

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 改03
提出年月日	平成28年6月7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6月

東京電力ホールディングス株式会社

## 目次

### I. 耐震評価対象の網羅性，既工認との手法の相違点の整理について

#### I-1 耐震評価対象の網羅性について

##### 1. 申請施設の網羅性，代表性について

#### I-2 既工認との手法の相違点の整理について

##### 1. 建屋及び原子炉の地震応答解析モデルの高度化について

別紙1 原子炉建屋の地震応答解析におけるコンクリート実剛性の採用について

別紙2 地震応答解析モデルにおける補助壁の評価方法について

別紙3 建屋側面地盤回転ばねを考慮することの妥当性について

別紙4 原子炉本体基礎の復元力特性について

##### 2. 既工認実績のない規格・手法の適用性について

2-1 原子炉格納容器のコンクリート部の応力解析における弾塑性解析の採用について

2-2 土木構造物の解析手法および解析モデルの精緻化について

2-3 使用済燃料貯蔵ラックの減衰定数について

##### 3. その他手法の相違点等について

3-1 原子炉建屋屋根トラス及び排気塔の評価モデルについて

3-2 機器・配管系の減衰定数について

##### 4. 機器・配管系の設備の既工認からの構造変更について

下線部：今回ご提出資料

原子炉建屋の地震応答解析における  
コンクリート実剛性の採用について

## 目 次

1. 概要	1
2. 原子炉建屋の地震応答解析におけるコンクリート物性値について	2
2.1 既工認と今回工認におけるコンクリート物性値の差異について	2
2.2 既工認との差異についての考察	3
3. コンクリート実剛性を採用する効果と論点について	3
3.1 コンクリート実剛性を採用することの効果	3
3.2 コンクリート実剛性を採用するにあたっての論点	5
4. 実強度の値の妥当性・信頼性について	5
4.1 実強度の値の設定方針	5
4.2 建設時コンクリートの91日強度データの整理	5
4.3 経年後のコンクリート強度に関する知見	7
4.4 実機から直接採取したコア強度との比較	8
4.5 実強度の値の設定	14
5. 実強度のばらつきに関する考え方	15
6. まとめ	15

## 1. 概要

柏崎刈羽原子力発電所 6 号炉及び 7 号炉の補正工認（以下、今回工認という）における原子炉建屋（RCCV 部含む。以下、同義とする。）の地震応答解析においては、コンクリートの実剛性を用いた弾塑性解析を採用する予定である。本資料は、原子炉建屋を含む鉄筋コンクリート構造物の弾塑性地震応答解析においてコンクリートの実剛性を用いることが、先行電力を含めた既工認での採用事例がないことを踏まえ、その妥当性・信頼性について説明するものである。

本資料では、コンクリート実剛性の採用に関して、原子炉建屋の地震応答解析における材料物性値の差異について、既工認と今回工認の差異を整理・考察し、新手法としての妥当性を確認すべき項目として、コンクリート剛性の評価にコンクリート実強度の値を用いていることが抽出されることを確認する。その上で、コンクリート実強度を採用する際の論点を整理する。次に、抽出された論点に対して、既往の知見や試験等から得られたデータを通して、その妥当性・信頼性について考察する。

## 2. 原子炉建屋の地震応答解析におけるコンクリート物性値について

### 2.1 既工認と今回工認におけるコンクリート物性値の差異について

まず、既工認で採用したコンクリートの物性値と今回工認で採用予定のコンクリートの物性値を比較し、論点となりうる項目を整理する。

地震応答解析に用いるコンクリートの物性値について、既工認及び今回工認での設定を表 2-1 に示す。表 2-1 に示す通り、既工認と今回工認におけるコンクリート物性値の主要な差異は、コンクリート剛性（ヤング係数  $E_c$ ）の評価に用いる  $F_c$  の値に、コンクリート実強度を用いていることである。

表 2-1 地震応答解析に用いるコンクリートの材料物性値の設定

材料物性値	既工認	今回工認
コンクリート強度 $F_c$	設計基準強度 330【kg/cm <sup>2</sup> 】	実強度 <sup>※1, 2</sup> 440【kg/cm <sup>2</sup> 】 (43.1【N/mm <sup>2</sup> 】)
コンクリートの 単位体積重量 $\gamma$ <sup>※3</sup>	2.3 【t/m <sup>3</sup> 】	23.5 【kN/m <sup>3</sup> 】
ヤング係数 $E_c$ <sup>※3</sup>	$2.1 \times 10^5 \times \left(\frac{\gamma}{2.3}\right)^{1.5} \times \sqrt{\frac{F_c}{200}}$ 【kg/cm <sup>2</sup> 】	$3.35 \times 10^4 \times \left(\frac{\gamma}{24}\right)^2 \times \left(\frac{F_c}{60}\right)^{\frac{1}{3}}$ 【N/mm <sup>2</sup> 】
せん断弾性係数 $G_c$	$\frac{E_c}{2(1+\nu)}$	$\frac{E_c}{2(1+\nu)}$
ポアソン比 $\nu$ <sup>※3</sup>	0.167	0.2

※1：暫定値であり、今後の審査における議論を踏まえ適宜見直す。

※2：応力評価には設計基準強度を用いる。コンクリート剛性を評価する場合にのみ実強度を用いる。

※3：適用規準を鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説（1988）から原子力施設鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説（2005）に見直したことによる変更。

## 2.2 既工認との差異についての考察

既工認も含め、通常の構造設計において、地震応答解析は対象構造物の構築前に実施し、構造物の耐震安全性についての検討を完了し場合によってはその結果を設計へ反映してから、構造物の構築に着手する。従って、地震応答解析時に実際の構造物のデータを得ることは物理的に不可能である。そのため、解析で用いるコンクリート剛性の評価には、設計基準強度を用いるのが一般的である。

今回工認の場合、既工認や通常の構造設計とは異なり、対象構造物が解析実施以前に現に存在しているため、材料物性値を推定することは物理的に可能であることから、建屋挙動を実応答により近い形で評価できる条件で設計することを目的として、コンクリート剛性の評価に実強度を採用している。ただし、先行電力を含めた既工認での採用事例がないことから、以降でその詳細について検討し、今回工認で新手法として採用することの妥当性を確認することとする。

## 3. コンクリート実剛性を採用することの効果と論点について

### 3.1 コンクリート実剛性を採用することの効果

今回工認においては、地震応答解析実施以前に現に対象構造物が存在していることから、建屋挙動を実応答により近い形で評価できる条件で設計することを目的として、コンクリート剛性の評価に実強度を採用する予定である。以下では、その効果について説明する。

6号炉及び7号炉の基礎マット階及び中間階では地震観測を実施しており、当該観測点では2007年7月に発生した新潟県中越沖地震により300galを超える比較的大きな地震動の観測記録が取得されている。ここでは、コンクリート剛性の評価の違いが建屋挙動に与える定性的な影響を確認する目的で、7号炉原子炉建屋を代表として、基礎マット上で取得した地震観測記録を用いたシミュレーション解析を実施する。解析ケースと解析条件を表3-1に、各解析ケースの解析結果と地震観測記録との加速度応答スペクトルの比較を図3-1に示す。

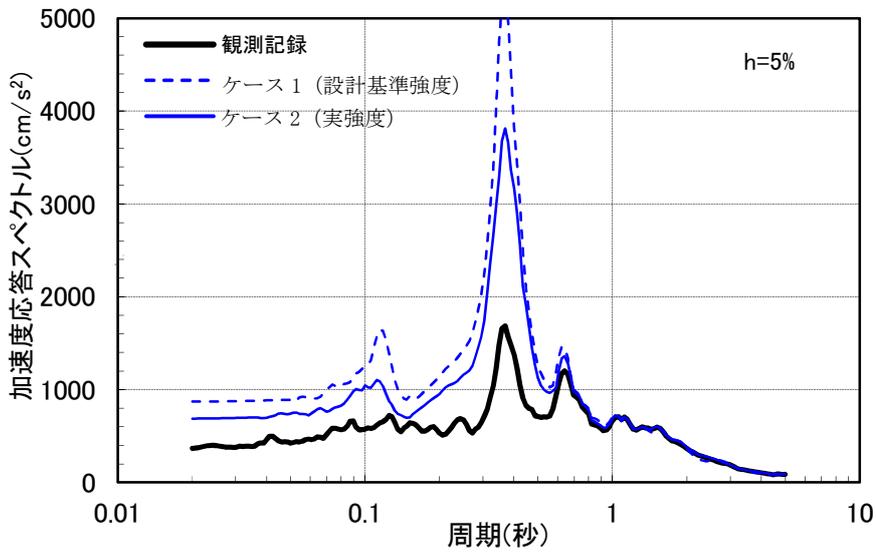
図3-1より、コンクリート剛性の評価に実強度を採用したケース2の方が、設計基準強度を採用したケース1と比較して、より観測記録に近い応答値を示すことが分かる。

以上より、コンクリート剛性の評価に実強度を採用することによって、建屋挙動を実応答により近づけることができ、実状に近い条件で設計することができるため、実強度を採用することは妥当であると考えられる。

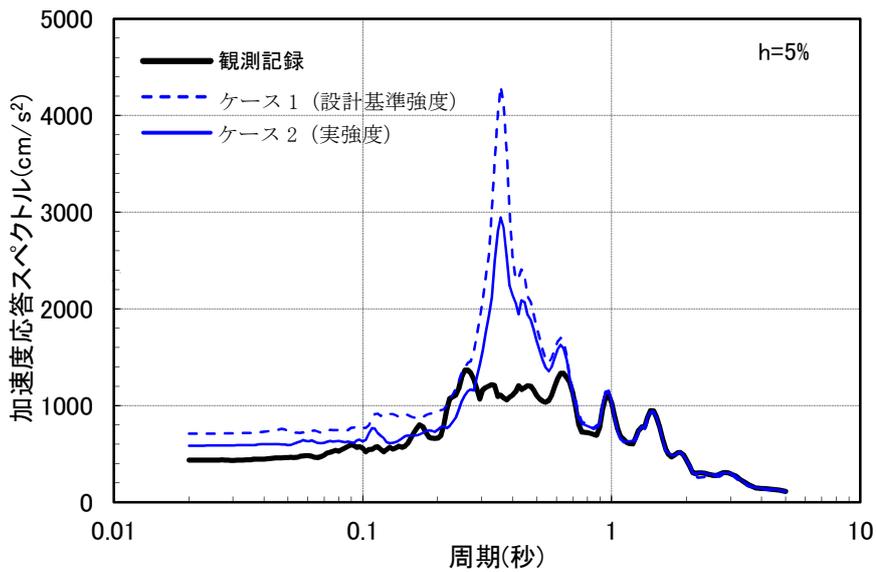
表 3-1 解析ケースと解析条件

解析 ケース	解析条件			
	コンクリート 剛性	補助壁	側面 回転ばね	表層地盤
1	設計基準強度	無視	無視	考慮
2	実強度 <sup>※4</sup>	無視	無視	考慮

※4：本検討においては、コンクリート剛性の違いが建屋挙動に与える定性的な影響を見ることを目的としているため、実機より直接採取して得たコア強度の値を参考に、暫定的に 500kg/cm<sup>2</sup>として解析を実施している。



(1) NS 方向



(2) EW 方向

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

### 3.2 コンクリート実剛性を採用するにあたっての論点

6号炉及び7号炉原子炉建屋の地震応答解析は、多質点系曲げせん断棒モデルを用いて行う。同モデルによる地震応答解析において、解（応答値）の精度は、構造物のせん断ばね特性の精度に大きく依存し、誤差を小さく抑えるためには、せん断ばねの復元力特性（スケルトンカーブ）をできる限り精度よくモデル化する必要がある。

今回工認では、スケルトンカーブの設定にあたり、コンクリートのせん断剛性の評価に用いるコンクリート強度に実強度の値を用いる予定だが、コンクリート実強度の値は、応答値の精度に直接影響を及ぼすことから、その設定の妥当性・信頼性については十分に確認する必要があると判断し、「コンクリート実強度の値」を論点として位置づけ、その妥当性・信頼性を検討することとした。

## 4. 実強度の値の妥当性・信頼性について

### 4.1 実強度の値の設定方針

一般に、コンクリート強度は打ち込みから14日くらいまで大きく強度が増進し、材齢28日から90日くらいではほぼ安定し、材齢1年以上の長期においては緩やかに増進する傾向にあるといわれている。従って、コンクリート実強度を推定するにあたっては、データベースとして豊富なサンプル数があることから、建設時のコンクリート打設の際にフレッシュコンクリートから採取したコア供試体の材齢91日における圧縮強度（以下、91日強度という）をデータベースとして用いることとした。また、実際に実強度の数値を設定するにあたっては、コンクリートの長期的な強度増進効果に関する既往の知見や、実機から採取して得たコア強度との比較を通じて、総合的に判断することとした。

### 4.2 建設時コンクリートの91日強度データの整理

6号炉及び7号炉原子炉建屋の建設時におけるコア供試体の91日強度試験の統計値を表4-1に示す。本統計値は、6号炉及び7号炉原子炉建屋の各階、各部位ごとに打設の際に採取した供試体から得られており、十分な数のデータから算出されているため、建屋コンクリートの平均的な91日強度を推定する統計値として妥当性・信頼性を有していると考えられる。なお、表4-1(c)より、6号炉及び7号炉原子炉建屋の打設後91日のコンクリート強度は平均で445kg/cm<sup>2</sup>であり、その標準偏差は30.3kg/cm<sup>2</sup>である。

表 4-1 建設時コンクリートの 91 日強度データの統計値

(a) 6号炉原子炉建屋

打設箇所	平均値 【kg/cm <sup>2</sup> 】	標準偏差 【kg/cm <sup>2</sup> 】	最大値 【kg/cm <sup>2</sup> 】	最小値 【kg/cm <sup>2</sup> 】	中央値 【kg/cm <sup>2</sup> 】	データ数 【個】
B3F,MB3F	437	25.4	510	403	433	41
B2F	425	23.8	483	344	426	65
B1F,MB1F	431	34.5	518	376	422	69
1F	468	16.8	490	430	473	67
2F	453	25.6	493	366	456	48
3F	439	19.8	471	358	444	74
4F,M4F,RF	465	21.4	547	428	465	82
全体	446	29.0	547	344	447	446

(b) 7号原子炉建屋

打設箇所	平均値 【kg/cm <sup>2</sup> 】	標準偏差 【kg/cm <sup>2</sup> 】	最大値 【kg/cm <sup>2</sup> 】	最小値 【kg/cm <sup>2</sup> 】	中央値 【kg/cm <sup>2</sup> 】	データ数 【個】
B3F	476	14.9	494	423	479	51
B2F	460	26.4	496	404	472	55
B1F,MB1F	427	16.8	475	400	425	62
1F	460	20.0	493	403	465	59
2F	460	24.9	489	389	466	45
3F	422	20.6	477	372	426	45
4F,M4F,RF	418	28.7	473	365	422	97
全体	443	31.7	496	365	442	414

(c) 6号炉及び7号炉原子炉建屋全体

打設箇所	平均値 【kg/cm <sup>2</sup> 】	標準偏差 【kg/cm <sup>2</sup> 】	最大値 【kg/cm <sup>2</sup> 】	最小値 【kg/cm <sup>2</sup> 】	中央値 【kg/cm <sup>2</sup> 】	データ数 【個】
B3F,MB3F	459	28.1	510	403	466	92
B2F	441	30.6	496	344	439	120
B1F,MB1F	429	27.5	518	376	425	131
1F	464	18.7	493	403	470	126
2F	457	25.4	493	366	458	93
3F	432	21.5	477	358	434	119
4F,M4F,RF	440	34.8	547	365	446	179
全体	445	30.3	547	344	446	860

### 4.3 経年後のコンクリート強度に関する知見

前述の通り，一般的にはコンクリート強度は打ち込み後 90 日程度でほぼ安定し，材齢 1 年以上の長期においては緩やかに増進することが知られている。ここでは，経年によるコンクリート強度の変化を考察している既往の知見について整理し，コンクリート強度の経年による影響について検討する。

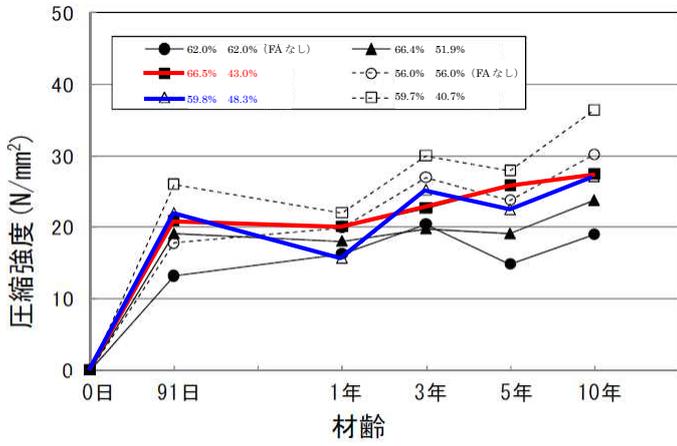
6 号炉及び 7 号炉原子炉建屋の構造体コンクリートの調合に用いている材料のうち，普通コンクリートと異なる点は，混和材としてフライアッシュを用いていることである。コンクリートの強度発現はセメントの水和反応に伴う物性変化であるため，水とセメントの割合（水セメント比： $W/C$ ）に大きく依存する。さらに，混和材としてフライアッシュを用いた場合，ポズラン反応によりセメントの水和生成物と類似した化合物を生成し，コンクリートの耐久性や水密性を高めることにつながる。以上を踏まえると，コンクリートの強度発現に影響を及ぼす要因として，水セメント比及び水結合材比（水とセメント及びフライアッシュの割合： $W/(C+F)$ ）が挙げられることから，本検討においては，水セメント比及び水結合材比に着目して整理を行った。

表 4-2 に 6 号炉及び 7 号炉原子炉建屋の構造体コンクリートと各文献におけるコンクリートの使用材料及び水結合材比の比較を，図 4-1 に各文献における水セメント比，水結合材比ごとの圧縮強度の経年変化を示す。図 4-1 (a) ～ (c) より，フライアッシュを用いたコンクリートの圧縮強度の経年変化は，打設時期に関わらず 91 日以降 10 年目まで概ね緩やかに増進しており，その増加率は 91 日強度に対して約 1.2～1.4 倍程度になっていることが伺える。また図 4-1 (d) より，水結合材比の過多に関わらず，程度は異なるものの長期的な強度の増進効果は表れていることが分かる。

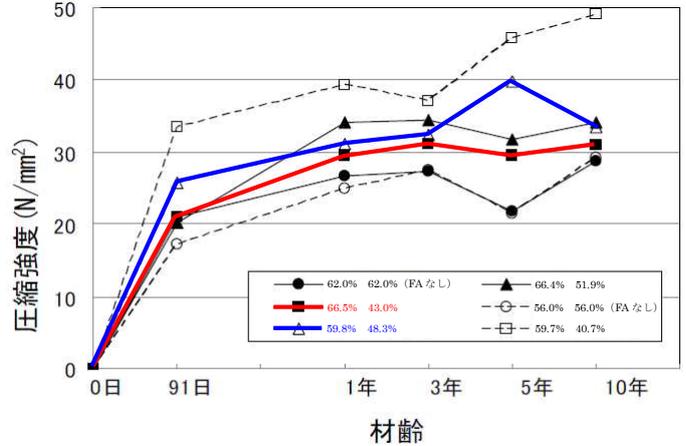
各文献における水セメント比及び水結合材比は，6 号炉及び 7 号炉原子炉建屋の構造体コンクリートにおけるそれと類似しているため，強度発現の傾向は定性的には同一であると考えられることから，当該原子炉建屋の構造体コンクリートについても，材齢 91 日に対して強度は増進していると推察される。以上を踏まえると，既往の知見から得られた材齢 91 日から 10 年にかけてのコンクリート強度の増加を考慮して推定される実強度の値は，約 500kg/cm<sup>2</sup> 程度となる。

表 4-2 使用材料，水セメント比及び水結合材比の比較

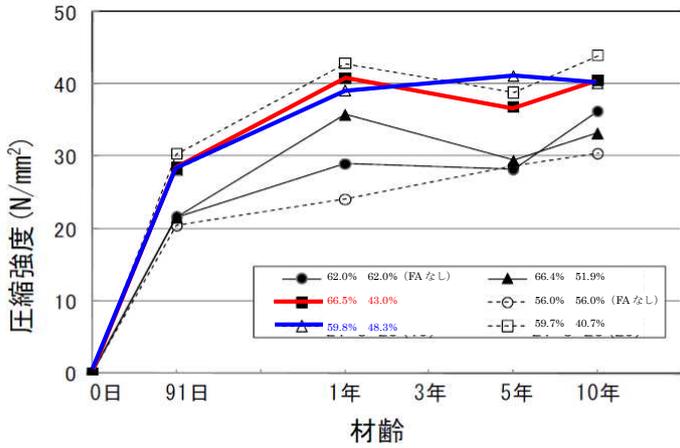
	使用材料		水セメント比 (%)	水結合材比 (%)
	セメント	混和材		
6 号炉 7 号炉	普通ポルトランド セメント	フライアッシュ	50 ～ 60	40 ～ 50
文献 [3]	普通ポルトランド セメント	フライアッシュ	56 ～ 62	40 ～ 52
文献 [4]	普通ポルトランド セメント	フライアッシュ	40 ～ 80	27, 40, 55



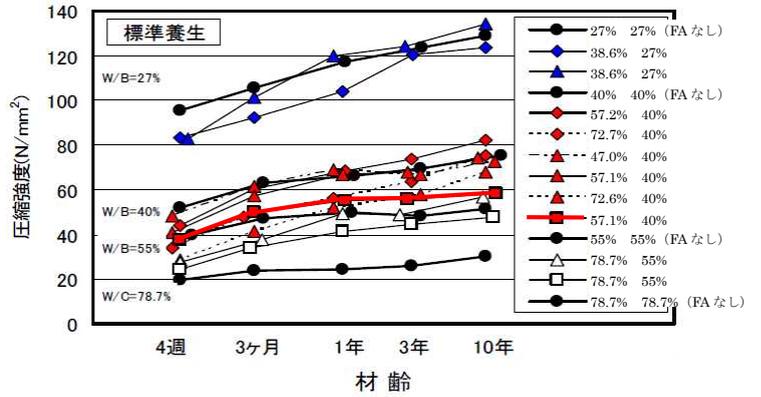
(a) 打設時期の影響：夏期打設



(b) 打設時期の影響：秋期打設



(c) 打設時期の影響：冬期打設



(d) 水結合材比の影響

図 4-1 コンクリート圧縮強度の経年変化

(文献①, ②より抜粋, 一部加筆修正<sup>※5,6,7</sup>)

※5：凡例は、左：水セメント比、右：水結合材比の順に示す。

※6：上記のうち、論文中に直接記載のない値については、各単位量から算定した値を記載している。

※7：グラフ中の色付きで示す線は、K6/7と同程度の水セメント比、水結合比を有し、かつ、混和材にフライアッシュを使用しているコンクリートを示す。

#### 4.4 実機から直接採取したコア強度との比較

長期的な強度増進効果を考慮して推定したコンクリート実強度  $500\text{kg/cm}^2$  について、実機から直接採取して得られる強度と比較して過大評価となっていないかを検討した。図 4-2 に 6 号炉及び 7 号炉原子炉建屋並びに同一設計基準強度のコンクリートを用いて建設された 3 号炉及び 4 号炉原子炉建屋の経年後（約 10 年）のコア強度と、強度増進を考慮して推定したコンクリート実強度との比較を示す。また、各建屋におけるコアの採取位置及び試験実施日を表 4-3 に示す。

図 4-2 より、長期的な強度増進効果を考慮して推定したコンクリート実強度の値は、サンプル数が少ないという問題はあるものの、経年後のコア強度の平均値と概ね同等であることから、著しく過大評価となっていないことが確認できる。

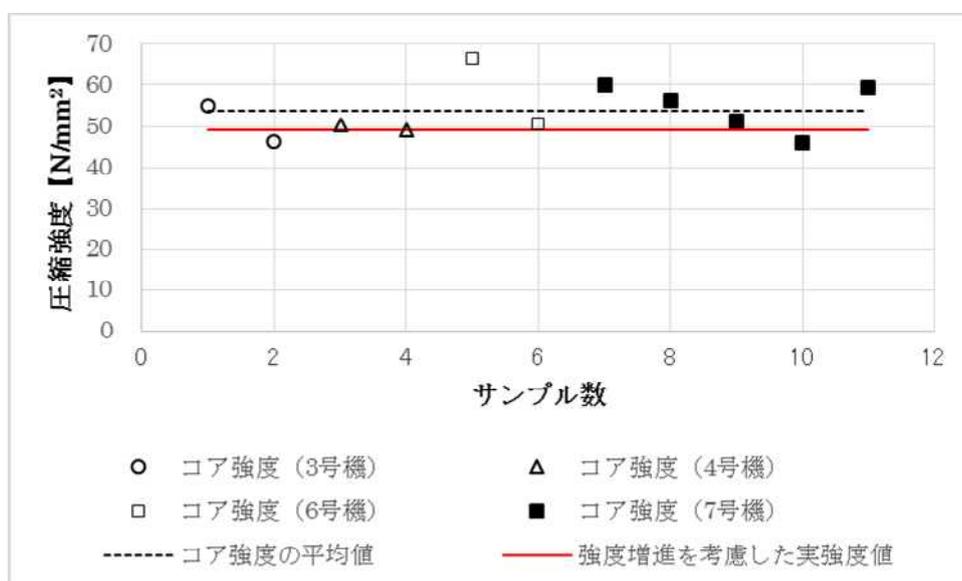
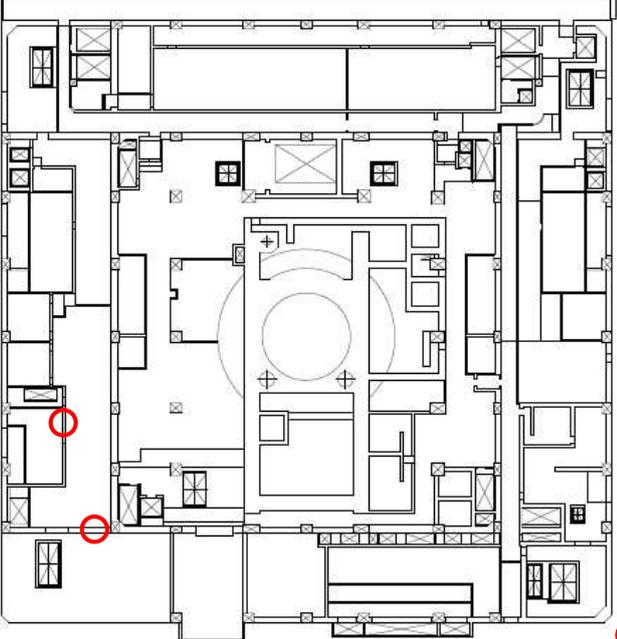


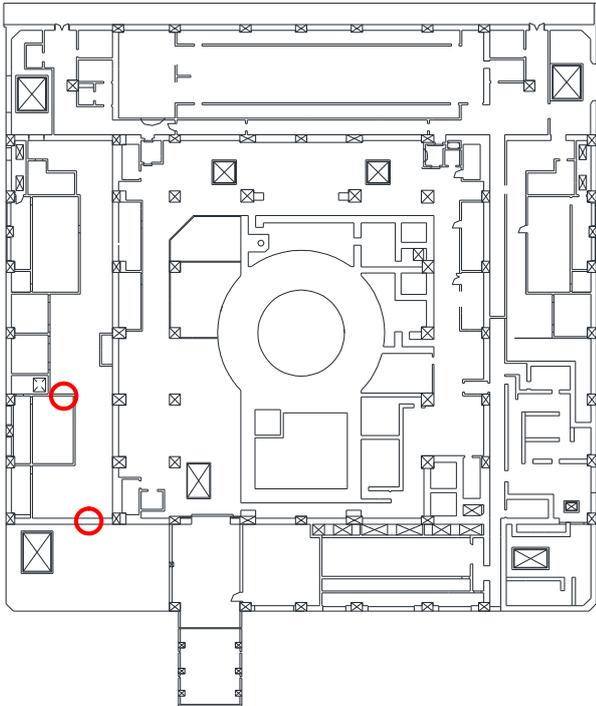
図 4-2 コア強度との比較

表 4-3 コア採取位置

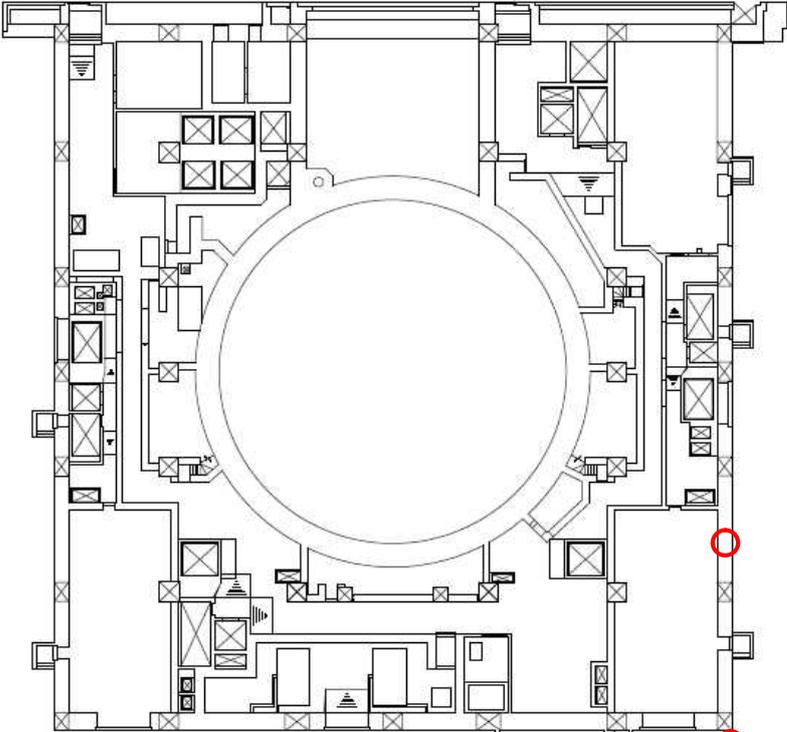
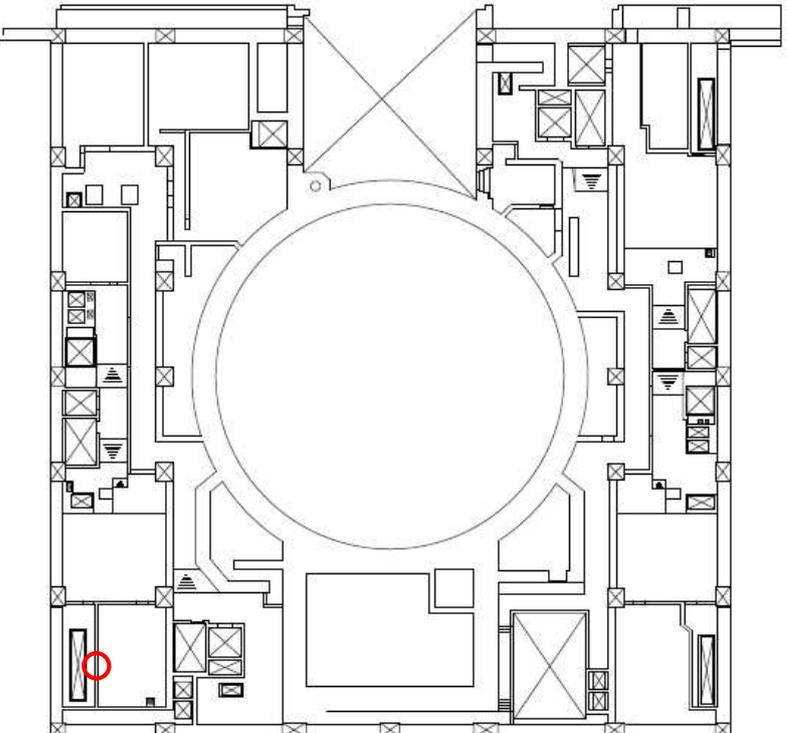
(a) 3号原子炉建屋

採取位置	1階
<p>試験日 H15.9</p>	 <p>○ : コア採取位置</p>

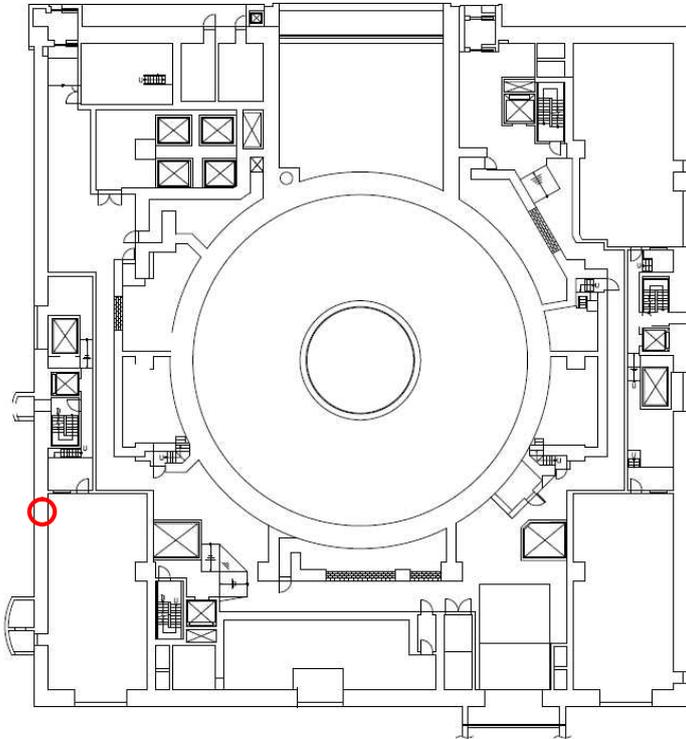
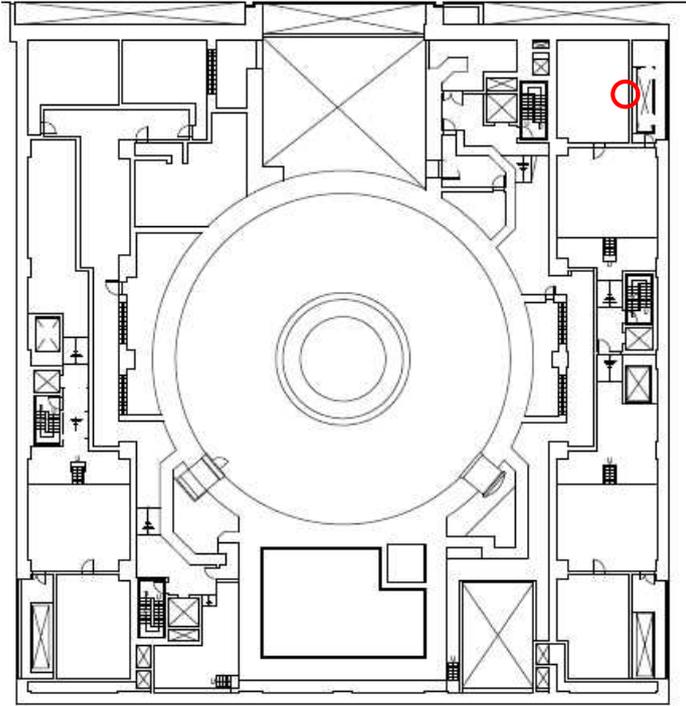
(b) 4号原子炉建屋

採取位置	1階
<p>試験日 H16.9</p>	 <p>○ : コア採取位置</p>

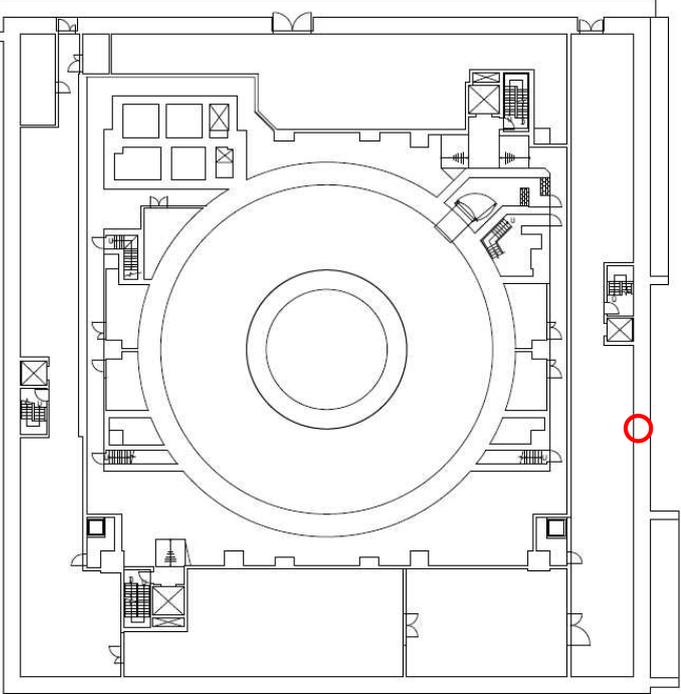
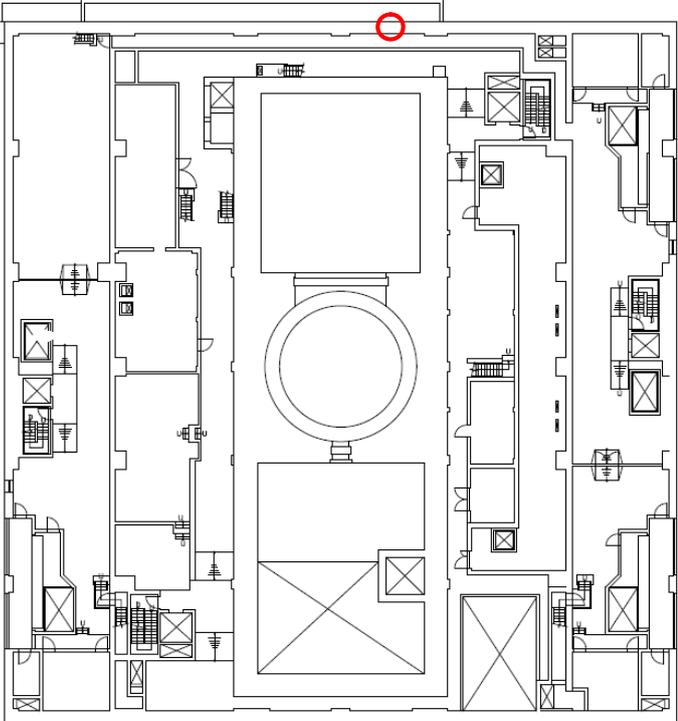
(c) 6号原子炉建屋

採取位置	上：1階 下：2階
試験日 H18.6	 <p data-bbox="1155 1111 1337 1137">○：コア採取位置</p>
試験日 H18.6	 <p data-bbox="1155 1910 1337 1937">○：コア採取位置</p>

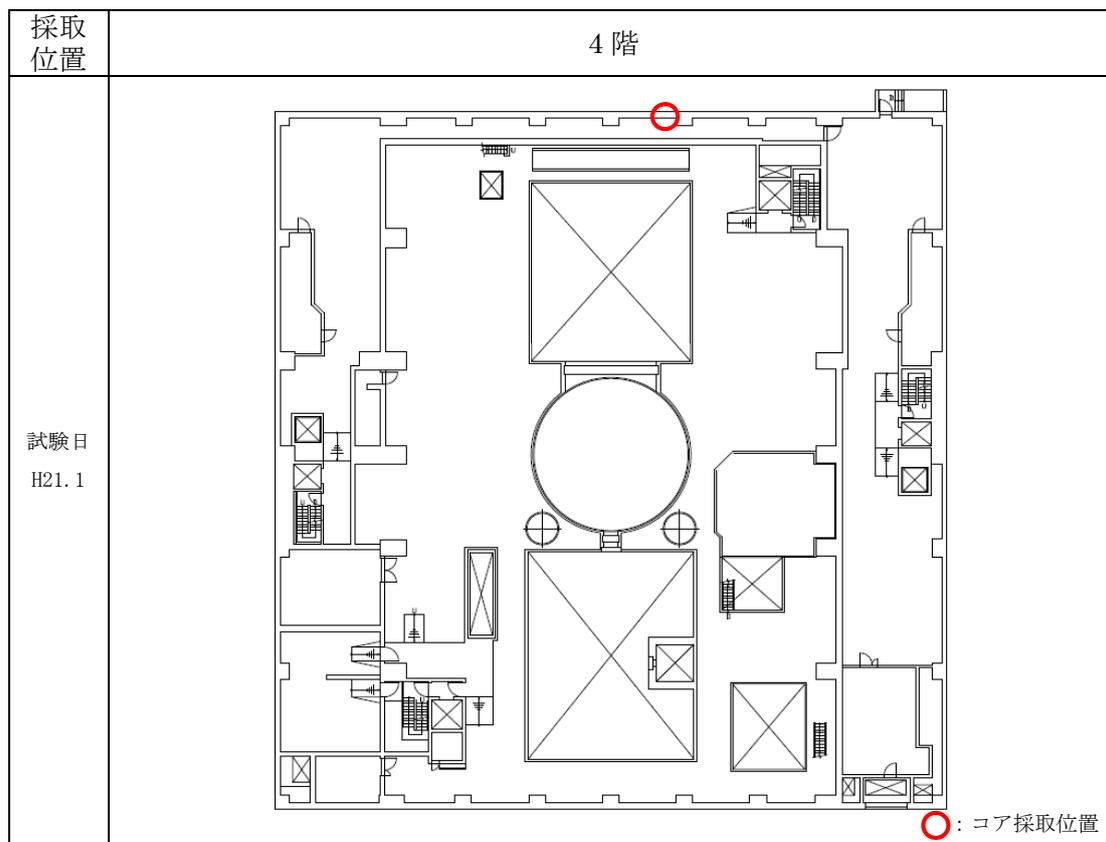
(d) 7号原子炉建屋

採取位置	上：1階 下：2階
試験日 H19.7	 <p data-bbox="1153 1106 1334 1135">○：コア採取位置</p>
試験日 H19.7	 <p data-bbox="1153 1917 1334 1946">○：コア採取位置</p>

(e) 7号原子炉建屋

採取位置	上 : B1階 下 : 3階
試験日 H21.1	 <p data-bbox="1155 1115 1340 1151">○ : コア採取位置</p>
試験日 H21.1	 <p data-bbox="1145 1921 1331 1955">○ : コア採取位置</p>

(f) 7号原子炉建屋



#### 4.5 実強度の値の設定

6号炉及び7号炉原子炉建屋については、建設後約20年経過しており、経年後のコンクリート強度に関する既往の知見や実機から直接採取したコア強度の値を鑑みても、建設時コンクリートの91日強度に対してある程度強度増進していることが推察される。一方で、強度増進効果を考慮する際に必要となる増加率の値に関しては、既往の文献において詳細な考察はなされておらず、コンクリートの養生場所や温度等の環境条件により変動することが考えられる。また、実機から直接採取したコア強度の値については、現状ではサンプル数が少ないため、妥当性・信頼性に欠ける。

以上を踏まえ、今回工認で用いるコンクリート実強度の値については、経年によるコンクリート強度の増進効果を無視することとし、妥当性・信頼性の観点からサンプルの数と種類が豊富な91日強度を基に設定することとした。

表4-1より、6号炉及び7号炉原子炉建屋の91日強度の平均値はそれぞれ、 $446\text{kg/cm}^2$ 、 $443\text{kg/cm}^2$ であり、両建屋のデータをまとめて処理した場合の平均値は $445\text{kg/cm}^2$ であることから、今回工認で採用するコンクリート実強度の値としては、保守的に評価して有効数字3桁を切り下げ、 $440\text{kg/cm}^2$  ( $43.1\text{N/mm}^2$ ) という値を用いることとした。また、ばらつきについては、標準偏差の平均値を参考に $30\text{kg/cm}^2$  ( $2.94\text{N/mm}^2$ ) とした。

## 5. 実強度のばらつきに関する考え方

今回工認では、原子炉建屋の地震応答解析におけるコンクリート剛性の評価にコンクリート実強度を採用する予定である。地震応答解析に用いる材料定数は、材料のばらつきによる変動幅を適切に考慮する必要があることから、ここでは、コンクリート実強度の値のばらつきについて検討する。

コンクリート剛性の不確かさの検討における先行電力との考え方の比較を表 5-1 に示す。先行電力では、一般的にコンクリート強度は設計基準強度を上回るよう設計されていることから、不確かさとしては実強度を考慮することとしている。一方、今回工認においては、基本ケースとして実強度を用いており、その数値は概ね建設時コンクリートの 91 日強度の平均値と同等となっている。不確かさの検討にあたっては、データベースである 91 日強度の分布を考慮し、平均値に対して  $\pm 1\sigma$ ※8 を考慮することとした。さらに保守的な評価として、91 日強度の値として 95%信頼区間の下限値に相当する値（平均値  $-2\sigma$ ※8）についても設計上考慮し、地震応答解析における保守性を確保することとした。

※8： $\sigma = 30\text{kg/cm}^2$ とする。

表 5-1 地震応答解析モデルにおけるコンクリート強度の不確かさ検討の考え方

地震応答解析モデル	先行電力	今回工認
基本ケース	設計基準強度	実強度 440kg/cm <sup>2</sup> (43.1N/mm <sup>2</sup> )
不確かさケース	実強度	ばらつき： $\pm 1\sigma$ 470kg/cm <sup>2</sup> , 410kg/cm <sup>2</sup> (46.1N/mm <sup>2</sup> , 40.2N/mm <sup>2</sup> ) 保守性： $-2\sigma$ 380kg/cm <sup>2</sup> (37.3N/mm <sup>2</sup> )

## 6. まとめ

6号炉及び7号炉原子炉建屋の地震応答解析に用いるコンクリート物性値について、既工認と今回工認での設定の差異を整理した。その際、地震応答解析の解（応答値）の精度に直接影響を及ぼすコンクリート実強度の値を論点として抽出した。その上で、コンクリート実強度の設定の考え方や用いたデータベースについて整理し、既往の知見やデータと比較した結果、設定した実強度の値が妥当性・信頼性を有していることを確認した。

設定したコンクリートの各物性値を表 6-1 に示す。

表 6-1 設定したコンクリート物性値

コンクリート実強度	440kg/cm <sup>2</sup> (43.1N/mm <sup>2</sup> )
ヤング係数	$2.88 \times 10^4 \text{N/mm}^2$
せん断弾性係数	$1.20 \times 10^4 \text{N/mm}^2$

<参考文献>

- [1] 日本建築学会：鉄筋コンクリート造建物の耐震性能評価指針（案）・同解説，2006
- [2] 日本建築学会：構造体コンクリートの品質に関する研究の動向と問題点，2008
- [3] 岡野 他：10年曝露したFAⅢ種コンクリートのコア供試体の強度特性及び中性化性状，コンクリート工学年次論文集，Vol.31,No.1,2009
- [4] 安田 他：10年屋外曝露したフライアッシュを使用したコンクリートの性状，コンクリート工学年次論文集，Vol.29,No.1,2007

地震応答解析モデルにおける  
補助壁の評価方法について

## 目次

1. 概要	1
2. 補助壁の選定	2
2.1 補助壁の選定方針	2
2.2 補助壁の選定結果	3
3. 地震応答解析で用いるスケルトンカーブへの補助壁の反映方針	5
3.1 せん断スケルトンカーブ	5
3.2 曲げスケルトンカーブ	6
4. 設計手法としての妥当性	7
5. まとめ	7

添付資料-1 補助壁の選定結果 (6号炉原子炉建屋)

添付資料-2 補助壁の選定結果 (7号炉原子炉建屋)

## 1. 概要

柏崎刈羽原子力発電所 6/7 号炉の補正工認（以下、「今回工認」という）においては、地震応答解析モデルで考慮する建屋剛性に、設計時には耐震要素として考慮できなかったが、実際には耐震壁として考慮可能であると考えられる壁を補助壁として、その分の剛性を考慮する予定である。

本資料は、柏崎刈羽原子力発電所 6 号炉及び 7 号炉の既工認（以下、「既工認」という）で考慮した耐震壁と今回工認で新たに考慮する補助壁の扱いの差異及び耐震性評価における考え方について整理し、その上で耐震要素として補助壁を考慮することの設計手法としての妥当性を判断する。

## 2. 補助壁の選定

### 2.1 補助壁の選定方針

既設建屋の地震応答解析の実施にあたっては、より実現象に近い応答を模擬するという観点から、設計時には考慮されていなかったが実際は耐震要素として考慮可能な壁を補助壁として位置づけ、地震応答解析モデルに取り込むこととした。

補助壁の選定基準の選定にあたっては、先行審査を含む既工認で適用実績のある規準である、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（2005）」（以下、RC-N 規準という）を参考にした。RC-N 規準 19 条「耐震壁の断面算定」には、耐震壁の壁厚、せん断補強筋比等に関する規定として「算定外の規定」が示されており、今回工認の補助壁の選定条件を設定するにあたり、「算定外の規定」の記載を踏まえ、表-2.1 に示す選定条件を設定することとした。

表-2.1 補助壁の選定条件

項目	RC-N 規準 (算定外の規定)	補助壁の選定条件	【参考】耐震壁の選定条件 (既工認)
壁厚・内法高さ	・壁の厚さは 200mm 以上, かつ壁の内法高さの 1/30 以上	・壁の厚さは <b>300mm</b> 以上, かつ壁の内法高さの 1/30 以上	同左
せん断補強筋比	・壁のせん断補強筋比は, 直交する各方向に関し, それぞれ 0.25%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 <b>0.6%</b> 以上
壁筋	・複筋配置 ・D13 以上の異形鉄筋を用い, 壁の見付面に関する間隔は 300mm 以下	同左	同左
その他条件		・下階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下階の耐震壁に伝達できる壁	・基礎スラブから連続して立ち上がっている壁
		・フレーム構面外でも上記を満たす壁	・フレーム構面内 (柱, 梁間) の壁

## 2.2 補助壁の選定結果

表-2.1 で示した考え方にに基づき、耐震要素として考慮する補助壁の選定を実施した。

新たに補助壁として剛性を考慮した壁の断面積と耐震壁として従来より考慮していた分の断面積について整理した結果を、6号炉原子炉建屋を表-2.2に、7号炉原子炉建屋を表-2.3示す。(耐震壁+補助壁)/耐震壁の比率は約1.1~1.7程度であり、数字が大きくなっている部分は燃料プールや機器仮置きピットの壁を補助壁として算定したことに起因している。考慮した補助壁の範囲(概要図)については添付資料-1及び添付資料-2に示す。

表-2.2 補助壁の評価結果 (6号炉原子炉建屋) ※1

T.M.S.L. (m)	階	耐震壁		補助壁		耐震壁+補助壁		比率 (今回工認/既工認)	
		NS方向	EW方向	NS方向	EW方向	NS方向	EW方向	NS方向	EW方向
		m <sup>2</sup>							
49.7	屋上階	41.0	54.7	0.0	0.0	41.0	54.7	1.00	1.00
38.2	クレーン階	82.4	122.6	0.0	0.0	82.4	122.6	1.00	1.00
31.7	4階	231.3	273.2	70.7	137.3	302.0	410.5	1.31	1.50
23.5	3階	213.6	209.4	22.1	146.4	235.7	355.8	1.10	1.70
18.1	2階	220.3	231.7	86.2	85.0	306.5	316.7	1.39	1.37
12.3	1階	260.8	274.7	52.4	40.9	313.2	315.6	1.20	1.15
4.8	地下1階	280.8	288.2	40.5	106.6	321.3	394.8	1.14	1.37
-1.7	地下2階	336.3	340.1	64.9	78.7	401.2	418.8	1.19	1.23
-8.2	地下3階								

※1: 表に示した数値は暫定値であり、今後の審査における議論を踏まえ適宜見直す。

表-2.3 補助壁の評価結果（7号炉原子炉建屋）※2

T.M.S.L. (m)	階	耐震壁		補助壁		耐震壁+補助壁		比率 (耐震壁+補助壁)/耐震壁	
		NS方向	EW方向	NS方向	EW方向	NS方向	EW方向	NS方向	EW方向
		m <sup>2</sup>							
49.7	屋上階	41.0	54.7	0	0	41.0	54.7	1.00	1.00
38.2	クレーン階	83.0	122.9	0	0	83.0	122.9	1.00	1.00
31.7	4階	231.8	267.7	75.7	124.0	307.5	391.7	1.33	1.46
23.5	3階	214.5	207.3	31.0	147.3	245.5	354.6	1.14	1.71
18.1	2階	215.8	228.9	71.2	145.2	287.0	374.1	1.33	1.63
12.3	1階	261.9	275.8	57.7	55.7	319.6	331.5	1.22	1.20
4.8	地下1階	281.9	288.2	34.1	103.3	315.7	391.5	1.12	1.36
-1.7	地下2階	337.2	343.6	72.7	80.3	409.9	423.9	1.22	1.23
-8.2	地下3階								

※2: 表に示した数値は暫定値であり、今後の審査における議論を踏まえ適宜見直す。

### 3. 地震応答解析で用いるスケルトンカーブへの補助壁の反映方針

地震応答解析で用いるスケルトンカーブへの補助壁の反映方針を以下で説明する。

#### 3.1 せん断スケルトンカーブ

鉄筋コンクリート造耐震壁のせん断スケルトンカーブは、JEAG4601-1991 追補版の評価法を基本とするが、補助壁については、JEAG4601-1991 追補版で評価される第1折れ点で降伏する、完全弾塑性型のスケルトンカーブとして評価する方針とする。終局点を与えるせん断ひずみについては JEAG4601-1991 追補版の記載による値を採用する方針としている。耐震壁及び補助壁のせん断に関するスケルトンカーブの概念図を図-3.1 に示す。

補助壁のせん断スケルトンカーブを完全弾塑性型とした理由は、以下の点を踏まえた上で、保守的な評価とするためである。

- JEAG4601-1991 追補版におけるせん断スケルトンカーブの終局点の評価法は BOX 壁、円筒壁、I型壁の実験結果に基づいており、直交壁が存在しない壁の場合は、直交する壁の効果を見込まないような終局点の評価方法を適用する必要があると考えられるが、補助壁については、直交壁が存在しない場合も多いことから、JEAG4601-1991 追補版の終局点の評価法を採用すると過剰にせん断応力の負担を期待するようなスケルトンカーブとなる場合があること。
- 補助壁の鉄筋比は耐震壁と比べて小さい場合が多く、鉄筋によるせん断力の負担が生じる第一折れ点以降のせん断応力の負担については補助壁分の寄与が小さいと考えられることから、第一折れ点まで補助壁の効果を考慮することにより、補助壁による効果を踏まえた応答性状になると考えられること。

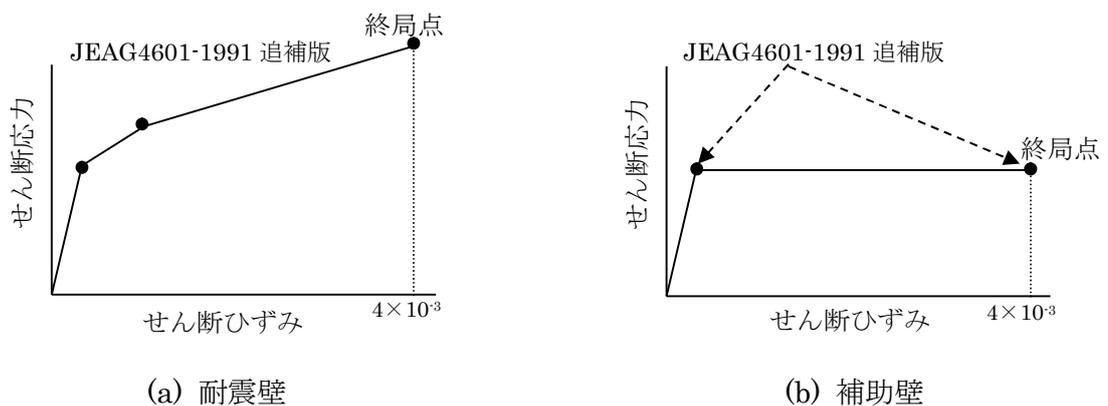


図-3.1 せん断に関するスケルトンカーブの概念図

### 3.2 曲げスケルトンカーブ

鉄筋コンクリート造耐震壁の曲げスケルトンカーブは、せん断スケルトンカーブと同様に JEAG4601-1991 追補版の評価法を基本とするが、補助壁については、その影響を無視する方針である。

曲げスケルトンカーブの算定時に補助壁の影響を無視することとしたのは、以下の点を踏まえた上で、保守的な評価とするためである。

- ・補助壁として新たに考慮した壁のうち、燃料プール・機器仮置きピットの壁については、EW 方向の解析モデルの曲げ剛性への影響は大きいと考えられるため、建屋質点系モデルにおける建屋質点間を繋ぐ回転ばねとして既工認時より考慮済みであること(図 3-2 参照)。
- ・その他の補助壁については、既工認で耐震壁として考慮した外壁部やフレーム部を構成するような大スパンの連続的な壁ではなく、短スパンの壁であり、建屋全体の曲げ剛性に与える影響は小さいと判断されることから、その影響を無視しても応答性状に与える影響は小さいと考えられること。

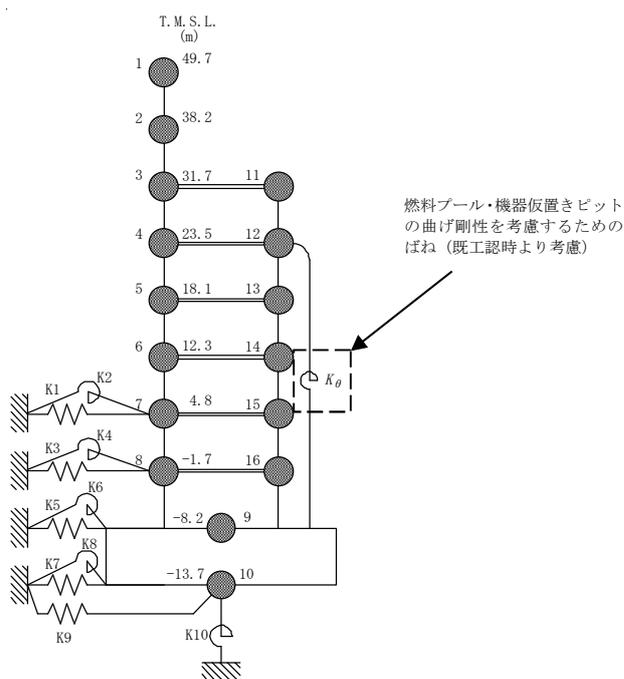


図 3-2 今回工認で採用予定の原子炉建屋の地震応答解析モデル (EW 方向)

#### 4. 設計手法としての妥当性

今回工認で新たに耐震要素として考慮する補助壁は、RC-N 規準における耐震壁の規定を踏まえて設定した選定基準に基づき選定されていることから、耐震要素として十分に考慮可能であると考えられる。

また、地震応答解析で用いる解析モデルへの反映方針としては、JEAG4601-1991 追補版におけるスケルトン評価法のベースとなった実験の内容や耐震壁と補助壁の違い（鉄筋比、直交壁の有無）を踏まえ、補助壁のせん断スケルトンカーブとしては第1折れ点で降伏する完全弾塑性型とし、曲げスケルトンとしては補助壁の剛性を無視する保守的な設定としている。

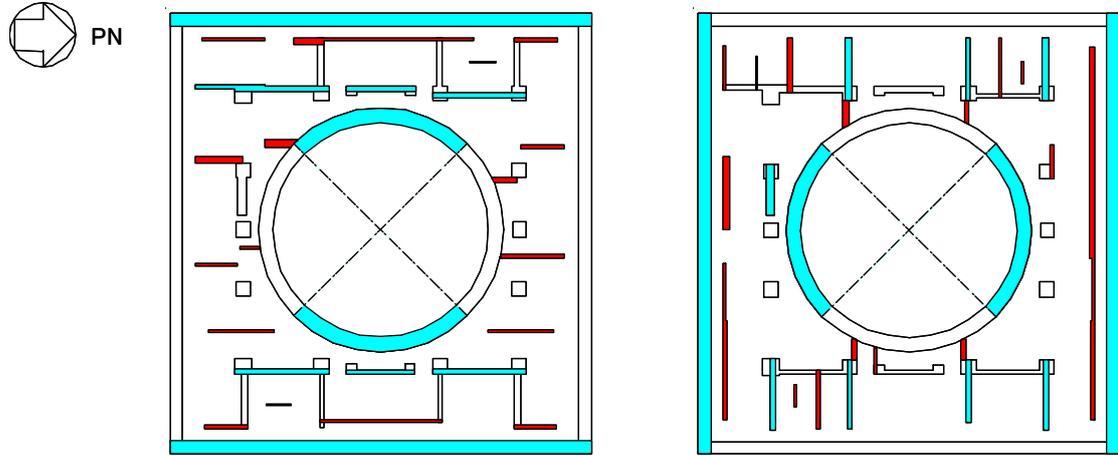
以上のことから、補助壁を耐震要素として新たに考慮することは、設計手法として妥当であると判断した。

#### 5. まとめ

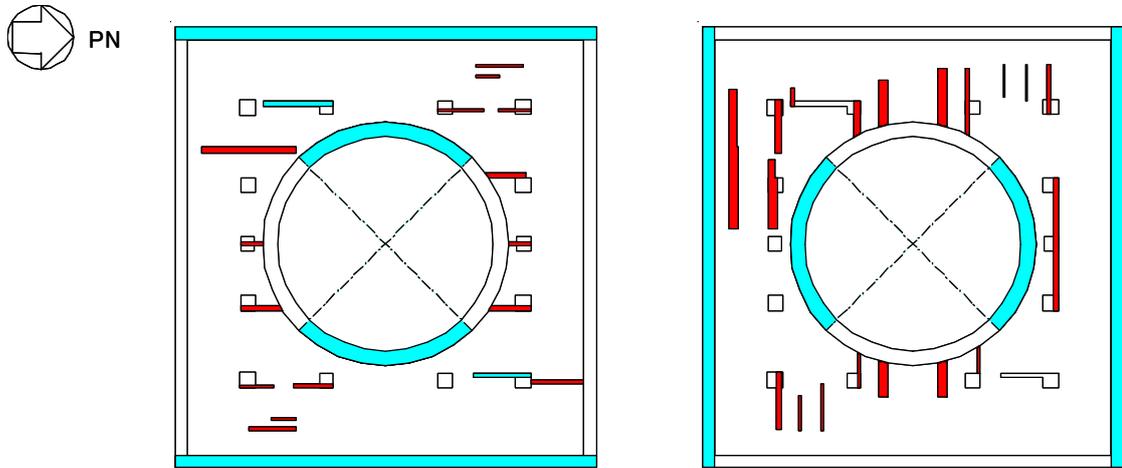
今回工認では、より実現に近い応答を模擬するという観点から新たに耐震要素として取り入れる補助壁について、選定の考え方と選定結果について整理した。また、耐震評価の考え方についても整理した。その上で今回工認において耐震要素として、補助壁を考慮することが設計手法として妥当であると判断した。

添付資料-1 補助壁の選定結果（6号炉原子炉建屋）

6号炉原子炉建屋の地震応答解析時に耐震壁及び補助壁として剛性を評価する範囲（概要図）を以下に示す。



B3F(T.M.S.L.-8.2m~T.M.S.L.-1.7m)



NS方向

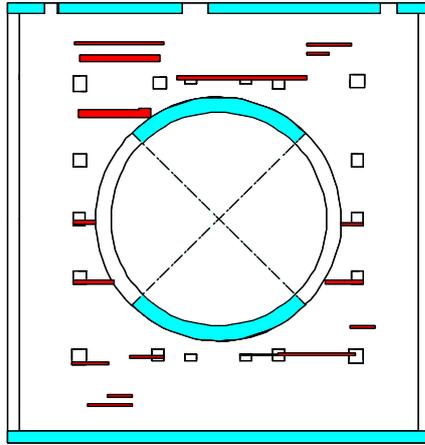
EW方向

B2F(T.M.S.L.-1.7m~T.M.S.L.+4.8m)

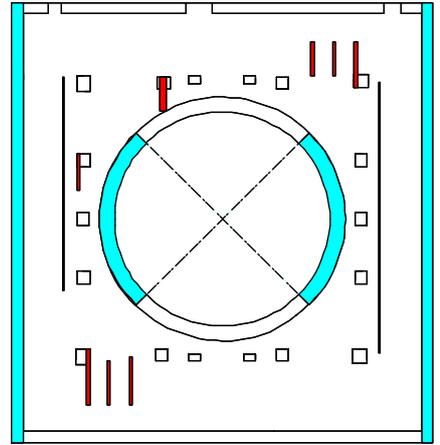
 : 耐震壁として剛性を評価する範囲  
(既工認と同じ)

 : 補助壁として剛性を評価する範囲

添図-1.1 耐震壁と補助壁の考慮範囲

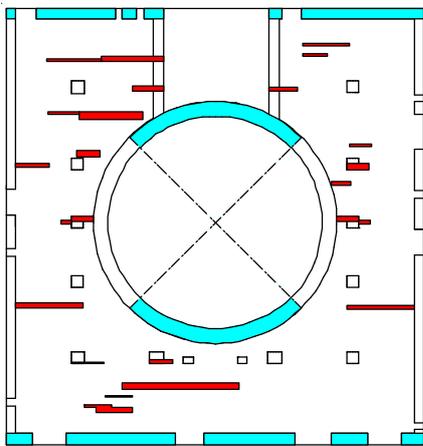


NS方向

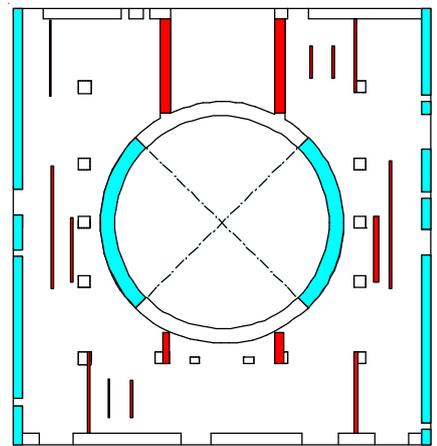


EW方向

B1F(T.M.S.L.+4.8m~T.M.S.L.+12.3m)



NS方向

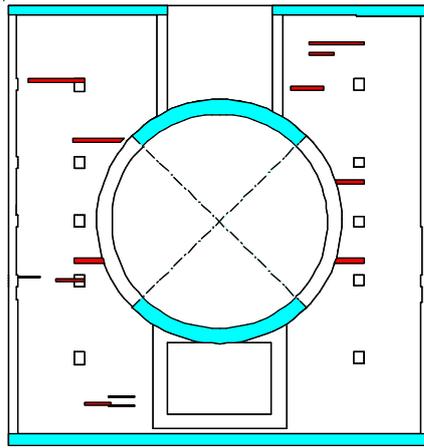


EW方向

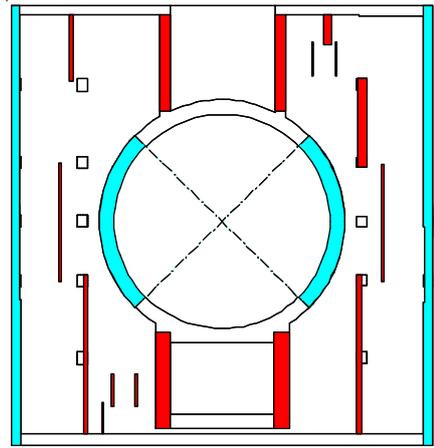
1F(T.M.S.L. +12.3m~T.M.S.L.+ 18.1m)

-  :耐震壁として剛性を評価する範囲  
(既工認と同じ)
-  :補助壁として剛性を評価する範囲

添図-1.2 耐震壁と補助壁の考慮範囲

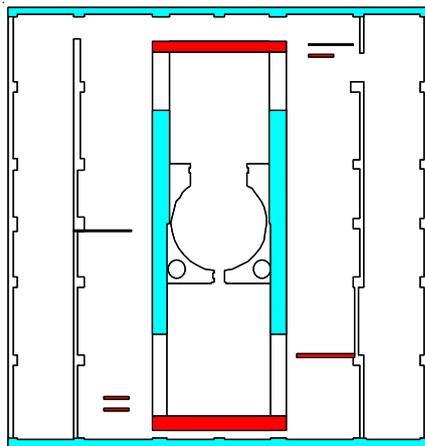


NS方向

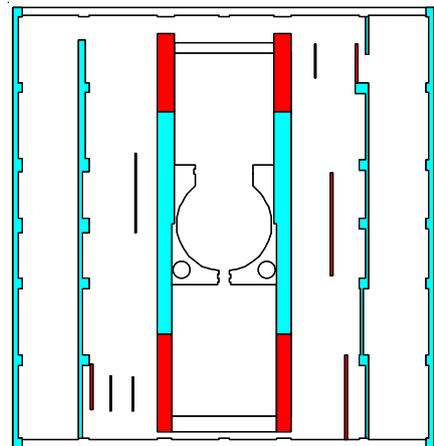


EW方向

2F(T.M.S.L.+18.1m~T.M.S.L.+23.5m)



NS方向

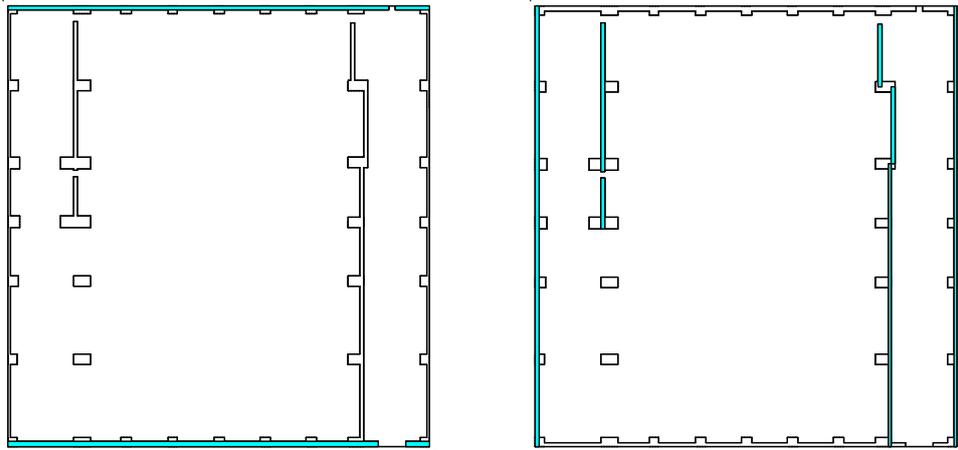


EW方向

3F(T.M.S.L. +23.5m~T.M.S.L.+31.7m)

-  : 耐震壁として剛性を評価する範囲  
(既工認と同じ)
-  : 補助壁として剛性を評価する範囲

添図-1.3 耐震壁と補助壁の考慮範囲

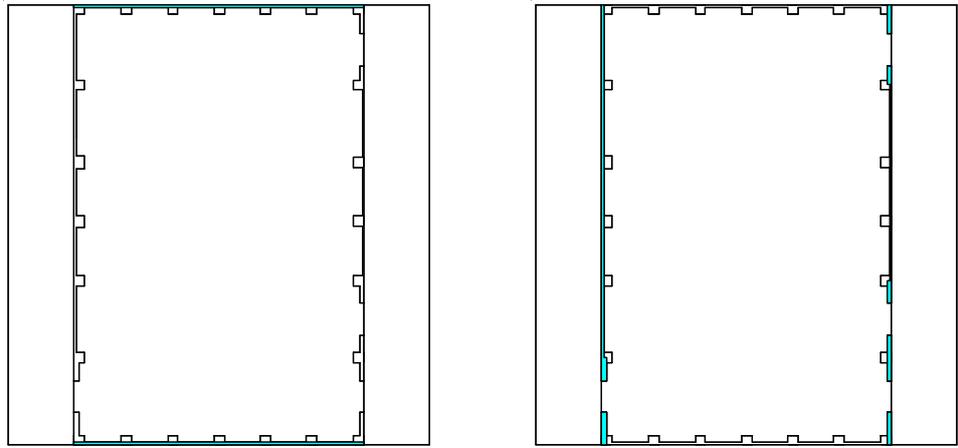


補助壁該当なし

NS方向

EW方向

4F(T.M.S.L.+31.7m~T.M.S.L.+38.2m)



補助壁該当なし

NS方向

EW方向

CRF(T.M.S.L.+38.2m~T.M.S.L.+49.7m)

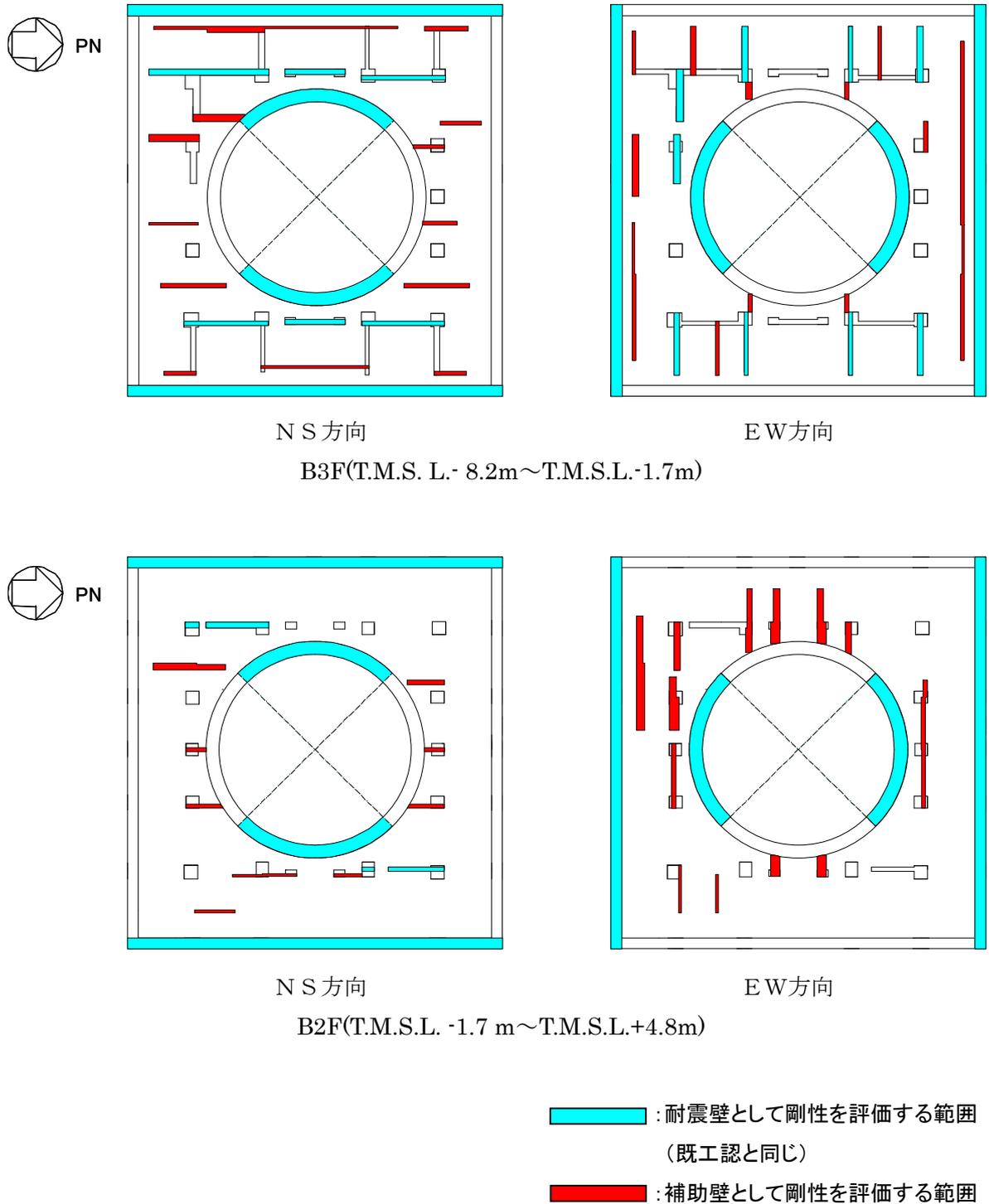
: 耐震壁として剛性を評価する範囲

(既工認と同じ)

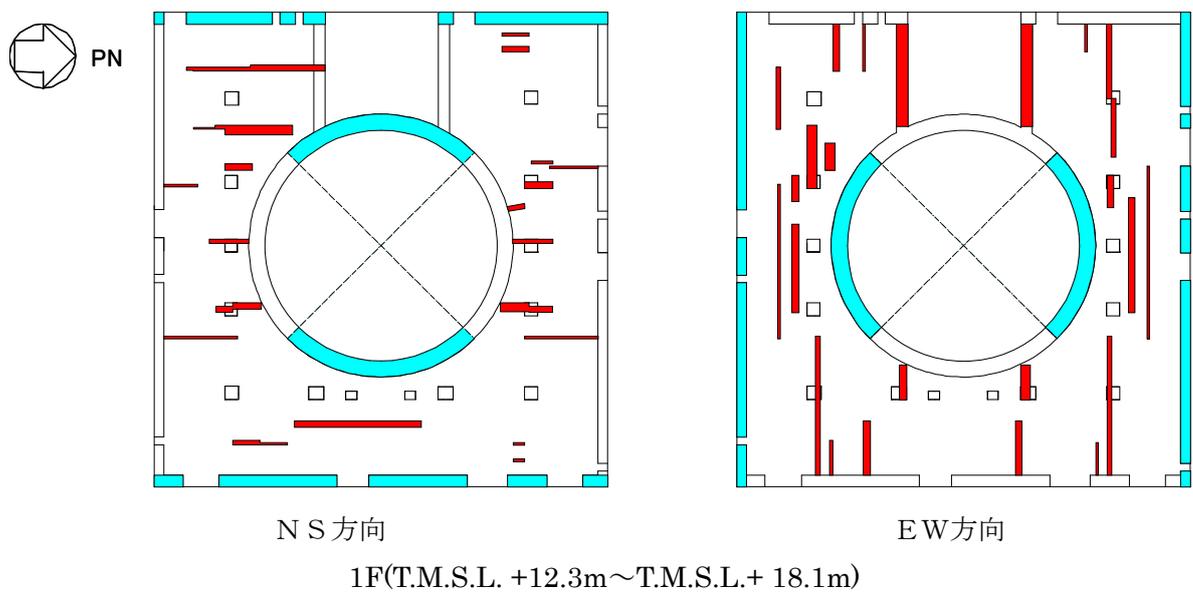
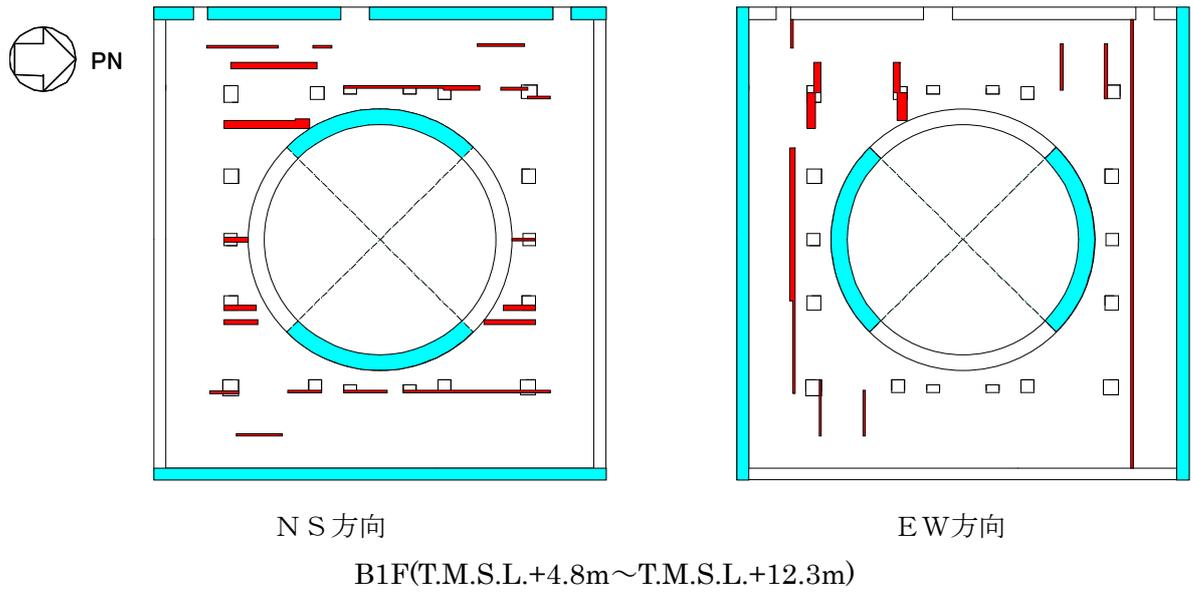
添図-1.4 耐震壁と補助壁の考慮範囲

添付資料-2 補助壁の選定結果（7号炉原子炉建屋）

7号炉原子炉建屋の地震応答解析時に耐震壁及び補助壁として剛性を評価する範囲（概要図）を以下に示す。

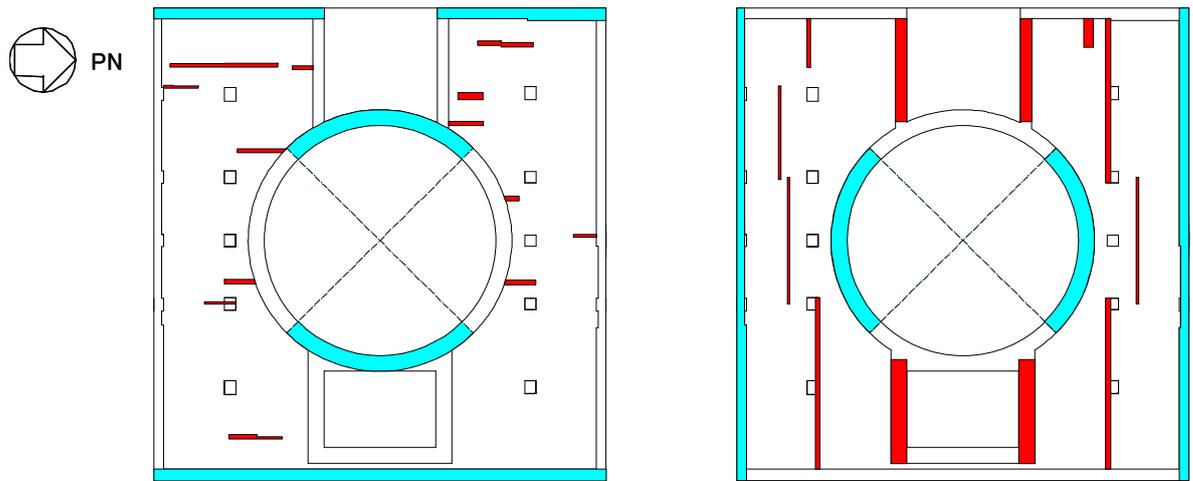


添図-2.1 耐震壁と補助壁の考慮範囲



- : 耐震壁として剛性を評価する範囲  
(既工認と同じ)
- : 補助壁として剛性を評価する範囲

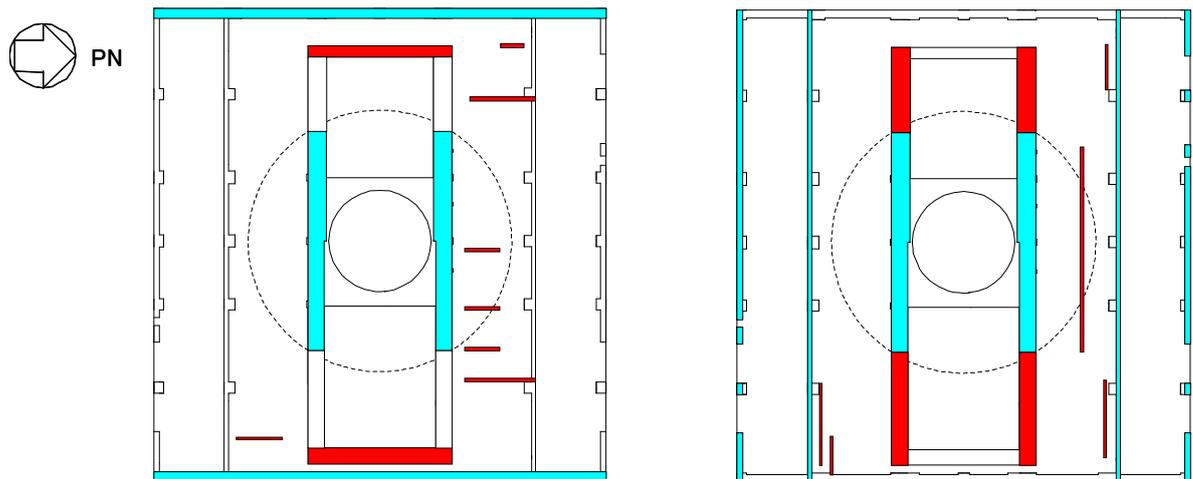
添図-2.2 耐震壁と補助壁の考慮範囲



NS方向

EW方向

2F(T.M.S.L.+18.1m~T.M.S.L.+23.5m)



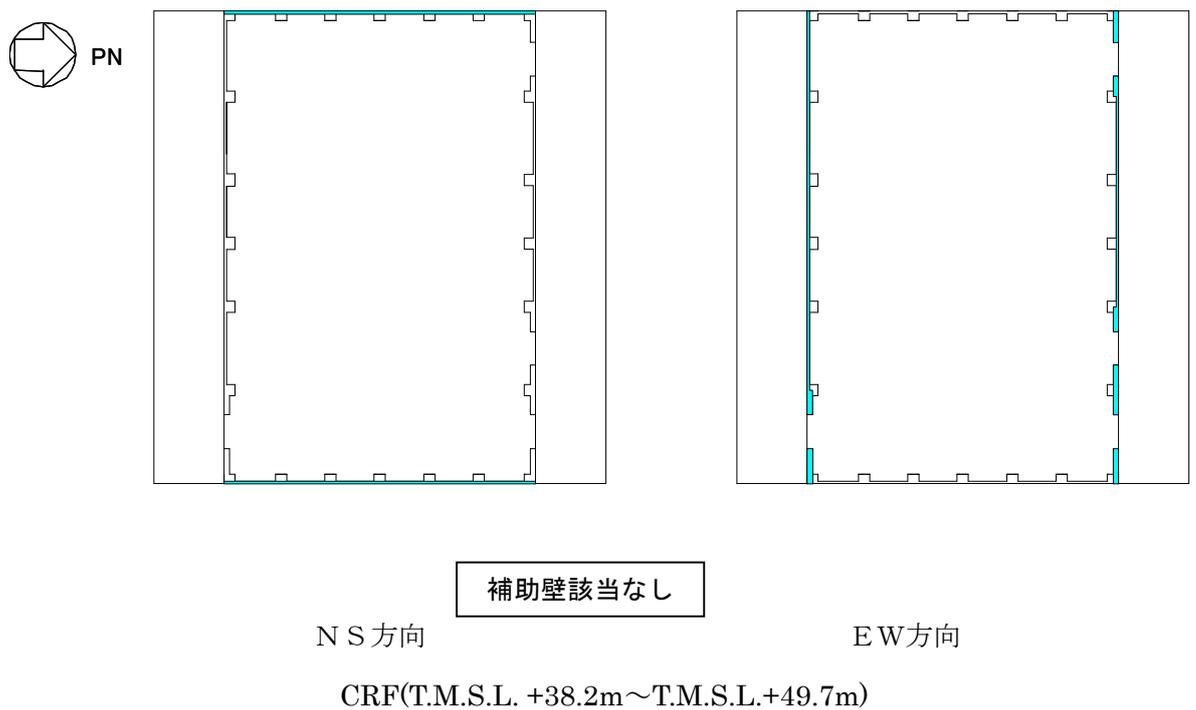
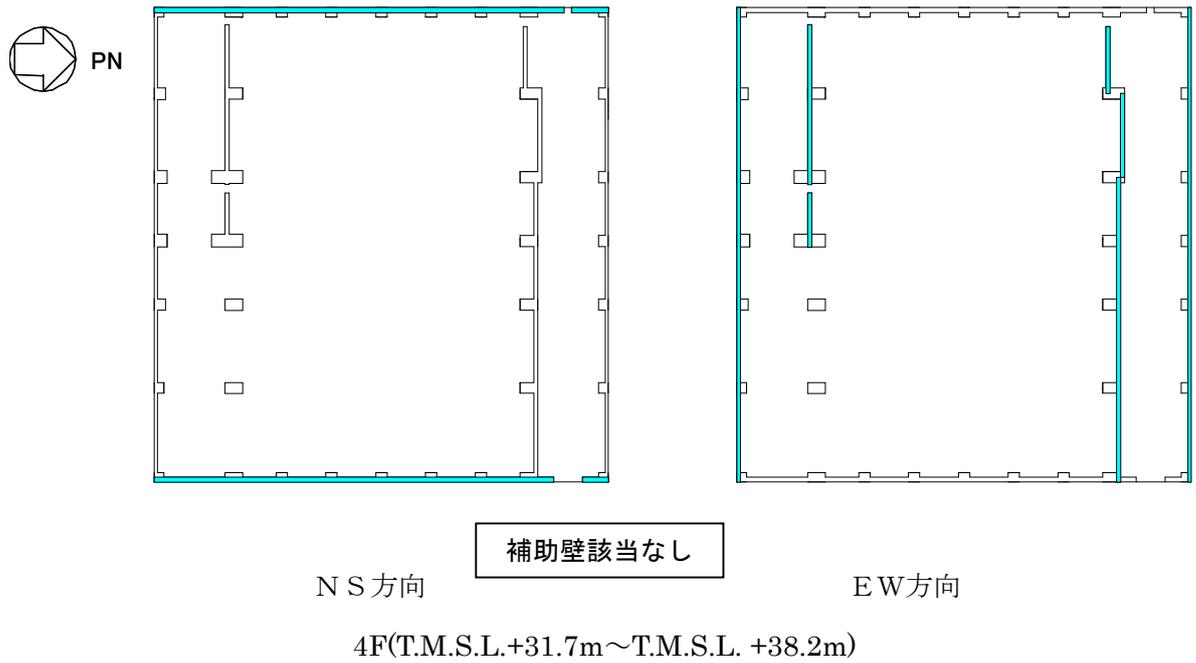
NS方向

EW方向

3F(T.M.S.L. +23.5m~T.M.S.L.+31.7m)

- : 耐震壁として剛性を評価する範囲  
(既工認と同じ)
- : 補助壁として剛性を評価する範囲

添図-2.3 耐震壁と補助壁の考慮範囲



 : 耐震壁として剛性を評価する範囲  
(既工認と同じ)

添図-2.4 耐震壁と補助壁の考慮範囲

原子炉本体基礎の復元力特性について

## 目次

1	はじめに	1
2	RPV ペDESTALの設計概要	2
2.1	構造	2
2.2	応力評価	4
3	スケルトンカーブの設定	5
3.1	SC 規程の適用性	5
3.2	スケルトンカーブの設定方法	6
(1)	地震応答解析における RPV ペDESTALのモデル化	6
(2)	曲げに対する弾塑性特性を考慮したスケルトンカーブ設定方法	11
(3)	せん断に対する弾塑性特性を考慮したスケルトンカーブ設定方法	21
(4)	復元力特性を設定する際の温度設定	34
3.3	妥当性及び適用性	35
(1)	確認方針	35
(2)	確認方法	35
(3)	確認結果	35
4	スケルトンカーブの作成	37
5	履歴特性の設定	58
(1)	検討目的	58
(2)	検討ケース	58
(3)	検討結果	60
6	まとめ	62
7	参考文献	62

添付資料-1：既往試験の概要，信頼性及び実機への適用性

添付資料-2：コンクリートせん断ひび割れ後の支持性能

## 1 はじめに

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いる。

既工認の耐震設計では、RPV ペデスタルの剛性を線形仮定とした地震応答解析を実施しているが、今回工認では地震動レベルが増大していることから、RPV ペデスタルの弾塑性特性を考慮した復元力特性を導入し、原子炉建屋の地震応答解析モデルと整合させる。

RPV ペデスタルの弾塑性特性を考慮した復元力特性の設定は、鋼板コンクリート構造耐震設計技術規程 JEAC4618-2009<sup>(1)</sup> (以下、「SC 規程」という) の評価式をもとに RPV ペデスタル固有の構造特性を考慮し行う。RPV ペデスタルの弾塑性特性を考慮した復元力特性の設定フローを図 1-1 に示す。

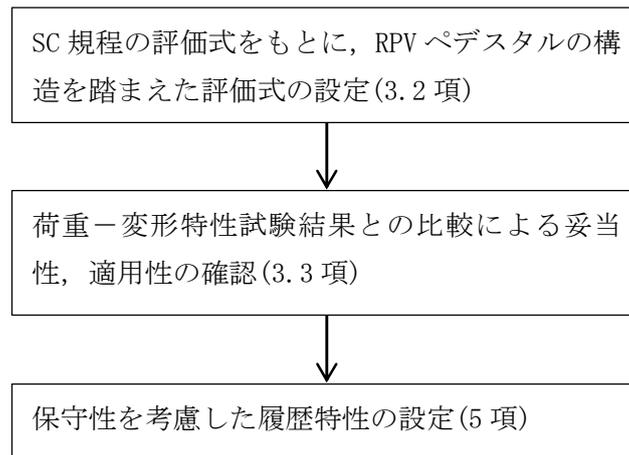


図 1-1 RPV ペデスタルの弾塑性特性を考慮した復元力特性の設定フロー

## 2 RPV ペDESTALの設計概要

### 2.1 構造

RPV ペDESTALは、原子炉圧力容器を支持する他、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の概略図は図 2. 1-1 参照)

RPV ペDESTALの構造は、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、上部ドライウエルと下部ドライウエルを連絡する連通孔を設けており、ベント管を内蔵している。

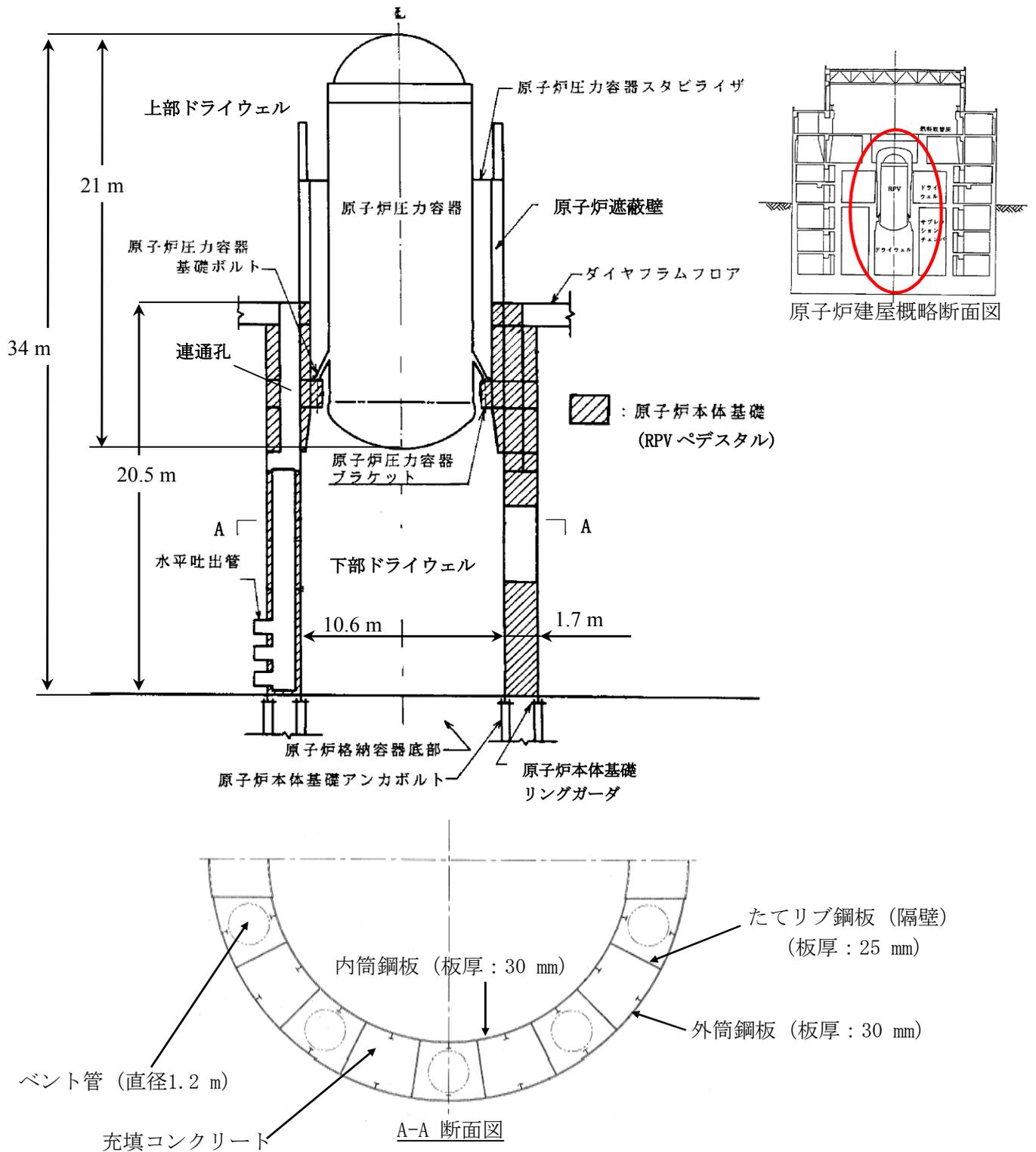


図 2.1-1 RPV ペデスタル概略図

## 2.2 応力評価

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，地震応答解析では鋼板と内部コンクリートをともに考慮した剛性を設定し，地震荷重を求める。

RPV ペDESTALは，地震荷重及びその他の荷重に対して，保守性を持たせるため鋼板のみで十分な耐力を有するように設計する。具体的には，鋼板のみを考慮した FEM 解析モデルを用いて応力算定を行ない，各荷重による応力の組合せが鋼構造設計規準に基づく許容値以内に収まることを確認している。(RPV ペDESTALの応力評価フロー及び許容応力度は図 2.2-1 及び表 2.2-1 参照。)

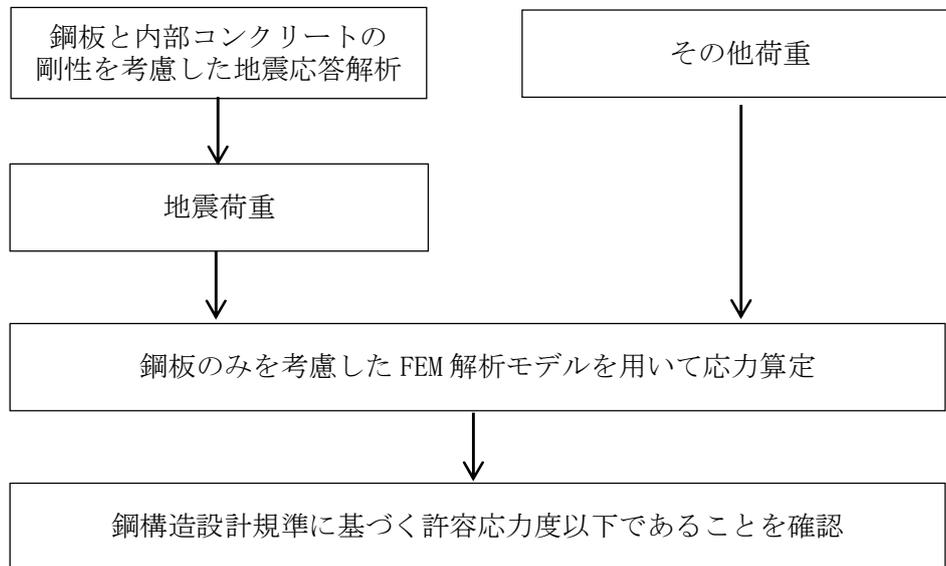


図 2.2-1 RPV ペDESTALの応力評価フロー

表 2.2-1 鋼板部の許容応力度 (鋼構造設計規準に基づき算定)

	長期	短期
面内せん断応力	$\frac{F}{1.5 \times \sqrt{3}}$	$\frac{F}{\sqrt{3}}$
組合せ応力	$\frac{F}{1.5}$	$F$

$$F = \text{Min}(\sigma_y, 0.7 \sigma_u)$$

$\sigma_y$  : JIS G 3115 に規定される鋼板の降伏点 (N/mm)

$\sigma_u$  : JIS G 3115 に規定される鋼板の引張強さ (N/mm)

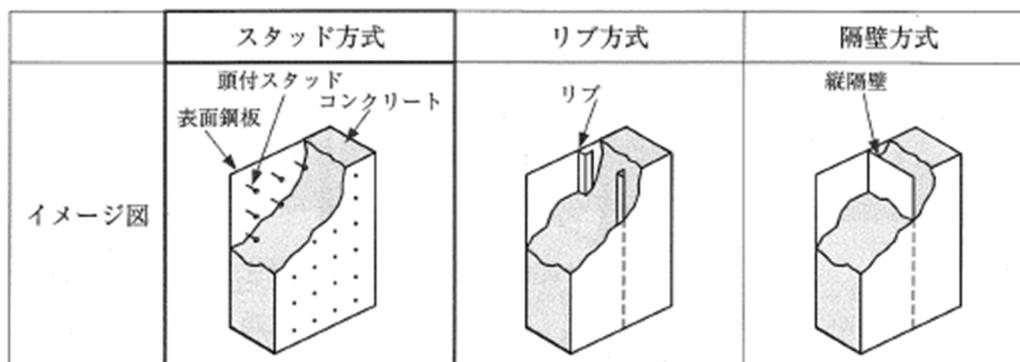
### 3 スケルトンカーブの設定

#### 3.1 SC 規程の適用性

SC 構造の弾塑性特性を考慮したスケルトンカーブの設定方法は SC 規程に示されている。一般に SC 構造と呼称される構造は、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 規程では、これらのうち、頭付スタッド（以下、「スタッド」という）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は図 3.1-1 参照）

SC 規程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 規程の評価式はスタッド方式の 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、スケルトンカーブを設定する際は、RPV ペDESTAL の構造特性を考慮することで SC 規程を適用できる。

なお、今回工認では第 2 折点までの範囲を設定対象とする。第 1 折点はコンクリートのひび割れにより剛性が変化する点であり、第 2 折点は鋼板の降伏により剛性が変化する点である。第 2 折点以降については現状想定する地震応答荷重の範囲外となるため考慮しない。（SC 構造の曲げ及びせん断に関するスケルトンカーブは図 3.1-2 参照）



((1)より引用)

図 3.1-1 SC 構造の各種構造形式 (例)

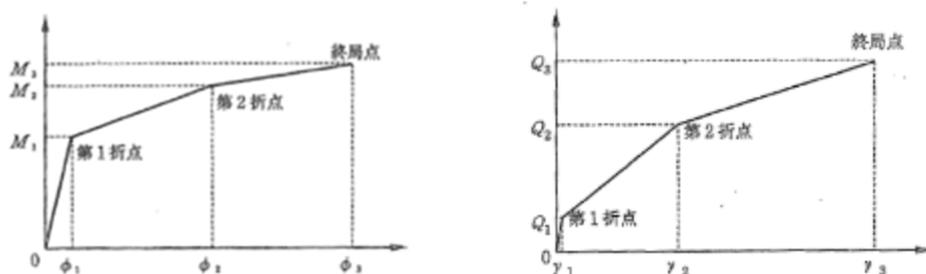


図 3.1-2 曲げ及びせん断に対するスケルトンカーブ

((1)より引用)

### 3.2 スケルトンカーブの設定方法

#### (1) 地震応答解析における RPV ペデスタルのモデル化

RPV ペデスタルは隔壁方式の SC 構造であり、図 3.2(1)-1 に示すように下部ペデスタルと上部ペデスタルに大別できる。さらに、上部ペデスタル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。なお、下部ペデスタルにはベント管を内蔵している。

##### ①下部ペデスタル

##### ②上部ペデスタル

- ・ 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おいて RPV ペデスタルは図 3.2(1)-1 に示す質点を繋いだものとしてモデル化される。(RPV ペデスタルの各断面における主要寸法は表 3.2(1)-1 参照。)

下部ペデスタルは、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。

上部ペデスタルは、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。

なお、RPV ペデスタルは各断面で中間鋼板の有無やベント管による開口の有無といった構造の差異があるが、既工認では構造の差異について各要素で個別に考慮し剛性を算定しており、今回の弾塑性特性を考慮したスケルトンカーブの設定においても既工認同様に各断面の構造の差異を考慮する。(既工認と今回の剛性設定の比較表は表 3.2(1)-2 参照。)

また、後述する RPV ペデスタルのせん断変形に対するスケルトンカーブの設定においては、複雑な断面形状を考慮し、たてリブ鋼板及び円筒鋼板に囲まれた区画を一つの SC 構造体として個別に剛性を算定した上で、断面全体での剛性を算定している。

以上の配慮を行うことで、複雑な断面形状を有する実機 RPV ペデスタルに対して SC 規程を適用することが可能である。

SC 規程をもとに RPV ペデスタル実機の構造特性を踏まえた評価式を表 3.2(1)-3 に示す。また、曲げ及びせん断に対するスケルトンカーブ設定方法について本項(2)及び(3)に示す。

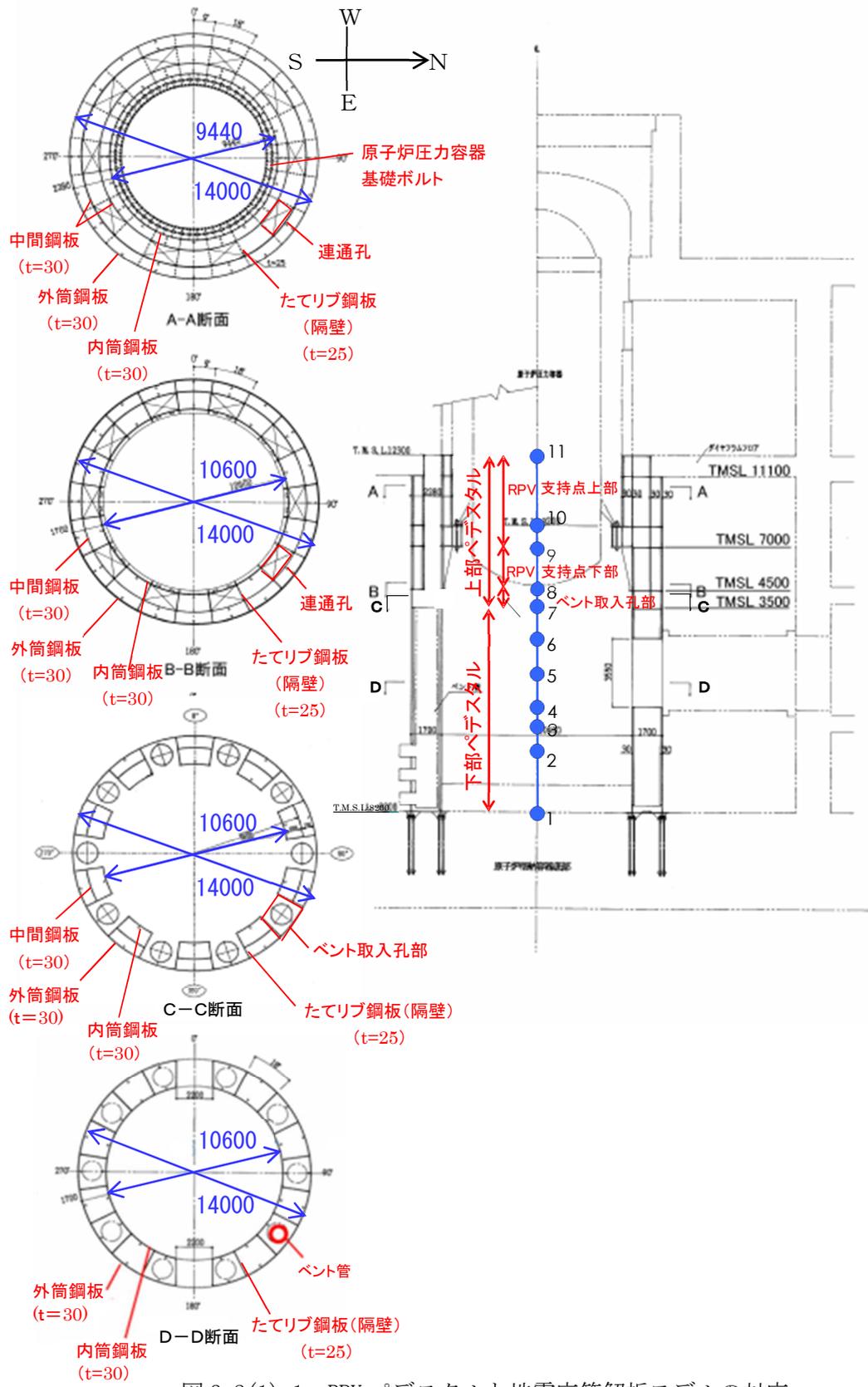


図 3.2(1)-1 RPV ペDESTALと地震応答解析モデルの対応

表 3.2(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）
	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 3.2(1)-2 RPV ペデスタル剛性設定の既工認及び今回手法の比較

項目		既工認	今回
曲げ変形	初期剛性	鋼板及びコンクリートの 曲げ剛性を合成 $I_s \cdot E_s + I_c \cdot E_c$	同左
	コンクリートひび 割れ後の剛性	設定無し (線形仮定)	$I_s \cdot E_s +$ (曲げひび割れ後のコ ンクリート剛性) ※
せん断変形	初期剛性	鋼板及びコンクリートの せん断剛性を合成 $A_s \cdot G_s + A_c \cdot G_c$	同左
	コンクリートひび 割れ後の剛性	設定無し (線形仮定)	$A_s \cdot G_s +$ (せん断ひび割れ後 のコンクリート剛性) ※

※：SC 規程に基づき算定

- $E_c$  : コンクリートのヤング係数 (N/mm<sup>2</sup>)
- $E_s$  : 鋼板のヤング係数 (N/mm<sup>2</sup>)
- $I_c$  : コンクリートの断面 2 次モーメント (mm<sup>4</sup>)
- $I_s$  : 鋼板の断面 2 次モーメント (mm<sup>4</sup>)
- $G_s$  : 鋼板のせん断弾性係数 (N/mm<sup>2</sup>)
- $G_c$  : コンクリートのせん断弾性係数 (N/mm<sup>2</sup>)
- $A_c$  : コンクリートのせん断断面積 (mm<sup>2</sup>)
- $A_s$  : 鋼板のせん断断面積 (mm<sup>2</sup>)

表 3.2(1)-3 RPV ペDESTAL実機の構造特性を踏まえた評価式

変形特性	SC 規程	構造を踏まえた評価式		設定理由	
		下部ペDESTAL	上部ペDESTAL		
曲げ変形	第 1 折点	$M_1 = Z_e \cdot (f_t + \sigma_v)$ $\phi_1 = M_1 / (E_c \cdot I_e)$	$M_1 = Z_e \cdot \sigma_v$  同左 (構造特性の反映点無し)  同左 (構造特性の反映点無し)	$M_1 = Z_e \cdot (0.5f_t + \sigma_v)$  同左 (構造特性の反映点無し)  同左 (構造特性の反映点無し)	注 2, 注 3
	第 2 折点	$M_2 = M_y$ $\phi_2 = \phi_y$			
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、 $\tau_{cr} = \sqrt{0.31\sqrt{\sigma_B} \cdot (0.31\sqrt{\sigma_B} + \sigma_v)}$	同左 (構造特性の反映点無し)  同左 (構造特性の反映点無し)	同左 (構造特性の反映点無し)  SC 規程式と同じ (構造特性の反映点無し)	注 4
	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、 $K_\alpha = A_s \cdot G_s$  $K_\beta = \frac{1}{\frac{4}{(A_c \cdot E_c')} + \frac{2(1-\nu_s)}{(A_s \cdot E_s)}}$			
		$Z_e$ : 鋼板を考慮したコンクリートの断面係数 (mm <sup>3</sup> ) $\sigma_v$ : 鋼板を考慮したコンクリートの鉛直方向軸応力度 (N/mm <sup>2</sup> ) $f_t$ : コンクリートの曲げ引張強度 (N/mm <sup>2</sup> ) $E_c$ : コンクリートのヤング係数 (N/mm <sup>2</sup> ) $I_e$ : 鋼板を考慮したコンクリートの断面 2 次モーメント (mm <sup>4</sup> )			
		$A_c$ : コンクリートのせん断断面積 (mm <sup>2</sup> ) $A_s$ : 鋼板のせん断断面積 (mm <sup>2</sup> ) $G_s$ : 鋼板のせん断弾性係数 (N/mm <sup>2</sup> ) $G_c$ : コンクリートのせん断弾性係数 (N/mm <sup>2</sup> ) $\tau_{cr}$ : コンクリートのせん断ひび割れ強度 (N/mm <sup>2</sup> ) $\sigma_B$ : コンクリートの圧縮強度 (N/mm <sup>2</sup> ) (=ペDESTALコンクリートの設計基準強度=29.4(N/mm <sup>2</sup> )) $\sigma_v$ : 鋼板を考慮したコンクリートの鉛直方向軸応力度 (N/mm <sup>2</sup> ) (=ペDESTAL及びペDESTALが支持する機器の死荷重によるペDESTAL鉛直方向の軸応力度)			
		$A_c$ : コンクリートのせん断断面積 (mm <sup>2</sup> ) $A_s$ : 鋼板のせん断断面積 (mm <sup>2</sup> ) $G_s$ : 鋼板のせん断弾性係数 (N/mm <sup>2</sup> ) $E_c$ : コンクリートのひび割れを考慮したヤング係数 (N/mm <sup>2</sup> ) $E_s$ : 鋼板のヤング係数 (N/mm <sup>2</sup> ) $\nu_s$ : 鋼板のポアソン比 $\sigma_y$ : 鋼板の降伏点強度 (N/mm <sup>2</sup> ) $K_\alpha$ : 鋼板のせん断剛性 (= $A_s \cdot G_s$ ) $K_\beta$ : 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	同左 (構造特性の反映点無し)  $K_\beta$ : SC 規程の附属書 2.1 解説に基づき設定	同左 (構造特性の反映点無し)  $K_\beta$ : SC 規程の附属書 2.1 解説に基づき設定	注 5

- 注：
1. 記号は SC 規程と同じ。
  2. 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  $f_t=0$  とした。
  3. 上部ペDESTAL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、せん断ひび割れ強度  $\tau_{cr}$  に 0.5 を乗じた。
  5. SC 規程における  $K_\beta$  (=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) 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の構造特性を踏まえ、SC 規程の附属書 2.1 解説に示される釣り合い式を用い、実際の  $\theta$  に合わせた値を設定した。

(2) 曲げに対する弾塑性特性を考慮したスケルトンカーブ設定方法

a. SC 規程の曲げ変形に対するスケルトンカーブ

SC 規程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  $\phi$  との  $M-\phi$  関係を以下に示す状態を考慮して算定する (図 3.2(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 規程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

$$\left[ \begin{array}{l} M_1 = Z_e \cdot (f_t + \sigma_v) \quad (\text{N} \cdot \text{mm}) \quad \dots\dots\dots (\text{附 2.1-7}) \\ \phi_1 = \frac{M_1}{E_c \cdot I_e} \quad (1/\text{mm}) \quad \dots\dots\dots (\text{附 2.1-8}) \end{array} \right.$$

第 2 折点 鋼板の降伏により剛性が変化する点

$$\left[ \begin{array}{l} M_2 = M_y \quad (\text{N} \cdot \text{mm}) \quad \dots\dots\dots (\text{附 2.1-9}) \\ \phi_2 = \phi_y \quad (1/\text{mm}) \quad \dots\dots\dots (\text{附 2.1-10}) \end{array} \right.$$

終局点 曲げ終局強度及び曲げ終局曲率を示す点

$$\left[ \begin{array}{l} M_3 = M_u \quad (\text{N} \cdot \text{mm}) \quad \dots\dots\dots (\text{附 2.1-11}) \\ \phi_3 = \frac{0.004}{X_{nu}} \quad (1/\text{mm}) \quad \dots\dots\dots (\text{附 2.1-12}) \end{array} \right.$$

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

ここで、

- $\sigma_v$  : 鋼板を考慮した鉛直方向軸応力度 (圧縮を正,  $\text{N}/\text{mm}^2$ )
- $\sigma_B$  : 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 ( $\text{N}/\text{mm}^2$ )
- $\nu_1$  : コンクリート圧縮強度の有効係数で、 $0.7 - \frac{\sigma_B}{200}$  を用いてよい
- $I_e$  : 鋼板を考慮した断面二次モーメント ( $\text{mm}^4$ )
- $Z_e$  : 鋼板を考慮した断面係数 ( $\text{mm}^3$ )
- $f_t$  : コンクリートの曲げ引張強度 ( $\text{N}/\text{mm}^2$ )
- $\sigma_v$  : 鋼板を考慮した鉛直方向軸応力度 (圧縮を正,  $\text{N}/\text{mm}^2$ )
- $E_c$  : コンクリートのヤング係数 ( $\text{N}/\text{mm}^2$ )
- $M_y$  : 鋼板降伏時モーメント ( $\text{N} \cdot \text{mm}$ )
- $\phi_y$  : 鋼板降伏時曲率 ( $1/\text{mm}$ )
- $M_u$  : 全塑性モーメント ( $\text{N} \cdot \text{mm}$ )
- $X_{nu}$  : 全塑性モーメント時の圧縮縁から中立軸までの距離 ( $\text{mm}$ )

今回の  
参照範囲

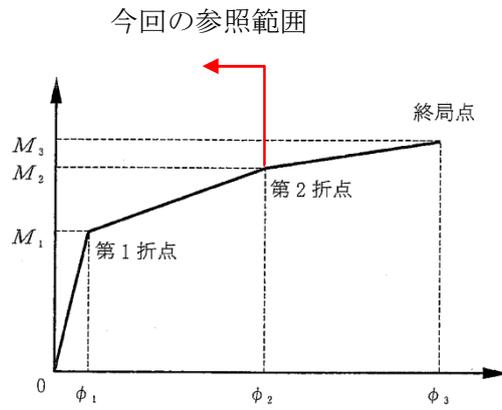


図 3.2(2)-1 曲げ変形に対するスケルトンカーブ  
 ([1]に加筆)

b. 下部ペ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 規程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。

図 3.2(2)-2 に示すとおり，下部ペDESTAL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。

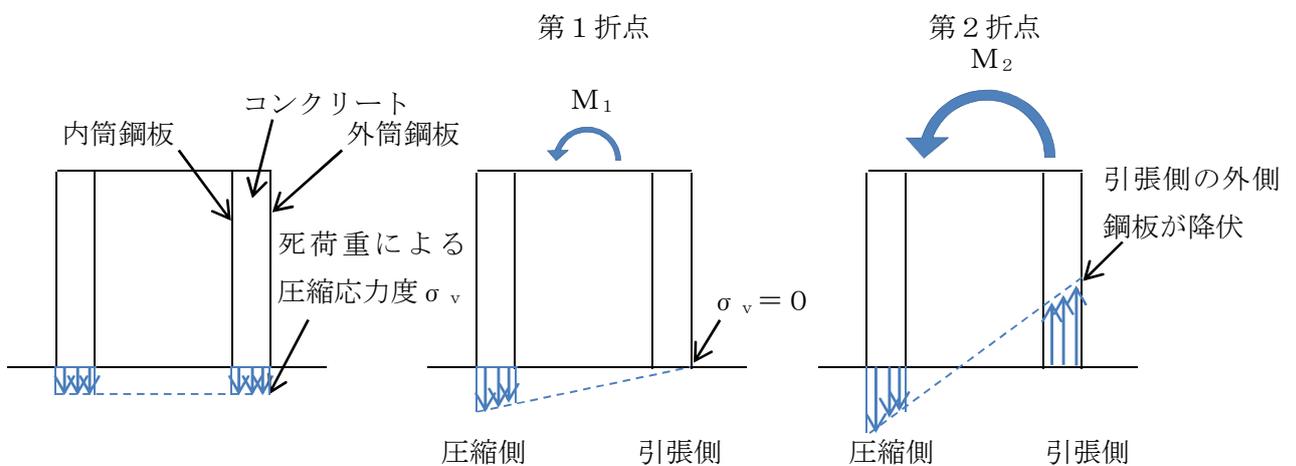


図 3.2(2)-2 下部ペDESTAL曲げ変形の各状態（概念図）

(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における部材断面性能は，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き性能評価する。
- 下部ペDESTALは，図 3.2(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)

構造特性の反映点無し。

(ii) 反映後の評価式

(第1折点)

- $M_1 = Z_e \cdot \sigma_v$
- $\phi_1$  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  $f_t=0$  となる。

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

$D/2$  : 中心から最外縁までの距離 ( $D$  は最外直径)

$\sigma_v$  : 鋼板を考慮したコンクリートの鉛直方向軸応力度 ( $\text{N}/\text{mm}^2$ )

(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 ( $\text{N}/\text{mm}^2$ )

$E_s$  : 鋼板のヤング係数 ( $\text{N}/\text{mm}^2$ )

$I_e$  : 鋼板を考慮したコンクリートの断面2次モーメント ( $\text{mm}^4$ )

(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、ペデスタル円筒の曲げ引張側の死荷重による圧縮応力 ( $\sigma_v$ ) がゼロとなる時点の  $M$  及び  $\phi$  を表している。

(第2折点)

- $M_2 = M_y$
- $\phi_2$  は  $M_y$  到達時の  $\phi_y$

第2折点は、ペデスタル円筒の曲げ引張側の鋼板が降伏する時点の  $M$  及び  $\phi$  を表している。

第2折点の曲げモーメント  $M$  及び曲率  $\phi$  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  $\phi_2$  を求める。

表 3.2(2)-1 曲げに対する実機下部ペデスタルの構造特性を踏まえた評価式

変形特性		SC 規程	構造特性を踏まえた評価式	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	$M_1 = Z_e \cdot (f_t + \sigma_v)$	$M_1 = Z_e \cdot \sigma_v$	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。
		$\phi_1 = M_1 / (E_c \cdot I_e)$	同左 (構造特性の反映点無し)	
	第 2 折点	$M_2 = M_y$ $\phi_2 = \phi_y$	同左 (構造特性の反映点無し)	

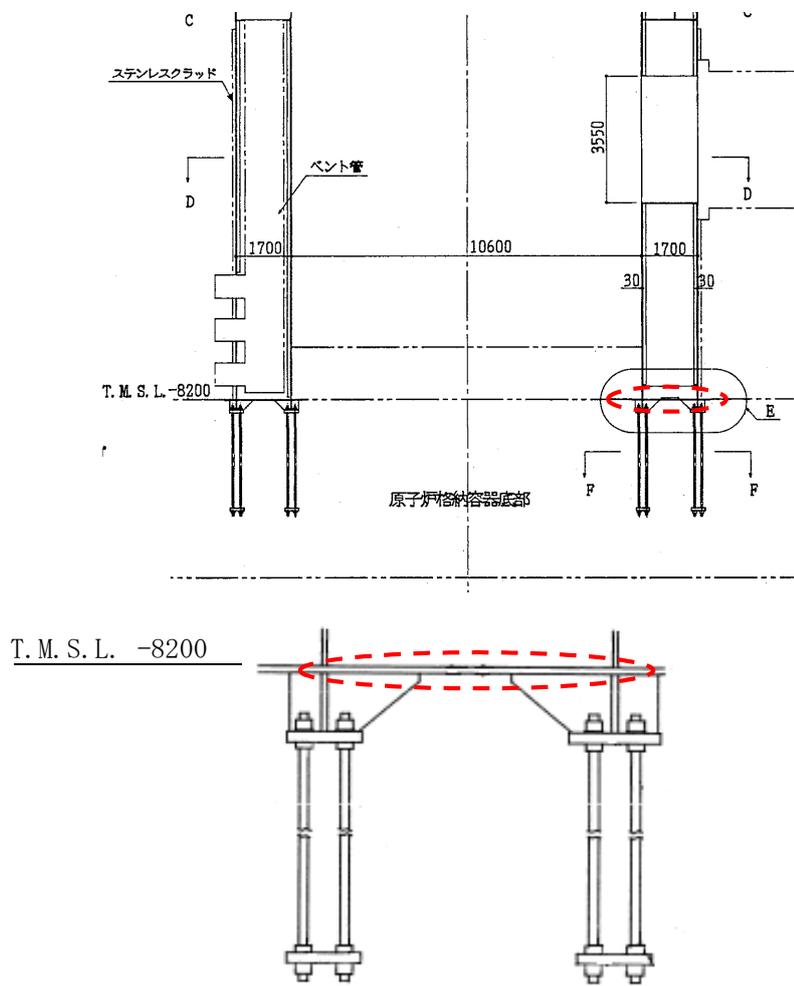


図 3.2(2)-3 RPV ペDESTALの脚部  
 [コンクリートがベースプレートにて分断されている箇所を赤破線で示す]

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 規程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。

図 3.2(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。

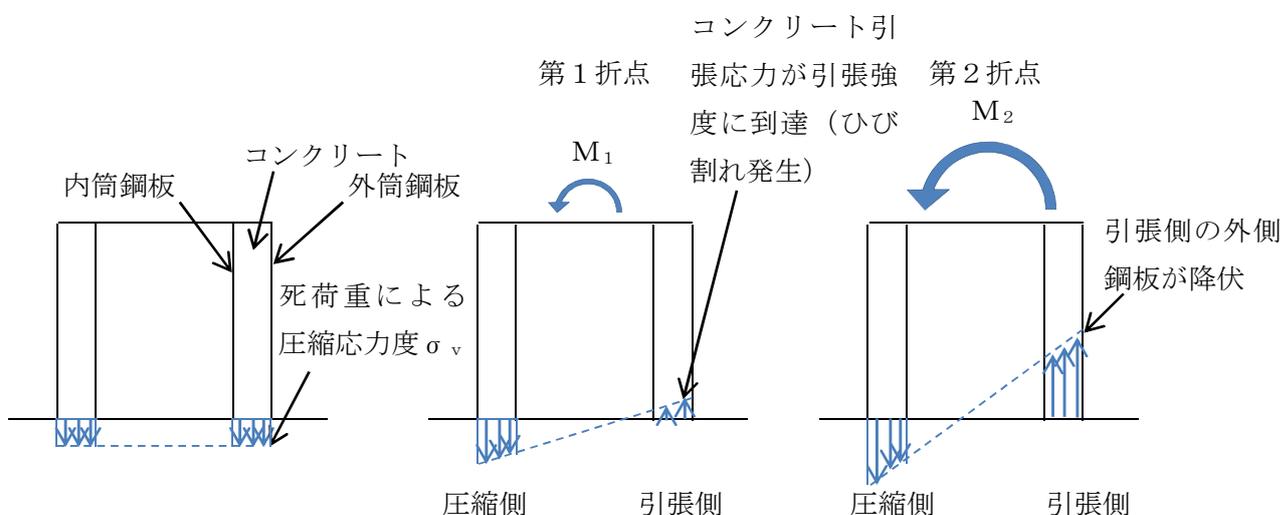


図 3.2(2)-4 上部ペDESTAL曲げ変形の各状態（概念図）

(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における部材断面性能は、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き性能評価する。
- 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 3.2(2)-5 にコンクリート打設孔の概念図を示す。

(第2折点)

構造特性の反映点無し。

(i) 反映後の評価式

(第1折点)

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

- $\phi_1$ 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 ( $\text{mm}^3$ ) ( $= I_e / (D/2)$ )

$D/2$ : 中心から最外縁までの距離 ( $D$ は最外直径)

$\sigma_v$ : 鋼板を考慮したコンクリートの鉛直方向軸応力度 ( $\text{N}/\text{mm}^2$ )

(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 ( $\text{N}/\text{mm}^2$ ) ( $= 0.38\sqrt{\sigma_B}$ )

$\sigma_B$ : コンクリートの圧縮強度 ( $\text{N}/\text{mm}^2$ )

ペDESTALコンクリートの設計基準強度 = 29.4 ( $\text{N}/\text{mm}^2$ )

$E_c$ : コンクリートのヤング係数 ( $\text{N}/\text{mm}^2$ )

$E_s$ : 鋼板のヤング係数 ( $\text{N}/\text{mm}^2$ )

$I_e$ : 鋼板を考慮したコンクリートの断面2次モーメント ( $\text{mm}^4$ )

(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 $\phi$ を表している。

(第2折点)

- $M_2 = M_y$

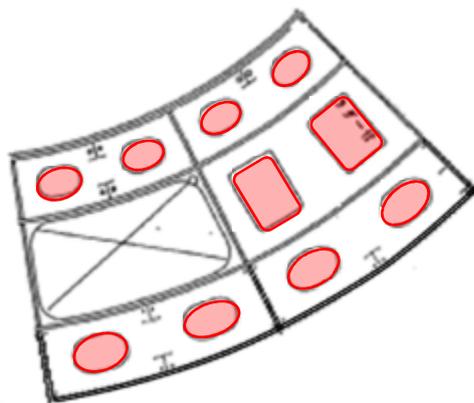
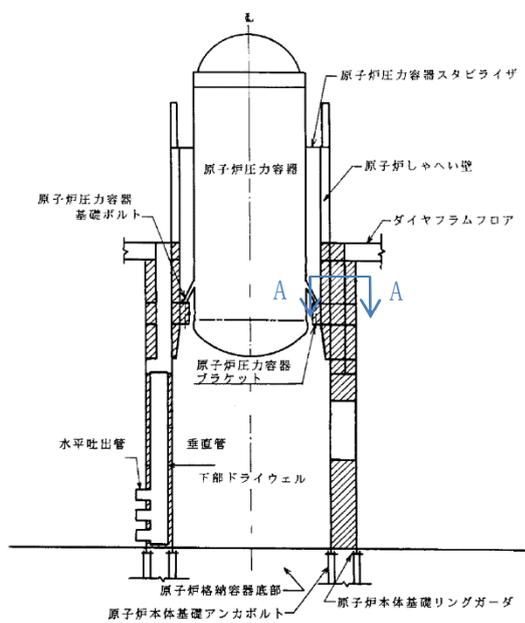
- $\phi_2$ は $M_y$ 到達時の $\phi_y$

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 $\phi$ を表している。

第2折点の曲げモーメント $M$ 及び曲率 $\phi$ 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 $\phi_2$ を求める。

表 3.2(2)-2 曲げに対する実機上部ペデスタル円筒の構造特性を踏まえた評価式

変形特性		SC 規程	構造特性を踏まえた評価式	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	$M_1 = Z_e \cdot (f_t + \sigma_v)$	$M_1 = Z_e \cdot (0.5f_t + \sigma_v)$	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。
		$\phi_1 = M_1 / (E_c \cdot I_e)$	同左 (構造特性の反映点無し)	
	第 2 折点	$M_2 = M_y$ $\phi_2 = \phi_y$	同左 (構造特性の反映点無し)	



A-A 断面

図 3.2(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]

(3) せん断に対する弾塑性特性を考慮したスケルトンカーブ設定方法

a. SC 規程のせん断変形に対するスケルトンカーブ

SC 規程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  $\gamma$  との  $Q-\gamma$  関係を以下に示す状態を考慮して算定する (図 3.2(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 規程記載内容の抜粋。

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

$$\left[ \begin{array}{l} Q_1 = (A_c + \frac{G_s}{G_c}) \cdot A_s \cdot \tau_{cr} \quad (\text{N}) \dots\dots\dots (\text{附 2.1-1}) \\ \gamma_1 = \left( \frac{\tau_{cr}}{G_c} \right) \quad (\text{rad}) \dots\dots\dots (\text{附 2.1-2}) \end{array} \right.$$

ただし、 $\tau_{cr} = \sqrt{0.31 \sqrt{\sigma_B} \cdot (0.31 \sqrt{\sigma_B} + \sigma_v)}$

第 2 折点 鋼板の降伏により剛性が変化する点

$$\left[ \begin{array}{l} Q_2 = \frac{(K_\alpha + K_\beta)}{\sqrt{(3K_\alpha^2 + K_\beta^2)}} \cdot A_s \cdot \sigma_y \quad (\text{N}) \dots\dots\dots (\text{附 2.1-3}) \\ \gamma_2 = \frac{Q_2}{(K_\alpha + K_\beta)} \quad (\text{rad}) \dots\dots\dots (\text{附 2.1-4}) \end{array} \right.$$

ただし、 $K_\alpha = A_s \cdot G_s$

$$K_\beta = \frac{1}{\frac{4}{(A_c \cdot E_c')} + \frac{2(1-\nu_s)}{(A_s \cdot E_s)}}$$

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

$$\left[ \begin{array}{l} Q_3 = A_c \cdot \sqrt{\left( \frac{A_s}{A_c} \right) \cdot \sigma_y \cdot \nu_1 \cdot \sigma_B} \quad (\text{N}) \dots\dots\dots (\text{附 2.1-5}) \\ \gamma_3 = 6.0 \times 10^{-3} \quad (\text{rad}) \dots\dots\dots (\text{附 2.1-6}) \end{array} \right.$$

ここで、

- $A_s$  : 鋼板のせん断面積 (mm<sup>2</sup>)
- $A_c$  : コンクリートのせん断面積 (mm<sup>2</sup>)
- $G_s$  : 鋼板のせん断弾性係数 (N/mm<sup>2</sup>)
- $G_c$  : コンクリートのせん断弾性係数 (N/mm<sup>2</sup>)
- $E_s$  : 鋼板のヤング係数 (N/mm<sup>2</sup>)
- $E_c'$  : コンクリートのひび割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よい (N/mm<sup>2</sup>)
- $\nu_s$  : 鋼板のポアソン比
- $\sigma_v$  : 鋼板を考慮した鉛直方向軸応力度 (圧縮を正, N/mm<sup>2</sup>)
- $K_\alpha$  : 鋼板のせん断剛性
- $K_\beta$  : 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
- $\sigma_y$  : 鋼板の降伏点強度 (N/mm<sup>2</sup>)
- $\sigma_B$  : 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<sup>2</sup>)
- $\nu_1$  : コンクリート圧縮強度の有効係数で、 $0.7 - \frac{\sigma_B}{200}$  を用いてよい

今回の  
参照範囲

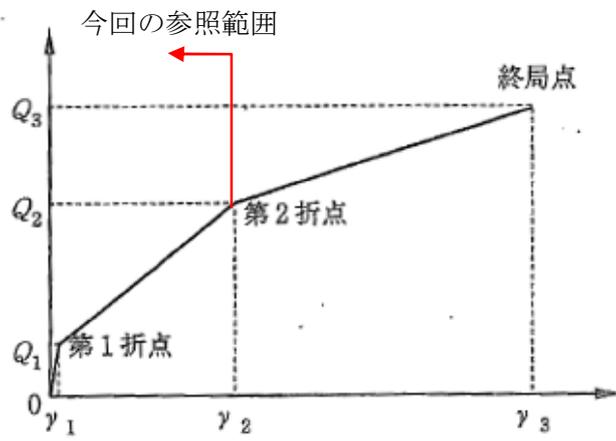


図 3.2(3)-1 セン断変形に対するスケルトンカーブ  
 ([1]に加筆)



(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、たてリブ及び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  $\tau_{cr}$  に 0.5 を乗じる。

(第2折点)

- SC 規程本文の記載式は、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ことを前提とし、コンクリートの圧縮ストラット角度  $\theta$  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。 $\theta$  が 45 度以外の角度となる場合は、SC 規程の附属書 2.1 解説及びその根拠となる参考文献(3)のような基礎式に戻って  $\theta$  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。コンクリートの圧縮ストラット角度  $\theta$  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)

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

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、たてリブ及び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 3.3 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 ( $\text{mm}^2$ )
- $A_s$  : 鋼板のせん断断面積 ( $\text{mm}^2$ )
- $G_s$  : 鋼板のせん断弾性係数 ( $\text{N}/\text{mm}^2$ )
- $G_c$  : コンクリートのせん断弾性係数 ( $\text{N}/\text{mm}^2$ )
- $E_c$  : コンクリートのヤング係数 ( $\text{N}/\text{mm}^2$ )
- $E_s$  : 鋼板のヤング係数 ( $\text{N}/\text{mm}^2$ )

$\tau_{c_r}$  : コンクリートのせん断ひび割れ強度 (N/mm<sup>2</sup>)

$\sigma_B$  : コンクリートの圧縮強度 (N/mm<sup>2</sup>)

ペデスタルコンクリートの設計基準強度 = 29.4 (N/mm<sup>2</sup>)

$\sigma_v$  : 鋼板を考慮したコンクリートの鉛直方向軸応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

(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力) / ((各鋼板の断面積の和) × (E<sub>s</sub> / E<sub>c</sub>) + (コンクリート部の断面積))

第1折点は、ペデスタル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<sub>c</sub> 及びそれと等価なペデスタル鋼板のせん断断面積 (G<sub>s</sub>/G<sub>c</sub>) · A<sub>s</sub> の和) にコンクリートのせん断ひび割れ強度  $\tau_{c_r}$  を乗じた値、すなわちペデスタルコンクリート部にせん断ひび割れが発生する点の Q、 $\gamma$  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<sub>s</sub> : 鋼板のせん断断面積 (mm<sup>2</sup>)

G<sub>s</sub> : 鋼板のせん断弾性係数 (N/mm<sup>2</sup>)

K<sub>α</sub> : 鋼板のせん断剛性

K<sub>β</sub> : 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

$\sigma_y$  : 鋼板の降伏点強度 (N/mm<sup>2</sup>)

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  $\theta$  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<sub>β</sub> を算出する。

SC 規程本文の記載式は、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角度  $\theta$  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。 $\theta$  が 45 度以外の角度となる場合は、SC 規程の附属書 2.1 解説及びその根拠となる参考文献(3)のような基礎式に戻って  $\theta$  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 規程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角度  $\theta$  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 規程の附属書 2.1 解説及び以下に示す参考文献(3)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  $K_{\beta}$  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)

$\delta$  : 水平変位(mm)

$\gamma$  : せん断ひずみ度

$cE$  : コンクリートのヤング係数(N/mm<sup>2</sup>)

$sE$  : 鋼材のヤング係数(N/mm<sup>2</sup>)

$ct$  : 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(mm<sup>2</sup>)

$sAx$  : 鋼材の鉛直断面の断面積(mm<sup>2</sup>)

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

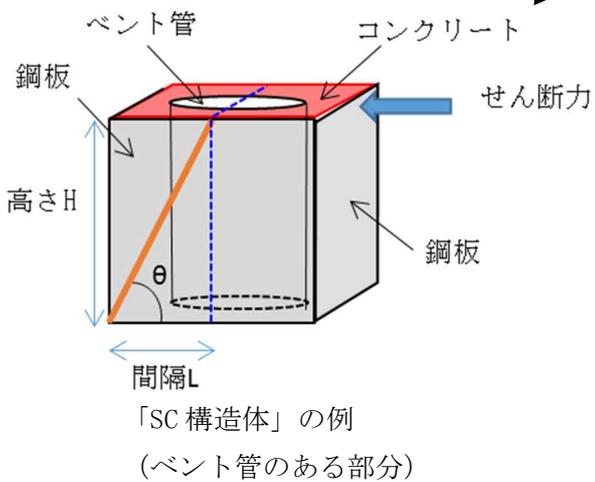
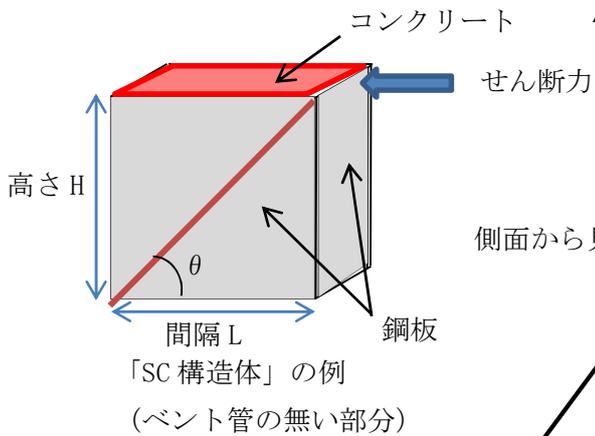
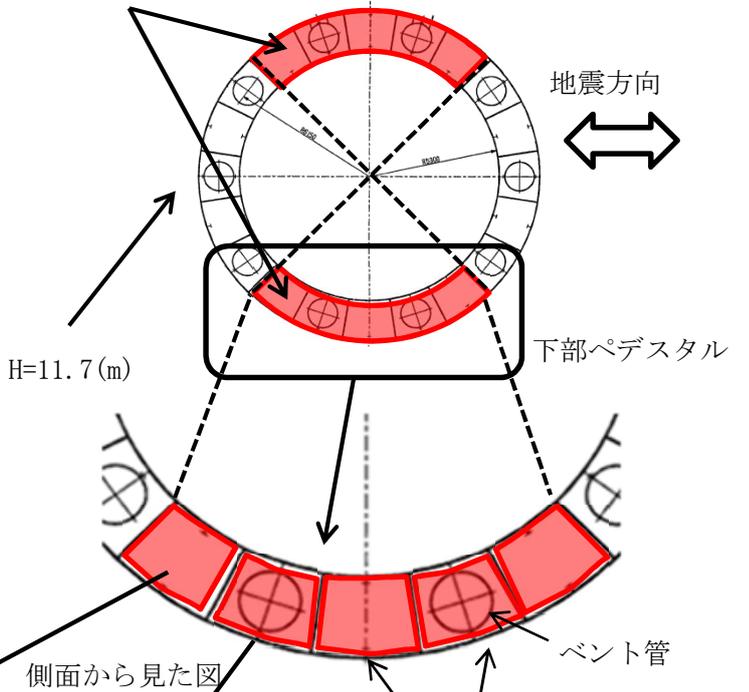
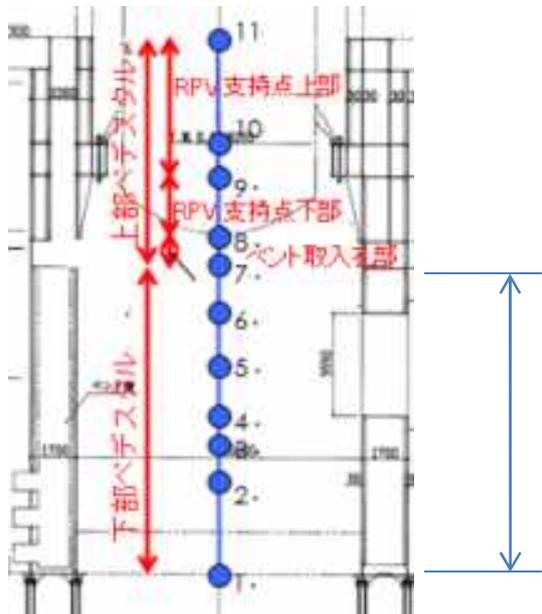
( $\theta = 45^\circ$  とした場合の評価式が SC 規程に例示されている。)

なお、コンクリートのひび割れ角度  $\theta$  は、ペDESTALのたてリブ鋼板（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の構造特性を踏まえ、SC 規程の附属書 2.1 解説に示される釣り合い式を用い、実際の  $\theta$  に合わせた値を設定する。

下部ペDESTALのコンクリートの圧縮ストラット角度  $\theta$  は、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  $\theta$  を設定する。ベント管内蔵部については、たてリブ端部からベント管中心までの寸法を間隔  $L$  として仮定する。（図 3.2(3)-3 参照。）

各々の  $\theta$  を用いて  $K_{\beta}$ （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）を算出し、それぞれたし合わせることで上記の各層の  $K_{\beta}$  を算出し、上に示した SC 規程式に代入し、 $Q_2$ 、 $\gamma_2$  を求める。

地震方向に対して有効と見なす範囲を対象とする



隔壁と隔壁に囲まれたコンクリートで一つのSC構造体を構成

$K_{\beta}$  = 当該層における「SC構造体」※の  $K_{\beta}$  の和  
 ※地震方向に対して有効と見なす範囲を対象とする

図 3.2(3)-3 下部ペデスタルの隔壁構造の概念図

表 3.2(3)-1 せん断に対する実機下部ペDESTALの構造特性を踏まえた評価式

変形特性		SC 指針	構造特性を踏まえた評価式	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	$Q_1 = (A_c + (G_s/G_c) \cdot A_s) \cdot \tau_{cr}$ $\gamma_1 = \tau_{cr}/G_c$	同左 (構造特性の反映無し)	
		<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> $\tau_{cr} = 0.5 \times \frac{0.31\sqrt{\sigma_B} \cdot (0.31\sqrt{\sigma_B} + \sigma_v)}{\sqrt{0.31\sqrt{\sigma_B} \cdot (0.31\sqrt{\sigma_B} + \sigma_v)}}$	下部ペDESTALはベント管開口の平均的な応力集中を考慮し、せん断ひび割れ強度 $\tau_{cr}$ に 0.5 を乗じた。
	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, <math>K_\alpha = A_s \cdot G_s</math></p>	同左 (構造特性の反映無し)	
		$K_\beta = \frac{1}{\frac{4}{(A_c \cdot E_c')} + \frac{2(1-\nu_s)}{(A_s \cdot E_s)}}$	$K_\beta$ : SC 規程の附属書 2.1 解説に基づき設定	下部ペDESTALのコンクリートの圧縮ストラット角度 $\theta$ は、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 $\theta$ を設定する。ベント管内蔵部は、たてリブ端部からベント管中心までの寸法を間隔 L として仮定する。 SC 規程の附属書 2.1 に示される釣り合い式を用い、実際の $\theta$ に合わせた値を設定した。

c. 上部ペデスタル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 規程の内容から 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。

上部ペデスタル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，下部ペデスタルと同様である（図 3.2(3)-2 参照）。

(i) RPV ペデスタル固有の構造特性を反映した点

(第 1 折点)

構造特性の反映点無し

(第 2 折点)

SC 規程本文の記載式は，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角度  $\theta$  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。 $\theta$  が 45 度以外の角度となる場合は，SC 規程の附属書 2.1 解説及びその根拠となる参考文献(3)のような基礎式に戻って  $\theta$  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 規程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角度  $\theta$  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。

(ii) 反映後の評価式

(第 1 折点)

- $Q_1$ ， $\gamma_1$  評価式は下部ペデスタルと同様。

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

注) 上部ペデスタル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，せん断ひび割れ強度  $\tau_{cr}$  は SC 規程に従う。

(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 ( $\text{mm}^2$ )

$G_s$  : 鋼板のせん断弾性係数 ( $\text{N/mm}^2$ )

$K_{\alpha}$  : 鋼板のせん断剛性

$K_{\beta}$  : 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

$\sigma_y$  : 鋼板の降伏点強度 (N/mm<sup>2</sup>)

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  $\theta$  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  $K_{\beta}$  を算出する。

SC 規程本文の記載式は、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角度  $\theta$  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。 $\theta$  が 45 度以外の角度となる場合は、SC 規程の附属書 2.1 解説及びその根拠となる参考文献(3)のような基礎式に戻って  $\theta$  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 規程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角度  $\theta$  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。

具体的には SC 規程の附属書 2.1 解説及び下に示す参考文献(3)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  $K_{\beta}$  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)

$\delta$  : 水平変位 (mm)

$\gamma$  : せん断ひずみ度

$cE$  : コンクリートのヤング係数 (N/mm<sup>2</sup>)

$sE$  : 鋼材のヤング係数 (N/mm<sup>2</sup>)

$ct$  : 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(mm<sup>2</sup>)

sAx : 鋼材の鉛直断面の断面積(mm<sup>2</sup>)

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

( $\theta = 45^\circ$  とした場合の評価式が SC 規程に例示されている。)

なお、コンクリートのひび割れ角度  $\theta$  は、ペDESTALのたてリブ鋼板（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の構造特性を踏まえ、SC 規程の附属書 2.1 解説に示される釣り合い式を用い、実際の  $\theta$  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  $\theta$  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  $\theta$  を設定する。各々の  $\theta$  を用いて  $K_\beta$ （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）を算出し、それぞれたし合わせることで上記の各層の  $K_\beta$  を算出し、上に示した SC 規程式に代入し、 $Q_2$ 、 $\gamma_2$  を求める。

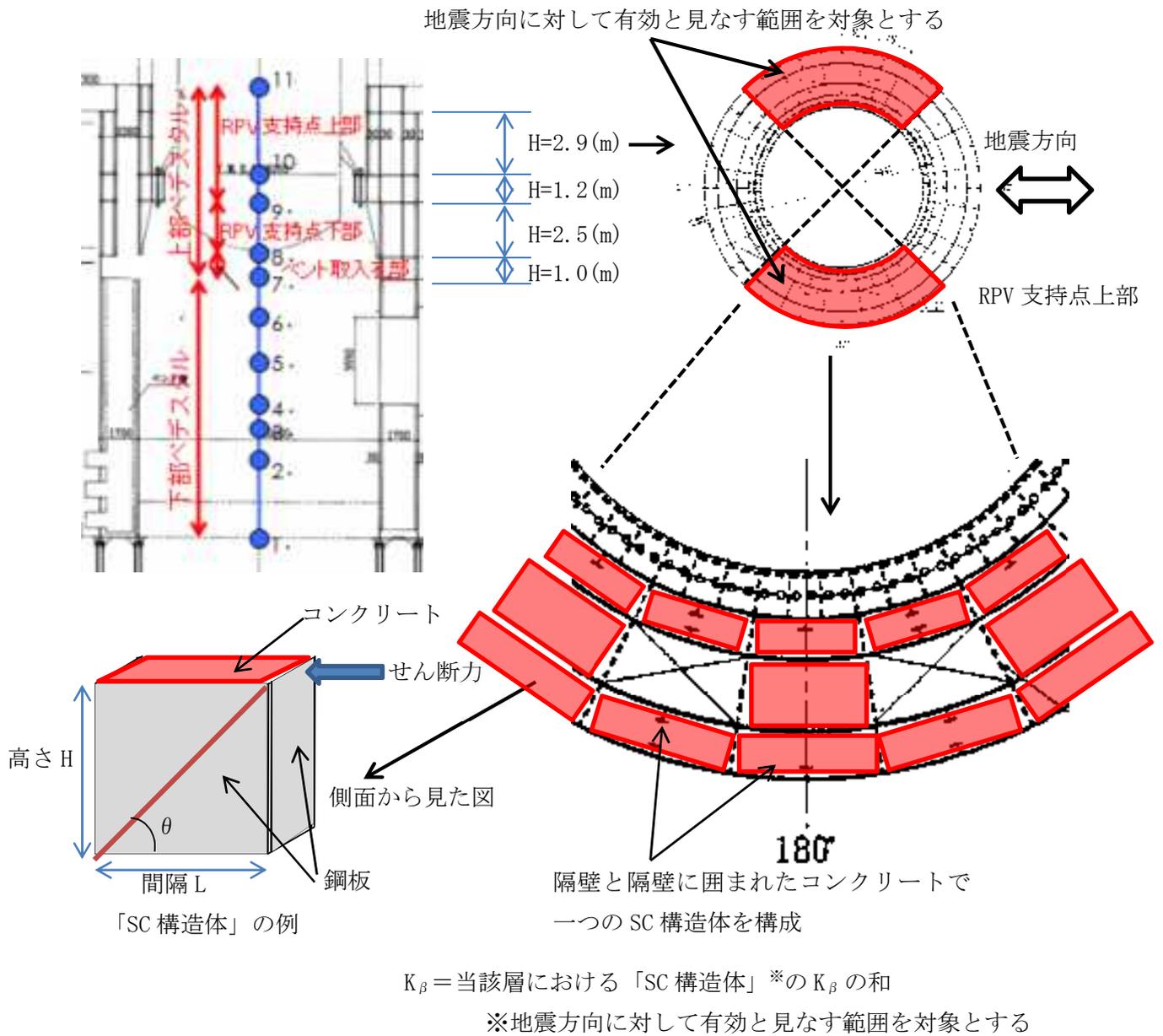


図 3.2(3)-5 上部ペダスタルの隔壁構造の概念図 (RPV 支持点上部を例示)

表 3.2(3)-2 セン断に対する実機上部ペデスタルの構造を踏まえた評価式

変形特性		SC 指針	構造特性を踏まえた評価式	RPV ペデスタル固有の構造特性を反映した点
せん断変形	第 1 折点	$Q_1 = (A_c + (G_s/G_c) \cdot A_s) \cdot \tau_{cr}$ $\gamma_1 = \tau_{cr}/G_c$	同左 (構造特性の反映無し)	
		ただし, $\tau_{cr} = \sqrt{0.31\sqrt{\sigma_B} \cdot (0.31\sqrt{\sigma_B} + \sigma_v)}$	同左 (構造特性の反映無し)	
	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, $K_\alpha = A_s \cdot G_s$	同左 (構造特性の反映無し)	
		$K_\beta = \frac{1}{\frac{4}{(A_c \cdot E_c)} + \frac{2(1-\nu_s)}{(A_s \cdot E_s)}}$	$K_\beta$ : SC 規程の附属書 2.1 解説に基づき設定	下部ペデスタルのコンクリートの圧縮ストラット角度 $\theta$ は, 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 $\theta$ を設定する。ベント管内蔵部は, たてリブ端部からベント管中心までの寸法を間隔 L として仮定する。 SC 規程の附属書 2.1 に示される釣り合い式を用い, 実際の $\theta$ に合わせた値を設定した。

#### (4)復元力特性を設定する際の温度設定

既工認では、地震と組み合わせる運転状態の温度を考慮し、当該温度における材料物性値を用いて剛性の設定を行っており、今回の弾塑性特性を考慮した復元力特性の設定においても、既工認と同一の考え方に基づいている。重大事故等時においても、既工認における考え方と同様に、地震と組み合わせる温度条件を考慮し、適切な材料物性値を用いて剛性の設定を行う。

### 3.3 妥当性及び適用性

#### (1) 確認方針

改良型沸騰水型原子炉である柏崎刈羽原子力発電所第6号炉及び7号炉のRPVペデスタルは、隔壁構造かつ下部ペデスタルにベント管を内蔵する構造となっている。

SC規程では、隔壁方式のSC構造やベント管のような内蔵物を含んだ場合の評価式が定められていないことから、これらの構造を模擬した試験体による既往試験(添付資料-1参照)の結果を用いて以下の妥当性及び適用性を確認する。

- a. 隔壁方式のSC構造に対する妥当性及び適用性
- b. ベント管を内蔵した構造に対する妥当性及び適用性

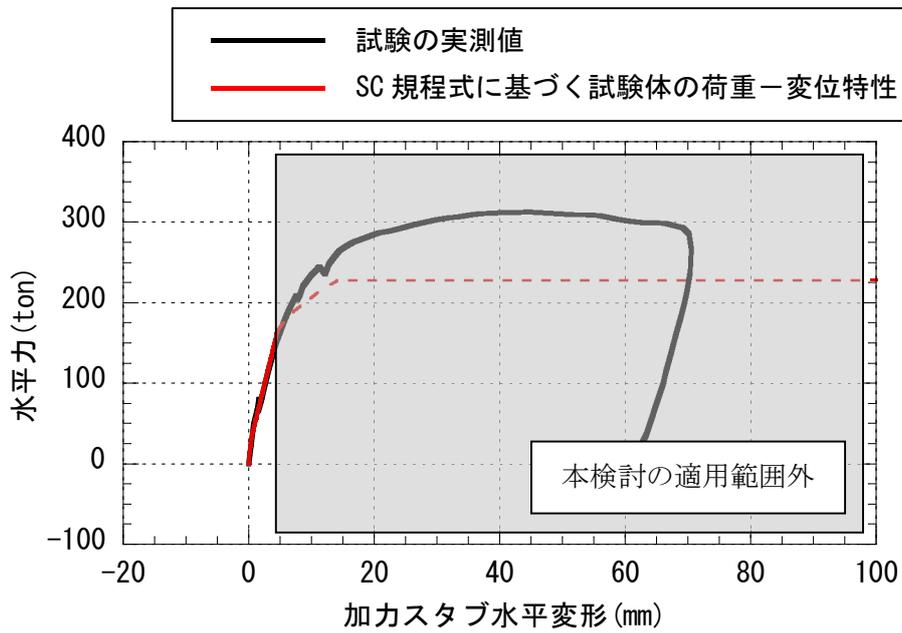
#### (2) 確認方法

3.2項で設定したSC規程式に基づく試験体の曲げ及びせん断のスケルトンカーブを用いた荷重-変位特性を作成し、試験で実測された荷重-変位特性との比較を行い、両者が概ね整合する場合、上記a.及びb.ともに妥当であり適用性があると判断される。

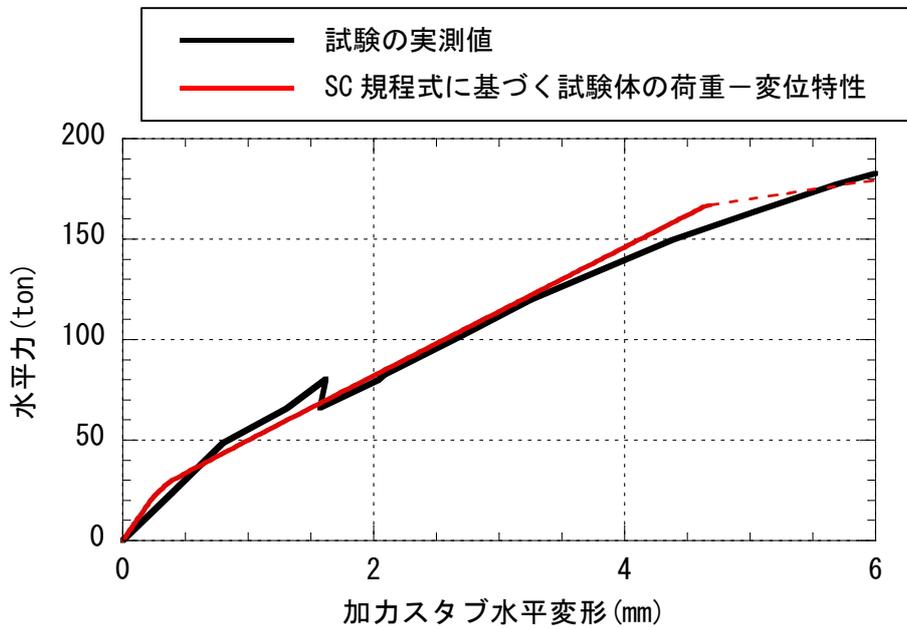
#### (3) 確認結果

3.2項で設定したSC規程式に基づく試験体の曲げ及びせん断のスケルトンカーブを用いた荷重-変位特性を作成し、試験で実測された荷重-変位特性との比較を行った結果を図3.3-1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規程式に基づく試験体の荷重-変位特性は実験結果とよく一致していることから、SC規程の評価式が隔壁方式のSC構造に対する妥当性及び適用性並びに、ベント管を内蔵した構造に対する妥当性及び適用性を有することを確認した。



(a) 荷重-変位関係の比較 (試験結果全体での比較)



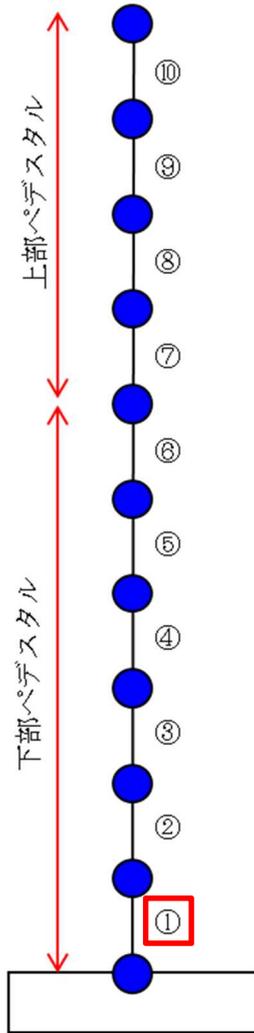
(b) 適用範囲近傍の拡大図

図 3.3-1 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)

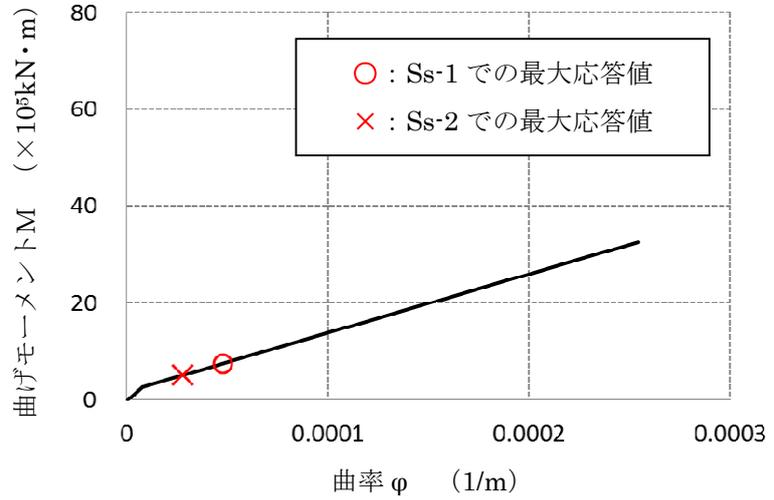
#### 4 スケルトンカーブの作成

SC 規程の記載内容に基づき RPV ペDESTAL固有の構造特性を反映した設定方法（3.2 項参照）によりスケルトンカーブを作成した。RPV ペDESTALの各要素に対する曲げ変形及びせん断変形に対するスケルトンカーブに、暫定条件を用いて  $S_s-1,2$  による地震応答解析を実施した際の応答レベルをプロットしたものを図 4 に示す。

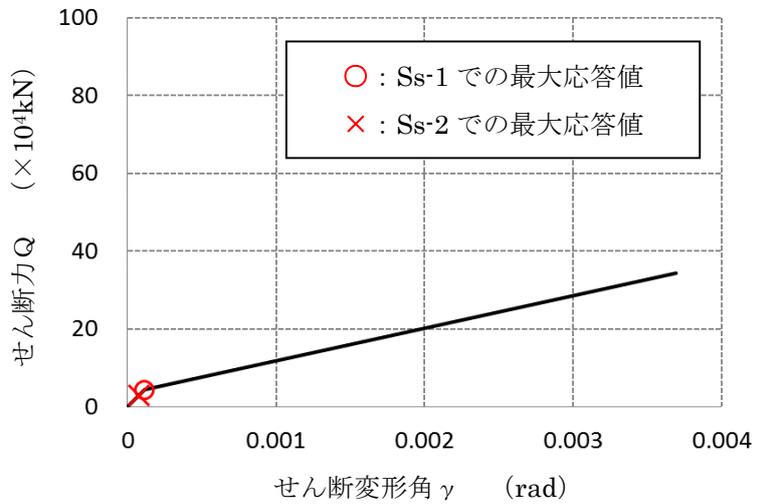
要素①のスケルトンカーブ (NS方向)



原子炉本体基礎  
地震応答解析モデル概念図



(a) 曲げモーメントー曲率関係

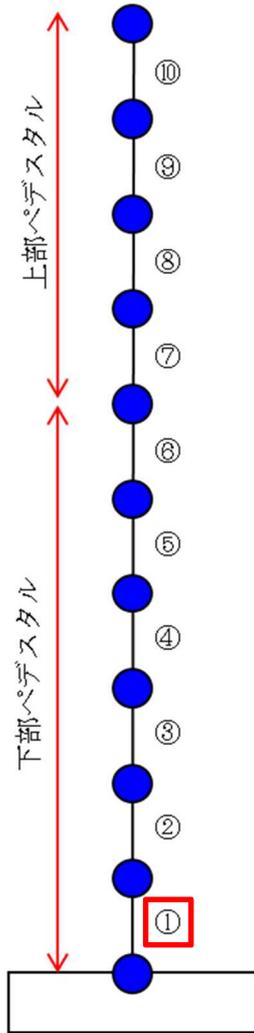


(b) せん断力ーせん断変形角関係

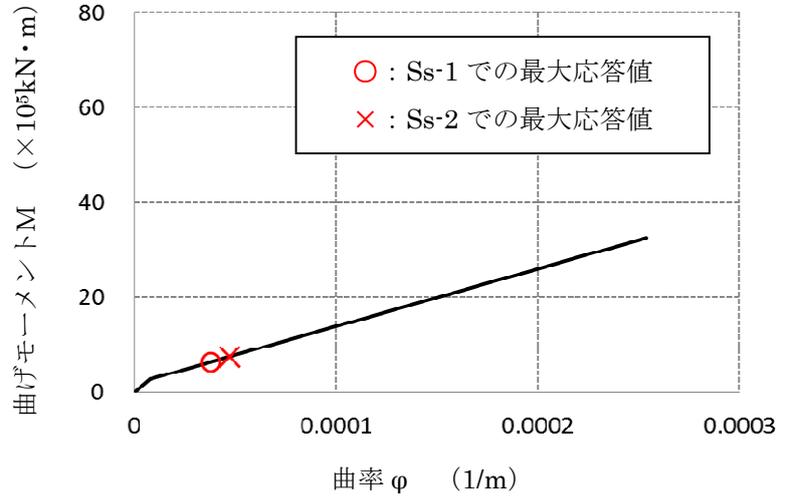
※暫定条件に基づく概算値

図4 SC規程に基づくRPVペDESTALのスケルトンカーブ (1/20)  
(鋼板降伏点である第2折点までを算定)

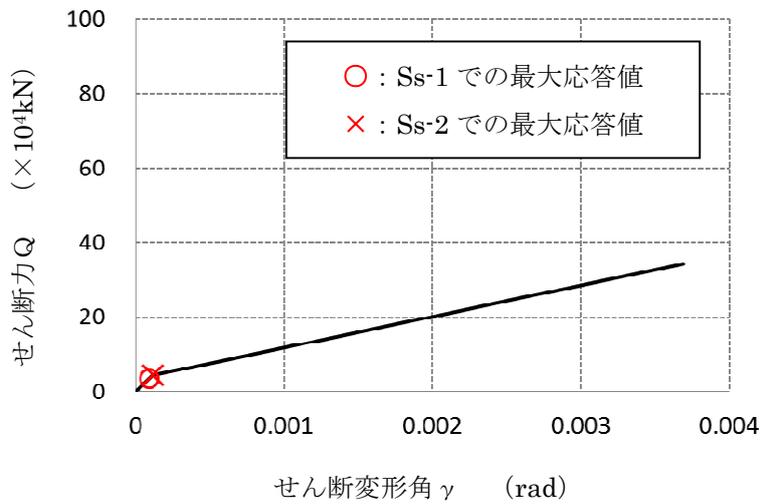
要素①のスケルトンカーブ (EW方向)



原子炉本体基礎  
地震応答解析モデル概念図



(a) 曲げモーメントー曲率関係

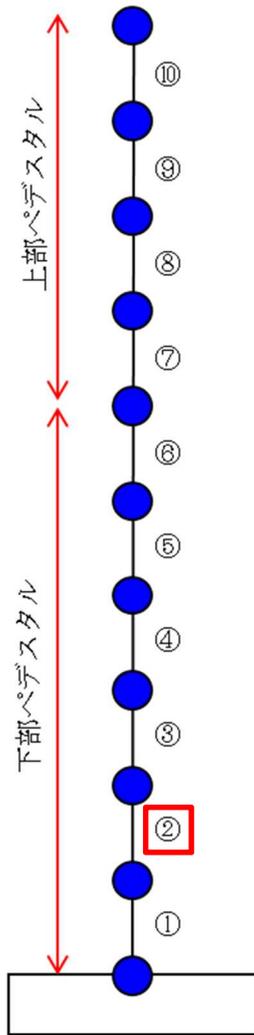


(b) せん断力ーせん断変形角関係

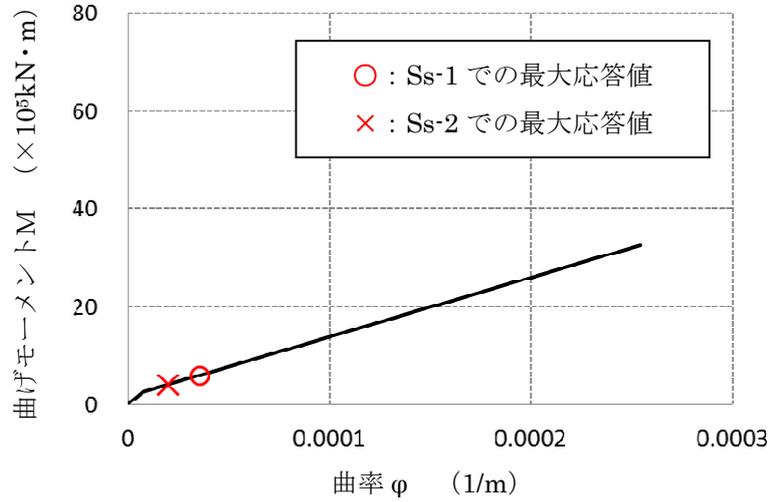
※暫定条件に基づく概算値

図4 SC 規程に基づく RPV ペDESTAL のスケルトンカーブ (2 / 2 0)  
(鋼板降伏点である第2折点までを算定)

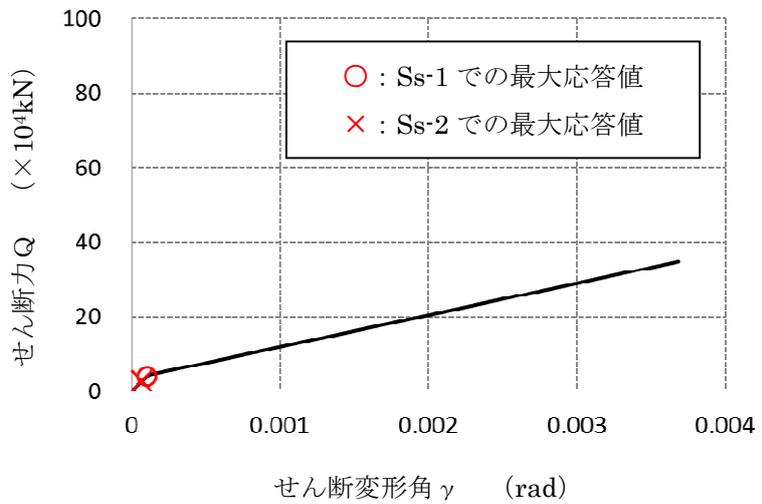
要素②のスケルトンカーブ (NS方向)



原子炉本体基礎  
地震応答解析モデル概念図



(a) 曲げモーメントー曲率関係

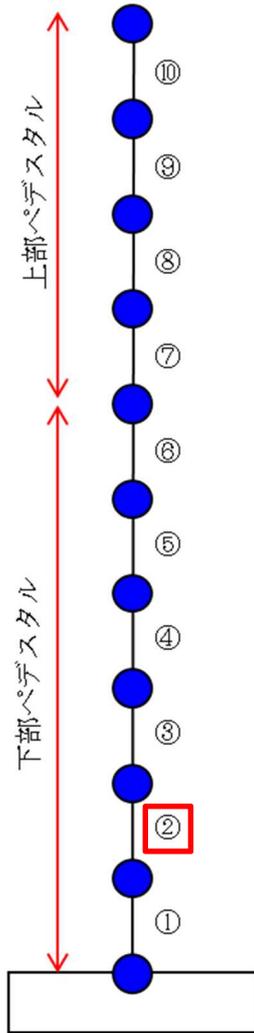


(b) せん断力ーせん断変形角関係

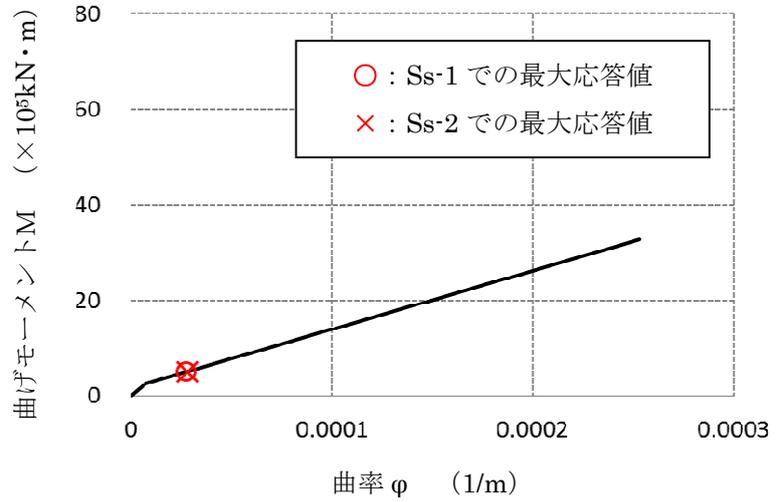
※暫定条件に基づく概算値

図4 SC規程に基づくRPVペDESTアルのスケルトンカーブ (3/20)  
(鋼板降伏点である第2折点までを算定)

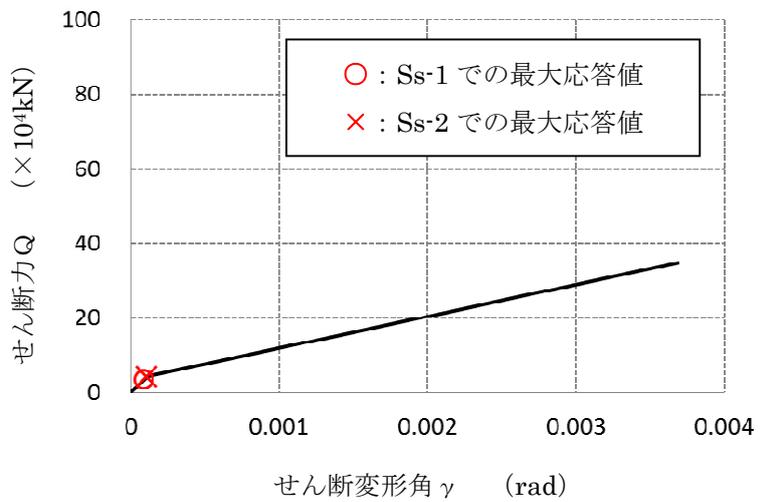
要素②のスケルトンカーブ (EW方向)



原子炉本体基礎  
地震応答解析モデル概念図



(a) 曲げモーメントー曲率関係

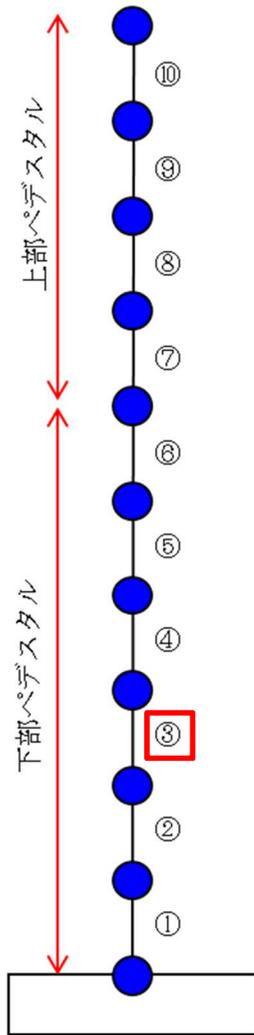


(b) せん断力ーせん断変形角関係

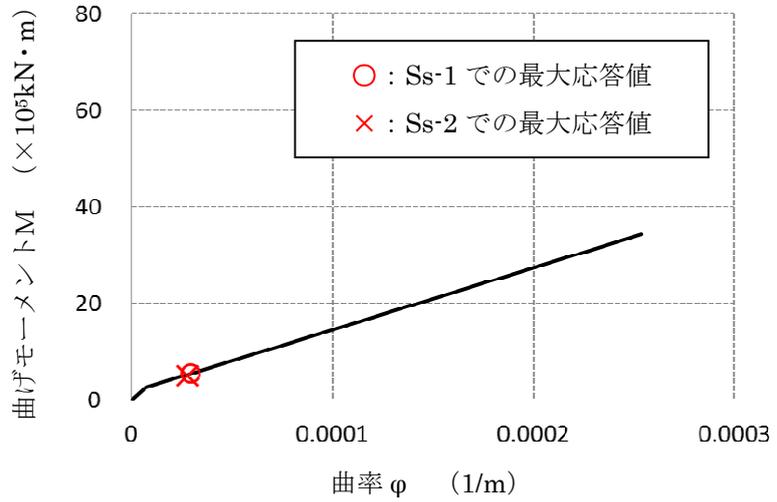
※暫定条件に基づく概算値

図4 SC規程に基づくRPVペDESTALのスケルトンカーブ(4/20)  
(鋼板降伏点である第2折点までを算定)

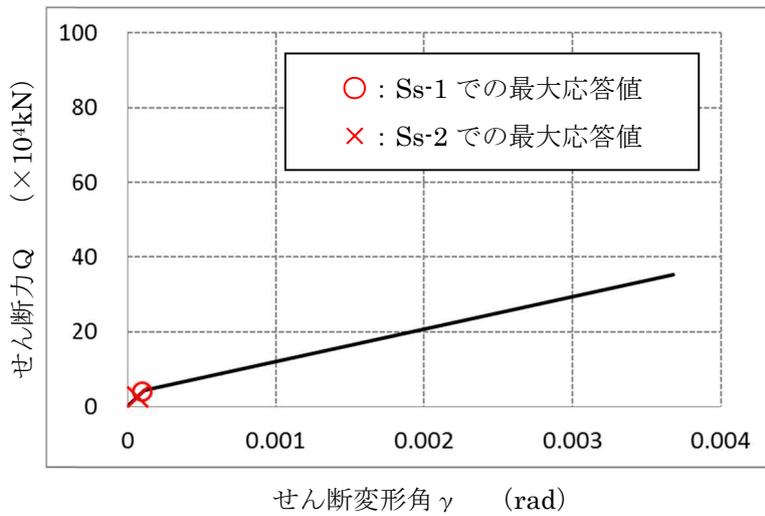
要素③のスケルトンカーブ (NS方向)



原子炉本体基礎  
地震応答解析モデル概念図



(a) 曲げモーメントー曲率関係

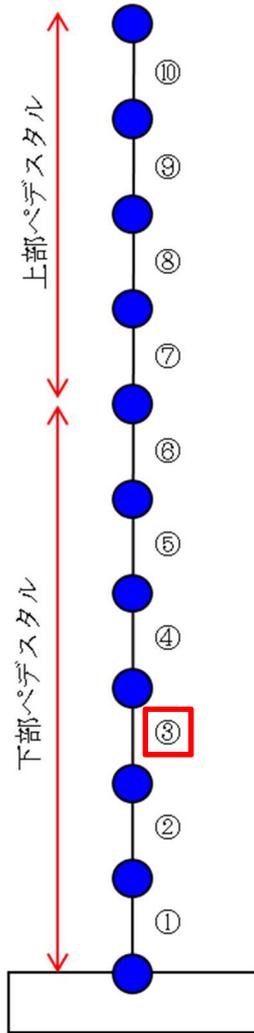


(b) せん断力ーせん断変形角関係

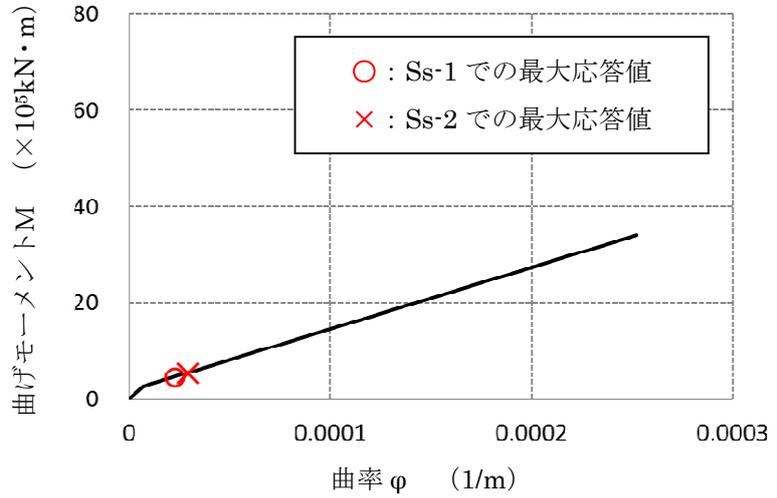
※暫定条件に基づく概算値

図4 SC規程に基づくRPVペDESTALのスケルトンカーブ (5/20)  
(鋼板降伏点である第2折点までを算定)

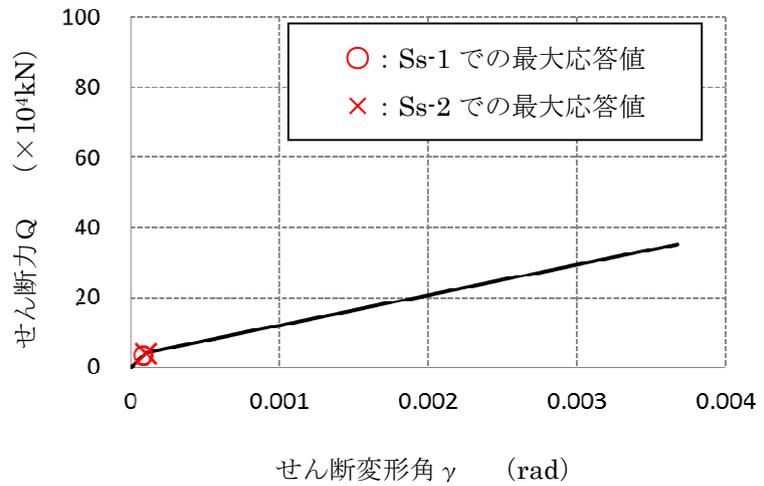
要素③のスケルトンカーブ (EW方向)



原子炉本体基礎  
地震応答解析モデル概念図



(a) 曲げモーメントー曲率関係

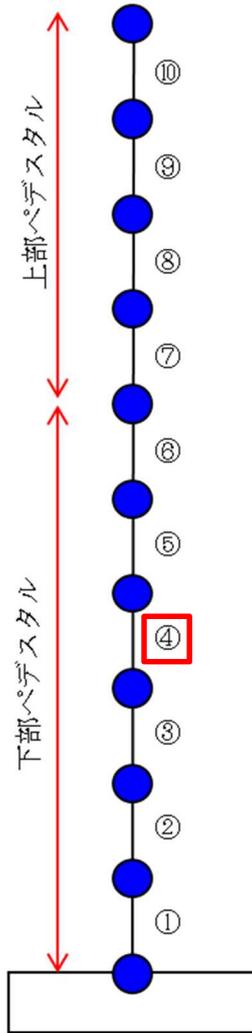


(b) せん断力ーせん断変形角関係

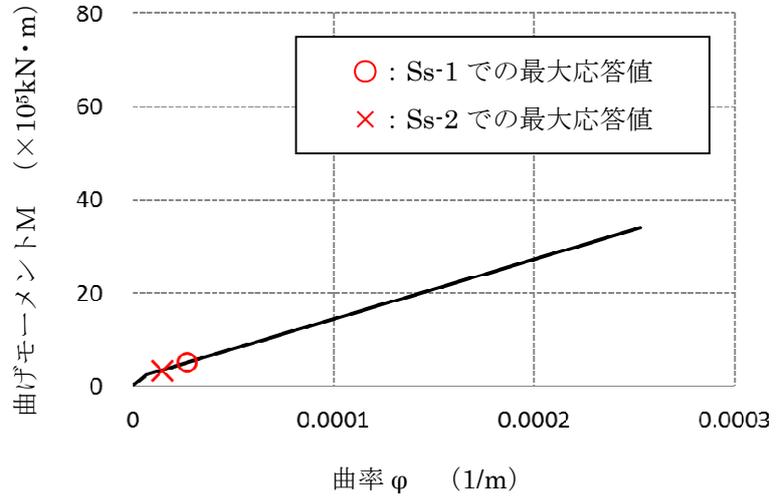
※暫定条件に基づく概算値

図4 SC規程に基づくRPVペDESTアルのスケルトンカーブ (6/20)  
(鋼板降伏点である第2折点までを算定)

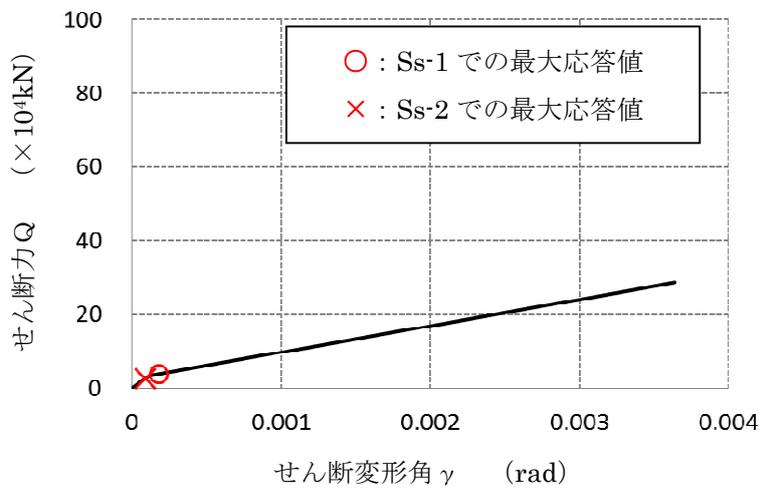
要素④のスケルトンカーブ (NS方向)



原子炉本体基礎  
地震応答解析モデル概念図



(a) 曲げモーメントー曲率関係

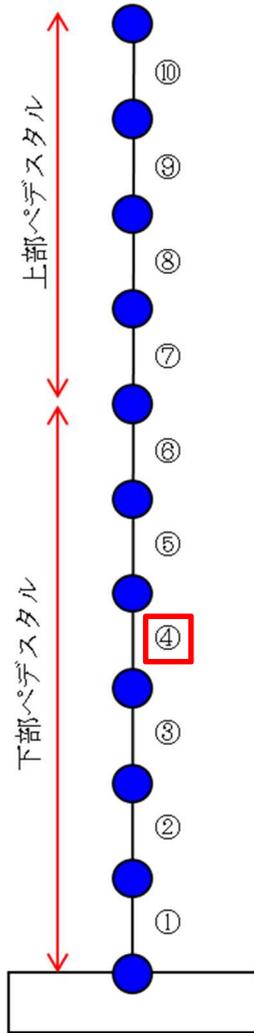


(b) せん断力ーせん断変形角関係

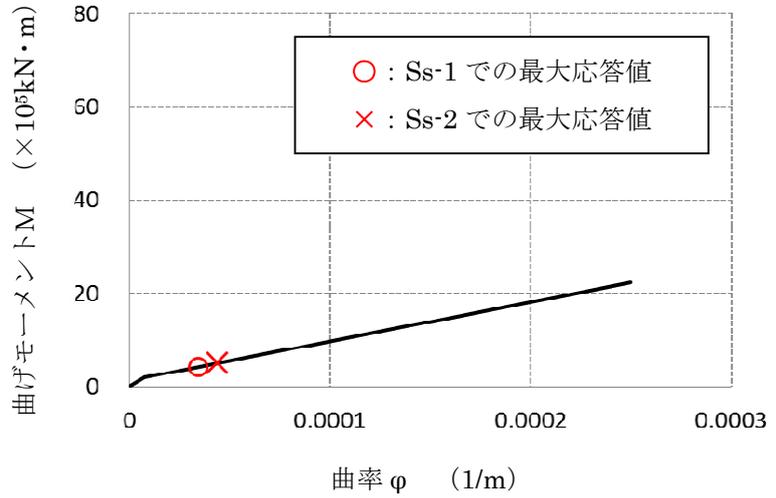
※暫定条件に基づく概算値

図4 SC規程に基づくRPVペDESTALのスケルトンカーブ (7/20)  
(鋼板降伏点である第2折点までを算定)

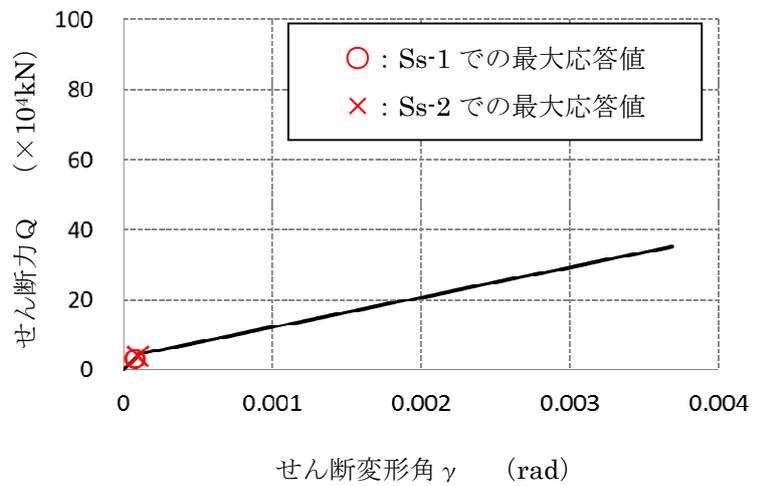
要素④のスケルトンカーブ（EW方向）



原子炉本体基礎  
地震応答解析モデル概念図



(a) 曲げモーメントー曲率関係

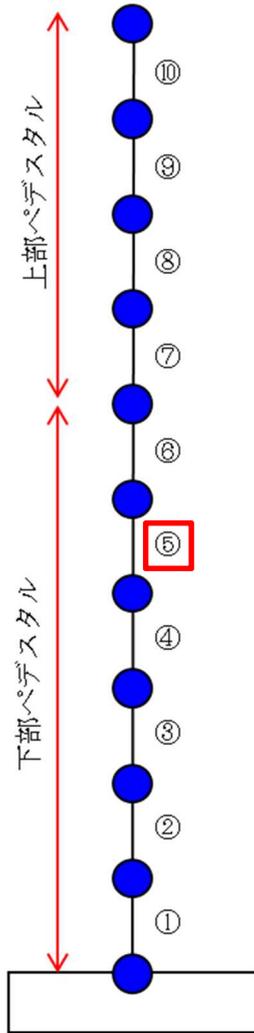


(b) せん断力ーせん断変形角関係

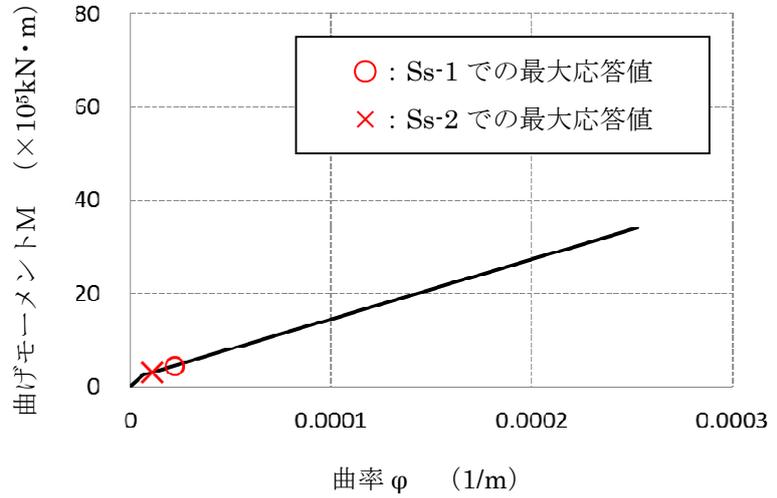
※暫定条件に基づく概算値

図4 SC規程に基づくRPVペDESTアルのスケルトンカーブ（8/20）  
（鋼板降伏点である第2折点までを算定）

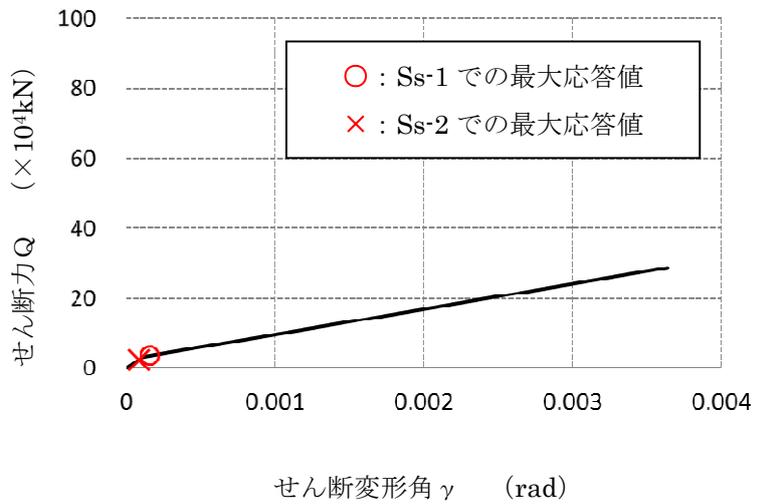
要素⑤のスケルトンカーブ (NS方向)



原子炉本体基礎  
地震応答解析モデル概念図



(a) 曲げモーメントー曲率関係

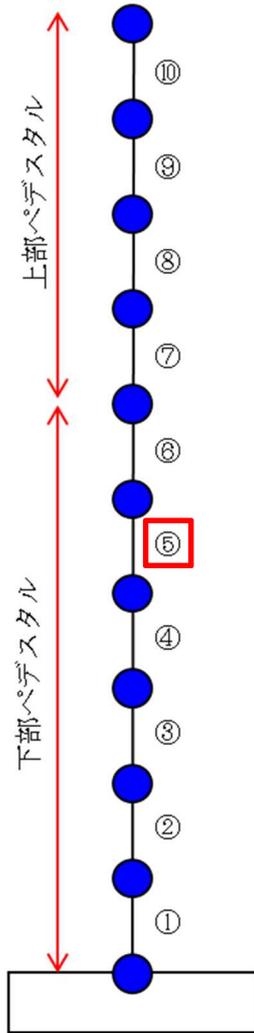


(b) せん断力ーせん断変形角関係

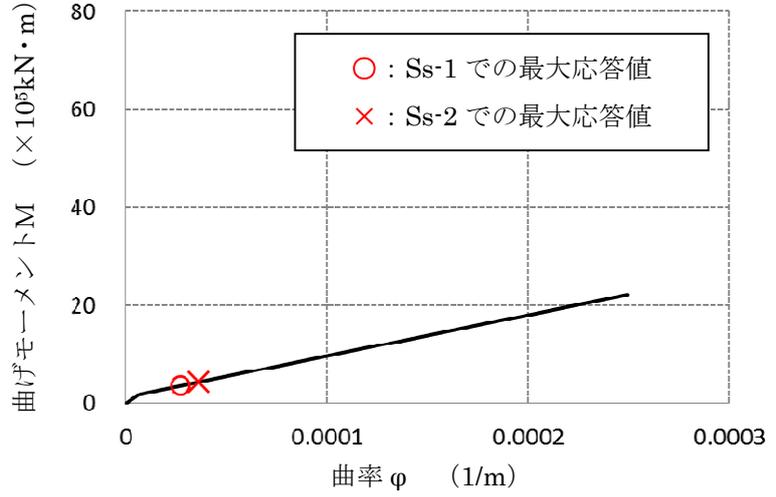
※暫定条件に基づく概算値

図4 SC規程に基づくRPVペDESTアルのスケルトンカーブ (9/20)  
(鋼板降伏点である第2折点までを算定)

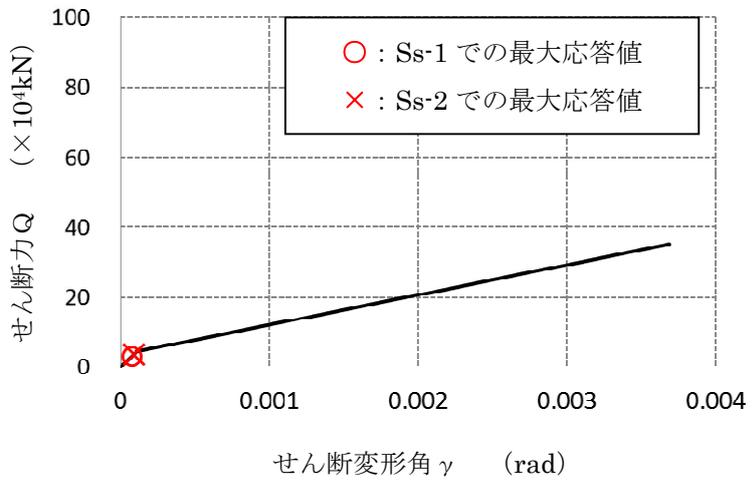
要素⑤のスケルトンカーブ（EW方向）



原子炉本体基礎  
地震応答解析モデル概念図



(a) 曲げモーメントー曲率関係

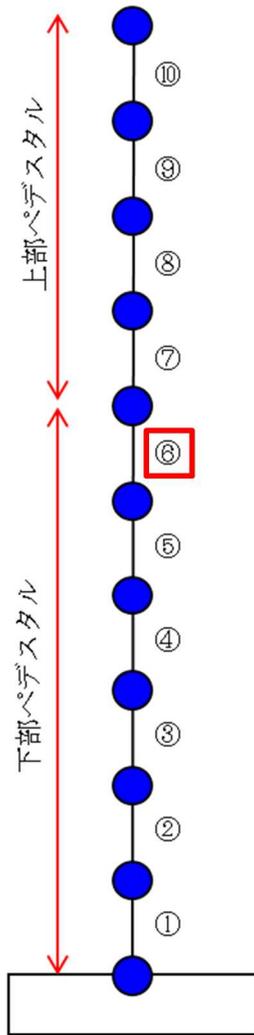


(b) せん断力ーせん断変形角関係

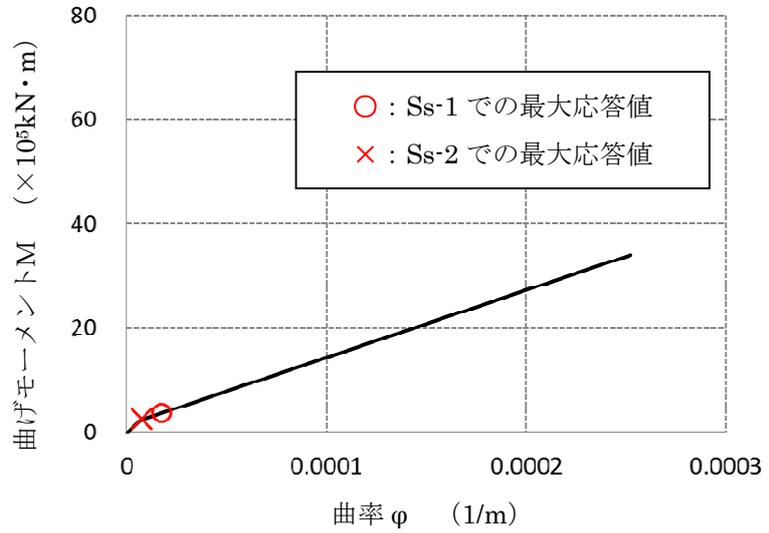
※暫定条件に基づく概算値

図4 SC規程に基づくRPVペDESTALのスケルトンカーブ（10/20）  
（鋼板降伏点である第2折点までを算定）

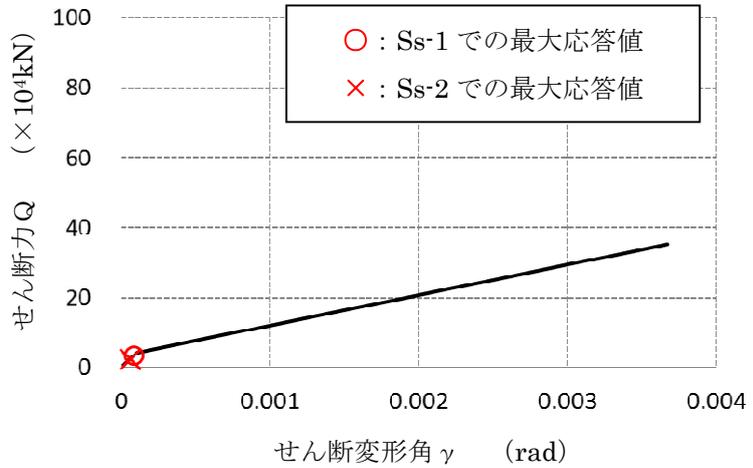
要素⑥のスケルトンカーブ (NS方向)



原子炉本体基礎  
地震応答解析モデル概念図



(a) 曲げモーメントー曲率関係

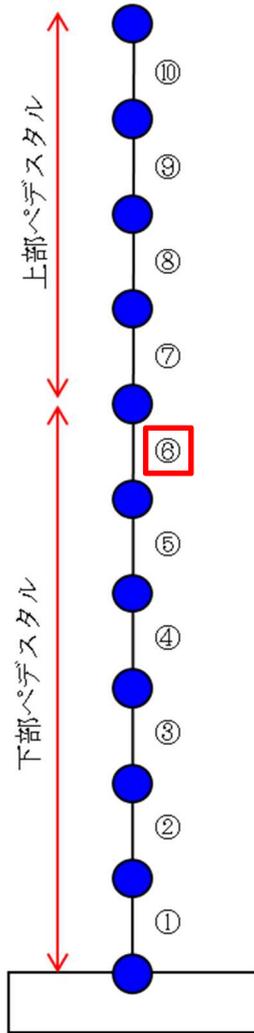


(b) せん断力ーせん断変形角関係

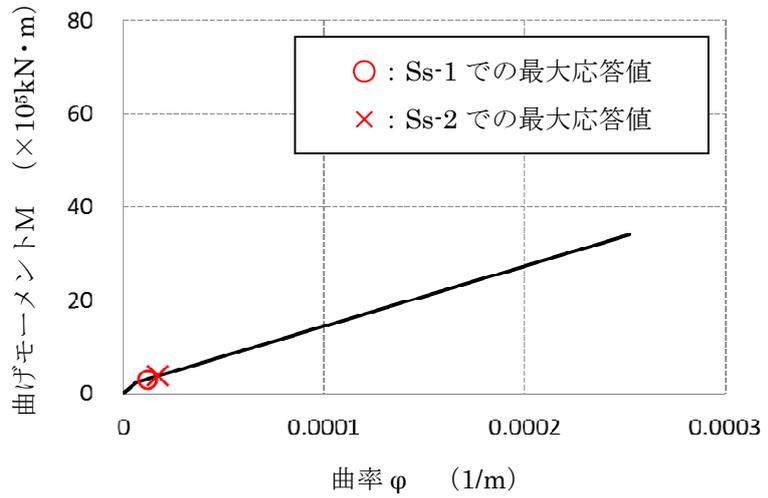
※暫定条件に基づく概算値

図4 SC規程に基づくRPVペDESTALのスケルトンカーブ (11/20)  
(鋼板降伏点である第2折点までを算定)

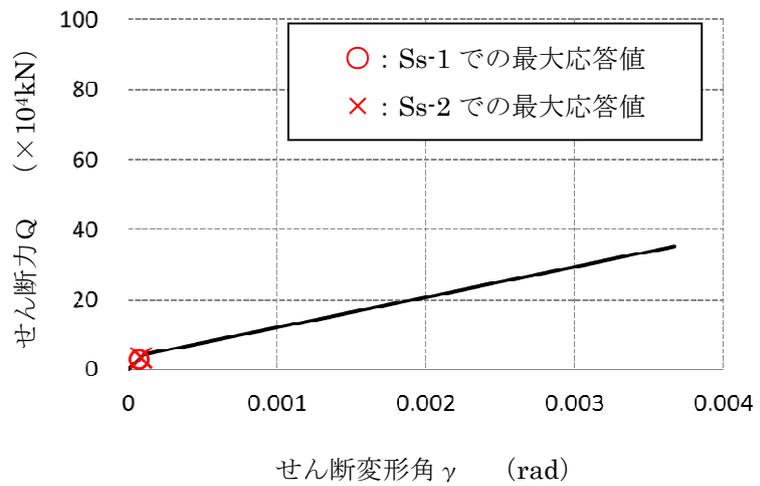
要素⑥のスケルトンカーブ（EW方向）



原子炉本体基礎  
地震応答解析モデル概念図



(a) 曲げモーメントー曲率関係

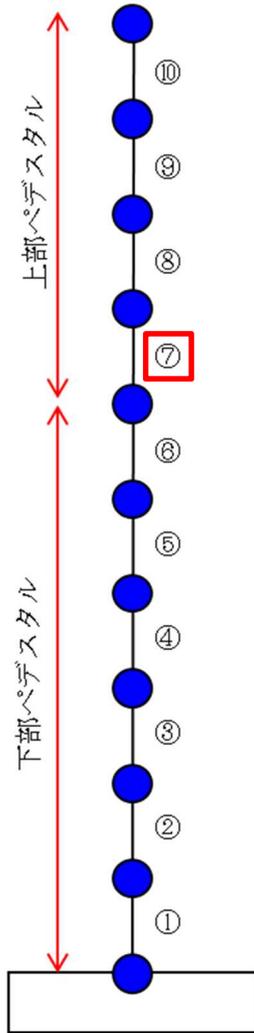


(b) せん断力ーせん断変形角関係

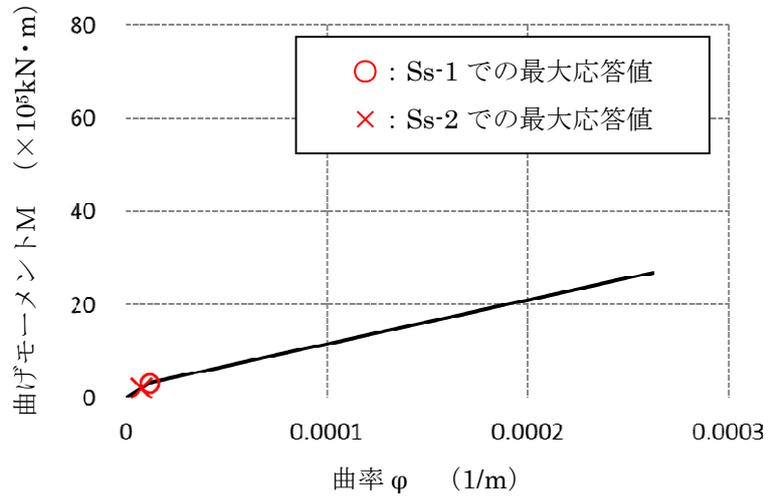
※暫定条件に基づく概算値

図4 SC規程に基づくRPVペDESTALのスケルトンカーブ（12/20）  
（鋼板降伏点である第2折点までを算定）

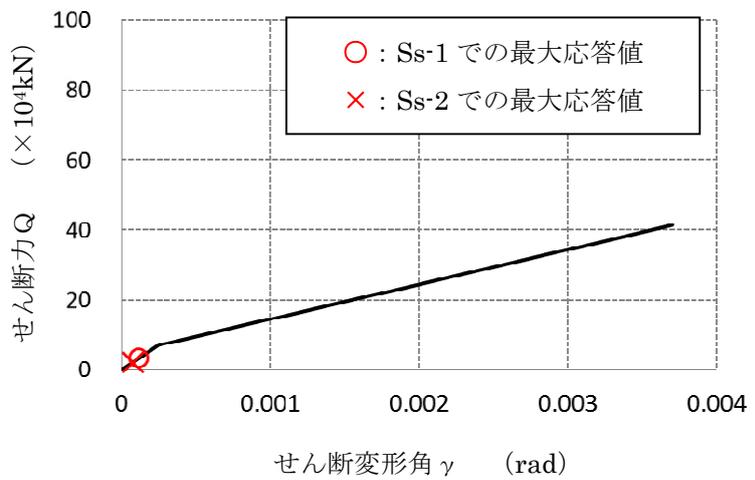
要素⑦のスケルトンカーブ (NS方向)



原子炉本体基礎  
地震応答解析モデル概念図



(a) 曲げモーメントー曲率関係

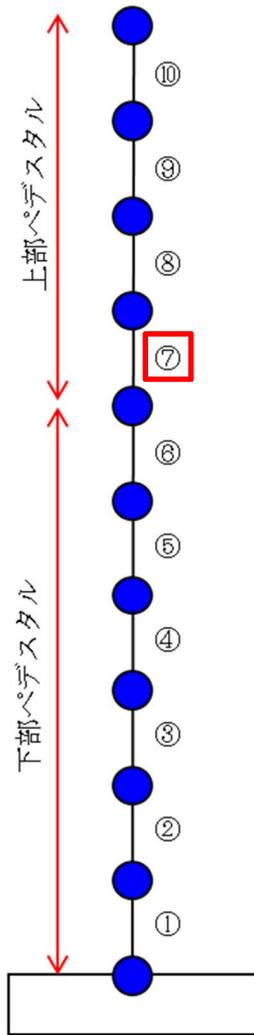


(b) せん断力ーせん断変形角関係

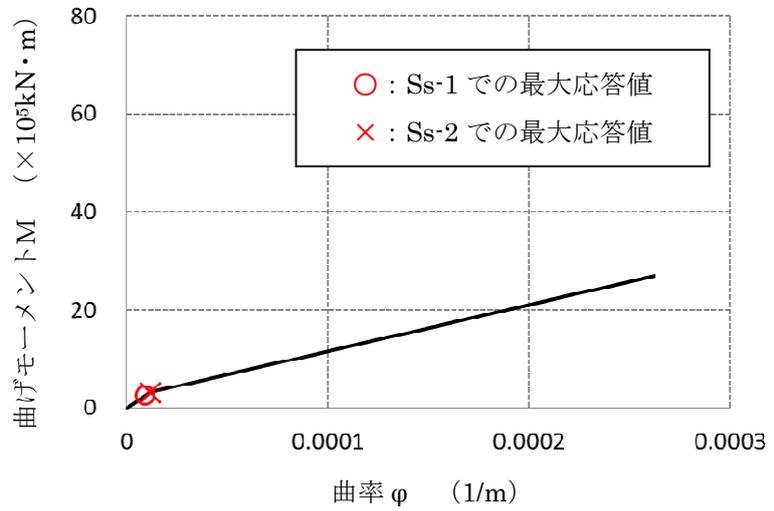
※暫定条件に基づく概算値

図4 SC規程に基づくRPVペDESTALのスケルトンカーブ (13/20)  
(鋼板降伏点である第2折点までを算定)

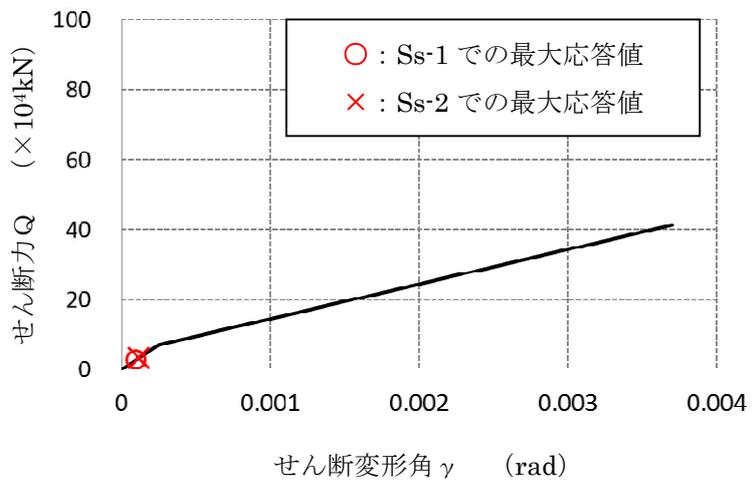
要素⑦のスケルトンカーブ（EW方向）



原子炉本体基礎  
地震応答解析モデル概念図



(a) 曲げモーメントー曲率関係

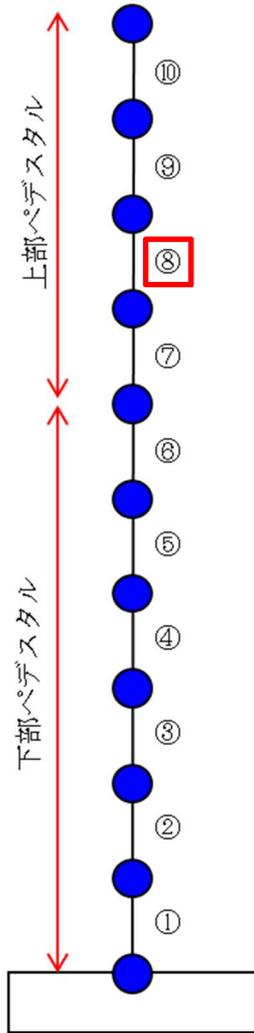


(b) せん断力ーせん断変形角関係

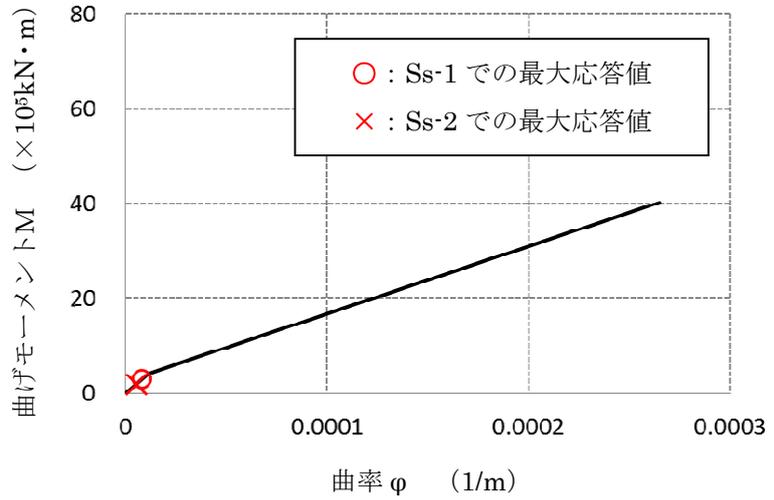
※暫定条件に基づく概算値

図4 SC規程に基づくRPVペDESTALのスケルトンカーブ（14/20）  
（鋼板降伏点である第2折点までを算定）

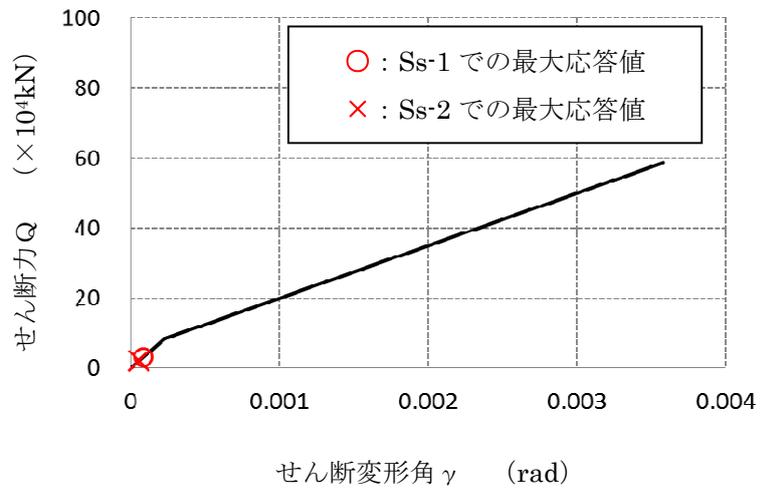
要素⑧のスケルトンカーブ (NS方向)



原子炉本体基礎  
地震応答解析モデル概念図



(a) 曲げモーメントー曲率関係

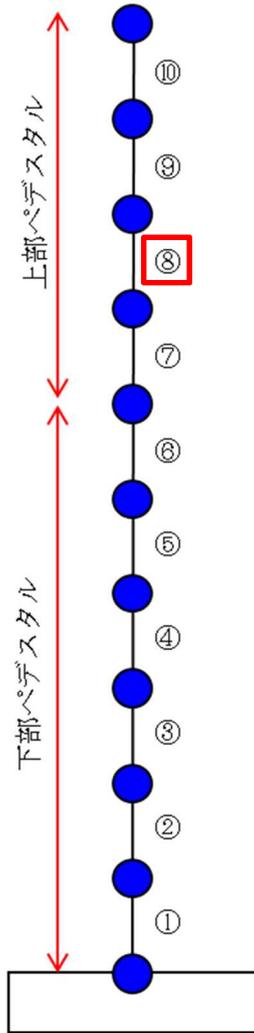


(b) せん断力ーせん断変形角関係

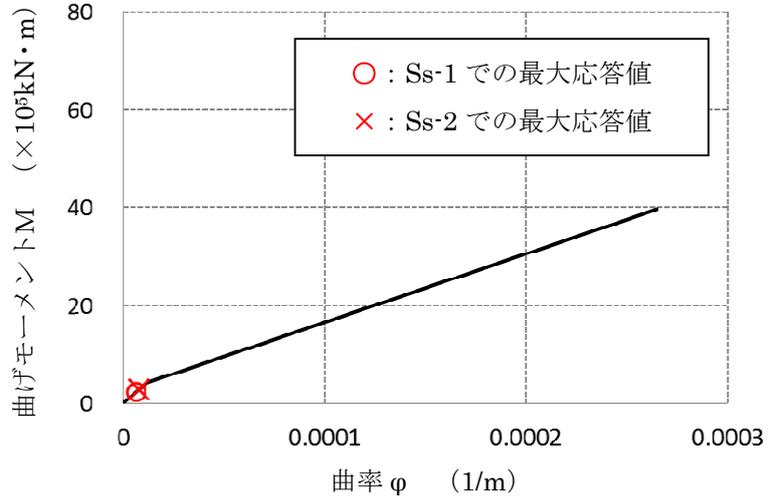
※暫定条件に基づく概算値

図4 SC規程に基づくRPVペDESTALのスケルトンカーブ(15/20)  
(鋼板降伏点である第2折点までを算定)

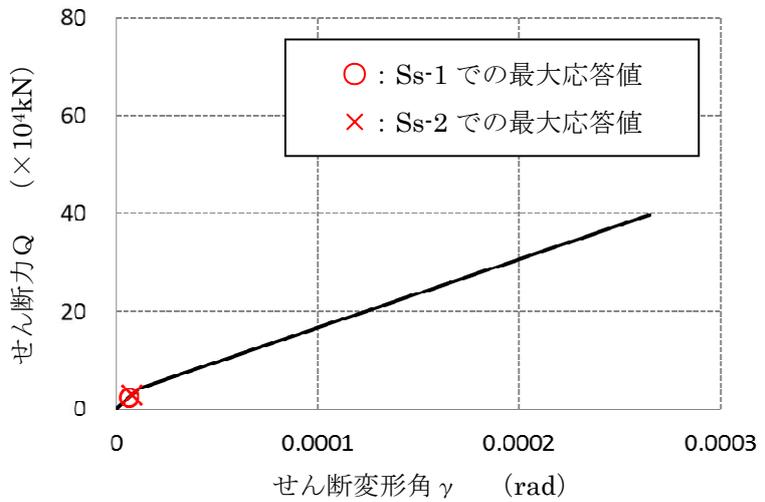
要素⑧のスケルトンカーブ（EW方向）



原子炉本体基礎  
地震応答解析モデル概念図



(a) 曲げモーメントー曲率関係

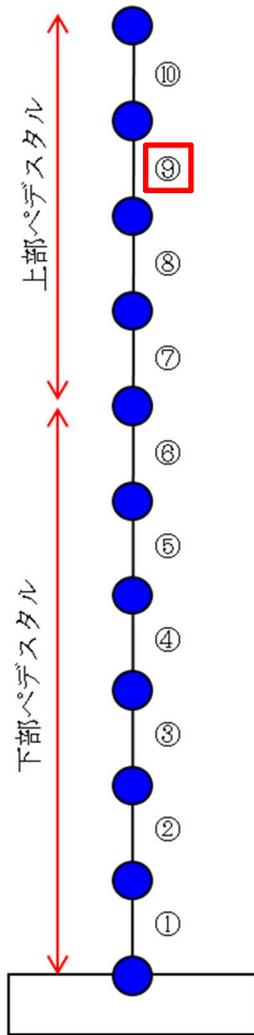


(b) せん断力ーせん断変形角関係

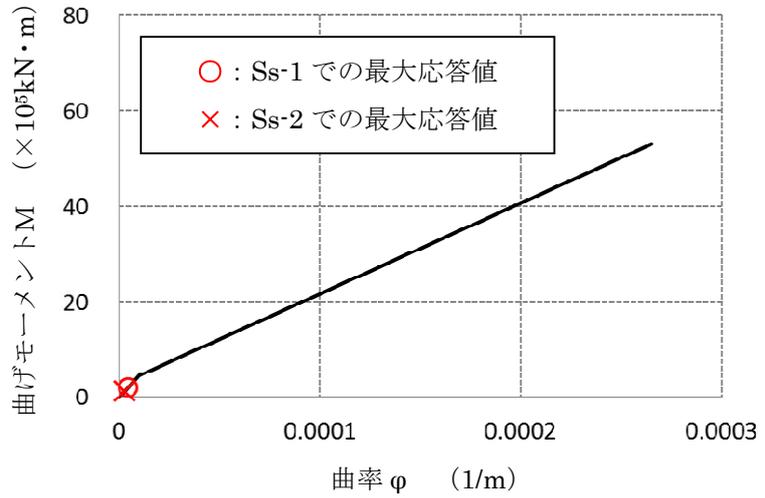
※暫定条件に基づく概算値

図4 SC規程に基づくRPVペDESTALのスケルトンカーブ（16/20）  
（鋼板降伏点である第2折点までを算定）

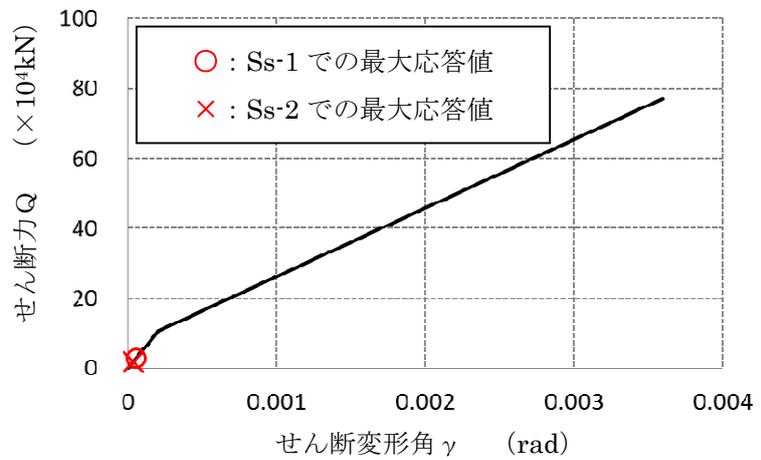
要素⑨のスケルトンカーブ (NS方向)



原子炉本体基礎  
地震応答解析モデル概念図



(a) 曲げモーメントー曲率関係

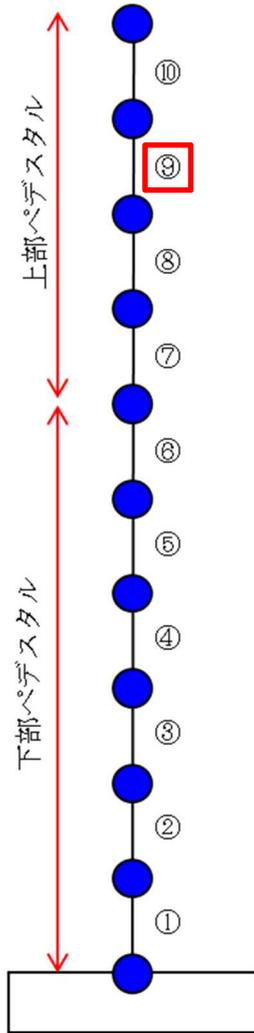


(b) せん断力ーせん断変形角関係

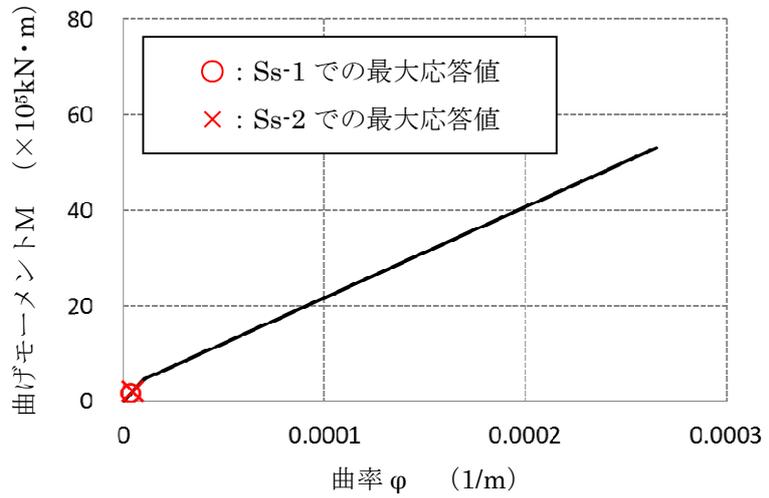
※暫定条件に基づく概算値

図4 SC規程に基づくRPVペDESTアルのスケルトンカーブ (17/20)  
(鋼板降伏点である第2折点までを算定)

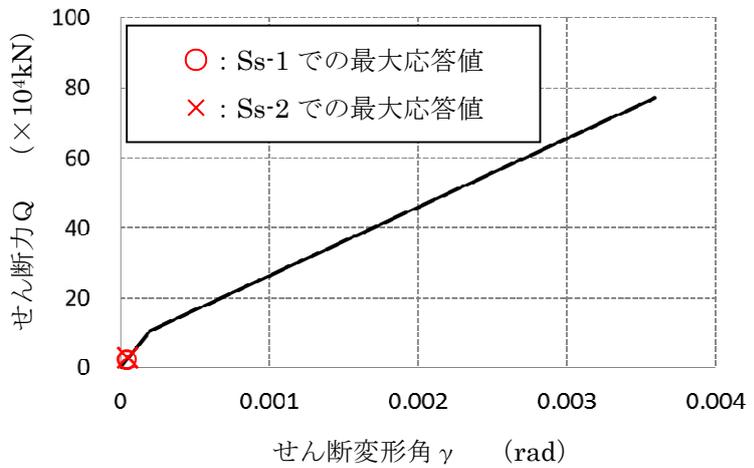
要素⑨のスケルトンカーブ（EW方向）



原子炉本体基礎  
地震応答解析モデル概念図



(a) 曲げモーメントー曲率関係

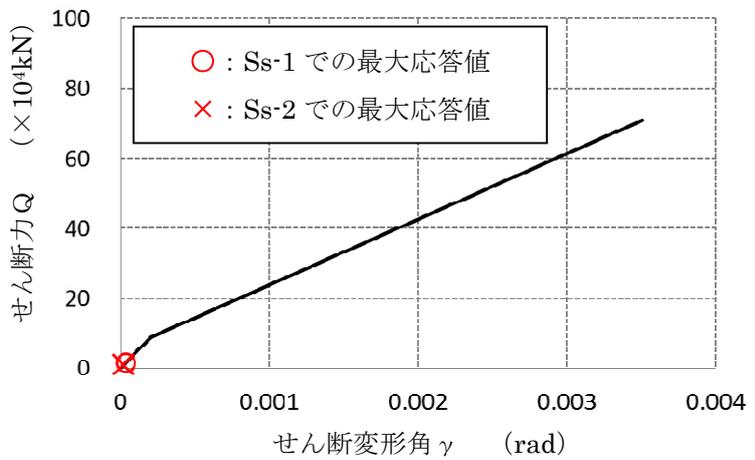
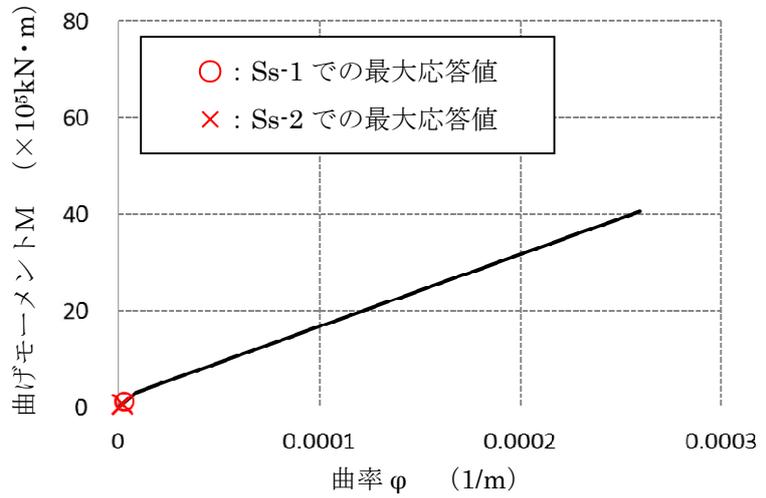
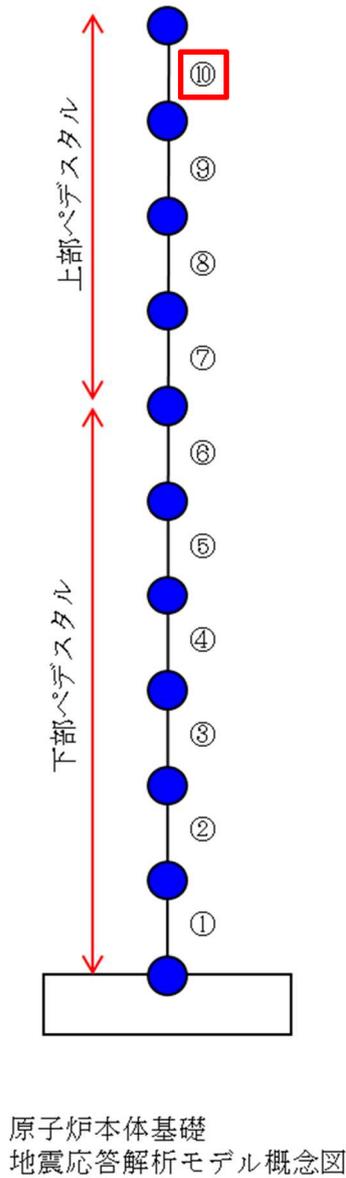


(b) せん断力ーせん断変形角関係

※暫定条件に基づく概算値

図4 SC規程に基づくRPVペDESTアルのスケルトンカーブ（18/20）  
（鋼板降伏点である第2折点までを算定）

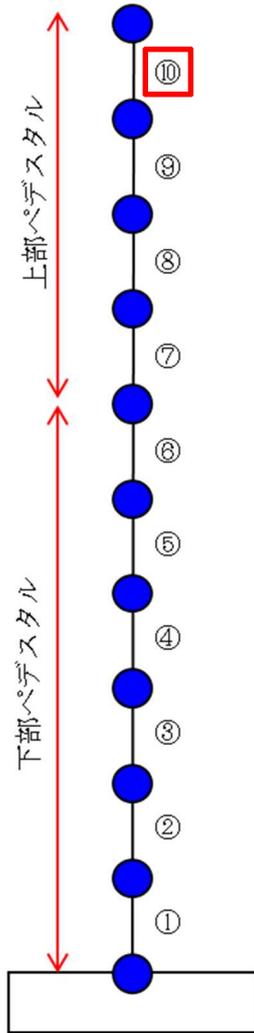
要素⑩のスケルトンカーブ (NS方向)



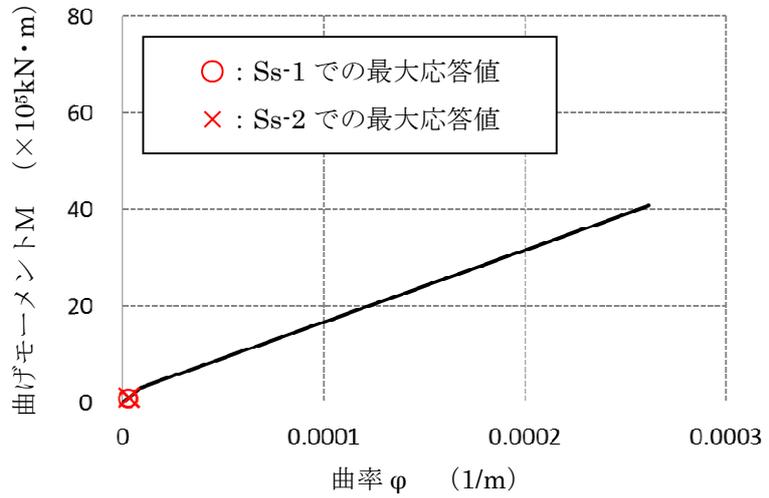
※暫定条件に基づく概算値

図4 SC規程に基づくRPVペDESTALのスケルトンカーブ (19/20)  
(鋼板降伏点である第2折点までを算定)

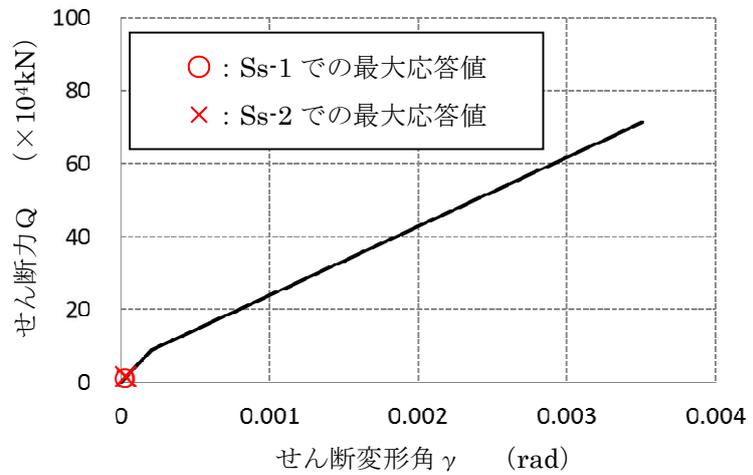
要素⑩のスケルトンカーブ（EW方向）



原子炉本体基礎  
地震応答解析モデル概念図



(a) 曲げモーメントー曲率関係



(b) せん断力ーせん断変形角関係

※暫定条件に基づく概算値

図4 SC規程に基づくRPVペDESTアルのスケルトンカーブ（20/20）  
（鋼板降伏点である第2折点までを算定）

## 5 履歴特性の設定

### (1) 検討目的

RPV ペDESTALの弾塑性特性を考慮した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、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地震応答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設定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。

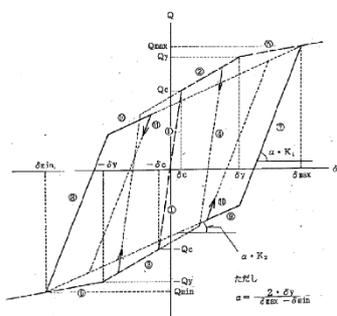
ケース A は、SC 規程を踏まえて、曲げとせん断の双方ともに最大点指向型の履歴特性を採用したケースである。

ケース B は、曲げ変形の履歴特性については、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。

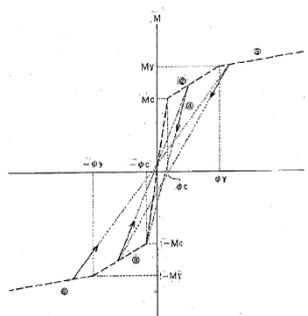
参考として、最大点指向型、ディグレイディングトリリニア型及び原点指向型の履歴特性のイメージを図 5.2(2)-1 に示す。

表 5.2(2)-1 履歴特性に関するパラメータスタディ

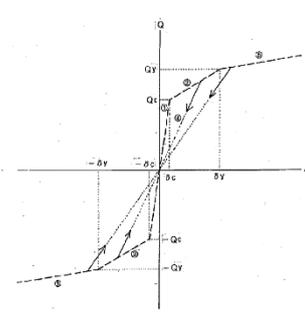
ケース	曲げ	せん断
ケース A (SC 規程準拠)	最大点指向型	最大点指向型
ケース B	ディグレイディング トリリニア型	原点指向型



(a)ディグレイディングトリリニア型

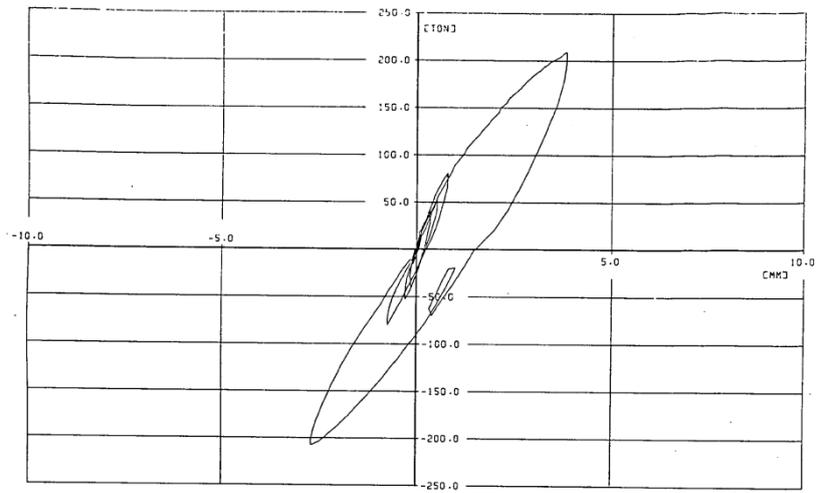


(b)最大点指向型

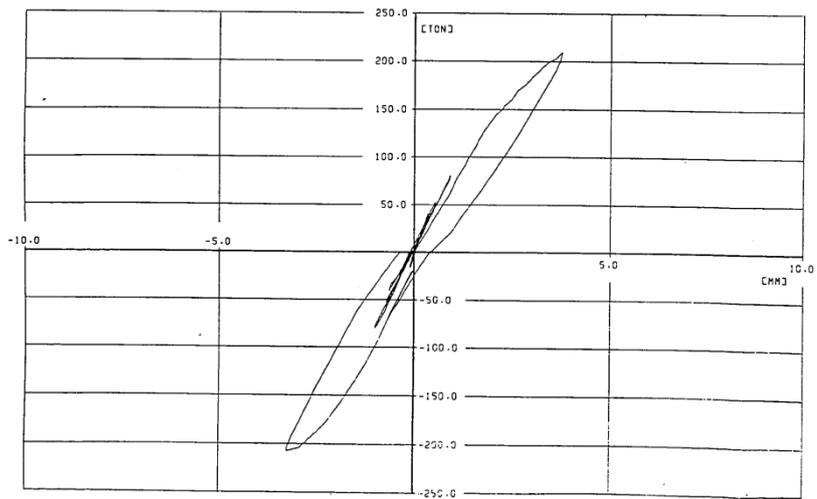


(c)原点指向型

図 5.2(2)-1 履歴特性のイメージ



(a) 水平力-曲げ変形関係



(b) 水平力-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 2 桁大きいオーダーの値を示しており、ひずみエネルギーの観点からは曲げによる影響が大きく支配的であると言える。

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。

以上より、RPV ペDESTAL の弾塑性特性を考慮した復元力特性の履歴特性としては、消費エネルギーが小さく保守的な応答を与えると考えられるケース A の最大点指向型を採用することとした。

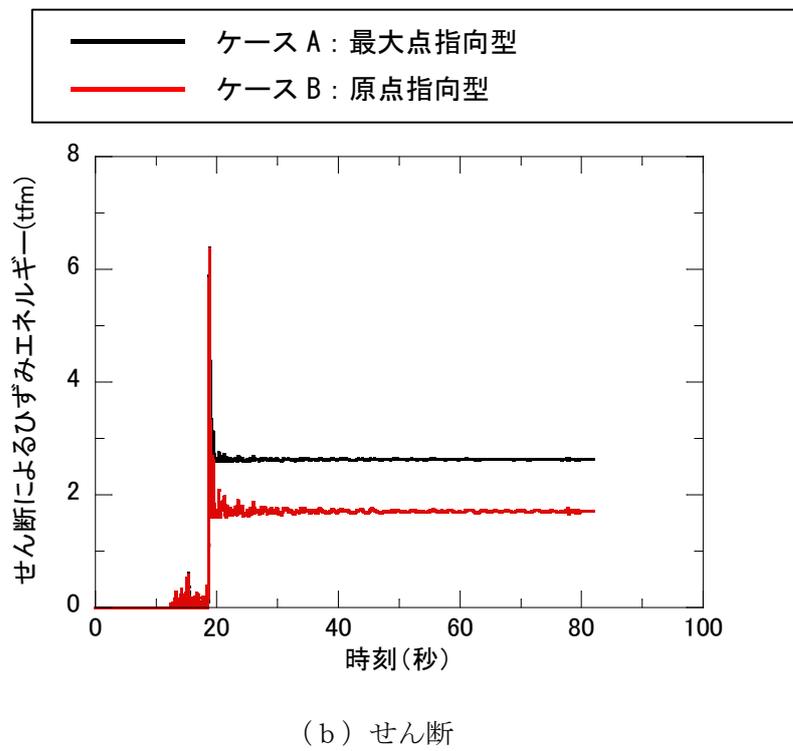
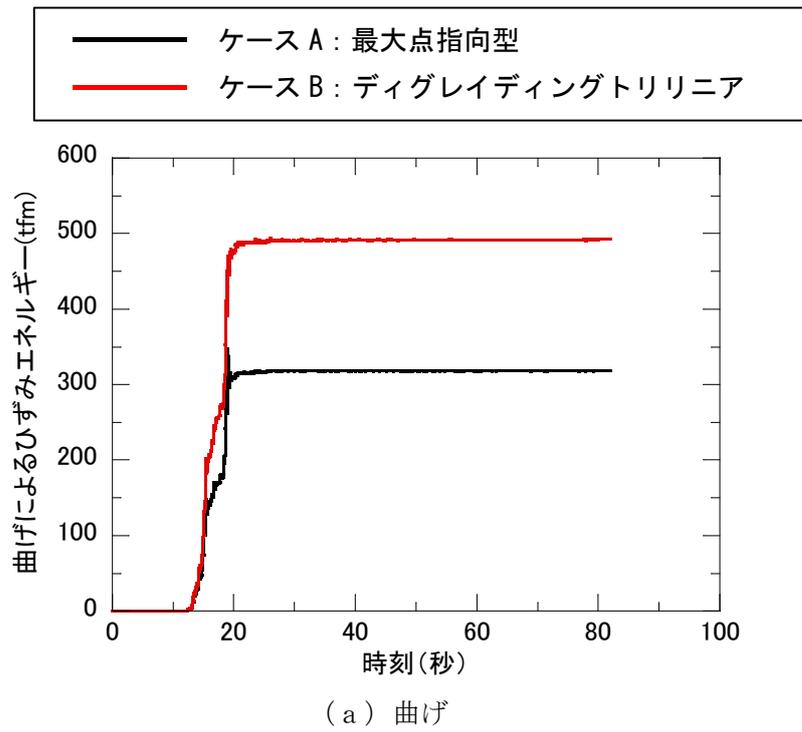


図 5.2(3)-1 履歴特性のパラメータスタディによるひずみエネルギーの比較

## 6 まとめ

RPV ペデスタルの復元力特性について、SC 規程の評価式をもとに RPV ペデスタル固有の構造特性を反映したスケルトンカーブを設定し、実機を模擬した既往試験結果を用いてその妥当性及び適用性について確認した。

また、履歴特性については、SC 規程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、保守的な応答が得られると考えられるひずみエネルギー吸収性能が小さな SC 規程に基づく最大点指向型を採用することとした。

## 7 参考文献

- (1) 社団法人日本電気協会 原子力規格委員会：電気技術規程原子力編 鋼板コンクリート構造耐震設計技術規程 JEAC4618-2009
- (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
- (3) 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）
- (4) 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）
- (5) 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）
- (6) 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）
- (7) 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

## 添付資料-1：既往試験の概要、信頼性及び実機への適用性

### 1. 試験の概要

RPV ペDESTALの荷重－変位特性を把握するため、電力共同研究として実機を模擬した試験体を用いて静的加力試験<sup>(1)</sup>（以下「試験」という。）を行っている。試験体と加力装置の概要を図 1-1 に示す。

試験体は、P C 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おり、測定される RPV ペDESTALの水平変形量の信頼性を確保している。

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  $\delta$  ( $= \delta_s$  (せん断変形)  $+ \delta_M$  (曲げ変形)) と  $\delta_M$  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。(加力変位特性は図 1-2 参照)

### 2. 試験結果の実機への適用性

試験体は、RPV ペDESTALの構造上の特徴を反映するため隔壁構造の SC 構造とし、ベント管を内蔵する部分と内蔵しない部分を含めたものである。柏崎刈羽原子力発電所 6 号及び 7 号炉と試験体に関する RPV ペDESTALの仕様を表 2-1 に示す。

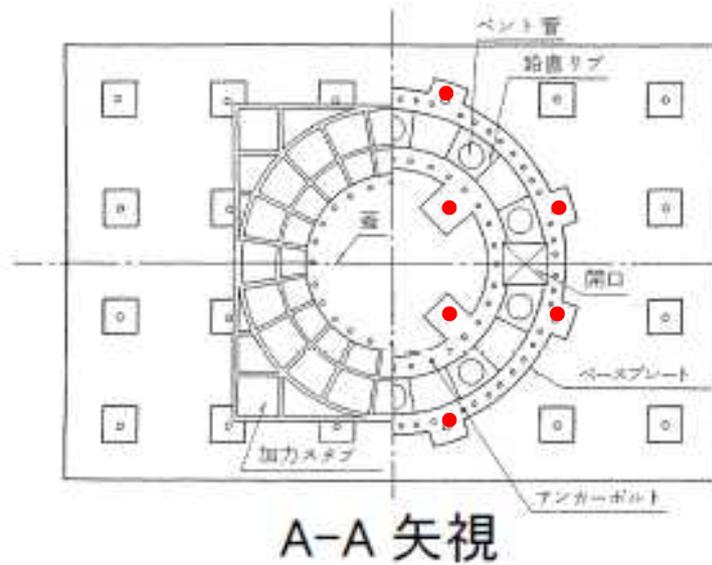
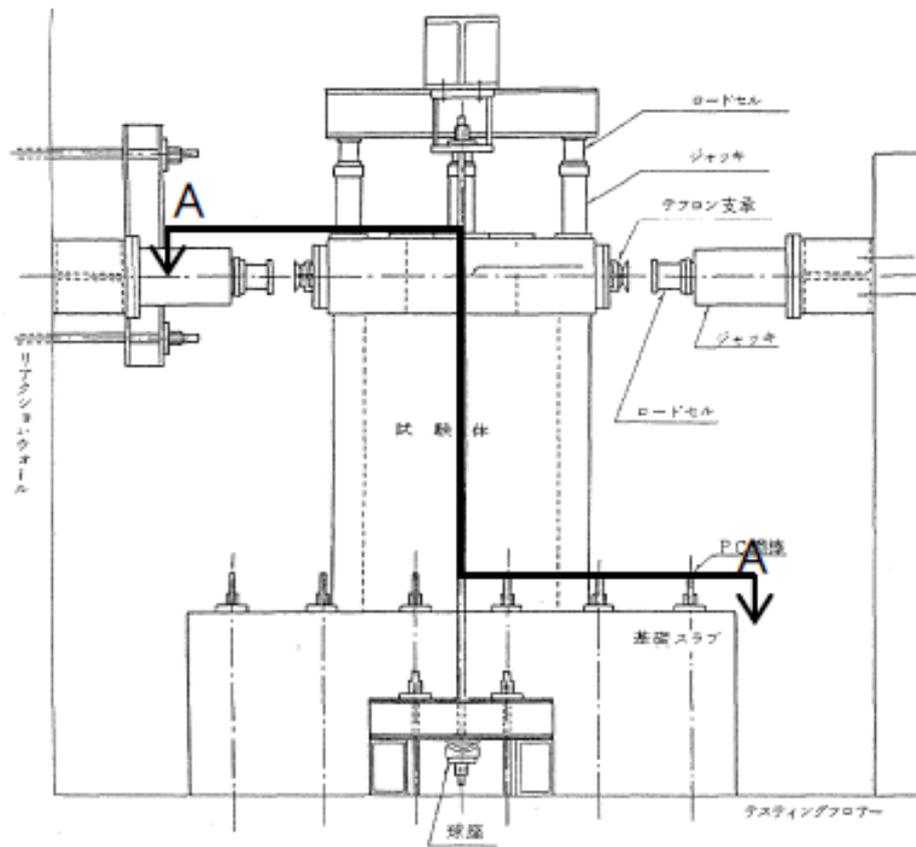
鋼材の材質やコンクリートの圧縮強度の差異については、試験体に対する SC 規程式を用いた荷重－変位特性を求める場合は、試験体に使用した材料の実測した剛性を用いることで適切に考慮している。

従って、本試験体の試験結果は、隔壁構造及びベント管を有した構造に対する SC 規程式の妥当性及び適用性の確認に適用可能である。

また、スケール効果の観点では実機を縮小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(2)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。

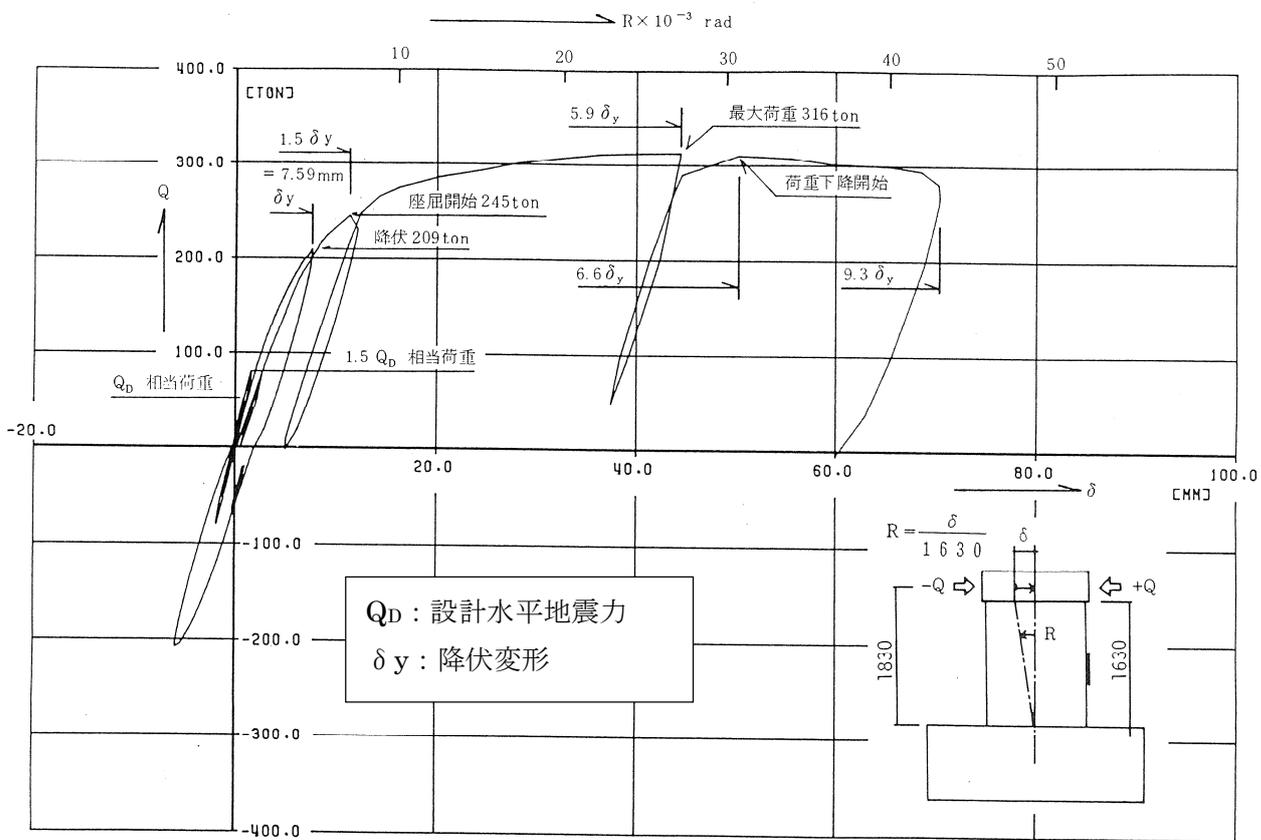
### 3. 参考文献

- (1) 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 P C V の構造評価および基準確立のための実証試験」，昭和 6 2 年度上半期（最終報告書），昭和 62 年 9 月
- (2) 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）



赤丸部は、P C 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 1-1 RPV ペダスタルの試験体と加力装置の概要  
 ((1)より引用, 加筆)



水平カー加力スタブ水平変位 (ステップII, V, VI)

図 1-2 試験で得られた加力変位特性  
((1)より引用, 加筆)

表 2-1 RPV ペDESTAL 及び試験体の構造概要

項目		柏崎刈羽原子力発電所 6号炉及び7号炉	試験体
構造	鋼板コンクリート構造の型式	隔壁方式 <sup>※1</sup>	同左
	ベント管内蔵	あり <sup>※2</sup>	同左
(以下、参考)			
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 <sup>2</sup> )	300	236

※1：柏崎刈羽原子力発電所の他号炉も含めて採用されている方式

※2：柏崎刈羽原子力発電所6号炉及び7号炉固有の構造(改良型沸騰水型原子炉)

添付資料-2：コンクリートせん断ひび割れ後の支持性能

SC 規程式によるスケルトンカーブ設定方法の妥当性、適用性確認に用いた試験体による加力試験では、鉛直方向にプレストレス力を載荷した状態でせん断力を加え実施している。

試験におけるプレストレス力は、実機 RPV ペDESTAL にかかる鉛直支持応力を超える荷重を荷重したものである。(表 1 参照。)

本条件下においても SC 規程式を用いたスケルトンカーブが試験結果の荷重-変位特性を再現できていることから、鉛直方向の圧縮荷重下においても、SC 規程は適用可能である。

(図 1 参照)

表 1 単位面積あたりの鉛直支持応力

実機 RPV ペDESTAL※	試験 (プレストレス力)
1.0N/mm <sup>2</sup>	1.7N/mm <sup>2</sup>

※RPV ペDESTAL が支持する RPV、原子炉遮蔽壁、ダイヤフラムフロア等の総重量を、単位面積当たりの鉛直支持応力に換算

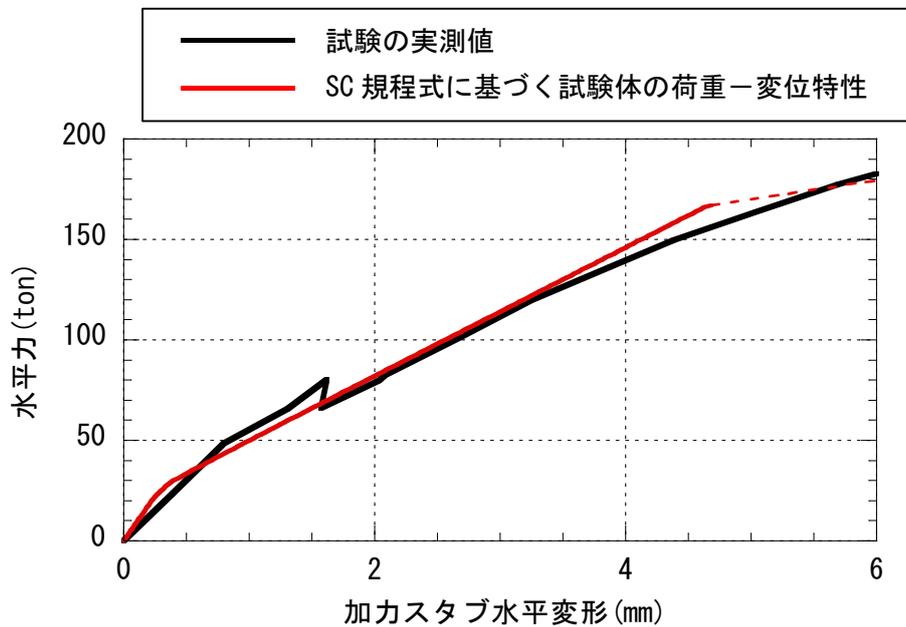


図 1 荷重-変形関係の比較  
(解析より求まる鋼板降伏点以降は点線で示す)