例として取り上げられており、提唱するモデルが平面応力場にも適用できるかという観点で実験値と解析を比較している。降伏応力や最大応力については概ね対応が良い結果となっているとしており、コンクリートの主引張応力と鉄筋応力の作用方向が一致しない平面応力場にも適用できるとされている。

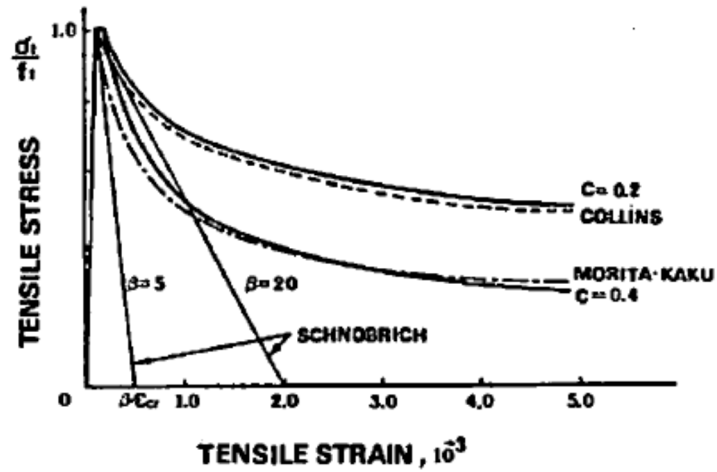


図 2-1 岡村・出雲モデルと他のモデルのとの比較 ([1]より引用)

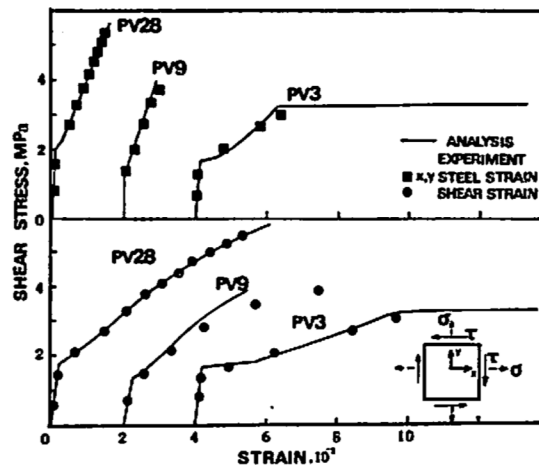


図 2-2 コンクリート引張剛性モデルの検証結果 ([1]より引用)

(2) 解析プログラム「Abaqus」を用いた検討例

日本建築学会「コンクリート系構造の部材解析モデルと設計への応用」^[4]には、RCCVの応力解析でも用いる予定の解析プログラム「Abaqus」を使用した解析例が示されている。

ここでもコンクリートの引張軟化曲線として岡村・出雲モデルを用いた検討例が示されており、既往の試験結果と解析結果との対応が良好であることが確認されている。

本文献においては、簡易要素ベンチマークテスト、梁せん断試験、床曲げ試験の検討例が示されている。以下にその概要を述べる。

簡易ベンチマークテストについては、文献^[5]での検討内容を参照している。これは、既往の無筋コンクリートの直接せん断試験結果（前述の青柳・山田の実験）をもとにAbaqusで用いる塑性損傷モデルに係るパラメータについて、パラメータスタディを実施したものである。ここでの検討の結論として、コンクリートの引張軟化曲線は、岡村・出雲モデルを用いることで実験結果との対応が良好とされている。

梁せん断破壊試験については、既往の文献^[6]に示される試験体を模擬して、試験体中央部に鉛直方向単調荷重を変位制御で載荷する静的漸増非線形解析を実施し、Abaqusで用いる塑性損傷モデルに係るパラメータを検討したものである（図 2-3）。ここでの検討の結論としても、コンクリートの引張軟化曲線は、岡村・出雲モデルを用いた検討ケースが文献における実験結果との対応が良好とされている。

鉄筋コンクリート床の曲げ破壊試験については、既往の文献^[7]に示される試験体を模擬し、荷重積載部に鉛直方向単位荷重を変位制御で載荷する静的漸増非線形解析を実施し、Abaqusで用いる塑性損傷モデルに係るパラメータを検討したものである（図 2-4）。ここでの検討の結論としても、コンクリートの引張軟化曲線は、岡村・出雲モデルを用いた検討ケースが文献における実験結果との対応が良好とされている。

また、財団法人原子力発電技術機構が実施した原子炉格納容器信頼性実証事業^[8]においても、基礎要素特性試験（二軸引張基礎要素特性試験）の結果を用いて、Abaqusによる検討を実施しており、そこで得られた知見として、コンクリートの構成則特性については、出雲式が実験との整合が良いと記載されている。

以上で示した通り、岡村・出雲モデルは、提案時より既往の複数の実験結果を用いて適用性が十分に検証されていること、また、今回使用する解析プログラム「Abaqus」を用いた検討例でも各種実験結果との対応が良好とされていることから、3次元FEMモデルによる弾塑性応力解析を実施する際のコンクリート（引張側）の構成則として、採用することは妥当であると考えている。

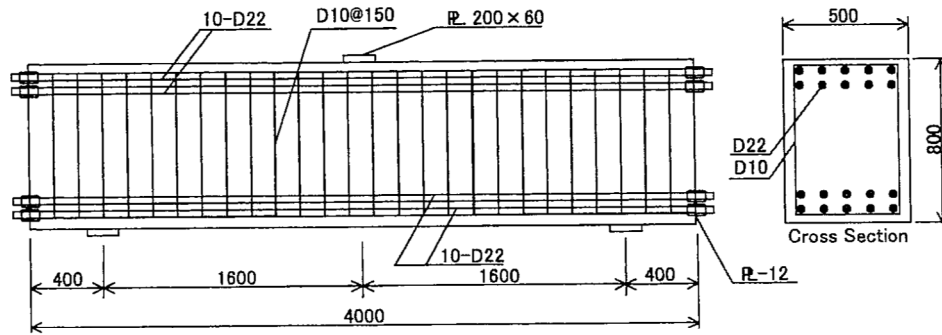


図-4.3.9 試験体諸元 (単位: mm)

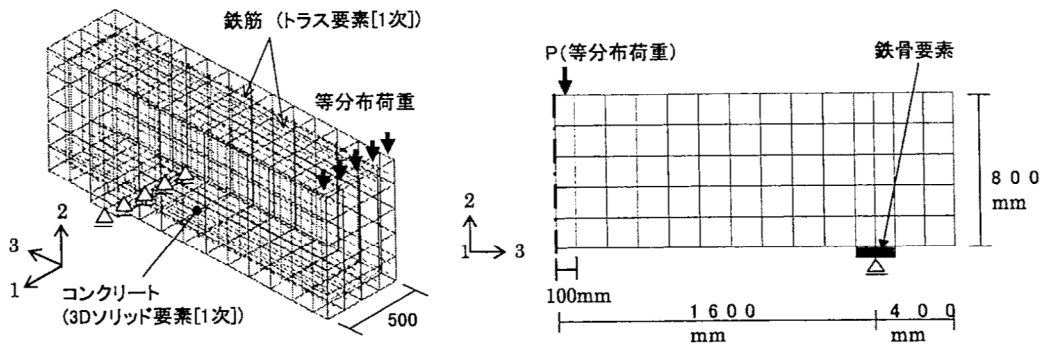


図-4.3.10 解析モデル

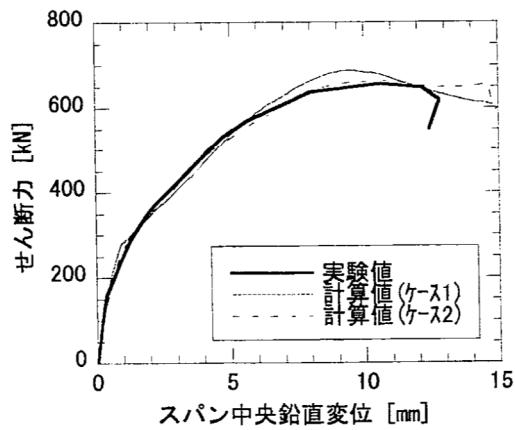


図-4.3.11 せん断力ースパン中央鉛直変位関係

図 2-3 梁せん断破壊試験に基づく検証結果 ([4]より引用)

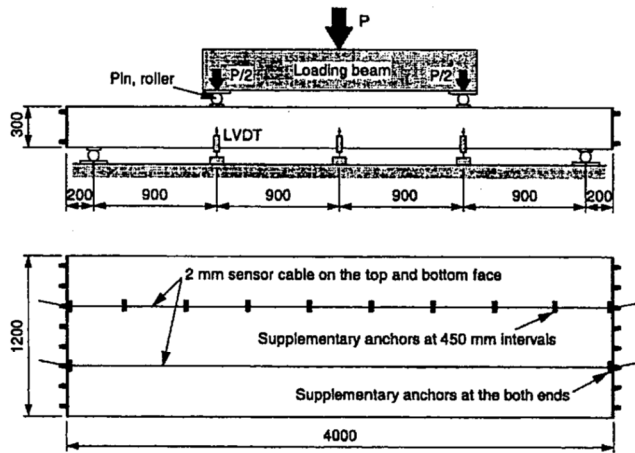


図-4.3.12 試験体諸元

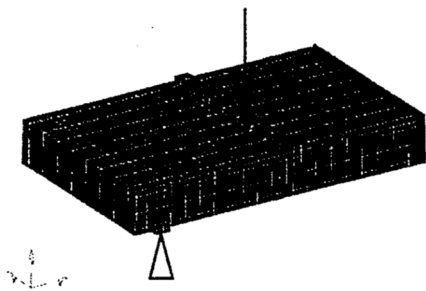


図-4.3.13 解析モデル

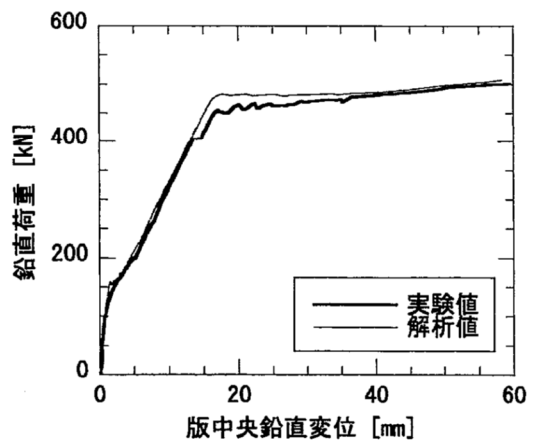


図-4.3.14 鉛直荷重—版中央鉛直変位関係

図 2-4 鉄筋コンクリートの曲げ破壊試験に基づく検証結果 ([4]より引用)

2.2 コンクリート(圧縮側)

コンクリートの圧縮応力度とひずみの関係は、「発電用原子力設備規格コンクリート製原子炉格納容器規格 JSME S NE1-2003」(以下、CCV 規格という)の図 CVE3511.2-1 を参考にした上で、パラボラ型の応力歪み曲線を想定するにあたって標準的な CEB-FIP Model code⁹⁾に基づき設定している。

既工認において、荷重状態IVに対する RCCV の応力解析は弾性解析であったが、応力解析から求まる膜力、曲げモーメントをもとにコンクリートの圧縮ひずみを算定する際、パラボラ型の応力歪み曲線を仮定している。既工認「原子炉格納容器コンクリート部の耐震性についての計算書」から関連箇所の抜粋を図 2-5 及び図 2-6 に示す。ここで設定したパラボラ型の応力歪み曲線は、今回と同様に CEB-FIP Model Code に基づき設定している。

以上のことから、コンクリートの圧縮側の弾塑性特性については、CEB-FIP Model Code に基づき設定することは妥当であると考えている。

2.3 鉄筋 (引張側, 圧縮側)

鉄筋の非線形特性については、CCV 規格 (CVE-3511.2 の記載) に基づき完全弾塑性型として設定している。

既工認において、荷重状態IVに対する RCCV の応力解析は弾性解析であったが、応力解析から求まる応力をもとに鉄筋の圧縮及び引張ひずみを算定する際、完全弾塑性型を仮定している。既工認「原子炉格納容器コンクリート部の耐震性についての計算書」から関連箇所の抜粋を図 2-5 及び図 2-6 に示す。

以上のことから、3次元 FEM モデルによる弾塑性応力解析を実施する際の鉄筋(引張側, 圧縮側)の材料構成則として、採用することは妥当であると考えている。

3. まとめ

原子炉格納容器コンクリート部の応力解析で採用予定の材料構成則(鉄筋, コンクリート)について、適用文献の内容を整理し、その適用性・妥当性を確認した。

(b) 荷重状態Ⅳ

荷重状態Ⅳにおいて生ずる膜力及び曲げ応力によるひずみは次による。

イ. コンクリートの圧縮ひずみが、0.003を超えないことを確認する。

ロ. 鉄筋の引張ひずみ及び圧縮ひずみが、0.005を超えないことを確認する。

ハ. コンクリート及び鉄筋のひずみは、次により算定する。

イ. ひずみは、中立軸からの距離に比例する。

ロ. コンクリートの圧縮応力度とひずみの関係は放物線とし、
ハ. コンクリートの最大圧縮応力度は、コンクリートの設計基準強度の0.85倍の値 (280kg/cm^2)とする。

ハ. コンクリートの引張強度は無視する。

ニ. 鉄筋の応力度とひずみの関係は完全弾塑性型とし、鉄筋の最大引張応力度及び最大圧縮応力度は、表2-3に示す鉄筋の許容応力度であって荷重状態Ⅲの値とする。

この場合、膜力は、荷重状態Ⅰ、荷重状態Ⅱ及び荷重状態Ⅲと同様に等価膜力を用いる。

図5-9に断面内応力度分布の概念図を示す。

図 2-5 既工認からの抜粋 (RCCV シェル部の検討を例示)

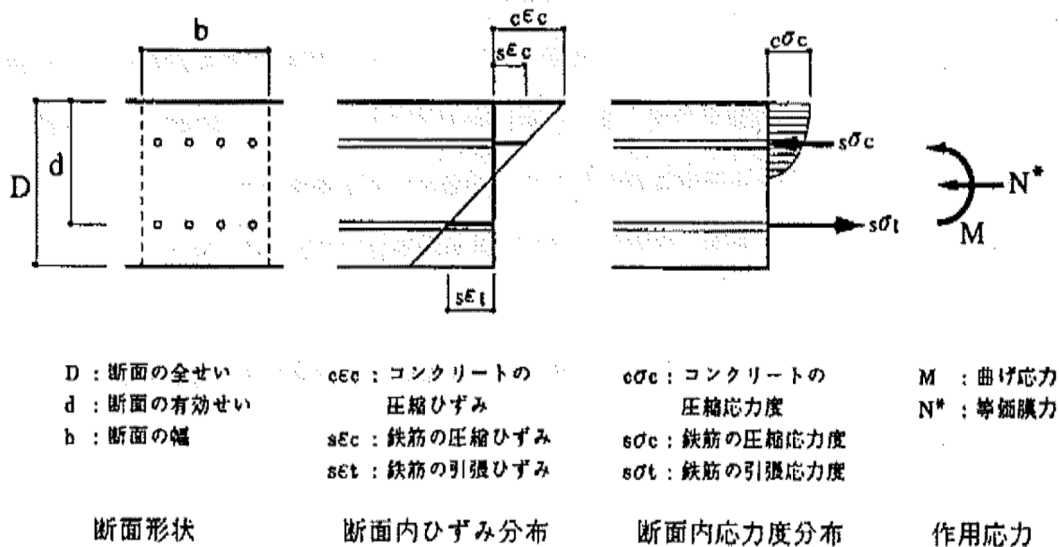


図5-9 シェル部断面内応力度分布概念図(荷重状態Ⅳ)

図 2-6 既工認からの抜粋 (RCCV シェル部断面内応力度分布概念図を例示)

<参考文献>

- [1] 出雲, 島, 岡村: 面内力を受ける鉄筋コンクリート板要素の解析モデル, コンクリート工学, Vol.25, No.9.1987.9
- [2] M.P.Collins, F.J. Vecchio: The response of reinforced concrete to in-plane shear and normal stresses, University of Toronto, March 1982
- [3] 山田一字・青柳征夫: ひび割れ面におけるせん断伝達, 第2回 RC 建造物のせん断問題に対する解析的研究に関するコロキウム論文集, pp.19-26, 1983.10
- [4] 日本建築学会: コンクリート系構造の部材解析モデルと設計への応用, 2008年
- [5] 美原義徳: 「ABAQUS V6.3における塑性損傷論に基づくコンクリートモデルについて」, ABAQUS 国内ユーザーズミーティング 2002 講演論文集, pp.59-68, 2002
- [6] Saito,H et al. : Ultimate strength of reinforced concrete members subjected to transient high temperature distribution, Transactions of the 12th international conference on Structural Mechanics in Reactor Technology (SMiRT), Volume H, pp.31-36, Aug. 1993
- [7] Kumagai,H. et al.:Fiver optic distributed sensor for concrete structures, Proceeding of the 1st fib Congress, Session 15, pp.179-184,2002
- [8] 財団法人 原子力発電技術機構: 重要建造物の安全評価(原子炉格納容器信頼性実証事

業)に関する総括報告書, 平成 15 年 3 月

[9] Comite Euro-International du Beton : CEB-FIP MODEL CODE 1990 (DESIGN CODE),1993 年

原子炉建屋屋根トラス及び排気筒の評価モデルについて

1. 概要

本資料は、柏崎刈羽原子力発電所第6号及び7号炉の建物・構築物のうち、鉄骨構造部の詳細評価モデルを構築して評価を実施している原子炉建屋屋根トラス及び排気筒の地震応答解析モデルの内容について説明し、原子炉建屋屋根トラスの評価モデルで考慮した鉄骨の復元力特性について説明するものである。なお、6、7号炉ともほぼ同様の構造であり、モデル化の考え方も共通であるため、ここでは7号炉を代表として説明する。

2. 解析モデルの詳細

2.1 原子炉建屋屋根トラス

2.1.1 原子炉建屋屋根トラスの概要

原子炉建屋の上部構造は、鉄骨造陸屋根をもつ屋根トラスで構成されている。屋根トラスの平面は、 \square m(南北) \times \square m(東西)の長方形をなしており、オペフロレベル (T.M.S.L. \square m) からの高さは \square mである。屋根トラスの概要を図2-1に示す。

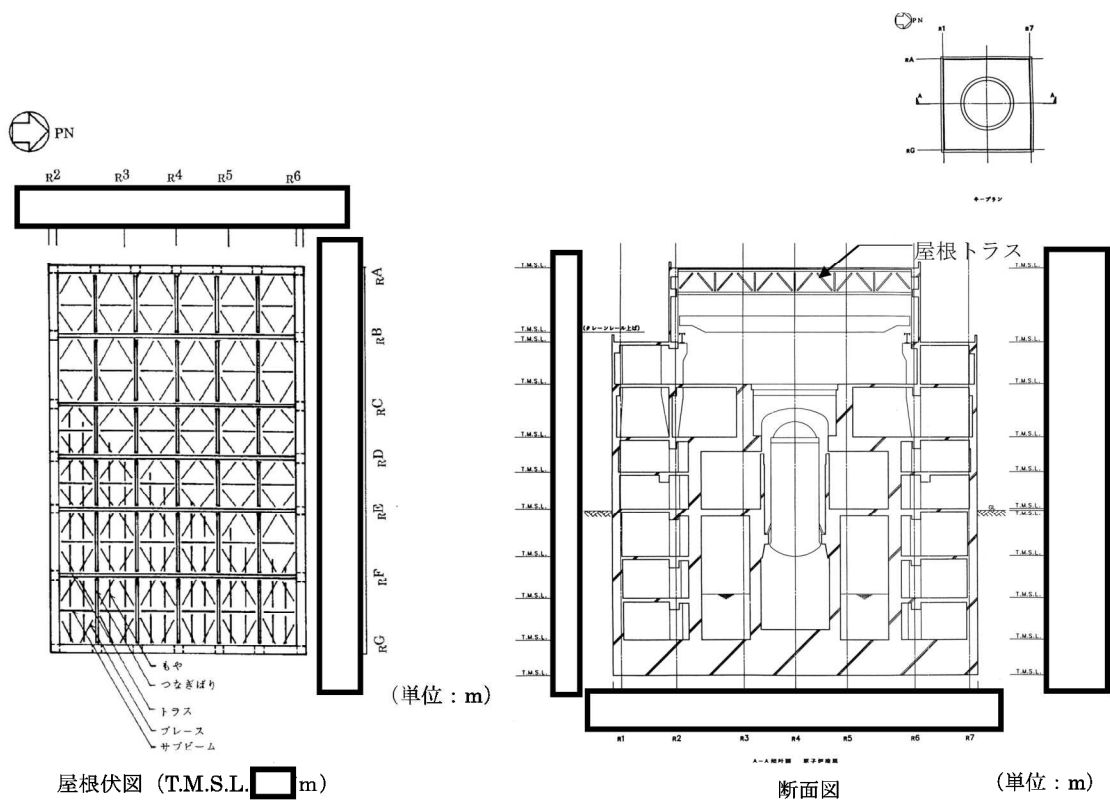


図 2-1 原子炉建屋屋根トラスの概要

2.1.2 解析モデルの詳細

原子炉建屋屋根トラスは、鉛直方向の地震動の影響を受けやすいと考えられるため、水平方向と鉛直方向の同時入力による評価を行うために3次元モデルによる地震応答解析を採用する。

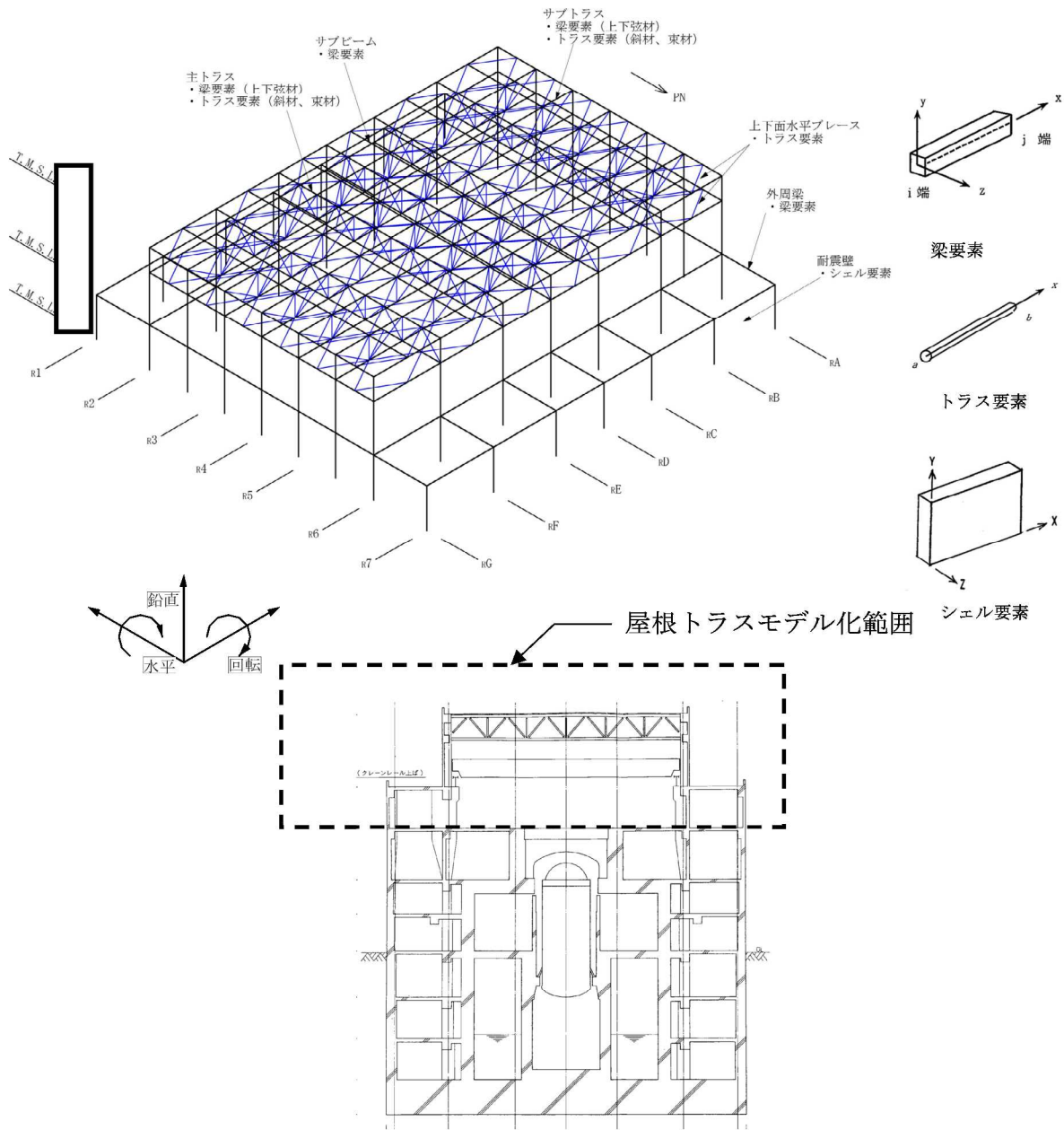
地震応答解析モデルは、オペフロレベル (T.M.S.L. m) より上部の鉄筋コンクリート造の柱、梁、壁および鉄骨造の屋根トラス、屋根面水平ブレース等を線材、面材により立体的にモデル化した立体架構モデルとし、部材に発生する応力を地震応答解析によって直接評価できるモデルとしている。解析モデルの概要を図 2-2 に示す。

屋根トラス部は、主トラス、サブトラス、屋根上下面水平ブレース、サブビームをモデル化する。各鉄骨部材は軸、曲げ変形を考慮した梁要素（トラスの上下弦材）と軸変形のみを考慮したトラス要素（屋根面水平ブレース、トラスの斜材、束材等）としてモデル化する。また、耐震壁および外周梁は各々シェル要素および軸、曲げ変形を考慮した梁要素としてモデル化し、耐震壁の開口部についても考慮する。なお、柱脚の条件は固定とする。また、解析に用いる材料の物性値を表 2-1 に示す。

なお、基準地震動 S_s に対する評価を実施する際、トラス材としてモデル化した部材については、修正若林モデルに基づく復元力特性を考慮している。考慮した復元力特性の詳細については、「3. 屋根トラス部の詳細評価モデルで考慮した復元力特性について」で示すこととする。

解析モデルへの入力地震動は、原子炉建屋の質点系モデルによる地震応答解析結果から得られるオペフロレベル (T.M.S.L. m) の応答結果（水平、鉛直、回転成分）を用いることとし、オペフロ位置を固定として、同時入力による地震応答解析を実施する。

また、地震応答解析における減衰評価は、剛性比例型減衰を用いている（鉄骨造の減衰として 0.02、コンクリート造の減衰として 0.05 を与えることとしている）。



原子炉建屋断面図

図 2-2 屋根トラスの解析モデルの概要

表 2-1 解析に用いた材料定数

部位	材料	ヤング係数 (N/mm ²)	ポアソン比	減衰定数
屋根トラス	鉄骨	2.05×10 ⁵	0.3	0.02
躯体	コンクリート	3.13×10 ⁴	0.2	0.05

2.2 排気筒

2.2.1 排気筒の概要

排気筒は、原子炉建屋の屋上 (T.M.S.L. \square m) に位置し、内径 \square m の鋼板製筒身 (換気空調系用排気筒) を鋼管四角形鉄塔 (制震装置付) で支えた鉄塔支持形排気筒である。また、筒身内部には、耐震 S クラス設備である非常用ガス処理系用排気筒が筒身に支持されている。排気筒の概要を図 2-3 に示す。

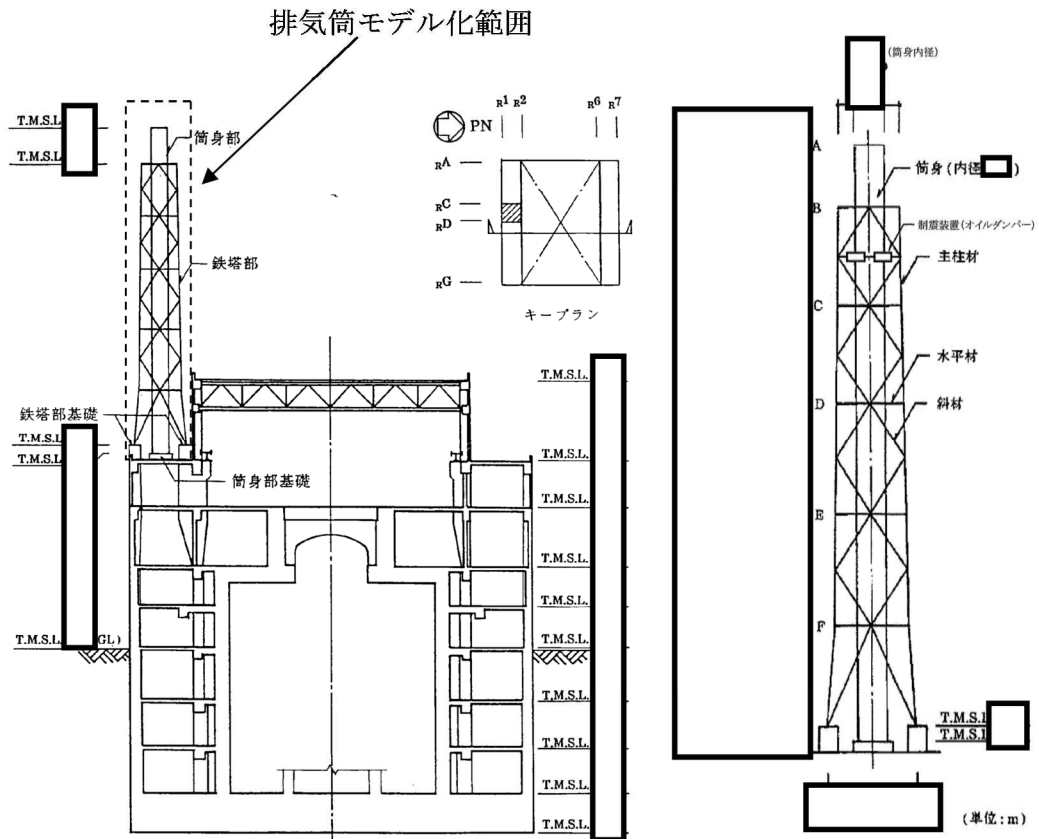


図 2-3 排気筒の概要

2.2.2 排気筒の解析モデル

排気筒は塔状構造物であり，水平 2 方向及び鉛直方向地震力の影響を受ける可能性がある部位であることから，3次元モデルによる地震応答解析を実施する。

排気筒の地震応答解析モデルは，屋上 (T.M.S.L. \square m) より上部を立体的にモデル化した立体架構モデルとし，部材に発生する応力を地震応答解析によって直接評価できるモデルとしている。解析モデルの概要を図 2-4 に示す。

モデルの作成にあたっては，排気筒を構成する全ての構造部材をモデル化することを基本方針とする。鋼製材のうち，筒身，鉄塔部およびコンクリート造の基礎部については軸，曲げ変形を考慮した梁要素，鉄塔斜材，水平材についてはトラス要素としてモデル化する。なお，排気筒の地震応答解析については，鉄骨部材の復元力特性は考慮していない。また，制震装置（オイルダンパー）については，ダッシュポッド要素とばね要素でモデル化する。解析に用いる材料の物性値を表-2 に示す。オイルダンパーの概要を図-5，諸元を表-3 に示す。

解析モデルへの入力は，原子炉建屋の質点系モデルによる地震応答解析結果から得られる屋上レベル (T.M.S.L. \square m) における応答結果（水平，鉛直，回転成分）を用いることとし，排気筒の基礎位置を固定として同時入力による地震応答解析を実施する。

また，地震応答解析における減衰評価は，剛性比例型減衰を用いている（鉄骨造の減衰として 0.02，コンクリート造の減衰として 0.05 を与えることとしている）。

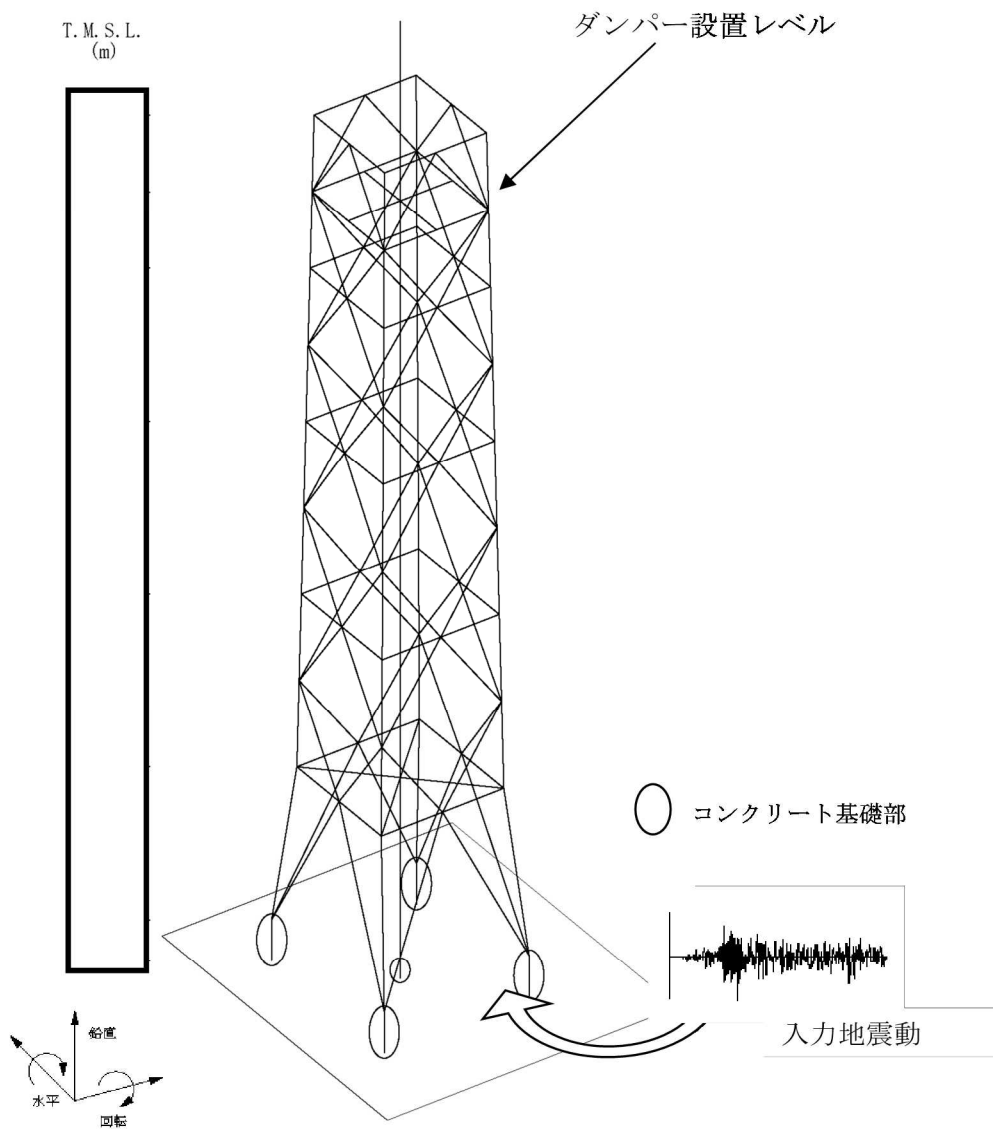
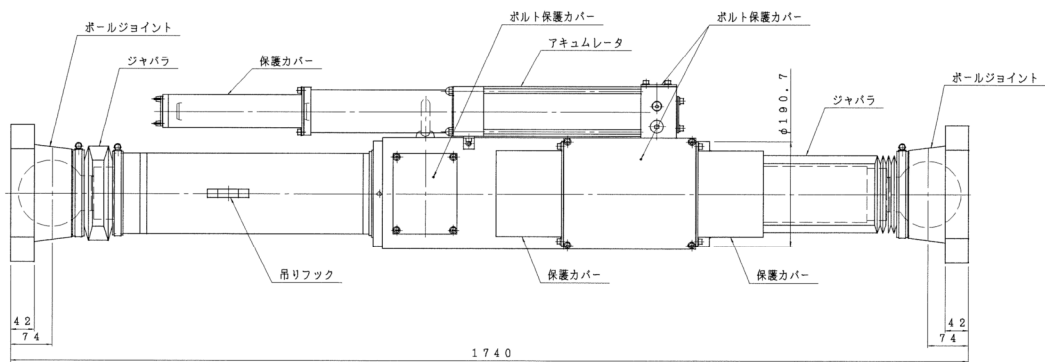
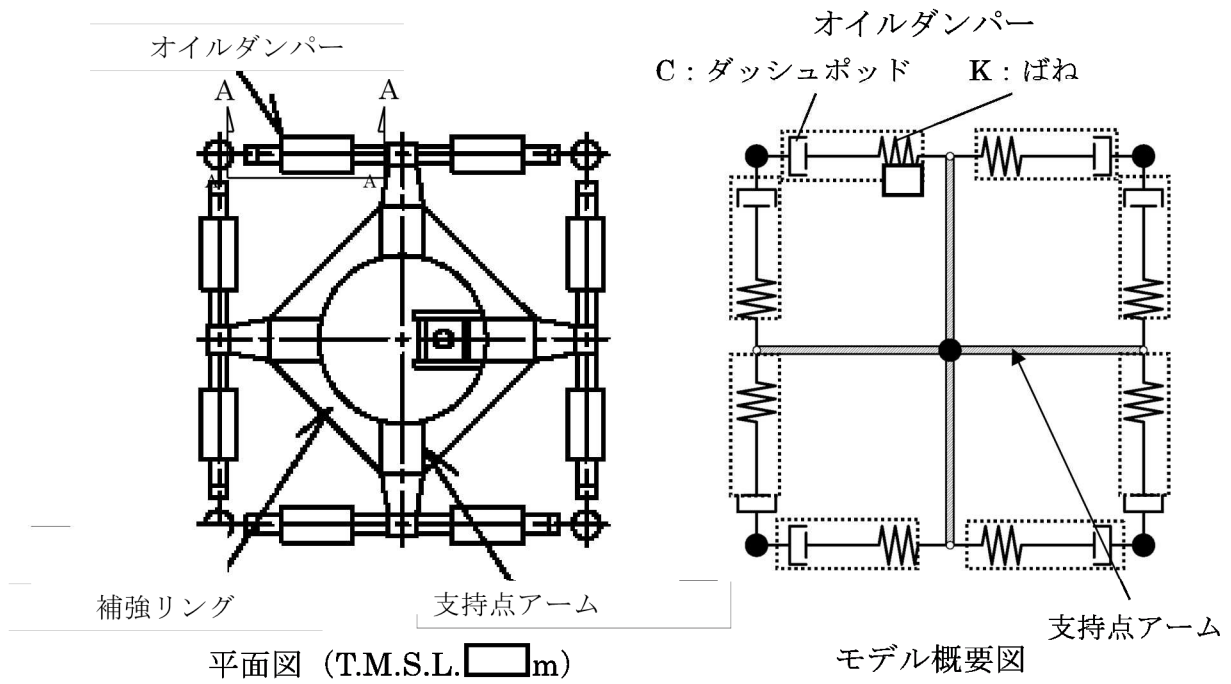


図 2-4 排気筒の地震応答解析モデルの概要

表 2-2 解析に用いた材料定数

部位	材料	ヤング係数 (N/mm^2)	ポアソン比	減衰定数
鉄塔, 筒身	鉄骨	2.05×10^5	0.3	0.02
基礎	コンクリート	3.13×10^4	0.2	0.05



(単位 : mm)

A-A オイルダンパー詳細図

図 2-5 オイルダンパーの概要

表 2-3 オイルダンパー諸元

重量	6.0	(kN/台)
ばね定数	$K=0.3 \times 10^8$	(N/m)
減衰係数	$C=1.2 \times 10^5$	(N·s/m)

3. 屋根トラス部の詳細評価モデルで考慮した復元力特性について

原子炉建屋屋根トラスを構成する部材のうち、軸力のみを負担するトラス要素としてモデル化した部材については、復元力特性として修正若林モデルを使用している。

修正若林モデルは、原子力発電所建屋（実機）を対象として実施された谷口らの研究^[1]に示される部材レベルの復元力特性である。修正若林モデルは、若林モデル^[2]を基本としているが、谷口らの研究^[1]で実施された実験のシミュレーション解析を踏まえて、繰り返し載荷による初期座屈以降の耐力低下を累積塑性歪の関数で表現し、実験との対応度を向上させた手法であり、式 (3.1) により評価される。

$$n/n_0 = 1/(\bar{\zeta} - Pn)^{1/6} \leq 1 \quad (3.1)$$

$n = N/N_y$ N :軸力 N_y :降伏軸力

n_0 :無次元化初期座屈耐力 $\bar{\zeta}$: 無次元化圧縮側累積塑性歪

$Pn = (n_E/4) - 5$ $n_E = \pi^2 E/(\lambda e^2 \sigma_y)$ λe :有効細長比

若林モデルと修正若林モデルの相違を図 3-1 に示す。谷口らの研究^[1]においては、修正若林モデルの妥当性を確認するにあたって、修正モデルを適用した部材を用いたモデルによる実験のシミュレーション解析を実施しており、解析結果は実験結果を概ねよくとらえているとしている（図 3-2）。

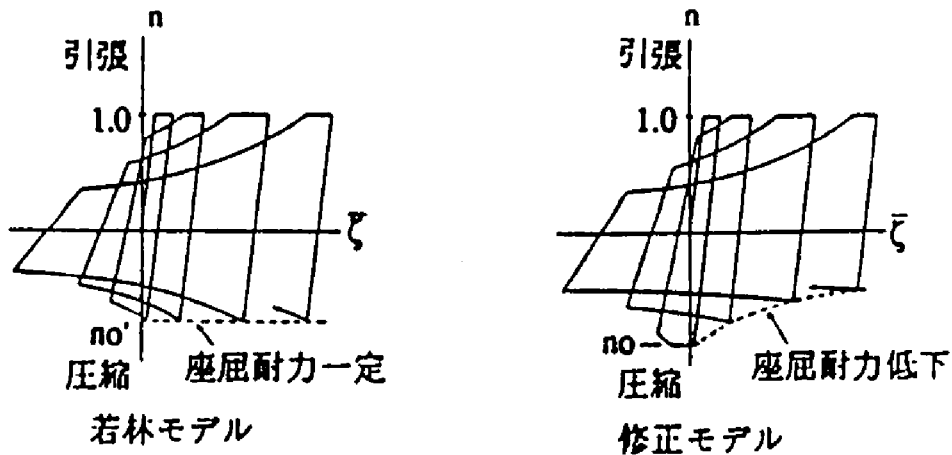
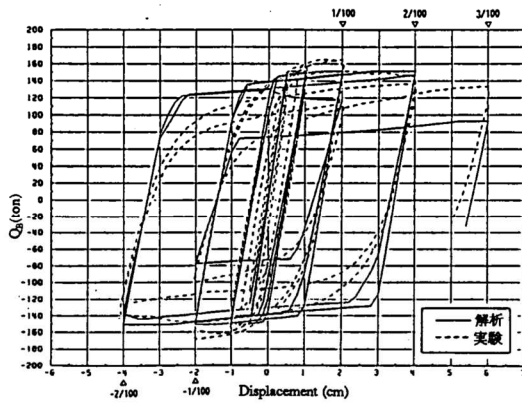
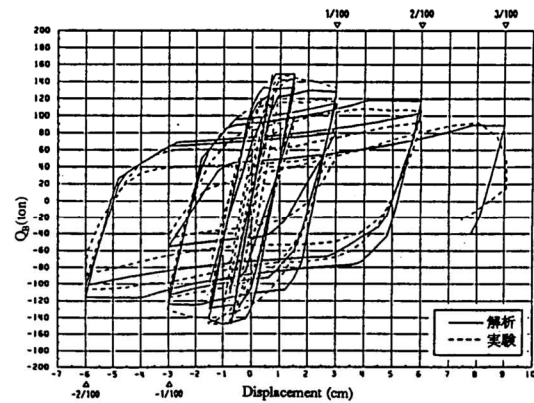


図 3-1 プレース材の履歴特性（[1]より引用）



SXII - 40.9 - B



SXIII - 60.9 - B

図 3-2 解析結果と実験結果の比較 ([1]より引用)

また、原子力発電所鉄骨屋根トラスに対する本復元力特性を適用した検討例として、鈴木らの研究^[4]がある。この研究は、原子力発電所鉄骨屋根トラスの終局耐力について検討したものであり、その中で原子力発電所鉄骨屋根トラスを模擬した試験体を用いた加力実験が実施されている。その実験のシミュレーション解析においても、トラス要素としてモデル化した部材の復元力特性としては修正若林モデルが適用されており、実験結果とシミュレーション解析を比較した結果（図 3-3）として、精度良く実験結果を追跡できているとしている。

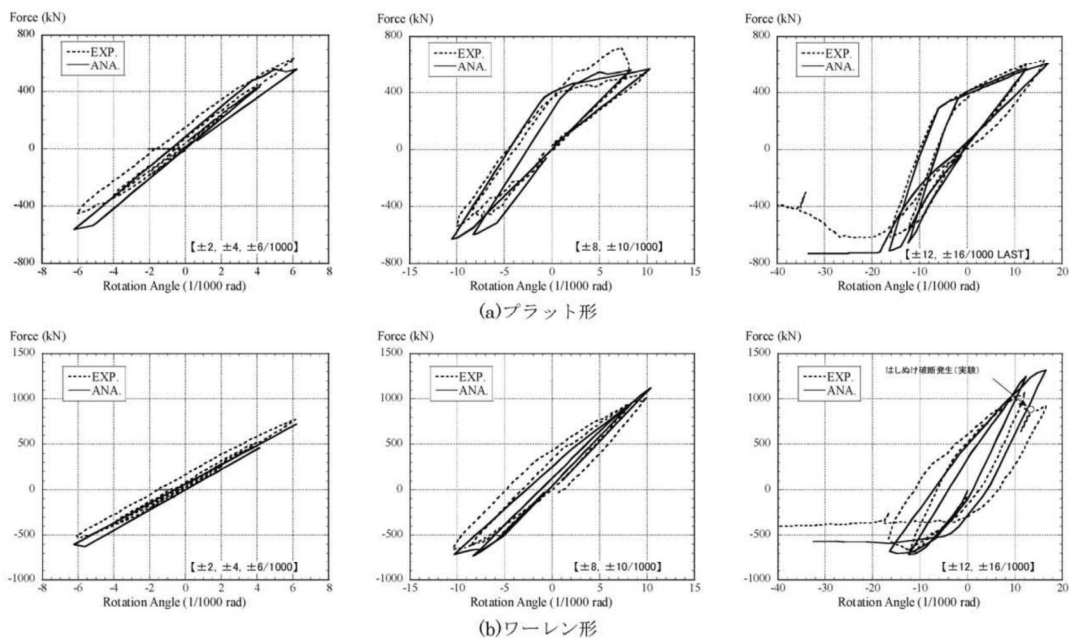


図 3-3 実験のシミュレーション解析結果 ([3]より引用)

以上で示したとおり、今回採用を予定している修正若林モデルについては、提案当初より、原子力発電所（実機）を対象として実施された実験により妥当性が検証されており、また、原子力発電所鉄骨屋根トラスを模擬した加力実験のシミュレーション解析でもその適用性・妥当性が検証されている。これより、原子炉建屋屋根トラスの鉄骨部材のうち、トラス要素としてモデル化した部材の復元力特性として、修正若林モデルを採用することは妥当であると考えている。

4. まとめ

今回工認で採用予定の原子炉建屋屋根トラスと排気筒の解析モデルの概要について整理した。また、既往の文献の記載内容を踏まえ、原子炉建屋屋根トラスの解析モデルにおいて考慮する鉄骨部材の復元力特性の妥当性および適用性を確認した。

【参考文献】

- [1]：谷口他：鉄骨 X 型ブレース架構の復元力特性に関する研究，日本建築学会構造工学論文集 Vol.37B 号，1991 年 3 月，pp303-316
- [2]：柴田他：鉄骨筋違の履歴特性の定式化，日本建築学会構造工学論文集第 316 号，昭和 57 年 6 月，pp.18-24
- [3]：鈴木他：原子力発電所鉄骨屋根トラスの終局限界に関する研究，日本建築学会構造系論文集 Vol.76 No.661，2011 年 3 月，P 571-580

以 上

使用済燃料貯蔵ラックの減衰定数について
(7号炉)

1. はじめに

柏崎刈羽原子力発電所第7号炉(以下、「柏崎刈羽7号炉」という)の使用済燃料貯蔵ラック(以下、「燃料ラック」という)の既工認における水平方向の設計用減衰定数は、「原子力発電所耐震設計技術指針JEAG4601-1991 追補版」(以下、「JEAG4601」という)に規定される、気中を前提とした溶接構造物の設計用減衰定数1%を用いていたが、今回の耐震計算では燃料ラックが水中に設置されており、水の効果による減衰効果が期待されることから、振動試験結果に基づき設定した減衰定数7%を採用した。

本資料は、燃料ラックの振動試験結果に基づき設定した設計用減衰定数の柏崎刈羽7号炉への適用性を纏めたものである。

2. 燃料ラックの耐震設計法の既工認と今回手法の比較

柏崎刈羽7号炉の燃料ラックの耐震設計における既工認と今回手法の比較を表-1に示す。既工認からの変更は、設計用減衰定数のみである。

表-1 柏崎刈羽7号炉 燃料ラックの耐震設計法の既工認と今回手法の比較

		既工認手法	今回手法
解析モデル		FEMモデル	同左
耐震解析手法	水平方向	スペクトルモーダル解析	同左
	鉛直方向	静的設計 *1	同左(剛構造のため)
設計用減衰定数	水平方向	1.0%	7.0%
	鉛直方向	—	1.0%
許容応力		JEAG4601	同左
地盤・建屋等の不確かさの考慮		床応答スペクトルの周期方向への±10%拡幅	同左
モデル化の考え方		剛性はラック本体の寸法、ヤング率より設定、質量はラック本体、ラック内の燃料体、流体およびプール水の付加質量を考慮。	同左

*1: 鉛直地震動の規定なし

3. 減衰定数取得試験

3. 1 試験の概要

燃料ラックは使用済燃料貯蔵プール（以下、「燃料プール」という）水中に設置されるため、水の効果による減衰効果が期待されることから、本試験では、燃料ラックを実機と同等の水中の条件下で減衰を評価する試験を実施し、減衰定数を取得した。

3. 2 燃料ラックの水中試験方法について

(1)試験供試体

柏崎刈羽7号炉燃料ラックの配置図を図-1に、構造図を図-2および図-3に示す。

燃料ラックは、燃料プール床の基礎ボルトで固定した自立型であり、ラックセルは角管を市松模様に配列した構造（以下、「市松ラック」という）を採用している。燃料ラックと壁および燃料ラック同士は接続されていない。したがって、柏崎刈羽7号炉の燃料ラックは、地震荷重に対して床の基礎ボルトのみで荷重を燃料プールへ伝達している。

実物大試験供試体は、図-4(1)に示すとおり柏崎刈羽7号炉と同じ床固定自立式の市松ラックを用い、装荷できる燃料体数は、流体および燃料体による付加減衰効果が実機よりも小さくなるように50体（5列×10列）とした。また、ラックには燃料体を装荷し、装荷する燃料体は実燃料模擬体と形状模擬体の2種類を用いた。実燃料模擬体は実機と同様であるが、燃料ペレットの代わりに鉛で質量を一致させた。さらに、加速度を計測するため頂部に加速度計を設置した。形状模擬体は実機の外形を模擬した実燃料模擬体の質量およびチャンネルボックス外形を模擬し、頂部および中間部に加速度計が設置されている。

(2)試験水槽

燃料プール内に設置されている状態を模擬するために図-4(2)の試験水槽を製作し、水を張って、その中にラックを設置した。水槽の大きさは、流体による付加減衰効果が最も小さくなる無限水中と同等となる最小の大きさとし（別紙-1）、高さ（水深）は実機と異なるが、市松ラックの振動特性に与える影響が小さいことを確認した（別紙-2）。

試験水槽、ラック、燃料体、内包水をあわせて最大100t程度の質量となるため、つくば市の防災科学技術研究所の振動台（最大搭載質量500t、寸法：14.5m×15m）を用いて試験を実施した^[1]。図-4(3)に試験状況（市松ラック（試験供試体）の水槽内設置状態）を示す。

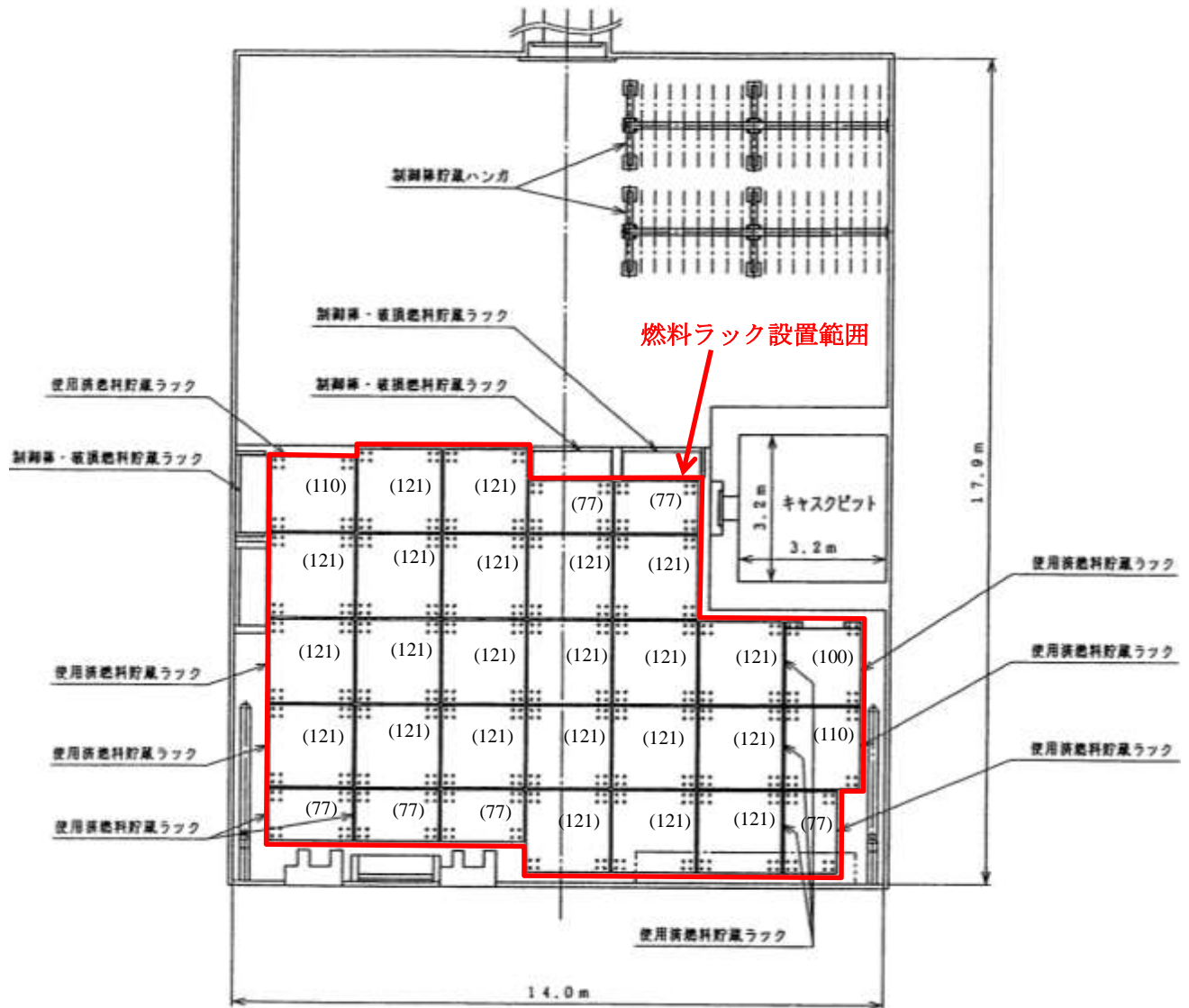
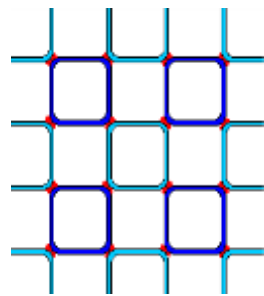


図-1 燃料ラック配置図

※()内の数字はラックの貯蔵体数

柏崎刈羽7号炉 内訳

使用済燃料貯蔵ラック	台数
77体(11×7)	6台
100体(10×10)	1台
110体(11×10)	2台
121体(11×11)	22台



市松ラック断面概略図

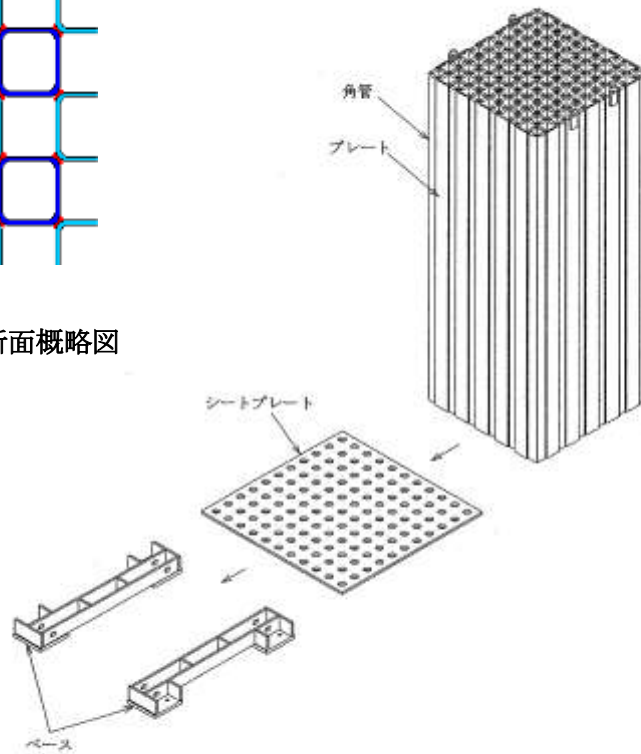


図-2 燃料ラックの構造図

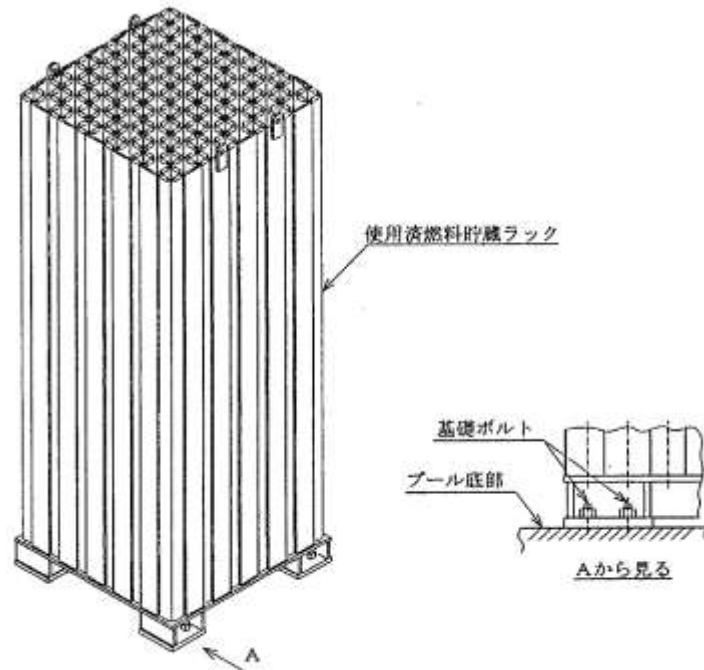
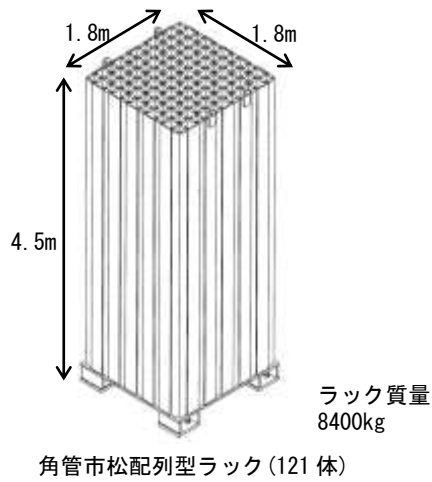
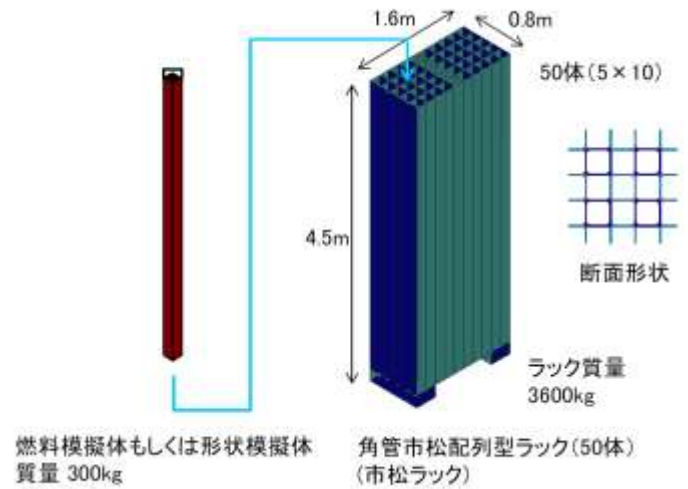


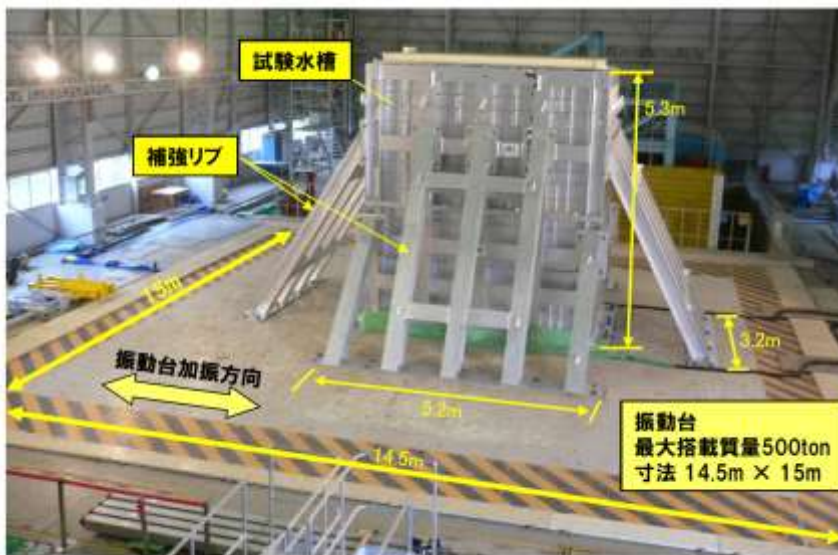
図-3 燃料プール床と固定部の詳細



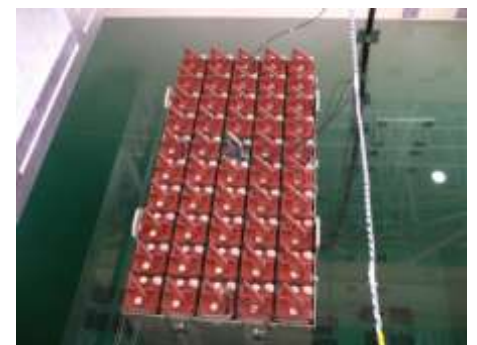
(1) 市松ラック (柏崎刈羽 7 号炉)



(2) 市松ラック (試験供試体) [2]



(3) 試験状況 [2]



(4) 市松ラック (試験供試体) の水槽内設置状態

図-4 試験供試体の構造(市松ラック試験供試体, 試験水槽および振動台)

(3) 実機燃料ラックと実物大試験供試体の主要諸元比較

実物大試験供試体の仕様は、概ね実機燃料ラックと同等であり、貯蔵体数やラックセルと燃料集合体の隙間等は、流体及び燃料集合体による付加減衰効果が実機より小さくなるよう設定した (表-2)。

(4) 今回の試験で得られた減衰定数の柏崎刈羽 7 号炉への適用性について

実物大試験供試体の仕様は、概ね実機燃料ラックと同等であるため、実機適用性があると考えられる。

表ー 2 柏崎刈羽 7 号炉 燃料ラックと実物大試験供試体の主要諸元の比較

項目	柏崎刈羽 7 号炉	実物大試験供試体	備考	
燃料ラック	燃料ラックの支持形式	床固定式・自立型	床固定式・自立型	—
	ラックセルの形式	角管市松配列型	角管市松配列型	—
	貯蔵体数	77~121 体	50 体	試験供試体は流体および燃料体による付加減衰効果が実機よりも小さいと考えられるラックを選定。
	ラックセルと燃料集合体の隙間	<input type="text"/>	<input type="text"/>	チャンネルボックスの外面とセル内面間距離。
	燃料ラックから壁までの距離	約 250~900mm	約 450mm~1600mm	流体による付加減衰効果が最も小さくなる無限水中と同等となる最小の寸法として設定した。
	ラックセル高さ	<input type="text"/>	<input type="text"/>	—
	ラックセルのピッチ	<input type="text"/>	<input type="text"/>	実物大試験供試体については、燃料集合体のセル内での衝突の影響が小さくなるラックセルピッチが小さな燃料ラックを採用。
	ラックセルの厚さ	<input type="text"/>	<input type="text"/>	—
燃料集合体	燃料タイプ	8×8 燃料 (ステップ I 燃料)	9×9 燃料 (ステップ III 燃料)	7 号炉工認では、燃料プール共用化条件を考慮し、評価結果が厳しくなる質量が大きい燃料条件により評価している。
	質量	<input type="text"/>	<input type="text"/>	想定している燃料タイプの違いによる。
燃料プール	水深	約 12m	約 5m	高さ（水深）は実機と異なるが、市松ラックの振動特性に与える影響が小さいことを確認した。

(5) 試験方法

a. 加振方法および減衰定数の評価方法

試験供試体に模擬燃料を装荷し、試験水槽に水を注入した状態にて加振試験を実施した。試験は、試験供試体の長辺方向及び短辺方向それぞれについておこなった。

加振レベルの小さい範囲では正弦波による掃引試験をおこない、ハーフパワー法を用いて減衰定数を評価した。加振レベルの大きい範囲では、試験装置の損傷を防止する観点から、半波の加振試験をおこない、自由減衰波形から減衰定数を評価した。なお、各々の試験について、入力加速度を変えた3ケースを実施した（表-3）。

表-3 減衰定数の評価に用いた試験条件

No.	試験方法	方向	入力加速度	備考
1	正弦波掃引試験	短辺	0.5m/s ²	減衰定数をハーフパワー法により算出（別紙-3）
2			0.75 m/s ²	
3			1m/ s ²	
4		長辺	0.5m/s ²	
5			0.75 m/s ²	
6			1m/ s ²	
7	半波加振試験	短辺	2.91m/s ²	減衰定数を自由振動波形から算出（別紙-4）
8			3.98m/s ²	
9			5.00m/ s ²	
10		長辺	2.96m/s ²	
11			3.75 m/s ²	
12			4.50m/ s ²	

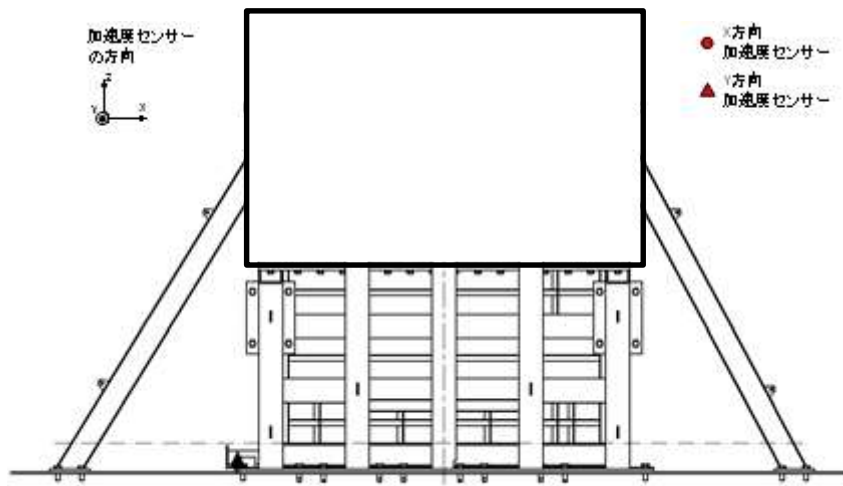
(6) 計測方法

ラックの固有振動数、減衰定数および振動モードを算出するためにラック および と燃料体の の加速度を計測する。また、基準となる入力加速度として振動台上の水槽周囲の加速度を計測した（図-5）。

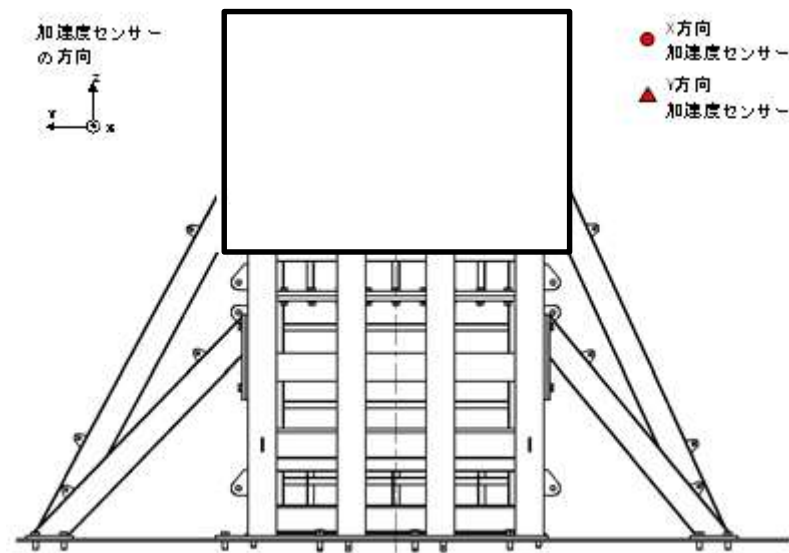
ラックが弾性範囲内で加振されていることを確認するために、ラックの および のひずみを計測した。

燃料体については、燃料模擬体(形状模擬)は4体について の加振方向の加速度を、燃料模擬体(実燃料模擬)は で加振方向の加速度を計測した。

市松ラックおよび燃料体の加速度とひずみの計測位置をそれぞれ図-6に示す。また、模擬燃料体の内部構造を図-7、その諸元を表-4に示す。



(a) 水槽長辺方向



(b) 水槽短辺方向

図-5 水槽の加速度計測位置

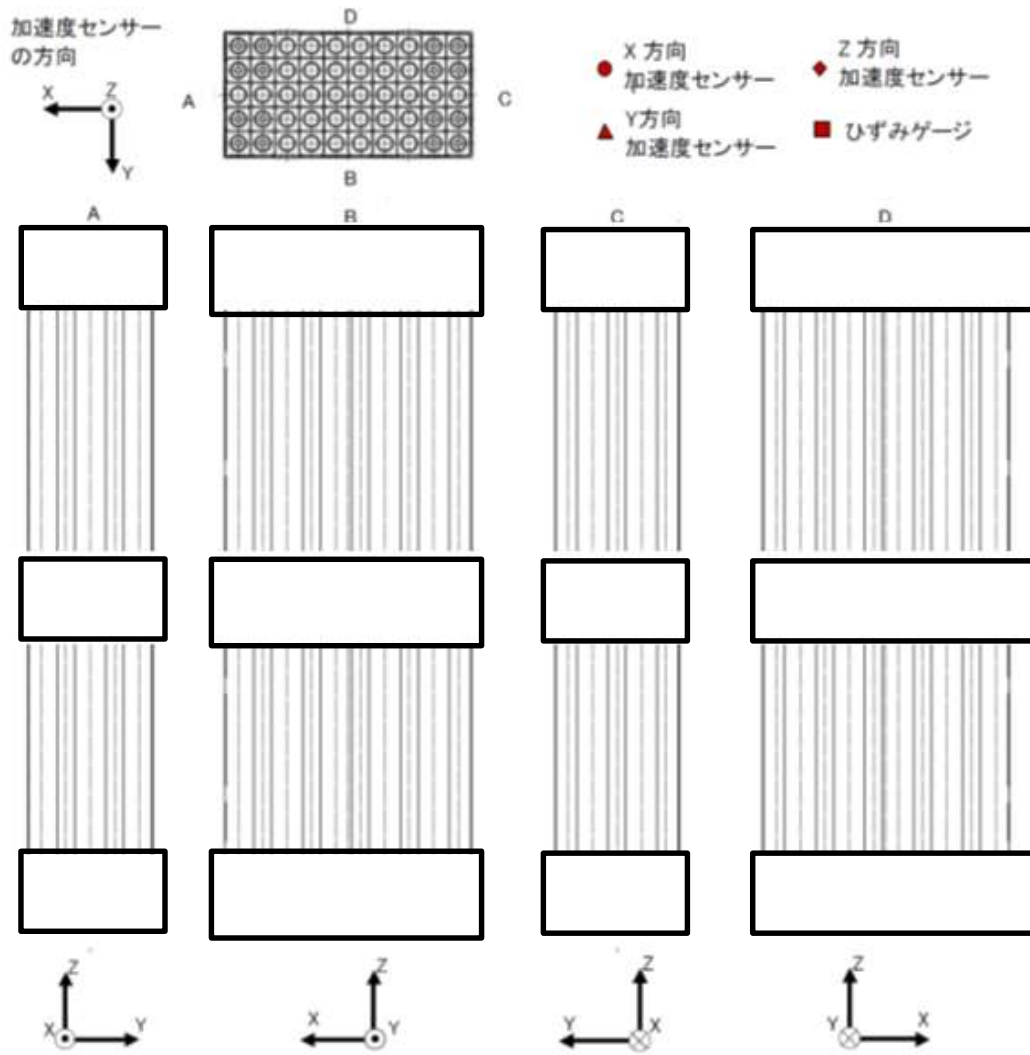


図-6 (1/2) 市松ラックの加速度とひずみの計測位置

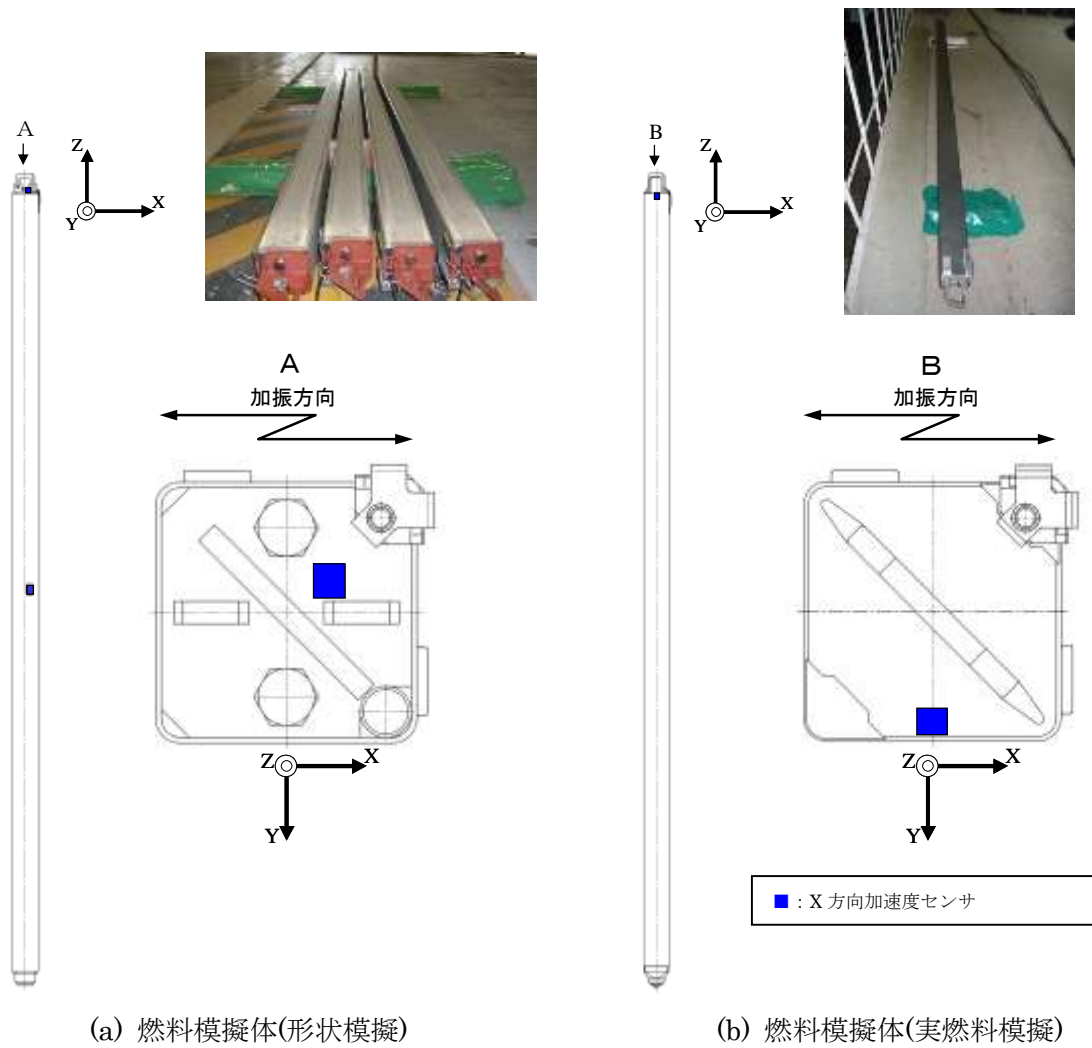
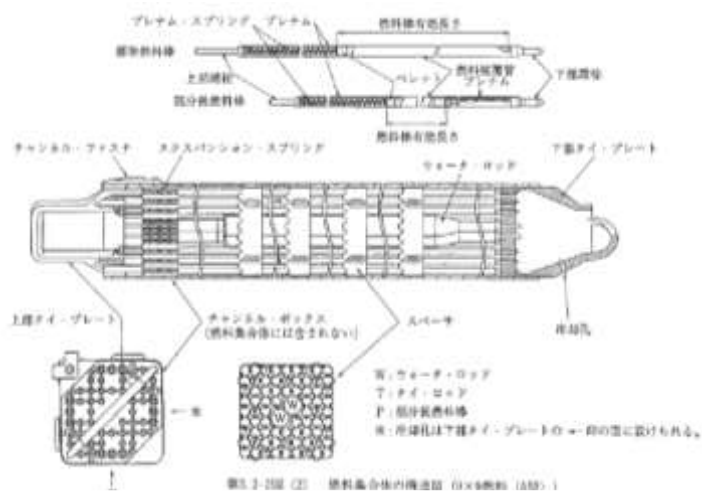


図-6 (2 / 2) 燃料模擬体の加速度とひずみの計測位置



(a) 燃料模擬体（形状模擬）



実燃料のペレットを鉛ペレットにし制作

(b) 燃料模擬体（実燃料模擬）

図-7 燃料模擬体の内部構造

表-4 実機燃料仕様と模擬体仕様の比較

	燃料模擬体		柏崎刈羽7号炉
	実燃料模擬体	形状模擬体	8×8 燃料*2
長さ			4470mm
断面寸法*1			□139.14mm
質量			302kg
材質			SUS

*1 チャンネルボックス外形寸法

*2 柏崎刈羽7号炉に装荷される燃料集合体のうち、最も重量が大きいもの

3. 3 試験結果

(1) 正弦波掃引試験

正弦波掃引試験の減衰定数は、加振レベル 3 ケースで求めた伝達関数 (図-8) よりハーフパワー法で評価した。

(2) 半波加振試験

半波加振試験の減衰定数は、加振レベル 3 ケースから得られた自由振動波形 (図-9) より減衰定数を評価した。

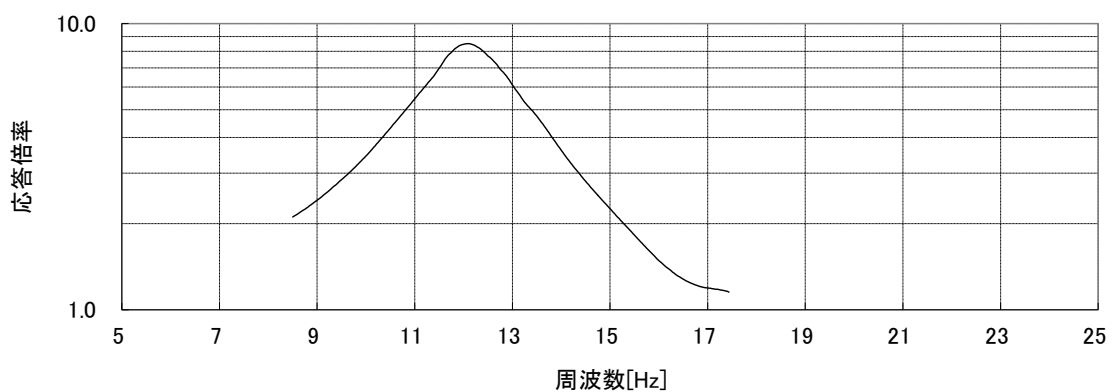


図-8 正弦波掃引試験によるラック頂部加速度の伝達関数 (例)
(試験条件 No.6 短辺方向, 入力加速度 1m/s^2)

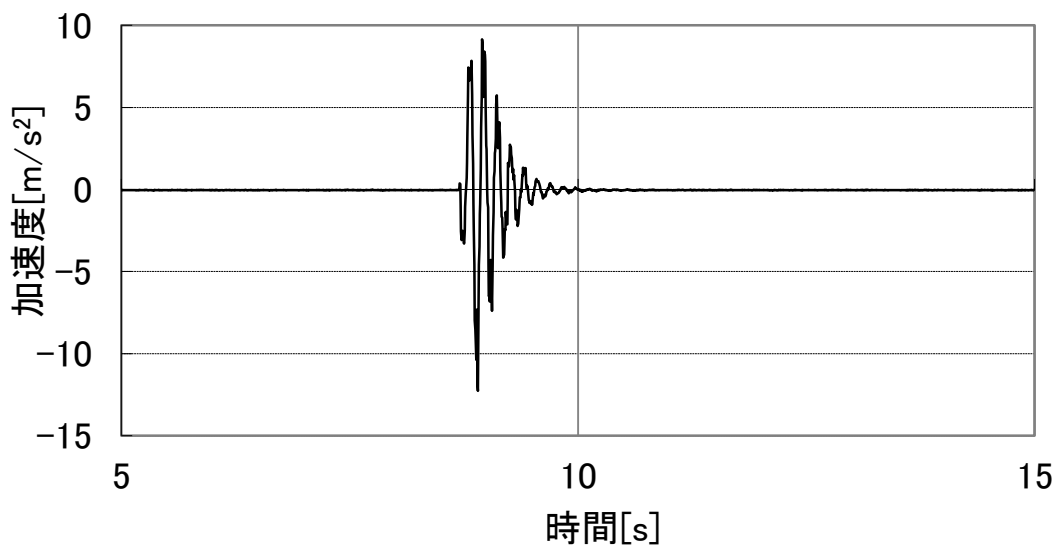


図-9 半波加振試験による自由減衰波形 (例)
(試験条件 No.9 短辺方向, 入力加速度 5.00m/s^2)

(3) 試験結果のまとめ

正弦波掃引試験から得られた減衰定数と、正弦半波加振による自由減衰波形から得られた減衰定数をプロットした(図-10)。長辺方向における正弦波掃引試験では、加速度レベルの低い範囲では一部7%を下回るデータが存在するものの、加速度レベルの増大に伴い大きな減衰定数が得られる傾向が見られている。短辺方向における正弦波掃引試験では、加速度レベルの低い範囲では若干の減衰定数の低下傾向が見られるが、その傾向は加速度レベルの増大に伴いゆるやかとなっており、半波加振試験の結果では加速度レベルの高い範囲では7%を十分上回っている。

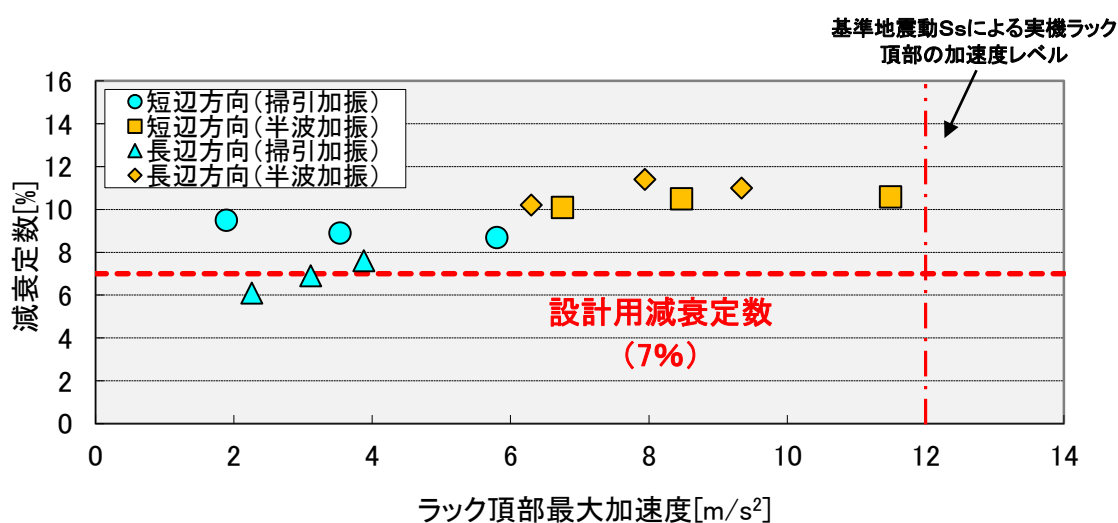


図-10 ラック頂部最大応答加速度と減衰定数の関係 [2]

4. 結論

今回工認で採用予定の設計用減衰定数7%は、柏崎刈羽7号炉の燃料ラックと同等な試験体を用い、実機と同等な試験条件によりおこなわれた加振試験で得られたものであることから、設計用減衰定数として妥当であることを確認した。

引用文献

- [1] 大型耐震実験施設(LARGE-SCALE EARTHQUAKE SIMULATOR)パンフレット, 独立行政法人 防災科学技術研究所
- [2] 浪田他, 「水中振動試験による BWR 使用済燃料貯蔵ラックの減衰定数」, 日本機械学会 [No.10-8] Dynamics and Design Conference 2010 論文集 No.417

別紙－1 試験水槽の形状決定方法

試験水槽の大きさは流体によるラックへの付加質量効果が最も小さくなる無限水中と同等となる大きさに設定した。

ラックの付加質量については、二重円筒の間に流体が存在する系の振動に関する運動方程式(1-1)式^[1]の内筒をラック、外筒を試験水槽とみなし、内筒の自己付加質量 M_{11} に着目し検討した。試験水槽は長方形断面であるため、表－別紙1－1^[2]より $a/b=2$ として二重円筒の自己付加質量 M_{11} を1.36倍した。

円筒であるラック寸法 r_1 はすでに決まっているため、外筒である試験水槽の寸法 r_0 を変化した場合のラックの付加質量 M_{11} との関係を図－別紙1－1に示す。この図より、試験水槽を大きくしても付加質量 M_{11} がほとんど変化しない b の範囲は、無限水中と同等とみなせると考えられることから、中心から1250mm 離すことで、ラックが壁の影響を受けないという結果を得た。この結果を反映した試験水槽の大きさを図－別紙1－2に示す。

$$\left(\begin{bmatrix} M_1 & 0 \\ 0 & M_2 \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} M_{11} & M_{12} \\ M_{21} & M_{22} \end{bmatrix} \right) \begin{bmatrix} \ddot{u}_1 \\ \ddot{u}_2 \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} k_1 & 0 \\ 0 & k_2 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} x_1 \\ x_2 \end{bmatrix} = 0 \quad (1-1)$$

ここに

M_1, M_2 : 内筒及び外筒の質量

$M_{11} = \pi r_1^2 \rho \left(\frac{r_0^2 + r_1^2}{r_0^2 - r_1^2} \right)$: 内筒の自己付加質量

$M_{12} = M_{21} = -2\pi r_1^2 \rho \left(\frac{r_0^2}{r_0^2 - r_1^2} \right)$: 相互影響による付加質量

$M_{22} = \pi r_0^2 L \rho \left(\frac{r_0^2 + r_1^2}{r_0^2 - r_1^2} \right)$: 外筒の自己付加質量

r_1 = 内筒の外半径

r_0 = 外筒の内半径

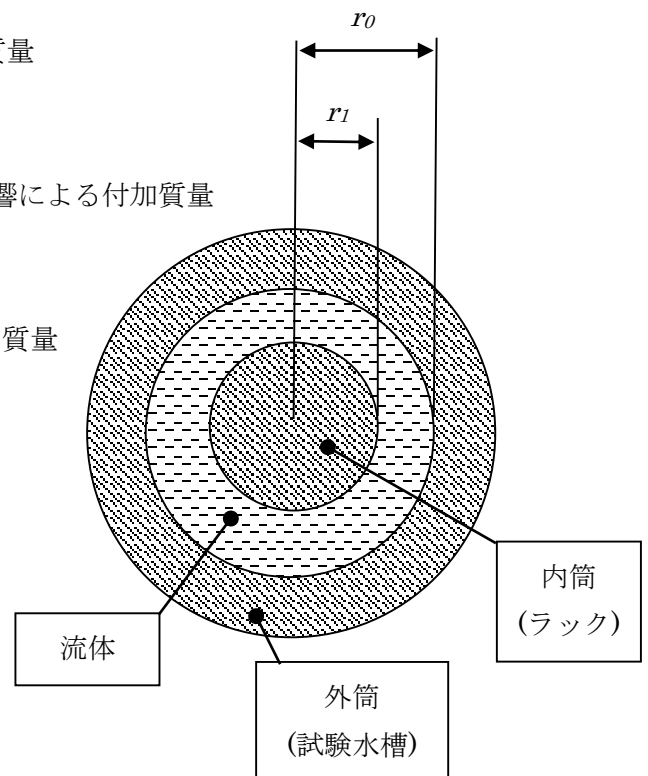
\ddot{u}_1, \ddot{u}_2 = 内筒、外筒の絶対加速度

x_1, x_2 = 内筒、外筒の相対変位

k_1, k_2 = 内筒、外筒の剛性

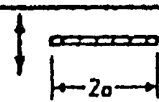
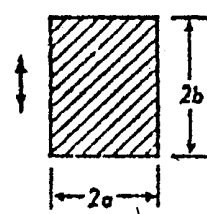
L = 内筒及び外筒の長さ

ρ = 流体の密度



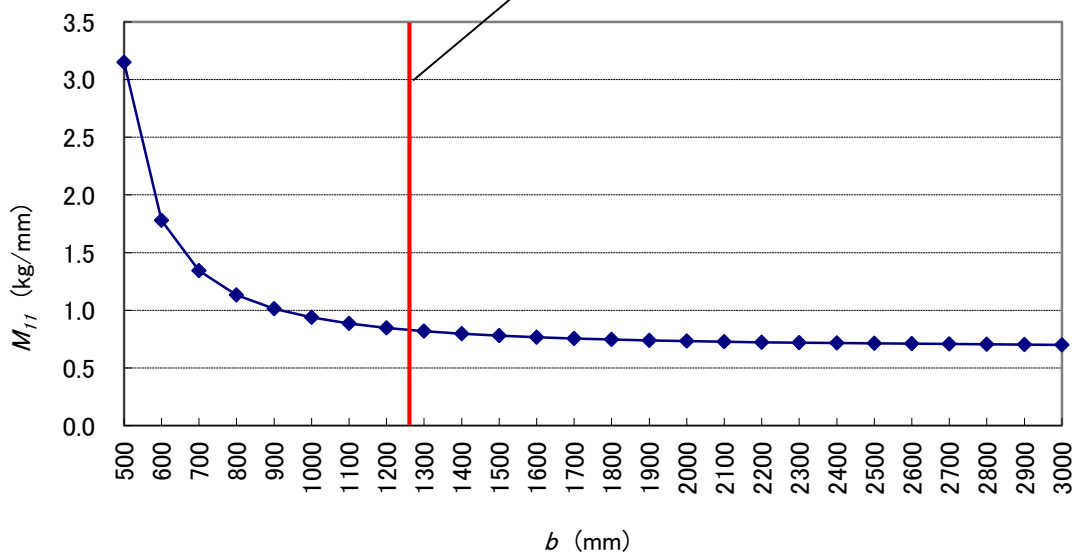
表一別紙 1 - 1 2次元断面形状における付加質量^[2]

TABLE 1
TWO-DIMENSIONAL BODIES

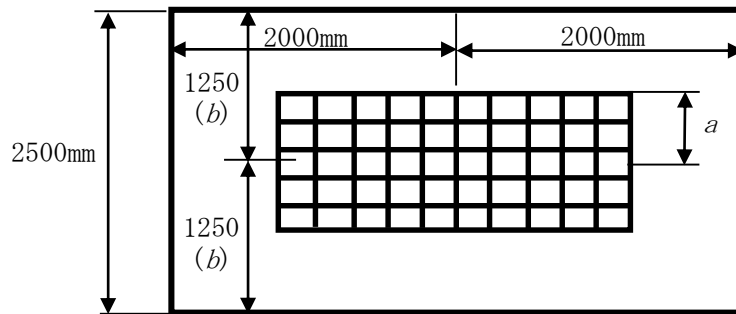
SECTION THROUGH BODY	TRANSLATIONAL DIRECTION	HYDRODYNAMIC MASS PER UNIT LENGTH	SOURCE
	Vertical	$m_h = 1 \pi \rho a^2$	(4) t (6) c
	Vertical	$a/b = \infty$	$m_h = 1 \pi \rho a^2$ (4) t
		$a/b = 10$	$m_h = 1.14 \pi \rho a^2$ (4) t
		$a/b = 5$	$m_h = 1.21 \pi \rho a^2$ (4) t
		$a/b = 2$	$m_h = 1.36 \pi \rho a^2$ (4) t
		$a/b = 1$	$m_h = 1.51 \pi \rho a^2$ (4) t
		$a/b = 1/2$	$m_h = 1.70 \pi \rho a^2$ (4) t
		$a/b = 1/5$	$m_h = 1.98 \pi \rho a^2$ (4) t
		$a/b = 1/10$	$m_h = 2.23 \pi \rho a^2$ (4) t

試験水槽の形状

試験水槽として採用した値



図一別紙 1 - 1 ラックとプールの隔壁間の距離とラックの付加質量



図一別紙 1 - 2 試験水槽形状図

参考文献[1] : 「Seismic Analysis of Safety Related Nuclear Structures」
(Standards ASCE 4-98)

[2] : 「Table of Hydrodynamic Mass Factors for Translational Motion」
(ASME)

別紙ー 2 試験における水深(スロッシング等)の影響について

実機ラックは水深 11.5m のところに設置されているが、試験では試験設備の関係から試験水槽の水深は 4.8m とした。試験水槽の水深 4.8m の試験で、実機ラックの振動特性に影響を与えないか検討するため、解析モデルを作成し NASTRAN の MFLUID 機能¹※を用いて水深が異なる場合の振動特性を検討した。

(1) 検討方法

市松ラックの水中の振動特性に与える水深の影響を評価した。なお、試験における入力波はスロッシングの影響を回避するような波を使用しており、本解析においてもスロッシング効果は考慮していない。

市松ラックの代表寸法は、幅 1584mm、奥行き 804mm、高さ 4493mm である。NASTRAN の MFLUID 機能を用いて試験水槽の水深 4.8m の場合と実機水深 11.5m の場合の固有振動数と周波数応答を算出した。ラック外側の水平方向は無限水中とした。

(2) 検討結果

(a) 固有振動数

水深 4.8m の場合と水深 11.5m の場合の固有振動数を表ー別紙 2ー 1 に示す。

水深 4.8m の場合と水深 11.5m の場合の固有振動モードを図ー別紙 2ー 1 に示す。

試験水槽の水深 4.8m の場合と実機水深 11.5m の場合の固有振動数の差異は小さいことがわかった。

表ー別紙 2ー 1 固有振動数の比較

次数	水深4.8m		水深11.5m	
	固有振動数 [Hz]	振動モード	固有振動数 [Hz]	振動モード
1	10.25	Y方向変形	10.20	Y方向変形
2	22.43	X方向変形	22.40	X方向変形

※ 解析モデル上考慮している流体の付加質量を計算する機能

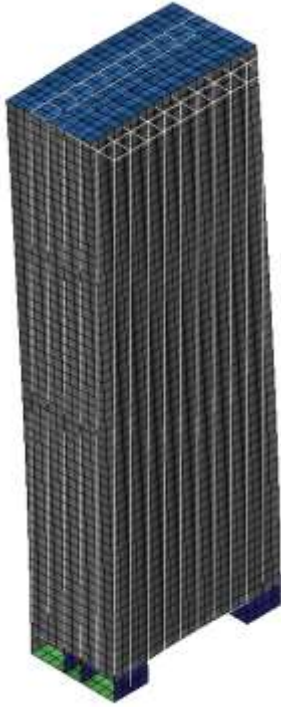
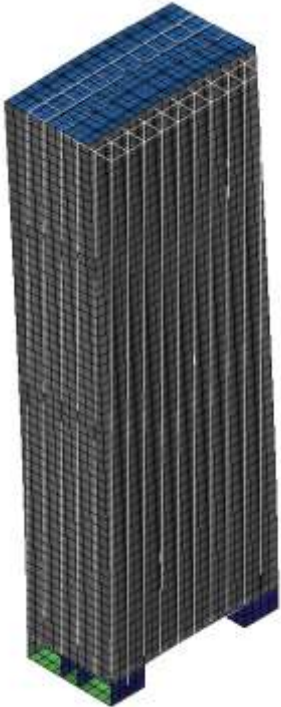

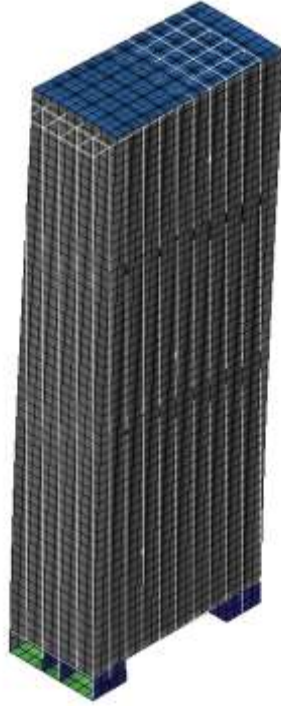
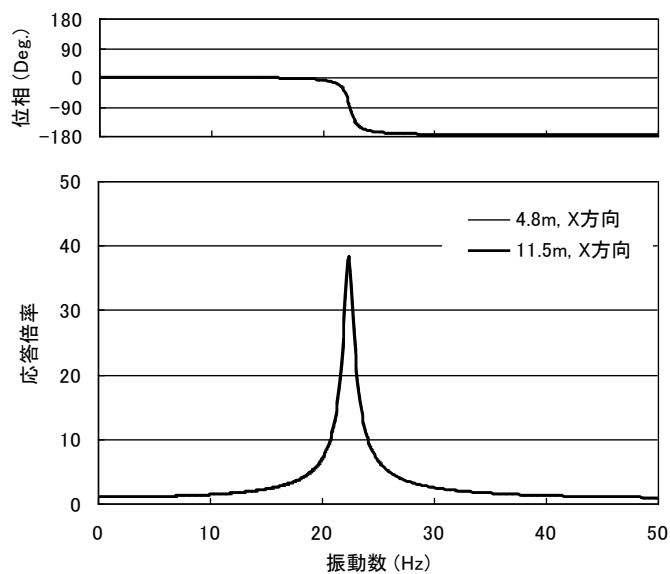
	試験：水深 4.8m	実機：水深 11.5m
1次 モード	 <p>10.25Hz</p>	 <p>10.20Hz</p>
2次 モード	 <p>22.43Hz</p>	 <p>22.40Hz</p>

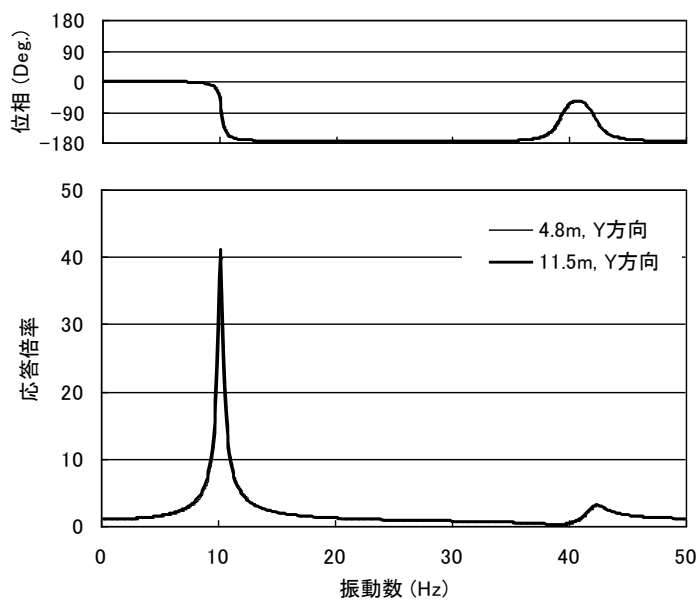
図-別紙2-1 水深 4.8m と 11.5m のラック振動モード

(b) 周波数応答

固有振動数の違いは小さいことがわかったが、応答特性の違いも小さいことを確認するために、上記の解析モデルを用いて周波数応答計算を行った。図一別紙2-2にX方向加振時の周波数応答、Y方向加振時の周波数応答を示す。水深が4.8mの場合と11.5mの場合で違いはほとんどないことがわかる。なお、減衰定数は2%と仮定した。



(1) X方向加振時



(2) Y方向加振時

図一別紙2-2 周波数応答解析結果

(3) 検討結果のまとめ

実機プラントのラックは水深 11.5m のところに設置されているが、試験では試験設備の関係から試験水槽の水深は 4.8m とした。試験水槽の水深 4.8m の試験で、実機ラックの振動特性に影響を与えないか検討するため、解析モデルを作成し NASTRAN の MFLUID 機能を用いて水深が異なる場合の振動特性を検討した。その結果、水深 4.8m および水深 11.5m の条件において、水位は付加質量に対して影響を与えないため、固有振動数および周波数応答に差異がなく、水深 4.8m の試験水槽を用いた試験で実機の振動特性を模擬できることを確認した。なお、水位をラック高さ以下に変化させることでラックに掛かる付加質量を変化させて、本解析モデルで指定した水深が付加質量に影響していることを確認した検討結果を以下に示す。

(4) 水深の影響によるラックの固有値解析

本検討では水深 11.5m と水深 4.8m の固有値解析結果に対して、水位高さ 4.473m（ラック高さ）と 2m（ラック高さ以下の水位）の 2 ケースの固有値解析を追加実施した。本試験においてスロッシングを回避するように入力波形に対するフィルタ処理を実施しているため、本解析ではスロッシング効果を考慮しておらず、付加質量を考慮した計算を実施している。

表一別紙 2-2 に市松ラックの短辺方向および長辺方向について、水深と固有振動数の関係を示す。表より、水深 11.5m の固有振動数に対してラック高さと同等の水深 4.473m の固有振動数はほぼ変化しないが、ラック高さ以下の水深 2m の固有振動数では変化率が大きいことがわかる。ラック高さ以下のケースとして実施した水深 2m の固有値解析ではラック高さの半分程度が水中にないため、ラックに対して付加質量を受けない部分があり、固有振動数が高くなったといえる。すなわち、本解析結果においてラック高さ以上の水位ではラックに与える付加質量は変わらず、試験計画の水深 4.8m で実機プラントでの水深 11.5m の振動特性を模擬できているといえる。

表一別紙 2-2 水深と固有振動数

No.	水深[m]	固有振動数[Hz]		備考
		短辺方向	長辺方向	
1	11.5	10.20	22.40	
2	4.8	10.25	22.43	
3	4.473	10.31	22.46	ラック高さ
4	2	12.10	23.86	ラック高さ以下の水位

別紙-3 ハーフパワー法について

加振力 $F e^{i\omega t}$ を受ける 1 自由度系の振動方程式は式(1)で表される。

$$m\ddot{x} + c\dot{x} + kx = F e^{i\omega t} \quad (1)$$

上式の解を $x = A e^{i\omega t}$ とし、式(1)に代入すると、

$$A = \frac{F}{-m\omega^2 + ic\omega + k} = \frac{F}{k \left\{ \left(1 - \frac{m}{k} \omega^2 \right) + i \frac{c}{k} \omega \right\}}$$

ここで、固有周期 $\omega_0 = \sqrt{\frac{k}{m}}$ 、減衰定数 $\zeta = \frac{c}{c_c} = \frac{c}{2\sqrt{mk}} = \frac{c\omega_0}{2k}$ とおくと

$$A = \frac{F}{k \left[\left\{ 1 - \left(\frac{\omega}{\omega_0} \right)^2 \right\} + i 2\zeta \frac{\omega}{\omega_0} \right]}$$

よって、

$$x = \frac{1}{k \left[\left\{ 1 - \left(\frac{\omega}{\omega_0} \right)^2 \right\} + i 2\zeta \frac{\omega}{\omega_0} \right]} F e^{i\omega t}$$

となる。

よって、加振力 $F e^{i\omega t}$ に対する変位の振動伝達特性の振幅は式(2)で与えられる。

$$A = \frac{1}{k} \frac{1}{\sqrt{\left(1 - \left(\frac{\omega}{\omega_0} \right)^2 \right)^2 + \left(2\zeta \frac{\omega}{\omega_0} \right)^2}} \quad (2)$$

いま $\zeta \leq 1$ とすると式(2)の振幅曲線はピーク値付近で $\omega = \omega_p$ に対しほぼ対称である。

そこで ω_p より少し低い ω_L 点の振幅を A_L とする。

$$\Delta\omega/2 = \omega_p - \omega_L = \omega_0 - \omega_L \quad (\omega_p \approx \omega_0) \text{ より}$$

$$A_L = \frac{1}{k} \frac{1}{\sqrt{\left(1 - (\omega_0 - \Delta\omega/2)^2 / \omega_0^2\right)^2 + 4\zeta^2 (\omega_0 - \Delta\omega/2)^2 / \omega_0^2}}$$

$$\approx \frac{1}{k} \frac{1}{\sqrt{(\Delta\omega / \omega_0)^2 + 4\zeta^2}}$$

一方,

$$A_{\max} = \frac{1}{2k\zeta\sqrt{1-\zeta^2}} \approx \frac{1}{2\zeta k}$$

となる。 A_{\max} と A_L の比 R は

$$R = \frac{A_{\max}}{A_L} = \frac{\sqrt{(\Delta\omega / \omega_0)^2 + 4\zeta^2}}{2\zeta}$$

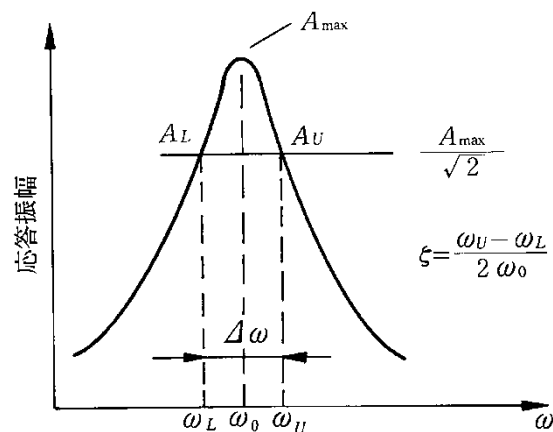
となり, 整理すると

$$\zeta = \frac{1}{2} \frac{\Delta\omega / \omega_0}{\sqrt{R^2 - 1}}$$

となる。 $R = \sqrt{2}$ とすると以下のように簡単になる。

$$\zeta = \frac{1}{2} \frac{\Delta\omega}{\omega_0} = \frac{1}{2} \frac{\omega_U - \omega_L}{\omega_0} = \frac{f_U - f_L}{2f_0}$$

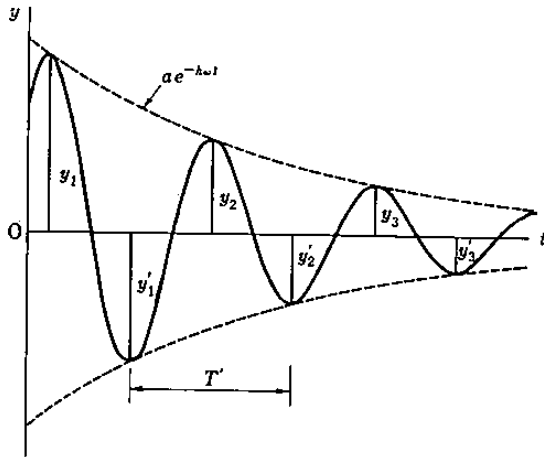
よって, 周波数応答の $A_{\max} / \sqrt{2}$ を示す周波数 f_U , f_L と固有振動数 f_0 を計測すれば減衰定数 ζ を求めることができる。この減衰定数測定方法をハーフパワー法という (図一別紙 3-1)。



図一別紙 3-1 ハーフパワー法

別紙－4 自由振動波形からの減衰定数の算出方法

自由減衰振動波形は、指数関数的に減衰することから、隣り合う振幅の比の対数をとると常に一定の値となり、この隣り合う振幅の比の自然対数から対象とする構造の減衰定数を求めることができる（図－別紙4－1）。



$$\text{(振幅比)} d = \frac{y_1}{y_2} = \frac{y_2}{y_3} = \dots$$

$$h = \left(\frac{\ln d}{2\pi} \right) / \sqrt{1 + \left(\frac{\ln d}{2\pi} \right)^2}$$

図－別紙4－1 減衰定数の算出方法(自由振動波形からの減衰定数の算定方法)

別紙－5 水および燃料体の体数が減衰定数に与える影響

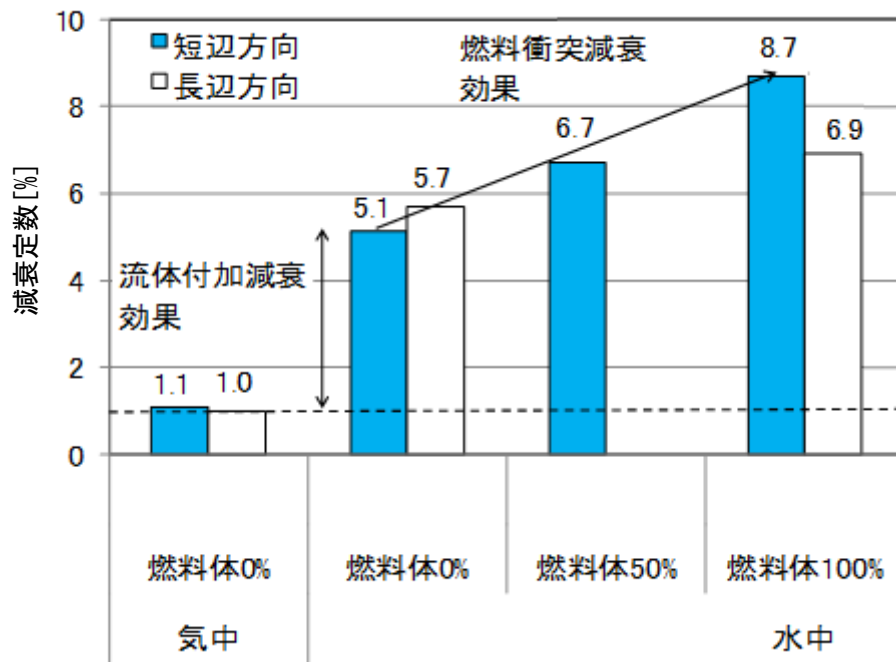
水および燃料体の体数による減衰定数への影響を確認するため、以下の条件にて正弦波掃引試験をおこなった（表－別紙5－1）。水の影響を確認するため、燃料ラック単体（燃料体 0%）で気中と水中それぞれで、試験をおこなった。燃料体の影響を確認するため、燃料体の体数を変えて試験をおこなった。

表－別紙5－1 水及び燃料体数の影響評価に用いた試験条件

No.	試験方法	方向	入力加速度	気中/水中	燃料体	備考
1	正弦波掃引試験	短辺	1m/ s ²	気中	0%	減衰定数をハーフパワー法により算出（別紙－3）
2				水中	0%	
3				水中	50%	
4				水中	100%	
5		長辺		気中	0%	
6				水中	0%	
7				水中	100%	

試験結果を図－別紙5－1に示す。

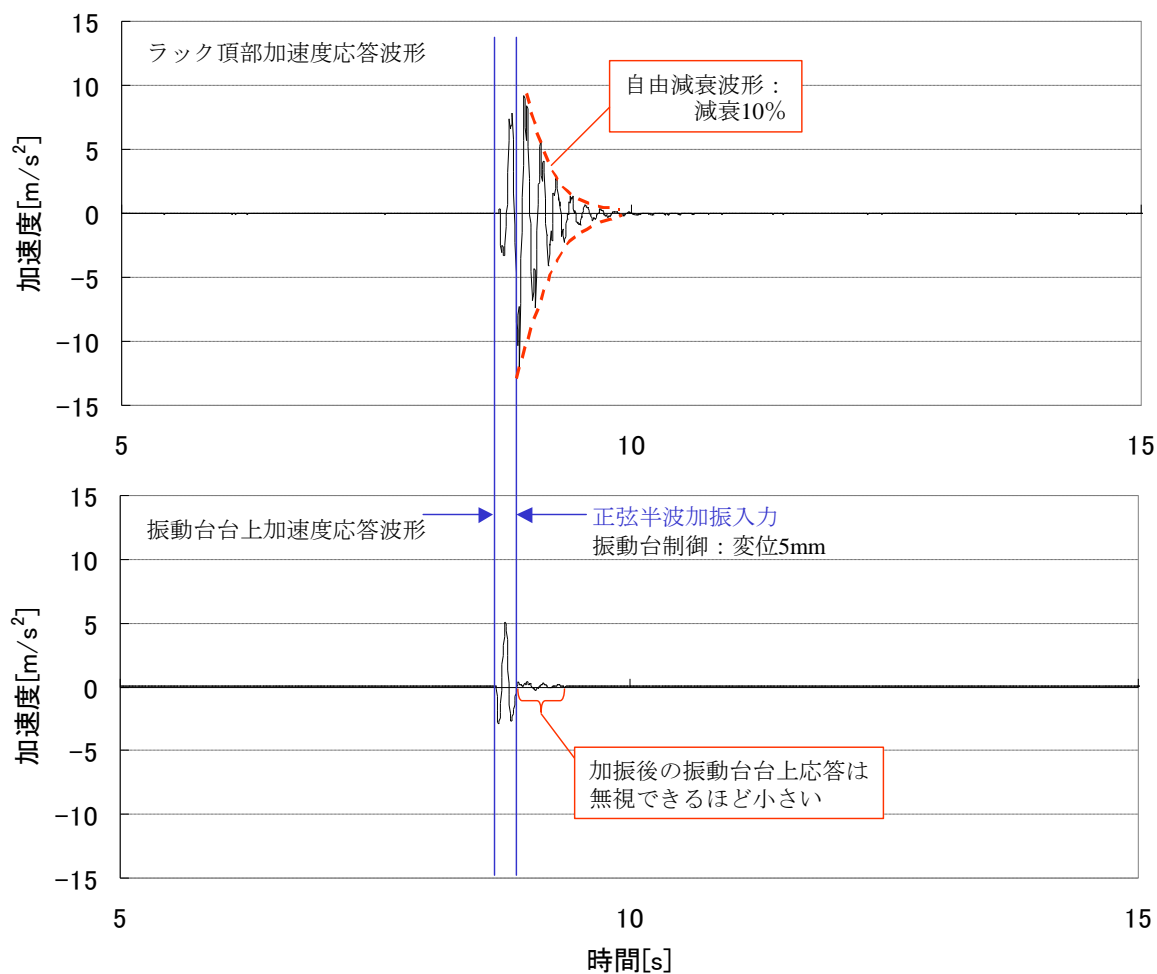
燃料体 0%における気中および水中の試験結果を比較すると、流体付加減衰効果により減衰定数が大きくなる。また、水中で燃料体が 0%, 50%, 100%と増加するに従って、燃料体の衝突による減衰の増加により減衰定数が増加することがわかる。



図一別紙5-1 水および燃料体の体数が減衰定数に与える影響^[2]より抜粋

別紙－6 正弦半波加振試験における振動台の影響について

正弦半波加振におけるラック頂部および振動台上の加速度時刻歴波形を図－別紙6－1に示す。振動台上加速度応答波形において、正弦半波加振入力後の台上応答加速度は、ラック頂部加速度に比べて無視できるほど小さいことがわかる。なお、振動台上応答加速度がほぼゼロとなる時点からラック頂部応答加速度の自由減衰波形として減衰定数を求めている。



図－別紙6－1 燃料ラックの自由振動波形と減衰定数
(振動台による半波突印加振)

原子炉本体基礎の非線形特性について

1 目的

柏崎刈羽原子力発電所第6号炉及び7号炉の原子炉本体基礎（以下、「RPV ペデスタル」という。）は、いずれも鋼板円筒殻の内部にコンクリートを充填した構造となっており、既工認の耐震設計では、RPV ペデスタルは線形仮定において地震応答解析を実施している。

しかしながら、地震による建屋の変形が大きく、その弾塑性特性に応じて剛性が低下した場合には、建屋と並列ばねを形成する RPV ペデスタルが、解析上、大きな力を負担することになる。そこで、既往の試験結果を参考にして、RPV ペデスタルの地震時の挙動を実態に合わせる弾塑性モデル化手法を検討した。

RPV ペデスタル弾塑性モデル化手法の検討では、鋼板コンクリート構造耐震設計技術指針 JEAG4618-2005^[1]（以下、「SC 指針」という。）の評価式を参考に RPV ペデスタル固有の構造特性を考慮した検討を行う。RPV ペデスタル弾塑性モデル化検討のフローを図 1-1 に示す。なお、RPV ペデスタルの弾塑性モデル化とは、地震応答解析モデルに用いる部材モデルの曲げモーメントー曲率関係及びせん断力ーせん断変形角関係に係る復元力特性（スケルトンカーブ及び履歴特性）を弾塑性特性を考慮してモデル化することをいう。

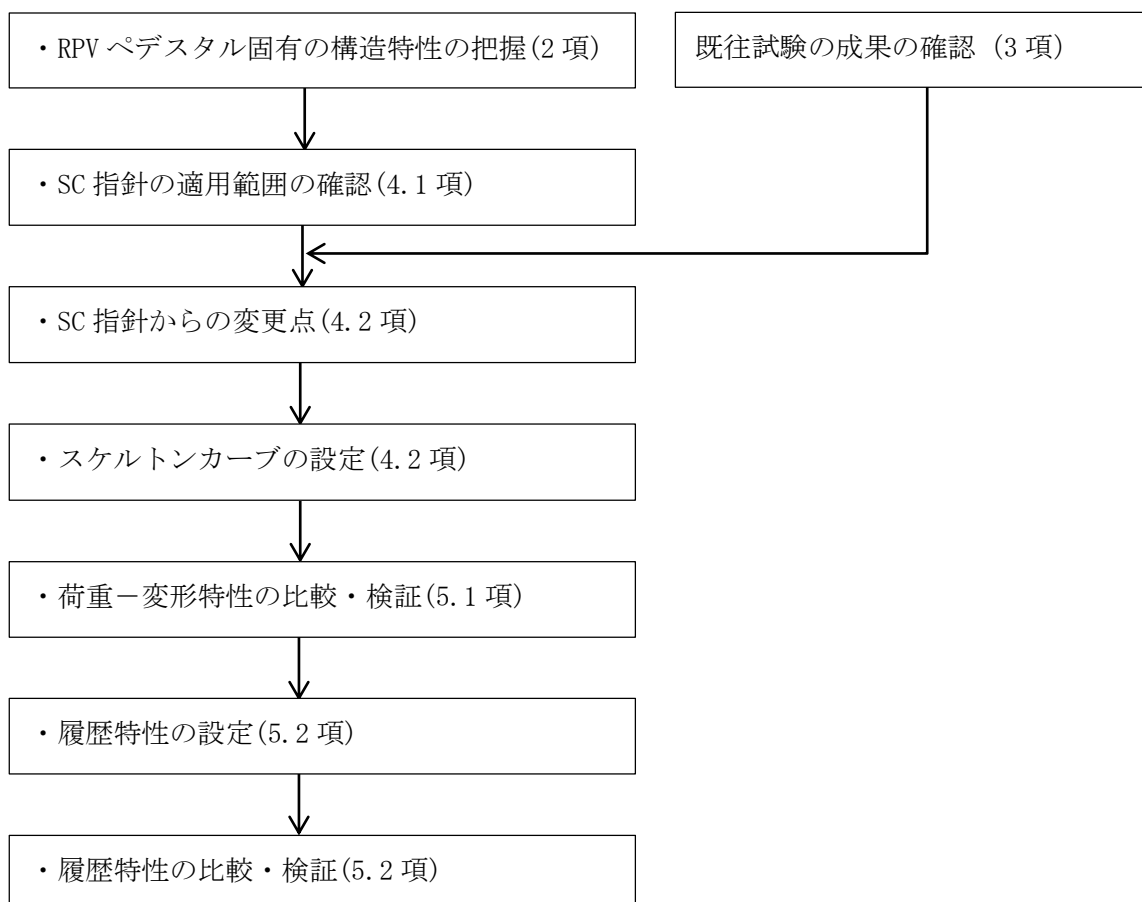


図 1-1 RPV ペデスタル弾塑性モデル化の検討フロー

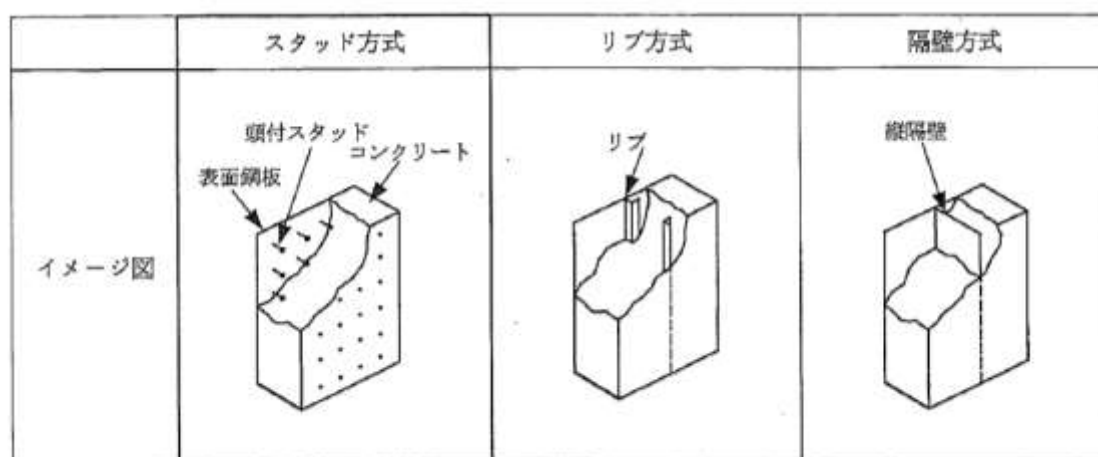
2 構造の説明

2.1 RPV ペDESTALの構造

RPV ペDESTALは、原子炉圧力容器（RPV）を支持する他、原子炉遮蔽壁、ダイヤフラムフロアを支持する円筒状の構造物である。RPV ペDESTALの概略図を次ページに示す。（図 2.1-2）

RPV ペDESTALの主要構造は、内外の円筒鋼板とそれらを一体化するための放射状のたてリブ鋼板（隔壁）、及びブラケットの支持部である水平配置の鋼板で構成され、内部にコンクリートを充填している。RPV ペDESTAL内には、上部ドライウェル（U/D）と下部ドライウェル（L/D）を連絡する連通孔（コネクティングベント開口）を設けてある。また、RPV ペDESTALにはベント管を内蔵している。

RPV ペDESTALのコンクリートとそれを挟む内外鋼板、たてリブ鋼板（隔壁）及び水平鋼板は一体として挙動する構造であり SC 指針に示される隔壁構造に相当する。（図 2.1-1）



（[1]より引用）

図 2.1-1 SC 構造の各種構造形式（例）

2.2 RPV ペDESTAL応力評価の概要

RPV ペDESTALの内部にはコンクリートが充填されていることから、地震応答解析では内部コンクリートの効果を考慮した剛性を設定し、応答荷重を求める。

RPV ペDESTALは、これに直接作用する荷重の他に、原子炉圧力容器、原子炉遮蔽壁及びダイヤフラムフロアより伝達される荷重に対して、鋼板のみで十分な強度を有するように設計する。すなわち、設計では鋼板のみの FEM 解析モデルから応力算定を行ない、各荷重による応力の組合せが鋼構造設計基準に基づく許容値以内に収まることを確認し、断面検討を行う。RPV ペDESTAL円筒鋼板部の設計フローを図 2.2-1 に示す。

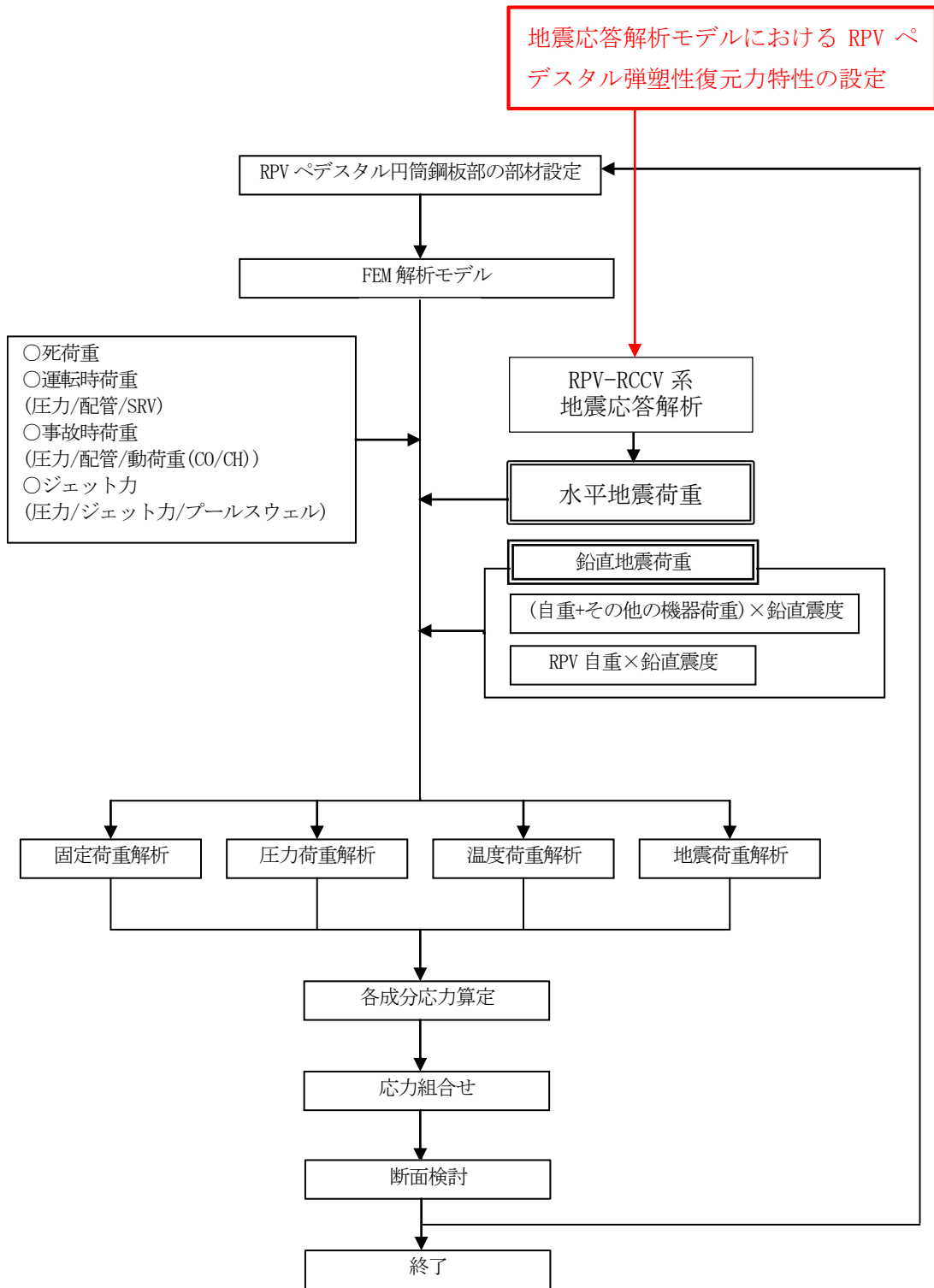


図 2.2-1 RPV ペデスタル円筒鋼板部の設計フロー

3 既往試験の成果

(1) 試験の概要

改良型沸騰水型原子炉（以下「ABWR」という。）のRPVペデスタルは、ベント管が埋め込まれている構造上の特徴を有している。ABWRの開発にあたり、RPVペデスタルの荷重-変位特性を把握するため、実機を模擬した1/10縮尺試験体を用いて静的加力試験^[2]（以下「1/10縮尺試験」という。）を行っている。試験体と加力装置の概要を図3(1)-1に示す。

試験体は、PC鋼棒を介してベースプレートにプレストレス力を作用させており、測定データがベースプレートの変形の影響を受けないようにしている。

試験体頂部に水平力を加え、基礎スラブを不動点として全体変形 δ （= δ_s （せん断変形）+ δ_M （曲げ変形））と δ_M を測定している。

加力レベルは、弾性範囲、設計荷重、設計荷重の1.5倍、鋼板降伏レベルを経て、荷重降下に至るレベルまで加力した。

(2) 縮尺1/10試験体及び実機の諸元並びに実機への適用性

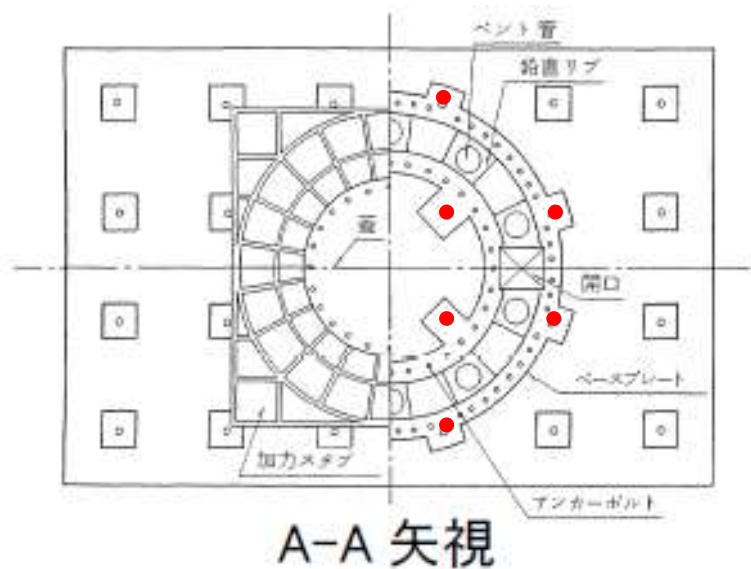
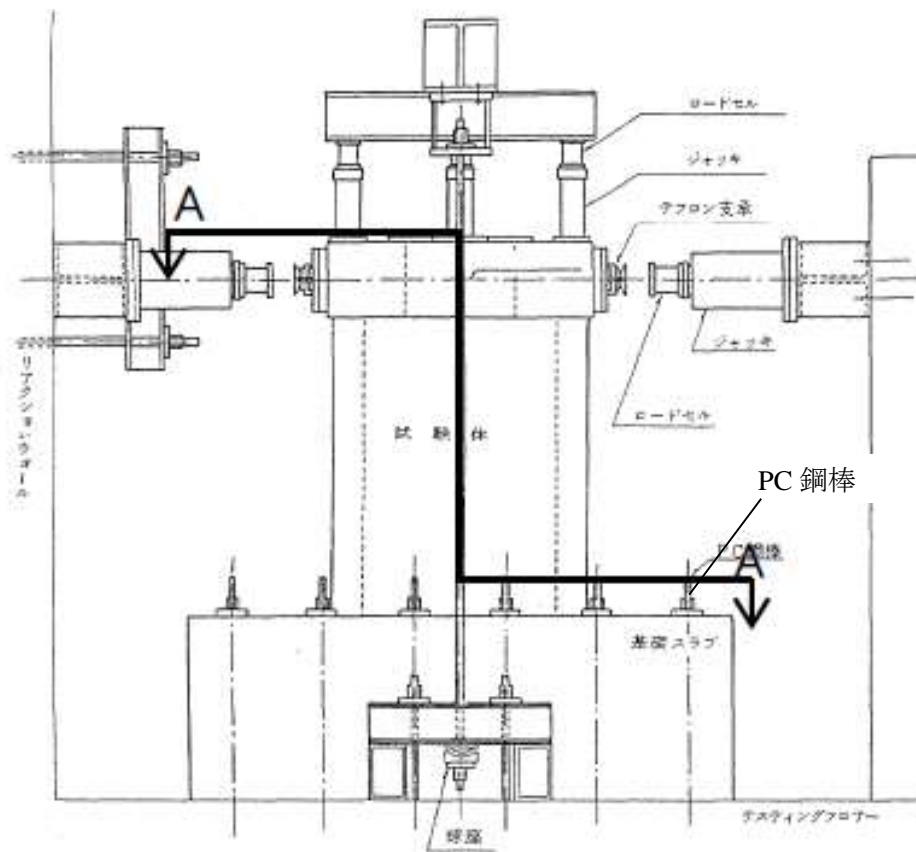
柏崎刈羽原子力発電所6号及び7号炉と縮尺1/10試験体に関するRPVペデスタルの仕様を表3(2)-1に示す。表に示すとおり縮尺1/10試験体の寸法は柏崎刈羽原子力発電所6号及び7号炉の1/10程度で形状に差異が無いこと、各構造物の個数及び配置については同様であること及び鋼材の材質に違いはあるもののどちらも炭素鋼であり得られる荷重-変位特性に影響を与えるものではないことから、縮尺1/10試験体による試験結果は実機へ適用可能である。

また、スケール効果の観点では実機を縮尺した場合の試験体に用いるコンクリートのうち骨材寸法の影響が考えられる。この影響については、参考文献(4)において骨材寸法の差が復元力特性に与える影響は少なく、実用上無視できることが確認されている。

(3) 試験結果の概要

1/10縮尺試験で得られた加力変位特性を図3(3)-1に示す。本検討では、スケルトンカーブの設定を行う際に、RPVペデスタルの鋼板が降伏に至るまでの範囲を検討対象として参照する。

また、試験終了後に、試験体鋼板をはがし内部コンクリートの亀裂及び破壊状況を確認した結果を図3(3)-2に示す。本検討では、コンクリートせん断ひび割れ後の圧縮力の負担性状の検討の際に参照する。

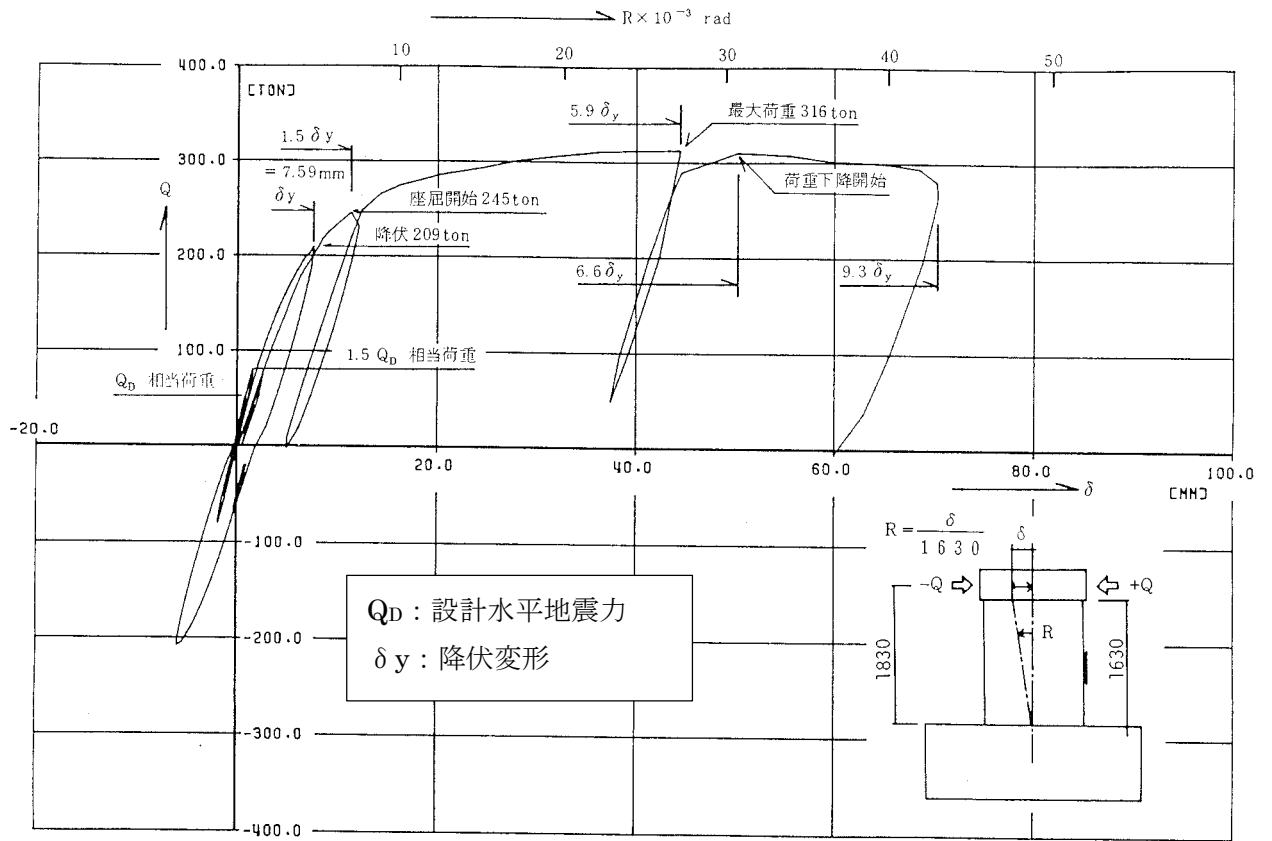


赤丸部は、PC鋼棒がベースプレートを押さえつけて設置されている部分を示す。

図 3(1)-1 RPV ペDESTAL の 1/10 縮尺試験体と加力装置の概要
 ([2]より引用, 加筆)

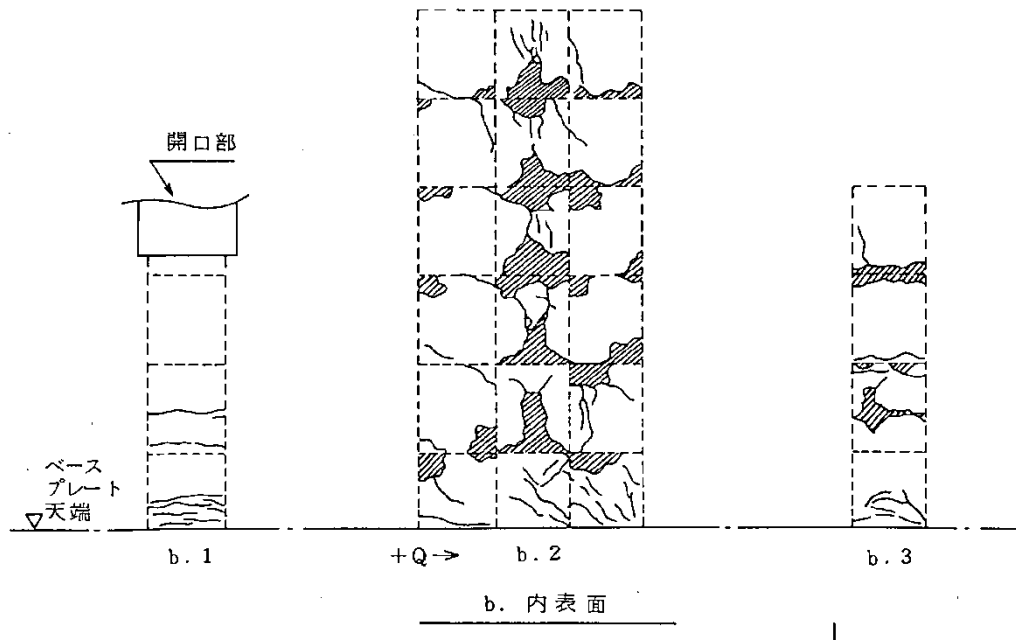
表 3(2)-1 RPV ペデスタル及び 1/10 縮尺試験体の仕様

項目		柏崎刈羽原子力発電所 6 号炉及び 7 号炉	1/10 縮尺試験体
二重円筒部 (内筒及び外筒鋼板)	高さ (mm)	20500	2030
	厚さ (mm)	1700	170
	内筒鋼板の内径 (mm)	5300	530
	外筒鋼板の外径 (mm)	7000	700
	内筒及び外筒鋼板の板厚 (mm)	30	3.2
たてリブ	板厚 (mm)	25	2.3
	個数	20	20
	配置 (角度)	18°	18°
開口部	高さ×幅 (mm)	3800×2200	378×220
ベント管	内径 (mm)	1200	120
	個数	10	10
	配置 (角度)	36°	36°
材質	鋼材	SPV490	SS400
	コンクリート 圧縮強度 (kg/cm ²)	300	236



水平力-加力スタブ水平変位 (ステップ II, V, VI)

図 3(3)-1 1/10 縮尺試験で得られた加力変位特性
 ([2]に加筆)



注： 点線は、鉛直・水平リブ。
 実線は、ひび割れ。
 斜線部分は、コンクリート脱落。

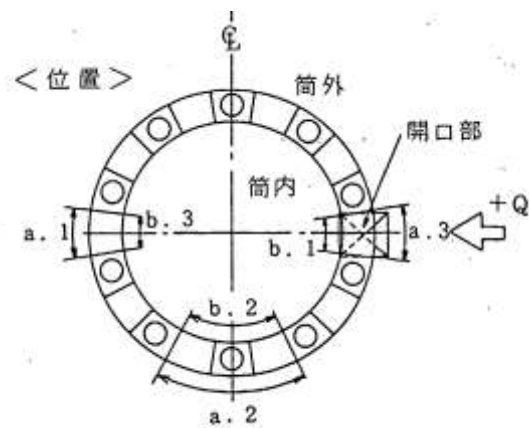


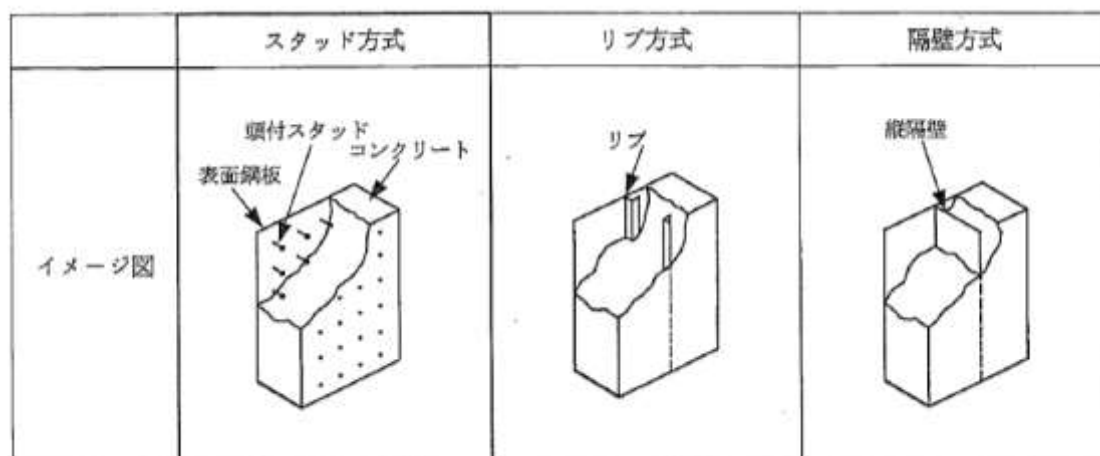
図 3(3)-2 最終破壊状況
 ([2]に加筆)

4 復元力特性の設定

4.1 SC 指針の適用範囲

SC 構造の弾塑性特性の設定方法は、SC 指針に示されている。一般に SC 構造と称される構造は、鋼板とコンクリートの一体化と表面鋼板の座屈拘束のためにスタッド方式、リブ方式及び隔壁方式が用いられている。SC 指針では、これらのうち、頭付スタッド（以下、「スタッド」と略記）により鋼板とコンクリートが一体に挙動し、ともに外力に抵抗することを前提としたスタッド方式による SC 構造板部材を基本として記載されている。SC 構造の各種構造形式を図 4.1-1 に示す。

SC 指針の適用対象となる建物・構築物として RPV ペDESTAL は適用範囲内とされている。ただし、SC 指針はスタッド方式の SC 構造を代表として記載しているのに対し、RPV ペDESTAL は隔壁方式に相当することから、復元力特性の設定にあたっては、RPV ペDESTAL の構造形式を考慮した上で SC 指針記載の評価式を補正する必要がある。



([1]より引用)

図 4.1-1 SC 構造の各種構造形式 (例)

4.2 スケルトンカーブ

(1) RPV ペDESTALのモデル化

本検討では、鋼板が降伏に至るまでの範囲を検討対象とし、6号炉のRPVペDESTALを代表例として示す。

RPVペDESTALは隔壁方式のSC構造であり、図4.2(1)-1に示すように下部ペDESTALと上部ペDESTALに大別できる。さらに、上部ペDESTALは中間鋼板を含む断面形状の違いから、以下に示す3部位に細分類できる。

①下部ペDESTAL

②上部ペDESTAL

- ・RPV支持点上部
- ・RPV支持点下部
- ・ベント取入孔部

地震応答解析モデルに用いる下部ペDESTALと上部ペDESTALを構成する各部材は、図4.2(1)-1に示す質点を繋いだものである。例えば、下部ペDESTALは、質点番号1～7の各質点を繋ぐ曲げ変形及びせん断変形を考慮した6要素でモデル化している。

上部ペDESTALは、質点番号7～11の各質点を繋ぐ曲げ変形及びせん断変形を考慮した4要素から構成され、RPV支持点上部では2要素、RPV支持点下部では1要素及びベント取入孔部では1要素でモデル化している。RPVペDESTALの各断面における主要寸法を表4.2(1)-1に示す。

RPVペDESTAL実機の構造を踏まえたSC指針からの変更点のまとめを表4.2(1)-2に示す。

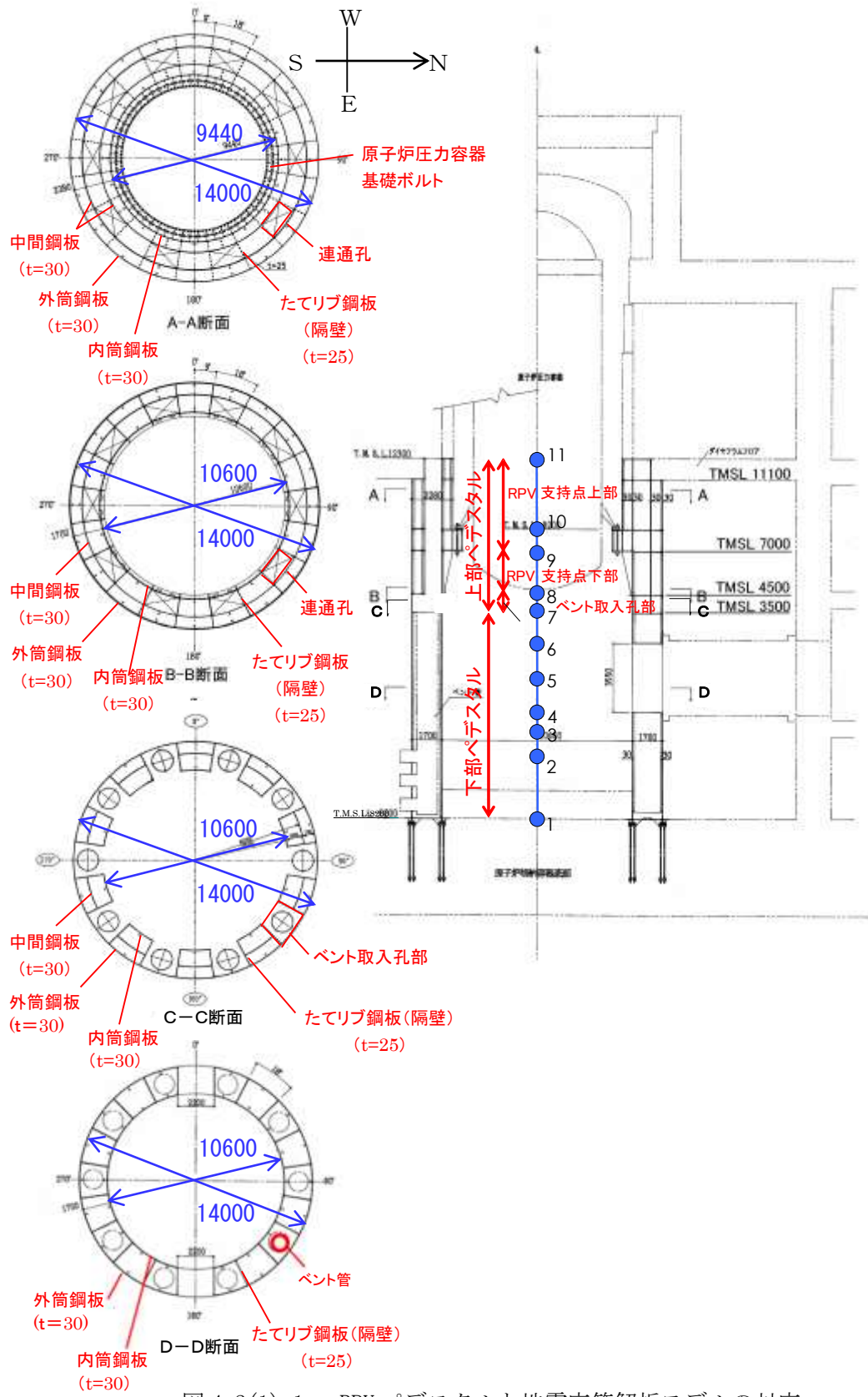


図 4.2(1)-1 RPV ペDESTALと地震応答解析モデルの対応

表 4.2(1)-1 RPV ペデスタル各断面における主要寸法まとめ（6号炉）

項目			個数(配置)	寸法	
上部 ペデスタル	RPV 支持点 上部	連通孔なし	円筒鋼板	4（中間鋼板含む）	内径：9440mm 外径：14000mm 板厚：30mm
			隔壁	20（18°）	板厚：25mm
		連通孔あり	円筒鋼板	4（中間鋼板含む）	内径：9440mm 外径：14000mm 板厚：30mm
			隔壁	20（18°）	板厚：25mm
			連通孔	10（18° おきに開口部（連通孔）と無開口部が連続する構造）	—
	RPV 支持点 下部	連通孔なし	円筒鋼板	3（中間鋼板含む）	内径：10600mm 外径：14000mm 板厚：30mm
			隔壁	20（18°）	板厚：25mm
		連通孔あり	円筒鋼板	3（中間鋼板含む）	内径：10600mm 外径：14000mm 板厚：30mm
			隔壁	20（18°）	板厚：25mm
			連通孔	10（18° おきに開口部（連通孔）と無開口部が連続する構造）	—
	ベント 取入孔部	ベント取入 孔なし	円筒鋼板	3（中間鋼板含む）	内径：10600mm 外径：14000mm 板厚：30mm
			隔壁	20（18°）	板厚：25mm
		ベント取入 孔あり	円筒鋼板	1（外筒のみ）	外径：14000mm 板厚：30mm
			隔壁	20（18°）	板厚：25mm
			ベント 取入孔部	10（18° おきに開口部（ベント取入孔）と無開口部が連続する構造）	—
下部 ペデスタル	円筒鋼板		2	内径：10600mm 外径：14000mm 板厚：30mm	
	隔壁		20（18°）	板厚：25mm	
	ベント管		10（36°）	内径：1200mm	

表 4.2(1)-2 RPV ペデスタル実機の構造を踏まえた SC 指針からの変更点のまとめ

変形特性	折れ点	SC 指針	構造反映後の評価式 (補正式)		変更理由	
			下部ペデスタル	上部ペデスタル		
曲げ変形	第 1 折点	$M_1 = Z_e \cdot (f_t + \sigma_v)$ ただし、 $f_t = 0.38\sqrt{\sigma_B}$ $\phi_1 = M_1 / (E_c \cdot I_e)$	Z_e : 鋼板を考慮したコンクリートの断面係数 (mm ³) σ_v : 鋼板を考慮したコンクリートの鉛直方向軸応力度 (N/mm ²) f_t : コンクリートの曲げ引張強度 (N/mm ²) σ_B : コンクリートの圧縮強度で、設計基準強度 F_c を用いて良い (N/mm ²) E_c : コンクリートのヤング係数 (N/mm ²) I_e : 鋼板を考慮したコンクリートの断面 2 次モーメント (mm ⁴)	$M_1 = Z_e \cdot \sigma_v$	$M_1 = Z_e \cdot (0.5f_t + \sigma_v)$ ただし、 $f_t = 0.38\sqrt{\sigma_B}$	注 2, 注 3
		SC 指針から変更なし		SC 指針から変更なし		
	第 2 折点	$M_2 = M_y$ $\phi_2 = \phi_y$	SC 指針から変更なし	SC 指針から変更なし		
	履歴特性	最大点指向型		SC 指針から変更なし	SC 指針から変更なし	
せん断変形	第 1 折点	$Q_1 = (A_c + (G_s/G_c) \cdot A_s) \cdot \tau_{cr}$ $\gamma_1 = \tau_{cr}/G_c$ ただし、 $\tau_{cr} = \sqrt{0.31\sqrt{\sigma_B} \cdot (0.31\sqrt{\sigma_B} + \sigma_v)}$	A_c : コンクリートのせん断断面積 (mm ²) A_s : 鋼板のせん断断面積 (mm ²) G_s : 鋼板のせん断弾性係数 (N/mm ²) G_c : コンクリートのせん断弾性係数 (N/mm ²) τ_{cr} : コンクリートのせん断ひび割れ強度 (N/mm ²) σ_B : コンクリートの圧縮強度 (N/mm ²) (=ペデスタルコンクリートの設計基準強度=29.4(N/mm ²)) σ_v : 鋼板を考慮したコンクリートの鉛直方向軸応力度 (N/mm ²) (=ペデスタル及びペデスタルが支持する機器の死荷重によるペデスタル鉛直方向の軸応力度)	SC 指針から変更なし	SC 指針から変更なし	
		ただし、 $\tau_{cr} = 0.5 \times \sqrt{0.31\sqrt{\sigma_B} \cdot (0.31\sqrt{\sigma_B} + \sigma_v)}$		SC 指針から変更なし	SC 指針から変更なし	
	第 2 折点	$Q_2 = \frac{(K_\alpha + K_\beta)}{\sqrt{(3K_\alpha^2 + K_\beta^2)}} \cdot A_s \cdot \sigma_y$ $\gamma_2 = \frac{Q_2}{(K_\alpha + K_\beta)}$ ただし、 $K_\beta = A_s \cdot G_s$ $K_\beta = \frac{1}{\frac{4}{(A_c \cdot E_c')} + \frac{2(1-\nu_s)}{(A_s \cdot E_s)}}$	A_c : コンクリートのせん断断面積 (mm ²) A_s : 鋼板のせん断断面積 (mm ²) G_s : 鋼板のせん断弾性係数 (N/mm ²) E_c' : コンクリートのひび割れを考慮したヤング係数 (N/mm ²) E_s : 鋼板のヤング係数 (N/mm ²) ν_s : 鋼板のポアソン比 σ_y : 鋼板の降伏点強度 (N/mm ²) K_α : 鋼板のせん断剛性 (= $A_s \cdot G_s$) K_β : ひびわれ後の鋼板による拘束効果を考慮したコンクリートの有効せん断剛性	SC 指針から変更なし	SC 指針から変更なし	
		K_β : SC 指針の参考資料 1 に基づき設定	K_β : SC 指針の参考資料 1 に基づき設定	注 5		
	履歴特性	最大点指向型		SC 指針から変更なし	SC 指針から変更なし	

- 注：
1. 記号は SC 指針と同じ。
 2. 下部ペデスタルはコンクリート部がベースプレートにて完全に分断されておりコンクリート部の引張による抵抗が期待できないため $f_t=0$ とした。
 3. 上部ペデスタルはコンクリート部断面積のうち約 1/2 がコンクリート打設孔により連続しているためコンクリート部の引張による抵抗は $0.5f_t$ を考慮した。
 4. 下部ペデスタルはベント管開口の平均的な応力集中を考慮し、せん断ひびわれ強度 τ_{cr} に 0.5 を乗じた。
 5. SC 指針における K_β (=ひび割れ後の鋼板の一体効果を考慮したコンクリートの有効せん断剛性) はコンクリートの圧縮ストラット角度を $\theta = 45^\circ$ と仮定して簡略化された評価式を記載している。RPV ペデスタルの既往の試験結果を踏まえ、SC 指針の参考資料 1 に示される釣り合い式を用い、実際の θ に合わせた値を設定した。

(2) 曲げに関する弾塑性モデル化

a. SC 指針の曲げ変形に対するスケルトンカーブ

SC 指針に示された曲げ変形に対するスケルトンカーブは、曲げモーメント M と曲率 ϕ との $M-\phi$ 関係を以下に示す状態を考慮して算定する (図 4.2(2)-1 参照)。

- ① コンクリートの曲げひび割れによる剛性の変化 (第 1 折点)
- ② 鋼板の降伏による剛性の変化 (第 2 折点)

SC 指針記載内容の抜粋を以下に示す。

(第 1 折点) コンクリートの曲げひび割れにより剛性が変化する点

$$M_1 = Z_e \cdot (f_t + \sigma_s) \dots\dots\dots (2.2.7)$$
$$\phi_1 = M_1 / (E_c \cdot I_e) \dots\dots\dots (2.2.8)$$

ただし, $f_t = 0.38 \cdot \sqrt{\sigma_B}$

(第 2 折点) 鋼板の降伏により剛性が変化する点

$$M_2 = M_y \dots\dots\dots (2.2.9)$$
$$\phi_2 = \phi_y \dots\dots\dots (2.2.10)$$

(終局点) 曲げ終局強度及び終局曲げ曲率を示す点

$$M_3 = M_u \dots\dots\dots (2.2.11)$$
$$\phi_3 = 0.004 / X_m \dots\dots\dots (2.2.12)$$

ただし, $\phi_3 > 20 \cdot \phi_2$ ならば $\phi_3 = 20 \cdot \phi_2$ とする。

ここに, I_e : 鋼板を考慮した断面 2 次モーメント (mm^4)
 Z_e : 鋼板を考慮した断面係数 (mm^3)
 f_t : コンクリートの曲げ引張強度 (N/mm^2)
 σ_s : 鋼板を考慮した鉛直方向軸応力度 (圧縮を正, N/mm^2)
 E_c : コンクリートのヤング係数 (N/mm^2)
 σ_B : コンクリートの圧縮強度で, 設計基準強度 F_c を用いてよい (N/mm^2)
 M_y : 鋼板降伏時モーメント ($\text{N} \cdot \text{mm}$)
 ϕ_y : 鋼板降伏時曲率 ($1/\text{mm}$)
 M_u : 全塑性モーメント ($\text{N} \cdot \text{mm}$)
 X_m : 全塑性モーメント時の圧縮縁からの中立軸までの距離 (mm)

今回の
参照範囲

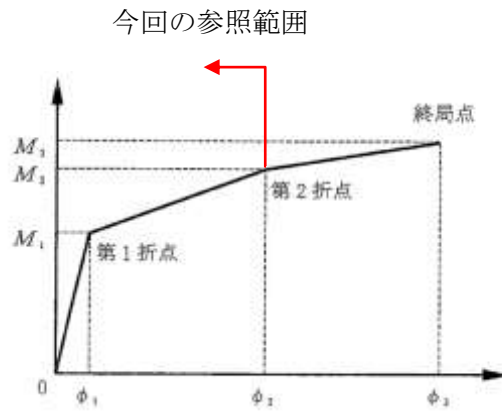


図 4.2(2)-1 曲げ変形に対するスケルトンカーブ
 ([1]より引用)

b. 下部ペデスタルの曲げ変形に対するスケルトンカーブ

上記 a. 項に示す SC 指針の記載内容に基づき RPV ペデスタル固有の構造特性を反映した点及び反映後の評価式を以下に示す。スケルトンカーブを図 4.2(2)-6 に示す。

図 4.2(2)-2 に示すとおり、下部ペデスタルの曲げモーメントが大きくなると引張側の死荷重による圧縮応力度がゼロとなり（第 1 折点）、さらに大きくなると圧縮側のコンクリートと鋼板及び引張側の鋼板が曲げに抵抗し、引張側の鋼板が降伏することで第 2 折点に到達する。

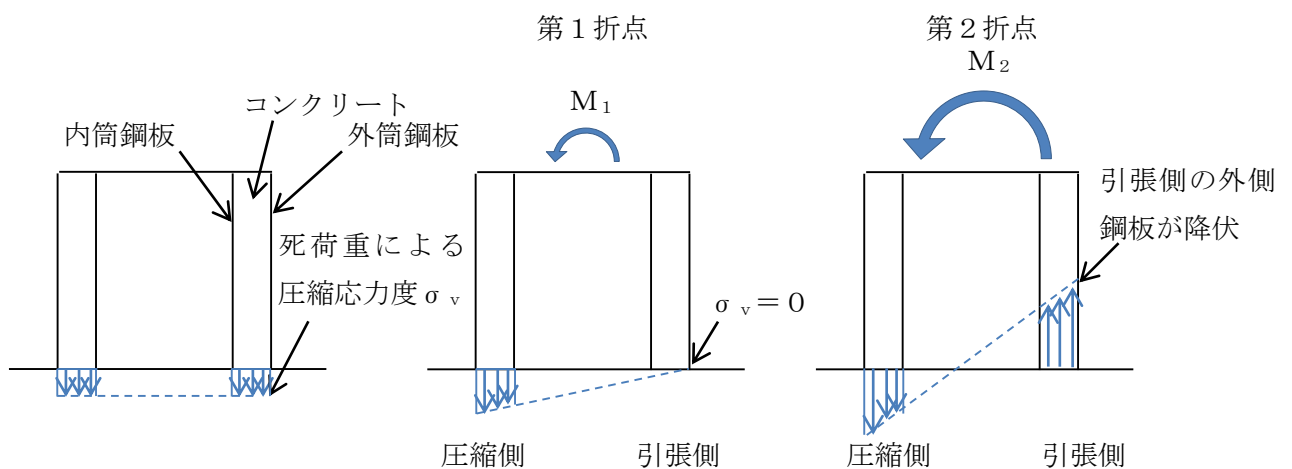


図 4.2(2)-2 下部ペデスタル曲げ変形の各状態（イメージ）

(i) RPV ペデスタル固有の構造特性を反映した点

(第 1 折点)

RPV ペデスタルの地震応答解析モデル作成時における部材断面性能の設定時においては、コンクリートの剛性はベント管などの開口欠損を考慮した断面積に基づいて性能評価している。

下部ペデスタルは、図 4.2(2)-3（赤破線囲み）に示すようにコンクリート部がベースプレートにて完全に分断されていることから、コンクリートの引張強度 f_t は無視する。

(第 2 折点)

SC 指針から変更なし

(ii) 反映後の評価式

(第1折点)

- $M_1 = Z_e \cdot \sigma_v$
- ϕ_1 は初期剛性と M_1 の交点 ($\phi_1 = M_1 / (E_c \cdot I_e)$)

注) 下部ペDESTALはコンクリート部がベースプレートにて完全に分断されておりコンクリート部の引張による抵抗が期待できないため $f_t=0$ となる。

Z_e : 鋼板を考慮したコンクリートの断面係数 (mm^3) ($= I_e / (D/2)$)

$D/2$: 中心から最外縁までの距離 (D は最外直径)

σ_v : 鋼板を考慮したコンクリートの鉛直方向軸応力度 (N/mm^2)

(ペDESTAL及びペDESTALが支持する機器の死荷重によるペDESTAL鉛直方向の軸力) / ((各鋼板の断面積の和) $\times (E_s/E_c)$ + (開口欠損を考慮したコンクリート部の断面積))

E_c : コンクリートのヤング係数 (N/mm^2)

E_s : 鋼板のヤング係数 (N/mm^2)

I_e : 鋼板を考慮したコンクリートの断面2次モーメント (mm^4)

(各鋼板の断面2次モーメントの和) $\times (E_s/E_c)$ + (開口欠損を考慮したコンクリート部の断面2次モーメント)

第1折点は、ペDESTAL円筒の曲げ引張側の死荷重による圧縮応力 (σ_v) がゼロとなる時点の M 及び ϕ を表している。

(第2折点)

- $M_2 = M_y$
- ϕ_2 は M_y 到達時の ϕ_y

第2折点は、ペDESTAL円筒の曲げ引張側の鋼板が降伏する時点の M 及び ϕ を表している。

第2折点の曲げモーメント M 及び曲率 ϕ は、断面の平面保持を仮定し、鋼板部の引張応力が降伏状態となる場合の応力 (ひずみ) 分布を中立軸を変えながら収束計算し、収束する際の M_y 及び ϕ_2 を求める。

表 4.2(2)-1 実機下部ペデスタルの構造を踏まえた曲げ変形特性における SC 指針からの変更点のまとめ

変形特性	折れ点	SC 指針	反映後の評価式 (補正式)	RPV ペデスタル固有の構造 特性を反映した点
曲げ変形	第 1 折点	$M_1 = Z_e \cdot (f_t + \sigma_v)$ ただし, $f_t = 0.38 \sqrt{\sigma_B}$	$M_i = Z_e \cdot \sigma_v$	下部ペデスタルはコンクリート部がベースプレートにて完全に分断されておりコンクリート部の引張による抵抗が期待できないため $f_t = 0$ とした。
		$\phi_1 = M_1 / (E_c \cdot I_e)$	SC 指針から変更なし	
	第 2 折点	$M_2 = M_y$ $\phi_2 = \phi_y$	SC 指針から変更なし	

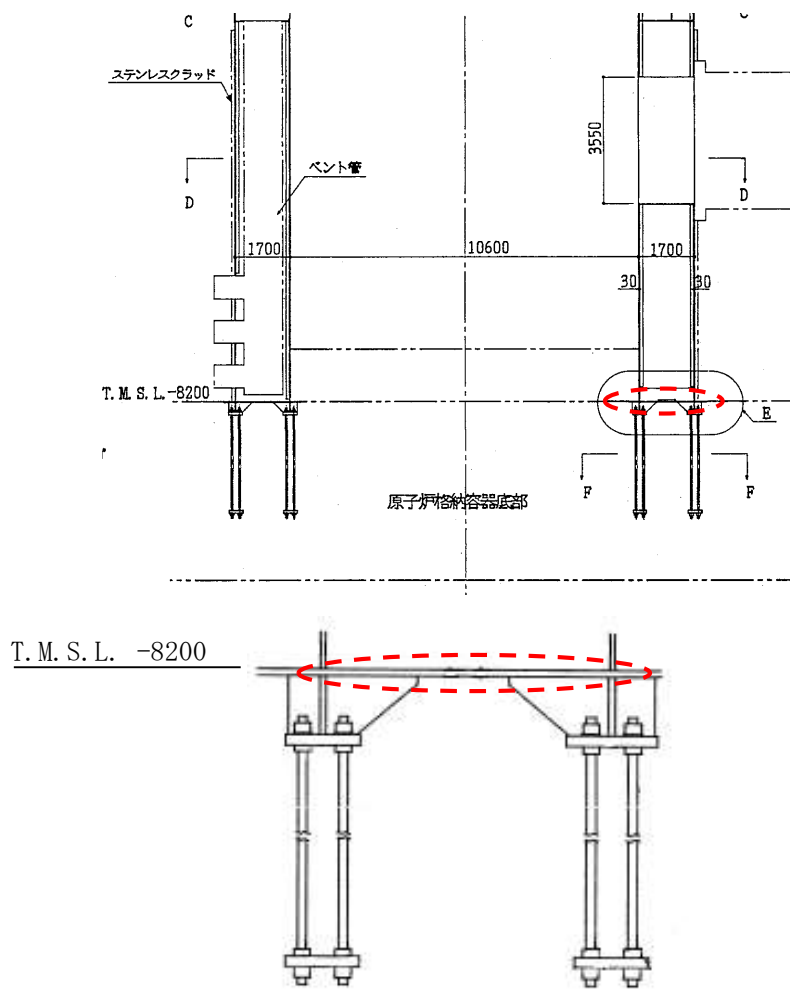


図 4.2(2)-3 RPV ペDESTALの脚部
 [コンクリートがベースプレートにて分断されている箇所を赤破線で示す]

c. 上部ペDESTALの曲げ変形に対するスケルトンカーブ

上記 a. 項に示す SC 指針の記載内容に基づき RPV ペDESTAL固有の構造特性を反映した点及び反映後の評価式を以下に示す。スケルトンカーブを図 4.2(2)-6 に示す。

図 4.2(2)-4 に示すとおり、上部ペDESTALの曲げモーメントが大きくなると引張側のコンクリートは引張側の死荷重による圧縮応力度がゼロとなった後も引張に抵抗し、コンクリート引張応力が引張強度に到達してひび割れが発生する（第1折点）。さらに大きくなると圧縮側のコンクリートと鋼板及び引張側の鋼板が曲げに抵抗し、引張側の鋼板が降伏することで第2折点に到達する。

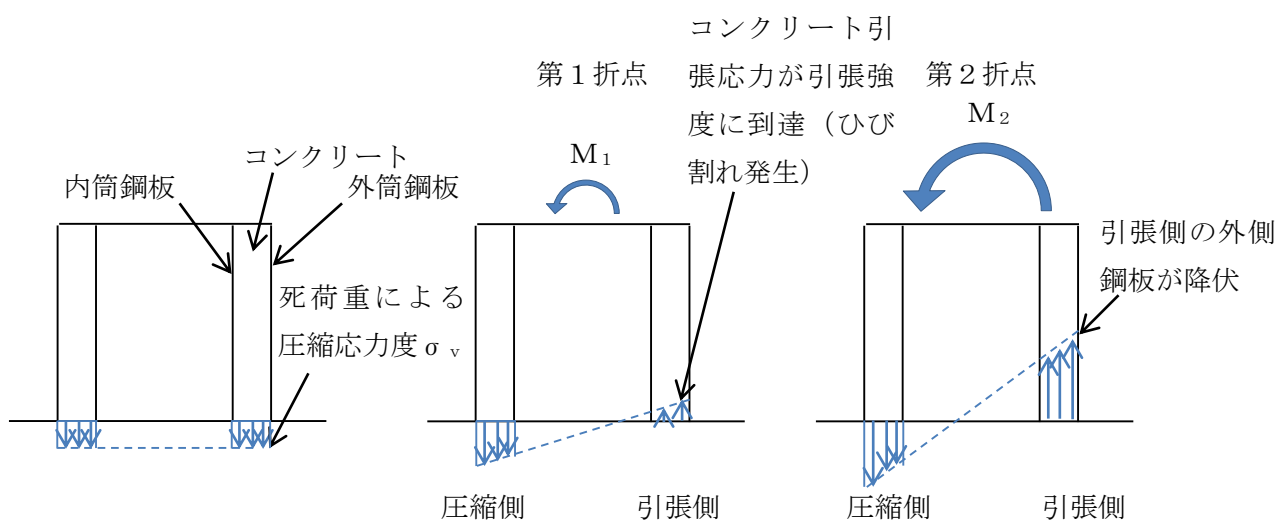


図 4.2(2)-4 上部ペDESTAL曲げ変形の各状態（イメージ）

(i) RPV ペDESTAL固有の構造特性を反映した点

(第1折点)

- RPV ペDESTALの地震応答解析モデル作成時における部材断面性能の設定時においては、コンクリートの剛性はベント管等の開口欠損を考慮した断面積に基づいて性能評価する。
- 水平鋼板によるコンクリートの分断を考慮するが、コンクリート断面積のうち約 1/2 がコンクリート打設孔により連続していると仮定する。図 4.2(2)-5 にコンクリート打設孔の概念図を示す。

(第2折点)

SC 指針から変更なし

(ii) 反映後の評価式

(第1折点)

- $M_1 = Z_e \cdot (0.5f_t^{*1} + \sigma_v)$

- ϕ_1 は初期剛性と M_1 の交点 ($\phi_1 = M_1 / (E_c \cdot I_e)$)

注) *1: コンクリート断面積のうち約 1/2 がコンクリート打設孔により連続していると仮定し、コンクリートの曲げ引張強度 f_t に 0.5 を乗じる。

Z_e : 鋼板を考慮したコンクリートの断面係数 (mm^3) ($= I_e / (D/2)$)

$D/2$: 中心から最外縁までの距離 (D は最外直径)

σ_v : 鋼板を考慮したコンクリートの鉛直方向軸応力度 (N/mm^2)

(ペDESTAL及びペDESTALが支持する機器の死荷重によるペDESTAL鉛直方向の軸力) / ((各鋼板の断面積の和) \times (E_s/E_c) + (開口欠損を考慮したコンクリート部の断面積))

f_t : コンクリートの曲げ引張強度 (N/mm^2) ($= 0.38\sqrt{\sigma_B}$)

σ_B : コンクリートの圧縮強度 (N/mm^2)

ペDESTALコンクリートの設計基準強度 = 29.4 (N/mm^2)

E_c : コンクリートのヤング係数 (N/mm^2)

E_s : 鋼板のヤング係数 (N/mm^2)

I_e : 鋼板を考慮したコンクリートの断面2次モーメント (mm^4)

(各鋼板の断面2次モーメントの和) \times (E_s/E_c) + (開口欠損を考慮したコンクリート部の断面2次モーメント)

第1折点は、ペDESTAL円筒の曲げ引張側のコンクリート部にひび割れが生じる点の M 及び ϕ を表している。

(第2折点)

- $M_2 = M_y$

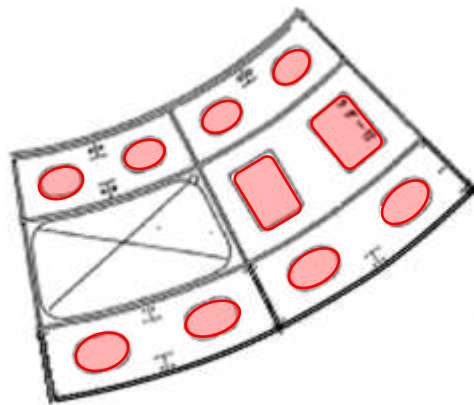
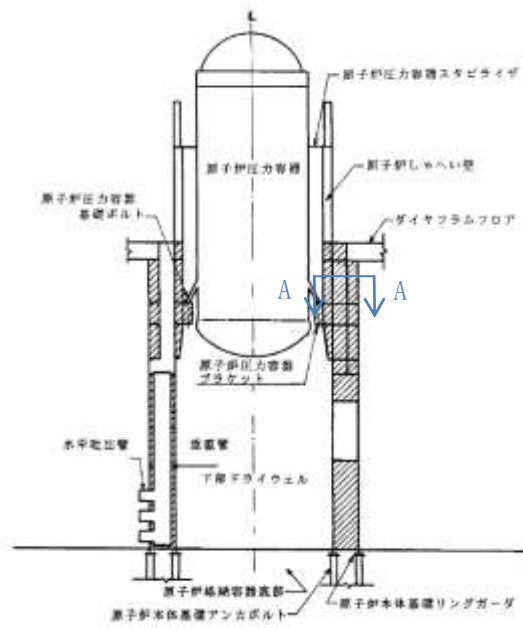
- ϕ_2 は M_y 到達時の ϕ_y

第2折点は、ペDESTAL円筒の曲げ引張側の鋼板が降伏する時点の M 及び ϕ を表している。

第2折点の曲げモーメント M 及び曲率 ϕ は、断面の平面保持を仮定し、鋼板部の引張応力が降伏状態となる場合の応力 (ひずみ) 分布を中立軸を変えながら収束計算し、収束する際の M_y 及び ϕ_2 を求める。

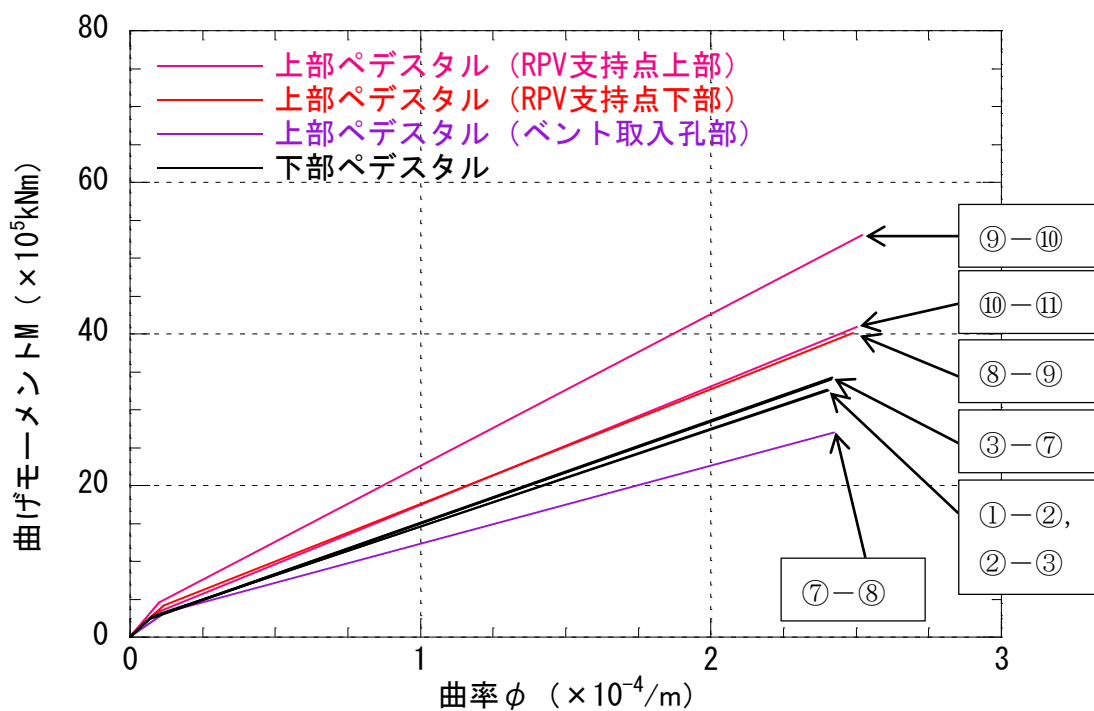
表 4.2(2)-2 実機上部ペデスタル円筒の構造を踏まえた曲げ変形特性における SC 指針からの変更点のまとめ

変形特性	折れ点	SC 指針	反映後の評価式 (補正式)	RPV ペデスタル固有の構造特性を反映した点
曲げ変形	第 1 折点	$M_1 = Z_e \cdot (f_t + \sigma_v)$ ただし, $f_t = 0.38\sqrt{\sigma_B}$	$M_1 = Z_e \cdot (0.5f_t + \sigma_v)$ ただし, $f_t = 0.38\sqrt{\sigma_B}$	上部ペデスタルはコンクリート部断面積のうち約 1/2 が打設孔により連続しているためコンクリート部の引張による抵抗は $0.5f_t$ を考慮した。
		$\phi_1 = M_1 / (E_c \cdot I_e)$	SC 指針から変更なし	
	第 2 折点	$M_2 = M_y$ $\phi_2 = \phi_y$	SC 指針から変更なし	

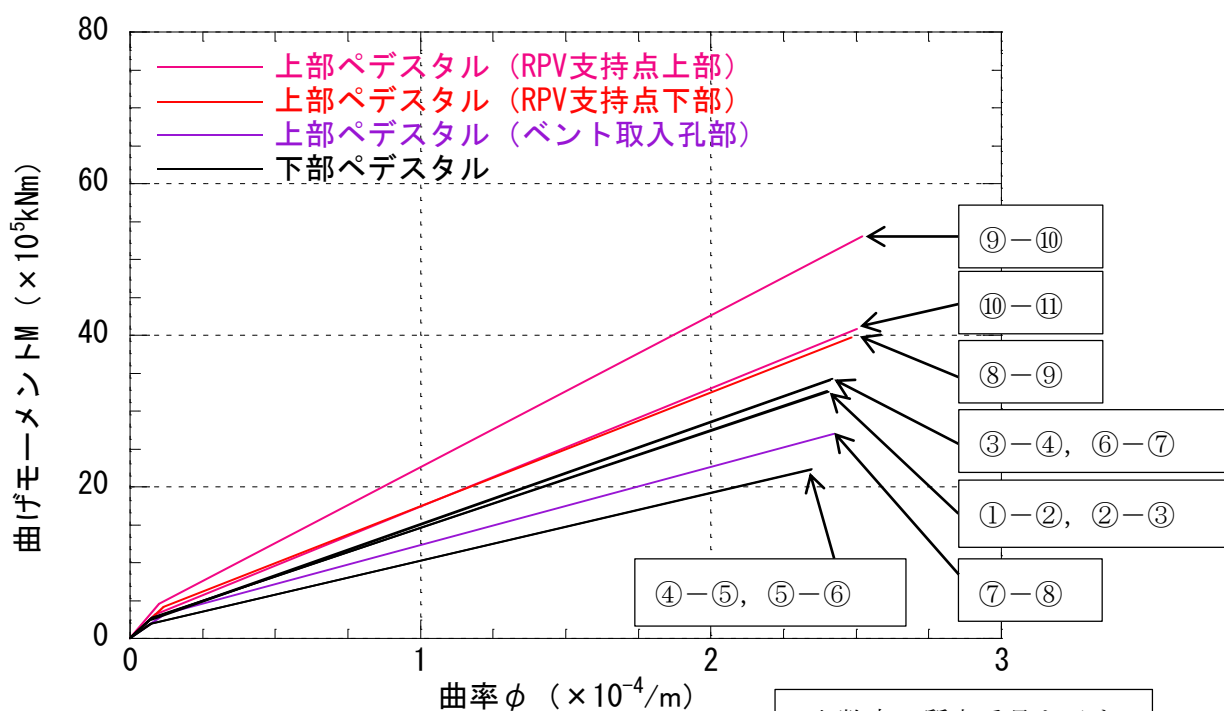


A-A 断面

図 4.2(2)-5 上部 RPV ペDESTAL の断面 (一部)
[赤線部がコンクリート打設孔を示す]



(a) NS 方向



丸数字は質点番号を示す
(次ページ参照)

(b) EW 方向

図 4.2(2)-6 曲げモーメントー曲率関係
(鋼板降伏点である第2折点までを算定)

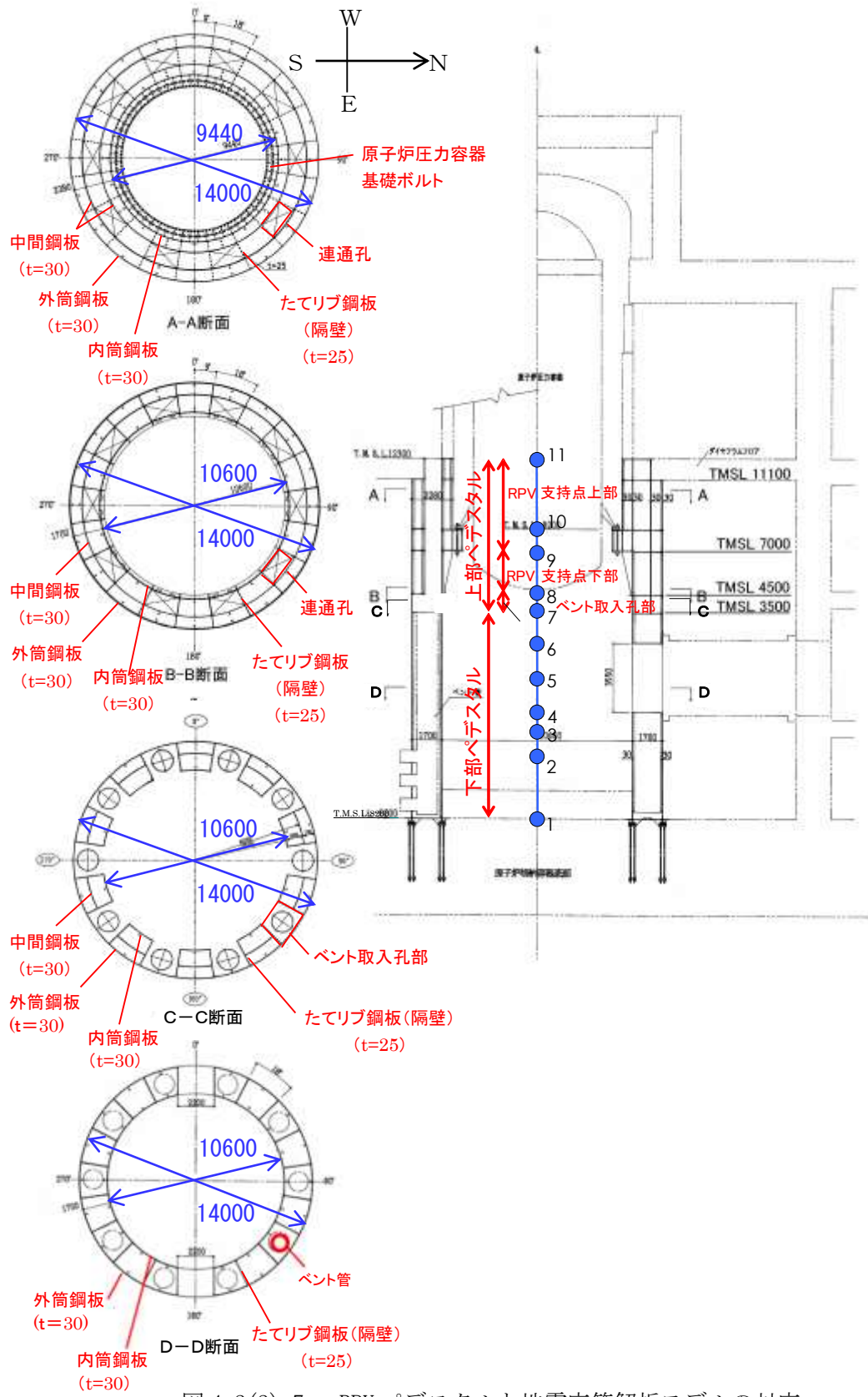


図 4.2(2)-7 RPV ペDESTALと地震応答解析モデルの対応
 (図 4.2(1)-1 再掲)

(3) せん断に関する弾塑性モデル化

a. SC 指針のせん断変形に対するスケルトンカーブ

SC 指針に示されたせん断変形に対するスケルトンカーブは、せん断力 Q とせん断ひずみ γ との $Q-\gamma$ 関係を以下に示す状態を考慮して算定する (図 4.2(3)-1 参照)。

- ① コンクリートのせん断ひび割れによる剛性の変化 (第 1 折点)
- ② 鋼板の降伏による剛性の変化 (第 2 折点)

以下、SC 指針記載内容の抜粋。

(第 1 折点) コンクリートのせん断ひび割れにより剛性が変化する点

$$Q_1 = (A_s + (G_s/G_c) \cdot A_c) \cdot \tau_o \dots\dots\dots (2.2.1)$$

$$\gamma_1 = \tau_o/G_s \dots\dots\dots (2.2.2)$$

ただし、 $\tau_o = \sqrt{0.31 \sqrt{\sigma_B} \cdot (0.31 \sqrt{\sigma_B} + \sigma_s)}$

(第 2 折点) 鋼板の降伏により剛性が変化する点

$$Q_2 = (K_s + K_B) / \sqrt{(3K_s^2 + K_B^2)} \cdot A_s \cdot \sigma_y \dots\dots\dots (2.2.3)$$

$$\gamma_2 = Q_2 / (K_s + K_B) \dots\dots\dots (2.2.4)$$

ただし、 $K_s = A_s \cdot G_s$
 $K_B = 1 / \{4 / (A_s \cdot E_c') + 2 \cdot (1 - \nu_s) / (A_s \cdot E_s)\}$

(終局点) せん断終局強度及びせん断終局ひずみ度を示す点

$$Q_3 = A_s \cdot \sqrt{(A_c/A_s) \cdot \sigma_y \cdot \nu_1 \cdot \sigma_B} \dots\dots\dots (2.2.5)$$

$$\gamma_3 = 6.0 \times 10^{-3} \text{ (rad)} \dots\dots\dots (2.2.6)$$

ここに、 A_s : 鋼板のせん断断面積 (mm²)
 A_c : コンクリートのせん断断面積 (mm²)
 G_s : 鋼板のせん断弾性係数 (N/mm²)
 G_c : コンクリートのせん断弾性係数 (N/mm²)
 E_s : 鋼板のヤング係数 (N/mm²)
 E_c' : コンクリートのひびわれを考慮したヤング係数で、コンクリートのヤング係数に 0.7 を乗じた値を用いてもよい (N/mm²)
 ν_s : 鋼板のポアソン比
 σ_s : 鋼板を考慮した鉛直方向軸応力度 (圧縮を正、N/mm²)
 K_s : 鋼板のせん断剛性
 K_B : ひびわれ後の鋼板による拘束効果を考慮したコンクリートの有効せん断剛性
 σ_y : 鋼板の降伏点強度 (N/mm²)
 σ_B : コンクリートの圧縮強度で設計基準強度 F_c を用いてもよい (N/mm²)
 ν_1 : コンクリート圧縮強度の有効係数で、 $0.7 - \sigma_B/200$ を用いてもよい

今回の
参照範囲

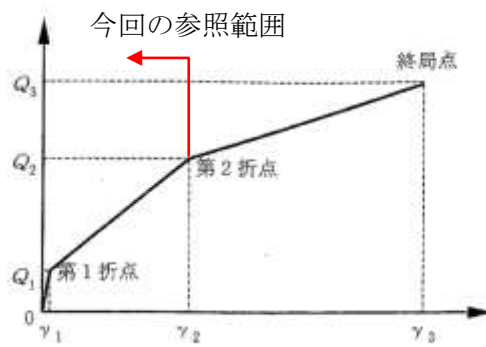


図 4.2(3)-1 せん断変形に対するスケルトンカーブ
 ([1]より引用)

b. 下部ペDESTALのせん断変形に対するスケルトンカーブ

上記 a. 項に示す SC 指針の内容から RPV ペDESTAL固有の構造特性を反映した点及び反映後の評価式を以下に示す。スケルトンカーブを図 4.2(3)-6 に示す。

図 4.2(3)-2 に示すとおり、下部ペDESTALのせん断力が大きくなるとコンクリートのせん断応力がひび割れ強度 τ_{cr} に到達してせん断ひび割れが発生する（第1折点）。第1折点でコンクリートにひび割れが発生した後もコンクリートは圧縮方向（ひび割れ角度 θ の方向、コンクリートのひび割れの方向は圧縮方向と同じ）にのみ抵抗する弾性体（異方性弾性体）として挙動し、コンクリートのひび割れにより体積が膨張する効果を鋼板が拘束し、コンクリートと鋼板が一体となってせん断力に抵抗する。さらに大きくなると鋼板の応力が降伏点強度 σ_y に到達し第2折点に到達する。

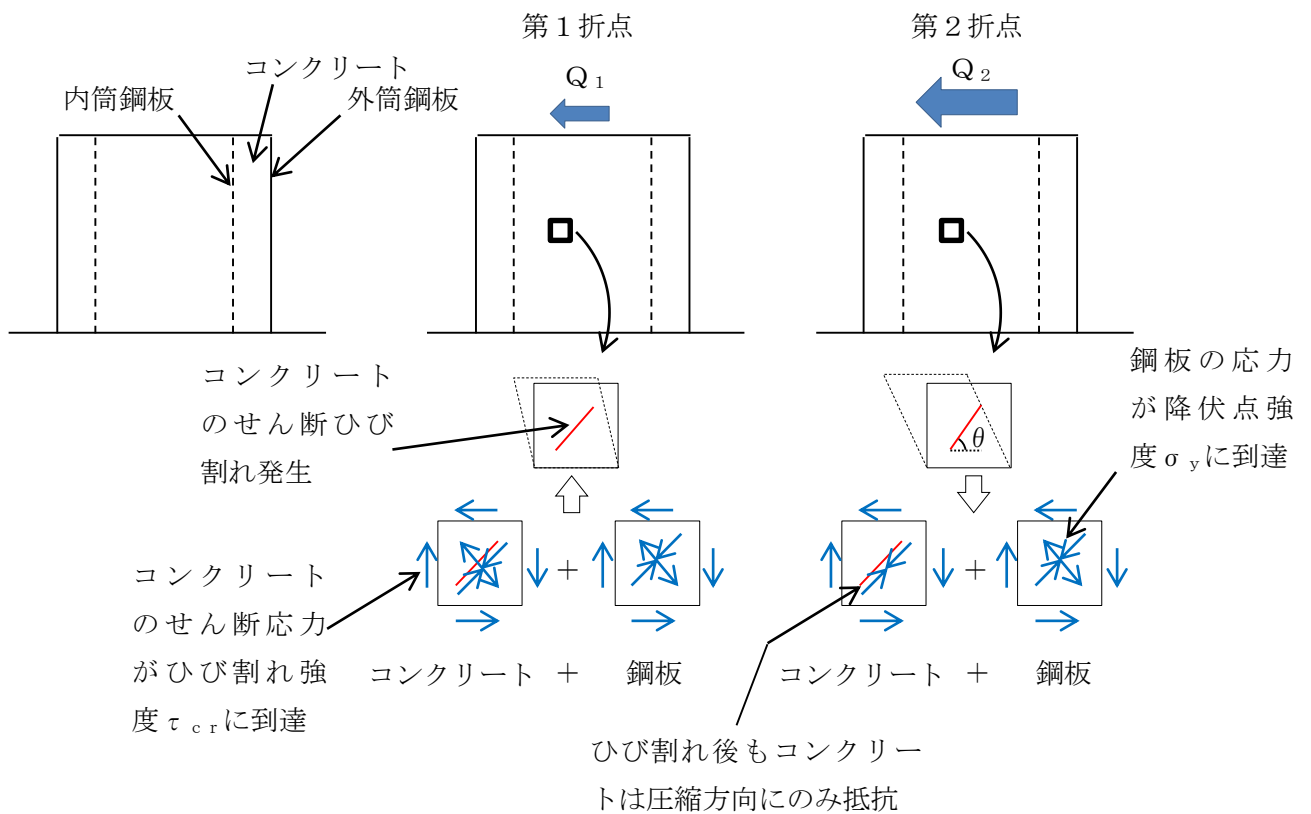


図 4.2(3)-2 下部ペDESTALせん断変形の各状態（イメージ）

(i) RPV ペDESTAL固有の構造特性を反映した点

(第1折点)

せん断ひび割れ強度については、ペDESTALの二重円筒、たてリブ及ベント管を埋め込んだ複雑な構造であることからベント管周りのコンクリート部も実際には複雑な応力状態を形成していると考えられる。このようにベント管開口周りのコンクリート部に応力が集中する影響を考慮して、せん断ひび割れ強度に0.5を乗じる。

(第2折点)

- SC 指針本文の記載式は、コンクリートと鋼板がスタッドボルトを介して一体化されているために、コンクリートの圧縮ストラット θ を45度とした場合の評価式が、代表として記載されている。 θ が45度以外の角度となる場合は、SC 指針の参考資料1及びその根拠となる参考文献(1)のような基礎式に戻って θ を入力することにより、第2折点のせん断剛性が算出できる。すなわち、第2折点の算出は、SC 指針の基本的な考え方は変更しておらず、コンクリートの圧縮ストラット θ に RPV ペDESTALの構造に合せた角度を入力することでせん断剛性を算出する。
- ここで RPV ペDESTALのコンクリートの圧縮ストラット θ は次のように考えることができる。RPV ペDESTALの既往の試験結果を踏まえると、水平リブによるトラス機構よりもたてリブ(隔壁)間のアーチ機構の影響が大きい。すなわち、図4.2(3)-4に示される RPV ペDESTALの実験結果におけるコンクリートひび割れの傾向を見ると、水平リブから多数のひび割れが発生するような傾向(トラス機構)ではなく、コンクリート柱の対角方向に概ね一本のひび割れが発生するような傾向(アーチ機構)に近いことが分かる。従って、圧縮ストラット角度 θ を図4.2(3)-4に示すように鉛直リブで隔てられたベント管開口部と一般部に分けて θ を算出する。

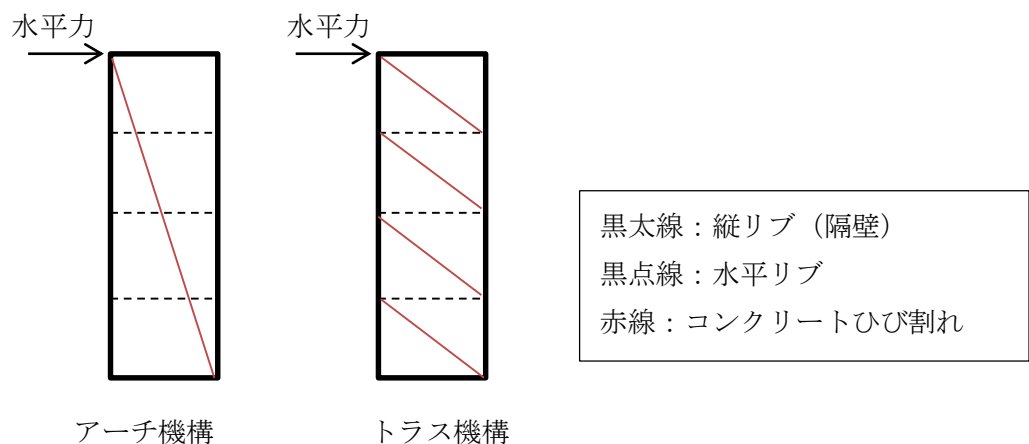


図 4.2(3)-3 アーチ機構とトラス機構の概念図

(ii) 反映後の評価式

(第1折点)

- $Q_1 = (A_c + (G_s/G_c) \cdot A_s) \cdot \tau_{cr}$
- $\gamma_1 = \tau_{cr}/G_c$

$$\text{ただし, } \tau_{cr} = 0.5^{*1} \times \sqrt{0.31\sqrt{\sigma_B} \cdot (0.31\sqrt{\sigma_B} + \sigma_v)}$$

注) *1: せん断ひび割れ強度については、ペDESTALの二重円筒、たてリブ及ベント管を埋め込んだ複雑な構造であることからベント管周りのコンクリート部も実際には複雑な応力状態を形成していると考えられる。このようにベント管開口周りのコンクリート部に応力が集中する影響を考慮して、せん断ひび割れ強度に0.5を乗じることで5項に示す実験結果とよく一致することを確認している。

A_c : コンクリートのせん断断面積 (mm^2)

A_s : 鋼板のせん断断面積 (mm^2)

G_s : 鋼板のせん断弾性係数 (N/mm^2)

G_c : コンクリートのせん断弾性係数 (N/mm^2)

E_c : コンクリートのヤング係数 (N/mm^2)

E_s : 鋼板のヤング係数 (N/mm^2)

τ_{cr} : コンクリートのせん断ひび割れ強度 (N/mm^2)

σ_B : コンクリートの圧縮強度 (N/mm^2)

ペDESTALコンクリートの設計基準強度 = 29.4 (N/mm^2)

σ_v : 鋼板を考慮したコンクリートの鉛直方向軸応力度 (N/mm^2)

(ペDESTAL及びペDESTALが支持する機器の死荷重によるペDESTAL鉛直方向の軸力) / ((各鋼板の断面積の和) × (E_s/E_c) + (コンクリート部の断面積))

第1折点は、ペDESTALのコンクリートと鋼板を考慮したせん断断面積 (コンクリートのせん断断面積 A_c 及びそれと等価なペDESTAL鋼板のせん断断面積 $(G_s/G_c) \cdot A_s$ の和) にコンクリートのせん断ひび割れ強度 τ_{cr} を乗じた値、すなわちペDESTALコンクリート部にせん断ひび割れが発生する点の Q , γ を表している。

(第2折点)

$$Q_2 = (K_\alpha + K_\beta) / \sqrt{(3K_\alpha^2 + K_\beta^2)} \cdot A_s \cdot \sigma_y$$

$$\gamma_2 = Q_2 / (K_\alpha + K_\beta)$$

$$\text{ただし, } K_\alpha = A_s \cdot G_s$$

A_s : 鋼板のせん断断面積 (mm²)

G_s : 鋼板のせん断弾性係数 (N/mm²)

K_α : 鋼板のせん断剛性

K_β : ひび割れ後の鋼板による拘束効果を考慮したコンクリートの有効せん断剛性

σ_y : 鋼板の降伏点強度 (N/mm²)

第1折点でコンクリートにひび割れが発生した後もコンクリートは圧縮方向（ひび割れ角度 θ の方向）にのみ抵抗する弾性体（異方性弾性体）として挙動し、鋼板と共に外力に抵抗する。コンクリートのひび割れにより体積が膨張する効果を鋼板が拘束するため、コンクリートと鋼板の内力のつり合いを考慮したせん断剛性 K_β を算出する。

SC 指針本文の記載式は、コンクリートと鋼板がスタッドボルトを介して一体化されているために、コンクリートの圧縮ストラット θ を 45 度とした場合の評価式が、代表として記載されている。 θ が 45 度以外の角度となる場合は、SC 指針の参考資料 1 及びその根拠となる参考文献(1)のような基礎式に戻って θ を入力することにより、第2折点のせん断剛性が算出できる。すなわち、第2折点の算出は、SC 指針の基本的な考え方は変更しておらず、コンクリートの圧縮ストラット θ に RPV ペデスタルの構造に合せた角度を入力することでせん断剛性を算出する。

具体的には SC 指針の参考資料 1 及び下に示す参考文献(1)における算出式を用いて、 $cQ = K_\beta \cdot \gamma$ 、 $\delta = H \cdot \gamma$ の関係より K_β を算出する。

$$cQ = \frac{(\cos\theta)^2}{2 \left[\frac{1 - cv^2}{cE \cdot ct \cdot \sin 2\theta} + \frac{1}{2 \cdot sE} (C1 + C2) \right]} \cdot \delta$$

$$C1 = L \cdot \cos\theta \left(\frac{\cos\theta}{sAx} - \frac{\sin\theta}{sAy} sv \right)$$

$$C2 = H \cdot \sin\theta \left(\frac{\sin\theta}{sAy} - \frac{\cos\theta}{sAx} sv \right)$$

ここで、

cQ : コンクリートの受け持つせん断力 (N)

δ : 水平変位 (mm)

γ : せん断ひずみ度

cE : コンクリートのヤング係数 (N/mm²)

sE : 鋼材のヤング係数 (N/mm²)

ct : コンクリート板厚 (mm)

c_v : コンクリートのポアソン比

s_v : 鋼材のポアソン比

L : 隔壁の間隔 (mm)

H : 隔壁の高さ (mm)

sAy : 鋼材の水平断面の断面積 (mm²)

sAx : 鋼材の鉛直断面の断面積 (mm²)

θ : 圧縮ストラット角度 ($\theta = \tan^{-1}\left(\frac{H}{L}\right)$)

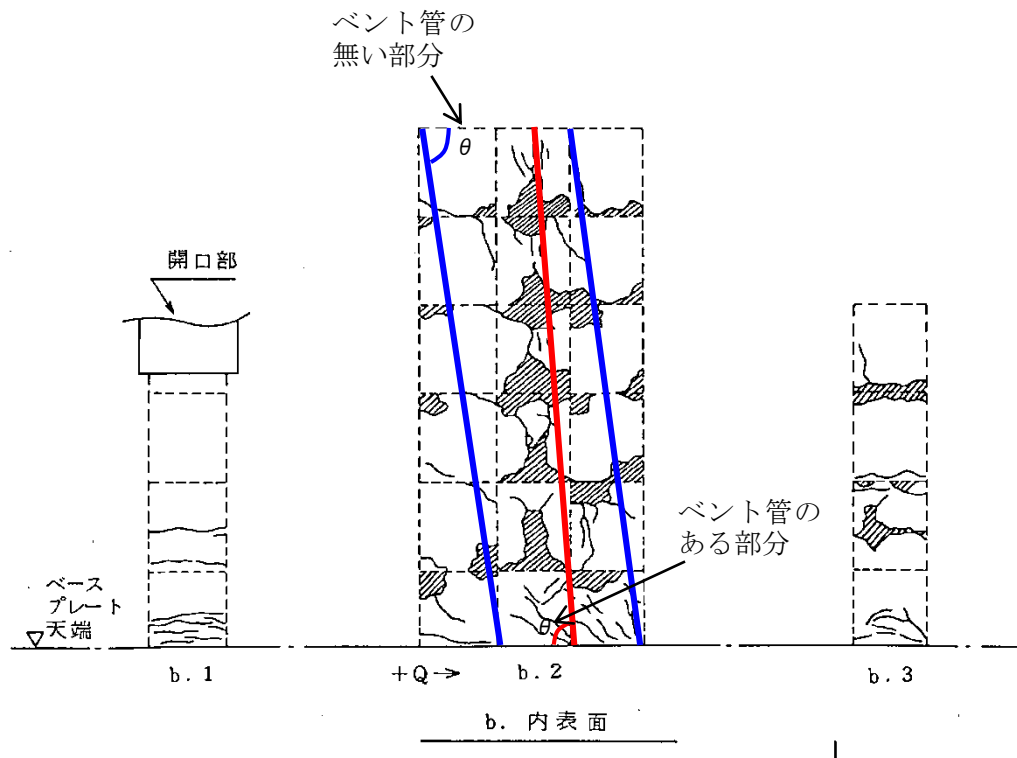
なお、コンクリートのひび割れ角度 θ は、ペDESTALの隔壁で分断された区画ごとに等価矩形断面に置換し、RPV ペDESTALの既往の試験結果を踏まえ以下の通り設定した。

θ = 78° _____ 一般部

θ = 84° _____ ベント開口部

表 4.2(3)-1 実機下部ペDESTALの構造を踏まえたせん断変形特性における SC 指針からの変更点のまとめ

変形特性	折れ点	SC 指針	反映後の評価式 (補正式)	RPV ペDESTAL固有の 構造特性を反映した 点
せん断 変形	第 1 折点	$Q_1 = (A_c + (G_s/G_c) \cdot A_s) \cdot \tau_{cr}$ $\gamma_1 = \tau_{cr}/G_c$	SC 指針から変更なし	
		<p>ただし,</p> $\tau_{cr} = \frac{0.31\sqrt{\sigma_B} \cdot (0.31\sqrt{\sigma_B} + \sigma_v)}{\sqrt{0.31\sqrt{\sigma_B} \cdot (0.31\sqrt{\sigma_B} + \sigma_v)}}$	<p>ただし,</p> $\tau_{cr} = \frac{0.5 \times \sqrt{0.31\sqrt{\sigma_B} \cdot (0.31\sqrt{\sigma_B} + \sigma_v)}}{\sqrt{0.31\sqrt{\sigma_B} \cdot (0.31\sqrt{\sigma_B} + \sigma_v)}}$	下部ペDESTALはベント管開口の平均的な応力集中を考慮し、せん断ひびわれ強度 τ_{cr} に 0.5 を乗じた。
	第 2 折点	$Q_2 = \frac{(K_\alpha + K_\beta)}{\sqrt{3K^2 + K_\beta^2}} \cdot A_s \cdot \sigma_y$ $\gamma_2 = \frac{Q_2}{(K_\alpha + K_\beta)}$ <p>ただし、$K_\alpha = A_s \cdot G_s$</p>	SC 指針から変更なし	
		$K_\beta = \frac{1}{\frac{4}{(A_c \cdot E_c')} + \frac{2(1-\nu_c)}{(A_c \cdot E_c)}}$	K_β : SC 指針の参考資料 1 に基づき設定	SC 指針における K_β (=ひび割れ後の鋼板の一体効果を考慮したコンクリートの有効せん断剛性) はコンクリートの圧縮ストラット角度を $\theta = 45^\circ$ と仮定して簡略化された評価式を記載している。RPV ペDESTALの既往の試験結果を踏まえ、SC 指針の参考資料 1 に示される釣り合い式を用い、実際の θ に合わせた値を設定した。



注： 点線は、鉛直・水平リブ。
 実線は、ひび割れ。
 斜線部分は、コンクリート脱落。

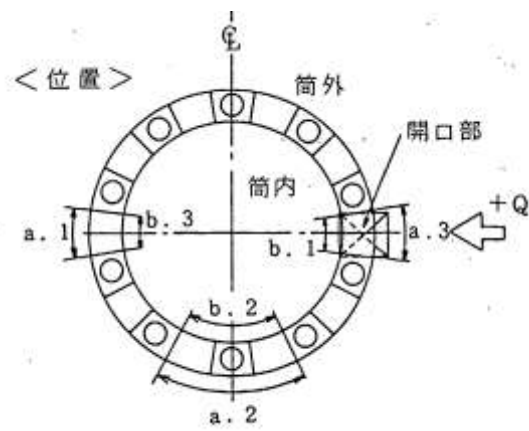


図 4.2(3)-4 RPV ペDESTALの圧縮ストラット角度
 ([2]に加筆)

c. 上部ペDESTALのせん断変形に対するスケルトンカーブ

上記 a. 項に示す SC 指針の内容から RPV ペDESTAL固有の構造特性を反映した点及び反映後の評価式を以下に示す。スケルトンカーブを図 4.2(3)-6 に示す。

上部ペDESTALのせん断変形における第 1 折点, 第 2 折点の各状態については, 下部ペDESTALと同様である (図 4.2(3)-2 参照)。

(i) RPV ペDESTAL固有の構造特性を反映した点

(第 1 折点)

SC 指針から変更なし

(第 2 折点)

SC 指針本文の記載式は, コンクリートと鋼板がスタッドボルトを介して一体化されているために, コンクリートの圧縮ストラット θ を 45 度とした場合の評価式が, 代表として記載されている。 θ が 45 度以外の角度となる場合は, SC 指針の参考資料 1 及びその根拠となる参考文献(1)のような基礎式に戻って θ を入力することにより, 第 2 折点のせん断剛性が算出できる。すなわち, 第 2 折点の算出は, SC 指針の基本的な考え方は変更しておらず, コンクリートの圧縮ストラット θ に RPV ペDESTALの構造に合せた角度を入力することでせん断剛性を算出する。

(ii) 反映後の評価式

(第 1 折点)

- Q_1, γ_1 評価式は下部ペDESTALと同様。

$$\text{ただし, } \tau_{cr} = \sqrt{0.31\sqrt{\sigma_B} \cdot (0.31\sqrt{\sigma_B} + \sigma_V)}$$

注) 上部ペDESTALはベント管の開口もなく, コンクリートは 4 面を鋼板で囲まれた閉鎖断面のために, せん断ひびわれ強度 τ_{cr} は SC 指針に従う。

(第 2 折点)

$$Q_2 = (K_\alpha + K_\beta) / \sqrt{(3K_\alpha^2 + K_\beta^2)} \cdot A_s \cdot \sigma_y$$

$$\gamma_2 = Q_2 / (K_\alpha + K_\beta)$$

$$\text{ただし, } K_\alpha = A_s \cdot G_s$$

A_s : 鋼板のせん断断面積 (mm^2)

G_s : 鋼板のせん断弾性係数 (N/mm^2)

K_{α} : 鋼板のせん断剛性

K_{β} : ひび割れ後の鋼板による拘束効果を考慮したコンクリートの有効せん断剛性

σ_y : 鋼板の降伏点強度 (N/mm²)

第1折点でコンクリートにひび割れが発生した後もコンクリートは圧縮方向（ひび割れ角度 θ の方向）にのみ抵抗する弾性体（異方性弾性体）として挙動し、鋼板と共に外力に抵抗する。コンクリートのひび割れにより体積が膨張する効果を鋼板が拘束するため、コンクリートと鋼板の内力のつり合いを考慮したせん断剛性 K_{β} を算出する。

SC 指針本文の記載式は、コンクリートと鋼板がスタッドボルトを介して一体化されているために、コンクリートの圧縮ストラット θ を 45 度とした場合の評価式が、代表として記載されている。 θ が 45 度以外の角度となる場合は、SC 指針の参考資料 1 及びその根拠となる参考文献(1)のような基礎式に戻って θ を入力することにより、第2折点のせん断剛性が算出できる。すなわち、第2折点の算出は、SC 指針の基本的な考え方は変更しておらず、コンクリートの圧縮ストラット θ に RPV ペデスタルの構造に合せた角度を入力することでせん断剛性を算出する。

具体的には SC 指針の参考資料 1 及び下に示す参考文献(1)における算出式を用いて、 $cQ = K_{\beta} \cdot \gamma$ 、 $\delta = H \cdot \gamma$ の関係より K_{β} を算出する。

$$cQ = \frac{(\cos\theta)^2}{2 \left[\frac{1 - cv^2}{cE \cdot ct \cdot \sin 2\theta} + \frac{1}{2 \cdot sE} (C1 + C2) \right]} \cdot \delta$$

$$C1 = L \cdot \cos\theta \left(\frac{\cos\theta}{sAx} - \frac{\sin\theta}{sAy} sv \right)$$

$$C2 = H \cdot \sin\theta \left(\frac{\sin\theta}{sAy} - \frac{\cos\theta}{sAx} sv \right)$$

ここで、

cQ : コンクリートの受け持つせん断力 (N)

δ : 水平変位 (mm)

γ : せん断ひずみ度

cE : コンクリートのヤング係数 (N/mm²)

sE : 鋼材のヤング係数 (N/mm²)

ct : コンクリート板厚 (mm)

cv : コンクリートのポアソン比

sv : 鋼材のポアソン比

L : 隔壁の間隔 (mm)

H : 隔壁の高さ (mm)

sAy : 鋼材の水平断面の断面積(mm²)

sAx : 鋼材の鉛直断面の断面積(mm²)

θ : 圧縮ストラット角度 ($\theta = \tan^{-1}\left(\frac{H}{L}\right)$)

なお、コンクリートのひび割れ角度 θ は、ペDESTALの隔壁で分断された区画ごとに等価矩形断面に置換し、RPV ペDESTALの既往の試験結果を踏まえ、SC 指針の参考資料 1 に示される釣り合い式を用い、実際の θ に合わせた値を設定する。上部ペDESTALのコンクリートの圧縮ストラット角度 θ は、水平隔壁が設置されている層を考慮し、RPV 支持点上部 (2層 (質点番号 10~11, 9~10)), RPV 支持点下部 (1層 (質点番号 8~9)) 及びベント取入孔部 (1層 (質点番号 7~8)) に分けて、たてリブ及び円筒鋼板に囲まれた各々の隔壁及び隔壁に囲まれたコンクリートを一つの SC 構造体として、その寸法 (隔壁の高さ及び間隔) の対角線にコンクリートひび割れが発生すると仮定し、コンクリートの圧縮ストラット角度 θ を設定する。各々の θ を用いて K_{β} (ひびわれ後の鋼板による拘束効果を考慮したコンクリートの有効せん断剛性) を算出し、それぞれたし合わせることで上記の各層の K_{β} を算出し、上に示した SC 指針式に代入し、 Q_2 , γ_2 を求める。

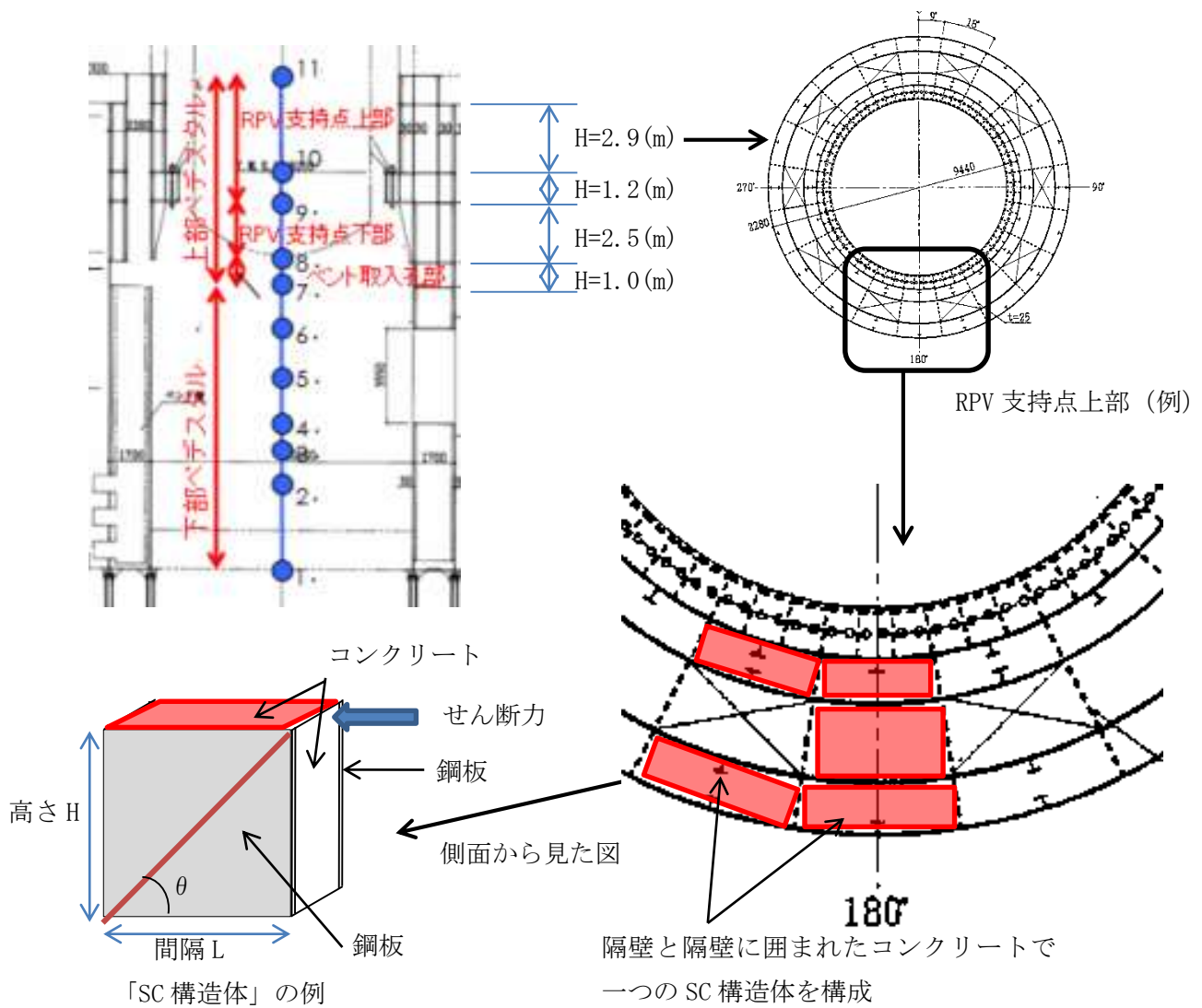
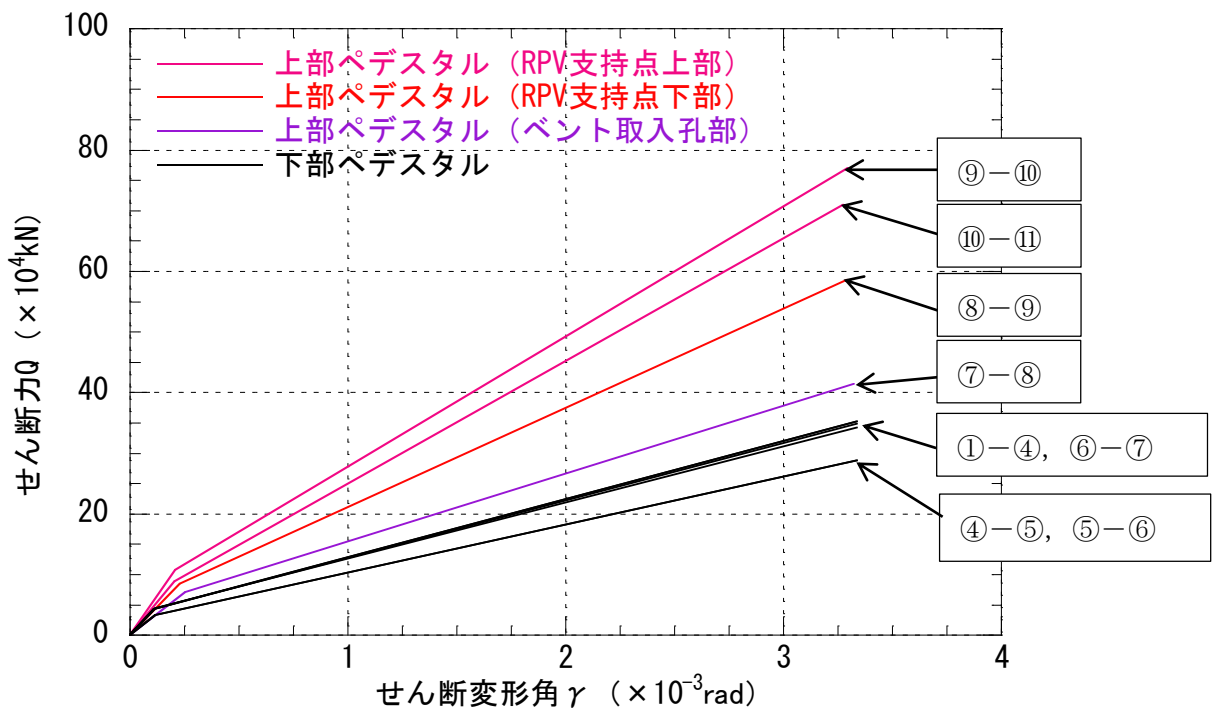


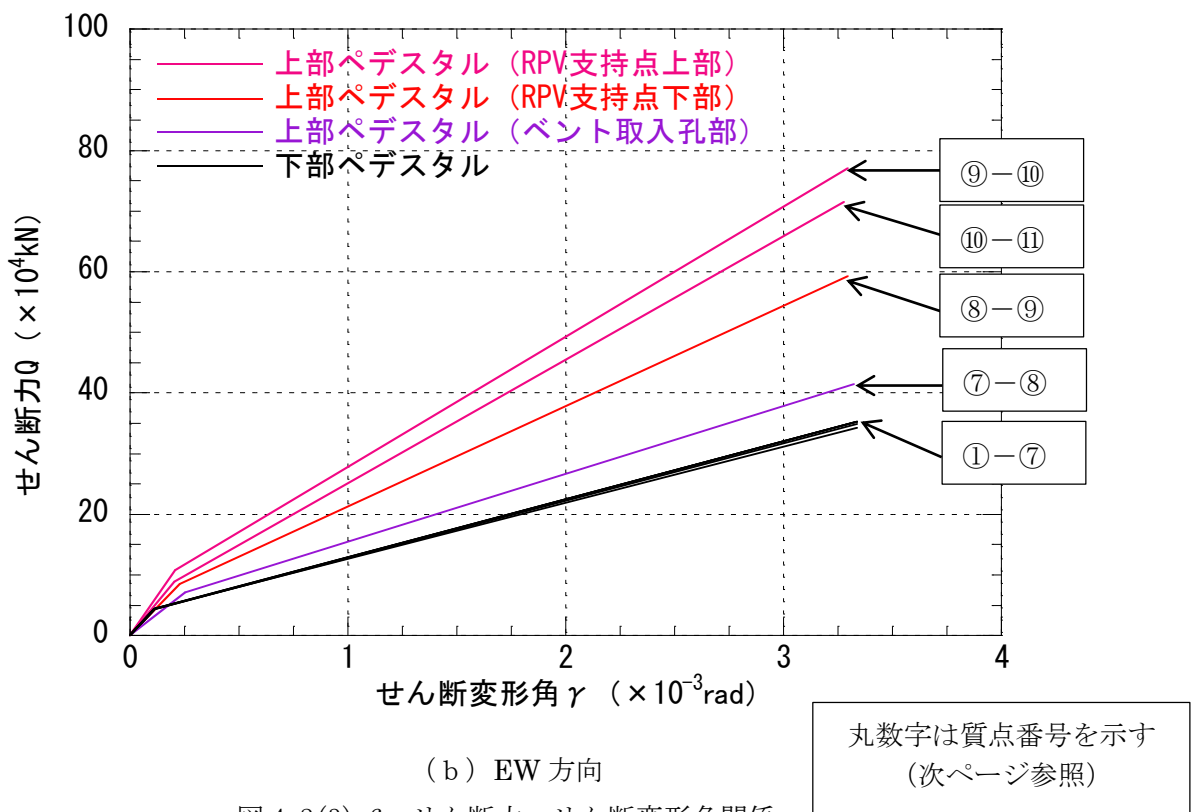
図 4.2(3)-5 上部ペダスタルの隔壁構造の概念図

表 4.2(3)-2 実機上部ペDESTALの構造を踏まえたせん断変形特性における SC 指針からの
変更点のまとめ

変形特性	折れ点	SC 指針	反映後の評価式 (補正式)	RPV ペDESTAL固有の 構造特性を反映した 点
せん断 変形	第 1 折点	$Q_1 = (A_c + (G_s/G_c) \cdot A_s) \cdot \tau_{cr}$ $\gamma_1 = \tau_{cr}/G_c$	SC 指針から変更なし	
		<p>ただし,</p> $\tau_{cr} = \frac{1}{\sqrt{0.31\sqrt{\sigma_B} \cdot (0.31\sqrt{\sigma_B} + \sigma_v)}}$	SC 指針から変更なし	
	第 2 折点	$Q_2 = \frac{(K_\alpha + K_\beta)}{\sqrt{(3K_\alpha^2 + K_\beta^2)}} \cdot A_s \cdot \sigma_y$ $\gamma_2 = \frac{Q_2}{(K_\alpha + K_\beta)}$ <p>ただし, $K_\beta = A_s \cdot G_s$</p> $K_\beta = \frac{1}{\frac{4}{(A_c \cdot E_c)} + \frac{2(1-\nu_c)}{(A_s \cdot E_s)}}$	<p>SC 指針から変更なし</p> <p>K_β : SC 指針の参考資料 1 に基づき設定</p>	SC 指針における K_β (=ひび割れ後の鋼 板の一体効果を考慮 したコンクリートの 有効せん断剛性) はコ ンクリートの圧縮ス トラット角度を $\theta =$ 45° と仮定して簡略 化された評価式を記 載している。RPV ペ DESTALの既往の試 験結果を踏まえ, SC 指針の参考資料 1 に 示される釣り合い式 を用い, 実際の θ に合 わせた値を設定した。



(a) NS 方向



(b) EW 方向

図 4.2(3)-6 せん断力-せん断変形角関係
(鋼板降伏点である第2折点までを算定)

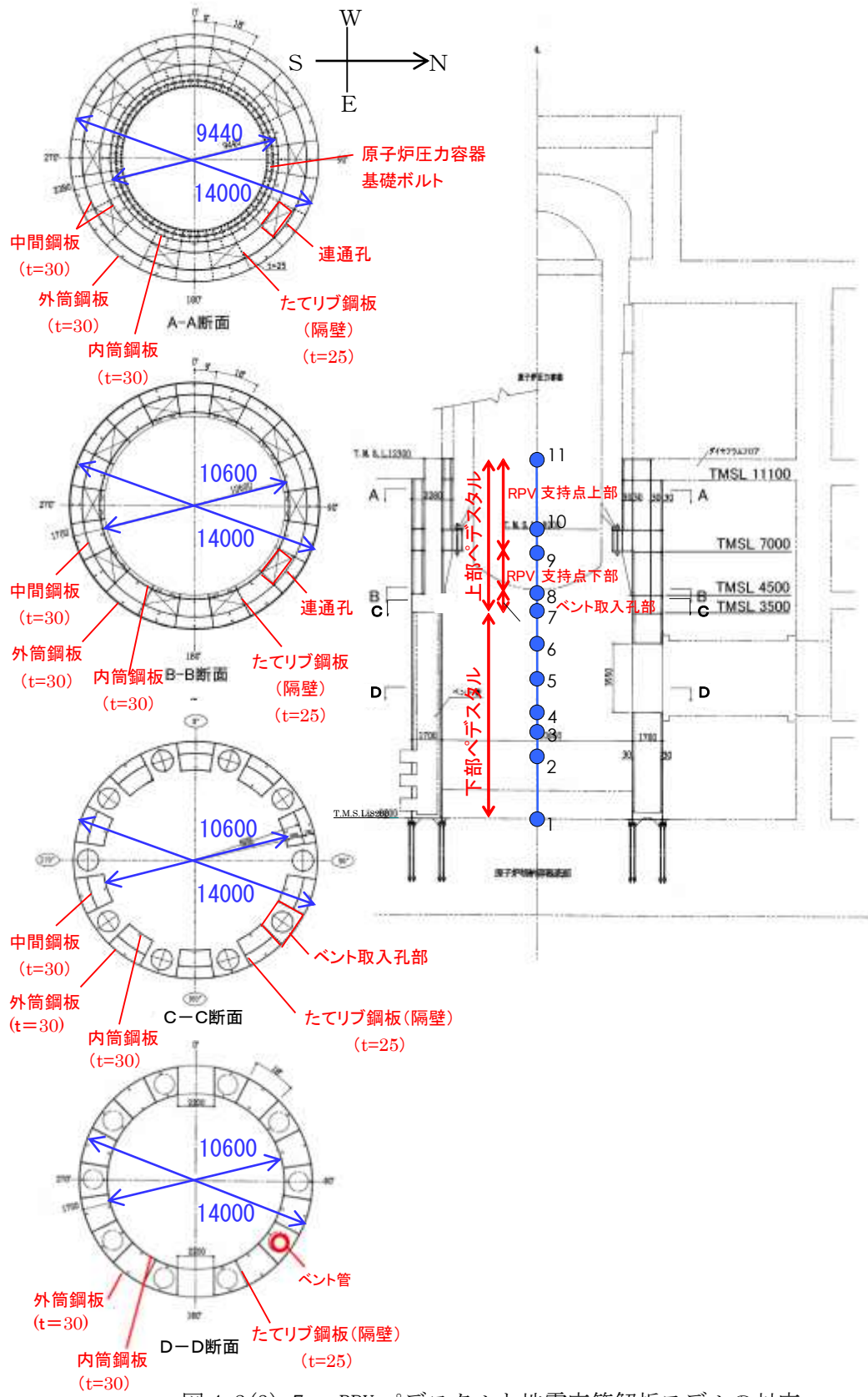


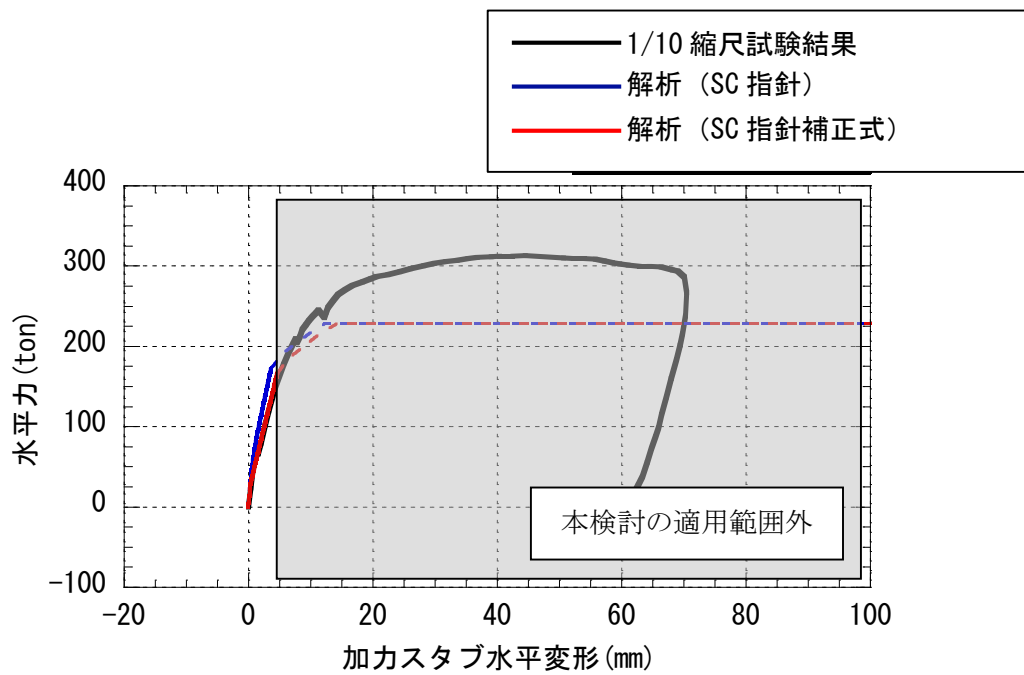
図 4.2(3)-7 RPV ペDESTALと地震応答解析モデルの対応
 (図 4.2(1)-1 再掲)

5 試験結果との比較

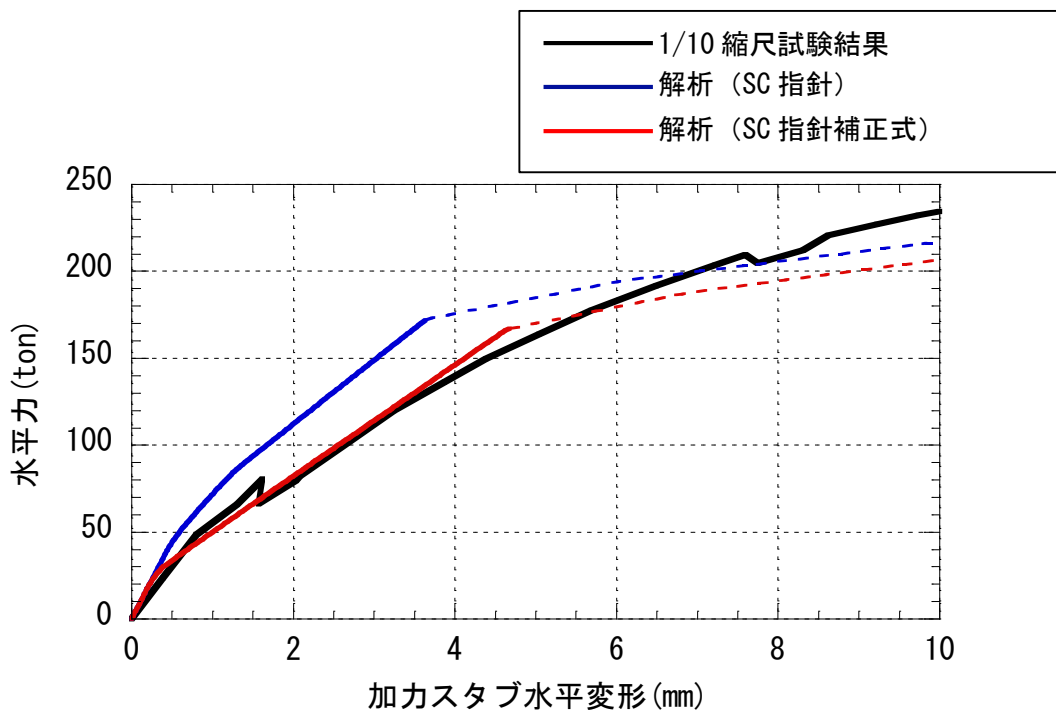
5.1 荷重－変形特性の比較

4項で検討したスケルトンカーブ設定の考え方を適用した 1/10 試験体の曲げ及びせん断のスケルトンカーブを用いて荷重－変位特性を作成し、1/10 縮尺試験で得られた荷重－変位特性との比較を行った結果を図 5.1-1 に示す。

今回適用範囲としている鋼板降伏までの範囲において、SC 指針式では実験結果よりも剛性を高めに評価しており、コンクリートと鋼板の一体性を過大評価していると考えられる。一方、今回用いた SC 指針評価式に RPV ペデスタルの固有の構造特性を反映した式（以下「SC 指針補正式」という）から求まる荷重－変位特性は実験結果とよく一致していることが確認できる。



(a) 荷重-変位関係の比較 (試験結果全体での比較)



(b) スケルトンカーブ適用範囲近傍の拡大図

図 5.1-1 荷重-変形関係の比較
(解析より求まる鋼板降伏点以降は点線で示す)

5.2 履歴特性の設定及び検証

(1) 検討目的

RPV ペデスタルの弾塑性復元力特性を実機に適用するにあたり、履歴特性を設定する必要がある。ここでは、1/10 縮尺試験結果に近い履歴特性と、SC 指針で定められている履歴特性による解析結果を比較することで、ひずみエネルギー吸収性能の観点から、保守性に配慮した履歴特性を検討することを目的とする。

(2) 検討ケース

履歴特性に関するパラメータスタディの検討ケースを表 5.2(2)-1 に示す。

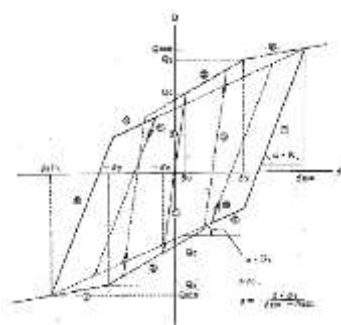
ケース A は、SC 指針を踏まえて、曲げとせん断の双方ともに最大点指向型の履歴特性を採用したケースである。

ケース B は、曲げ変形の履歴特性については、1/10 縮尺試験で得られた曲げ変形及びせん断変形の履歴特性（図 5.2(2)-2 参照）より、ディグレイディングトリリニア型に近い紡錘型の安定したループ形状が得られていることを踏まえ、曲げに対する履歴特性に 1/10 縮尺試験結果に近いディグレイディングトリリニア型を採用し、せん断に対してはひずみエネルギー吸収性能がより小さな原点指向型の履歴特性を採用したケースである。

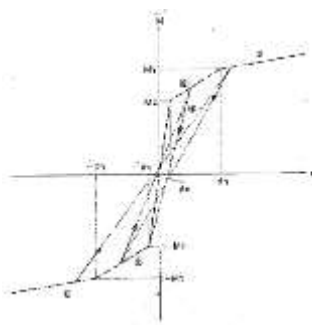
参考として、最大点指向型、ディグレイディングトリリニア型及び原点指向型の履歴特性のイメージを図 5.2(2)-1 に示す。

表 5.2(2)-1 履歴特性に関するパラメータスタディ

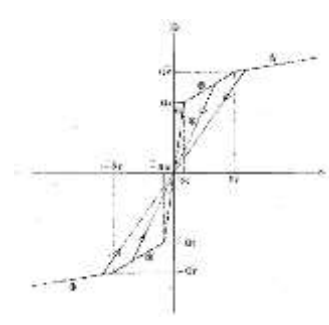
ケース	曲げ	せん断
ケース A	最大点指向型	最大点指向型
ケース B	ディグレイディングトリリニア型	原点指向型



(a)ディグレイディングトリリニア型

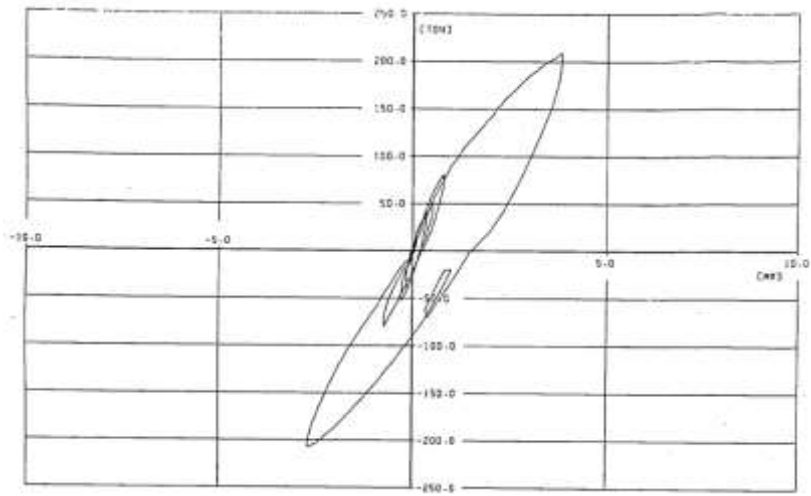


(b)最大点指向型

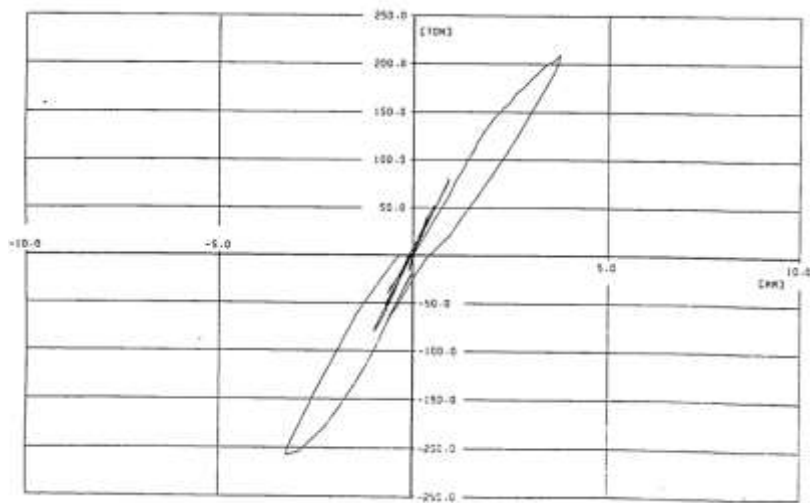


(c)原点指向型

図 5.2(2)-1 履歴特性のイメージ



(a) 水平力ー曲げ変形関係



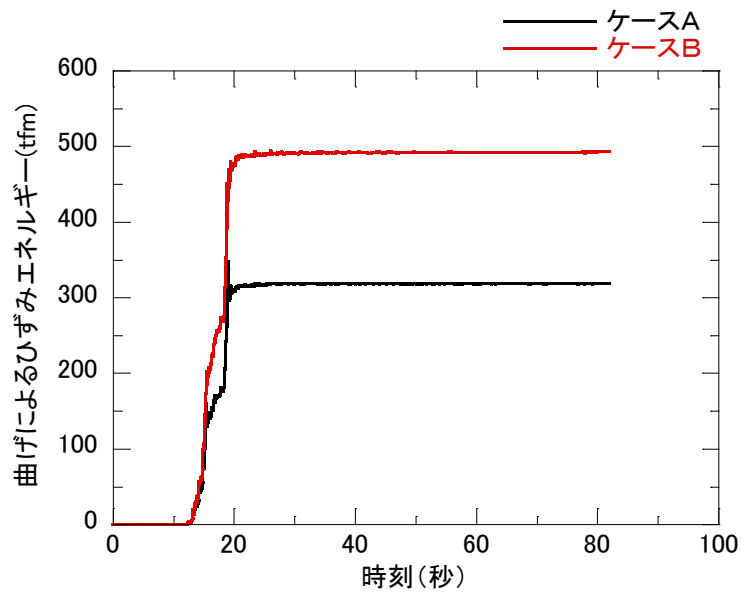
(b) 水平力ーせん断変形関係

図 5.2(2)-2 実験における曲げ及びせん断の履歴特性
([2]より引用)

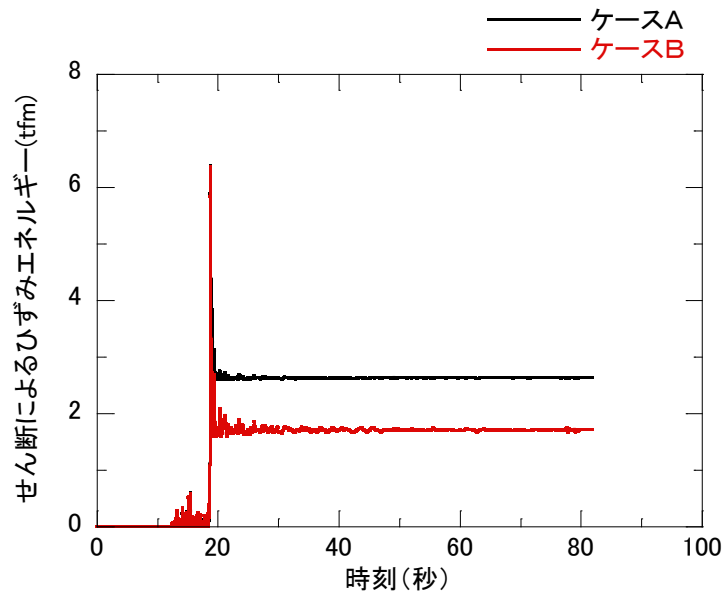
(3) 検討結果

曲げ及びせん断によるひずみエネルギーの累積値を比較したものを図 5.2(3)-1 に示す。曲げによるひずみエネルギーは、せん断によるひずみエネルギーと比べるとかなり大きな値を示し、履歴特性の影響を受けていることが分かる。さらに、曲げによるひずみエネルギーは、試験結果に近いディグレイディングトリリニア型を採用したケース B は、ケース A の 1.5 倍以上のエネルギーが履歴特性により消費されていることが示された。

これらの結果、RPV ペDESTAL の弾塑性応答解析には、消費エネルギーが小さいケース A の最大点指向型を採用することとした。



(a) 曲げ



(b) せん断

図 5.2(3)-1 履歴特性のパラメータスタディによるひずみエネルギーの比較

6 まとめ

RPV ペDESTALの復元力特性について、既往試験の知見を参考にして、SC 指針の評価式をもとに RPV ペDESTAL固有の構造特性を反映したスケルトンカーブを設定した。

設定したスケルトンカーブと同様の考え方にに基づき、既往試験のスケルトンカーブを設定し、試験結果との比較検証を行うことで本評価手法の妥当性を確認した。

履歴特性については、SC 指針に基づく履歴特性と既往試験の結果に近い履歴特性を用いたパラメータスタディを実施し、ひずみエネルギー吸収性能が小さい最大点指向型を採用することとした。

7 引用文献

- [1] 社団法人日本電気協会 原子力規格委員会：電気技術指針原子力編 鋼板コンクリート構造耐震設計技術指針 JEAG4618-2005
- [2] 東京電力株式会社，東北電力株式会社，中部電力株式会社，北陸電力株式会社，中国電力株式会社，日本原子力発電株式会社，株式会社 東芝，株式会社 日立製作所：共同研究報告書「コンクリートPCVの構造評価および基準確立のための実証試験」，昭和62年度上半期（最終報告書），昭和62年9月

8 参考文献

- (1) 松尾 他：鋼板コンクリート耐震壁に関する研究 その3 セン断荷重-変形関係の解析 日本建築学会学術講演梗概集（1992年）
- (2) 菊地 他：原子炉本体基礎の弾塑性モデル化手法に関する研究 その1 復元力特性評価法の妥当性検討 日本建築学会学術講演梗概集（2010年）
- (3) 肱岡 他：原子炉本体基礎の弾塑性モデル化手法に関する研究 その2 復元力特性評価法の適用性検討 日本建築学会学術講演梗概集（2010年）
- (4) 吉崎 他：原子炉建屋の復元力特性試験（その6）スケール・イフェクト試験 日本建築学会学術講演梗概集（昭和61年）
- (5) 日本原子力技術協会 中越沖地震後の原子炉機器の健全性評価平成20年度中間報告，JANTI-SANE-02，中越沖地震後の原子炉機器の健全性評価委員会，平成21年4月