

<参考文献>

- (1) 古川茂, 他: 原子炉建屋鉄筋コンクリート耐震壁の復元力特性評価法(その1~6)  
日本建築学会学術講演梗概集, 2145~2150, pp. 289-300, 1987年10月
- (2) 東京電力株式会社, 北海道電力株式会社, 東北電力株式会社, 中部電力株式会社,  
北陸電力株式会社, 関西電力株式会社, 中国電力株式会社, 九州電力株式会社, 日  
本原子力発電株式会社, 株式会社大林組, 大成建設株式会社, 鹿島建設株式会社,  
清水建設株式会社, 株式会社竹中工務店: 共同研究報告書「原子炉建屋耐震余裕の  
評価法に関する研究その4(昭和61年度下半期最終報告書)」

## 添付資料-10：RPV ペDESTAL 復元力特性の折線近似の影響検討

### 1. はじめに

RPV ペDESTAL のスケルトンカーブは、曲げ、せん断ともに第1折点を内部コンクリートのひび割れが生じる点、第2折点を鋼板が降伏する点として2直線で近似しており、第1折点を超えた範囲では剛性が一定との仮定に基づいている。

一方、実現象としては第1折点で初期ひび割れが生じた後も、荷重の増加に伴い内部コンクリートのひび割れは徐々に増加していく。ひび割れの増加はコンクリートの剛性低下を意味することから、第1折点から第2折点の間の区間は直線で近似するよりも、徐々に剛性すなわちスケルトンカーブの勾配が低下する曲線で近似する方が実現象に近いと考えられる。

以上を踏まえ、RPV ペDESTAL について曲線近似したスケルトンカーブを作成し、折線近似との比較により影響検討を行うこととする。なお、曲げ及びせん断のうち、せん断変形については、折線近似したスケルトンカーブに基づく荷重-変位特性が加力試験の実測値を上回っていること（図 1-1）及び、せん断のスケルトンカーブの第1折点以降を変化させた場合でも地震応答解析結果から得られる最大せん断力及び最大モーメントに与える影響が小さいこと（図 1-2）から、影響検討は曲げ変形のみ実施する。

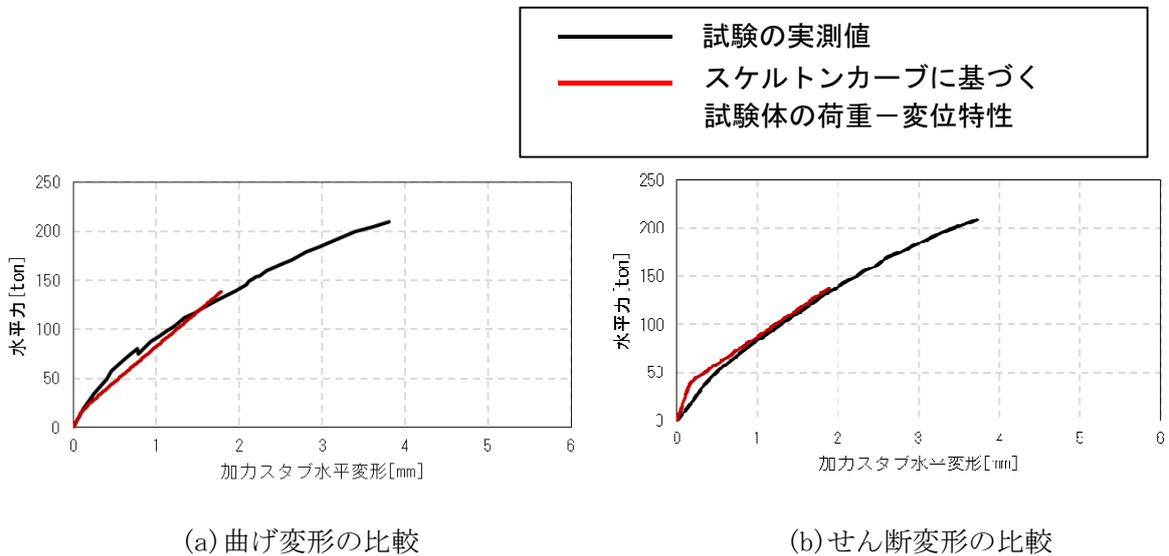


図 1-1 荷重-変形関係の比較

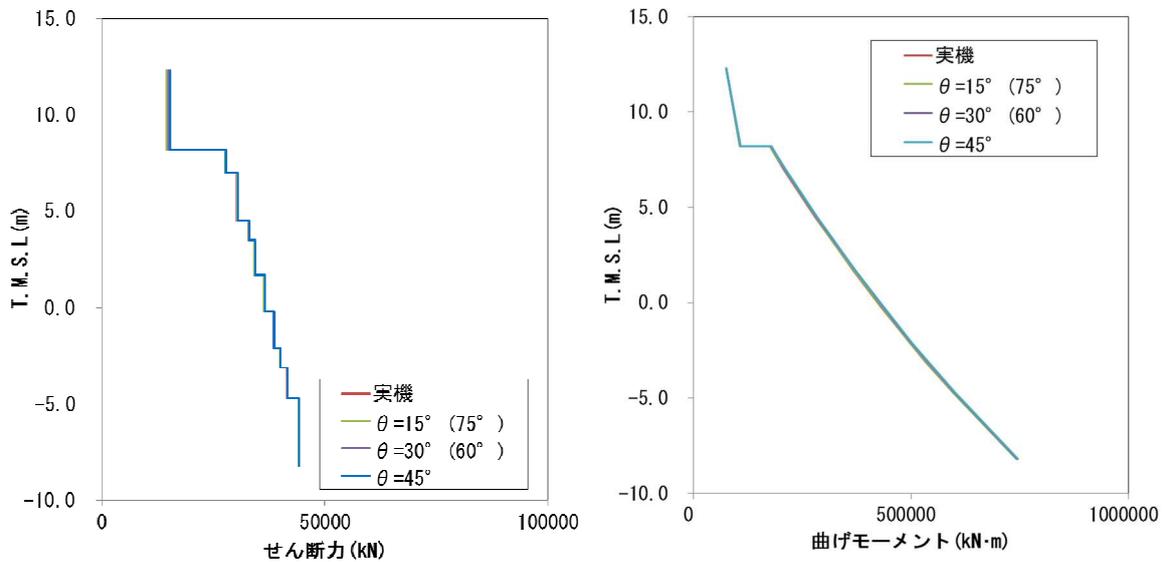


図 1-2 せん断力および曲げモーメントの応答分布図 (参考資料-2※より抜粋)

※：せん断第2折点の評価における圧縮ストラット角度 $\theta$ についてのパラメータスタディ

## 2. 曲線近似したスケルトンカーブの作成方法

RPV ペDESTALの曲げの第2折点は、断面の鋼板及びコンクリートを等価断面に置き換えモデル化したファイバーモデルを用いて鋼板が降伏状態に至る際の曲げモーメント及び曲率を求めている。曲線近似したスケルトンカーブは、第2折点の算出と同様の手法で曲げモーメント及び曲率の関係を求め、プロットすることにより行う。

なお、RPV ペDESTALの構造強度評価は曲げモーメントの最大応答値を用いて実施することを踏まえ、影響検討は曲げモーメントの最大応答値が算出されるEW方向のスケルトンカーブに対して行うこととする。

## 3. 影響検討

第1折点を越えた範囲において、曲線近似として作成したRPV ペDESTALのスケルトンカーブは上に凸の形状で、直線近似のものに比べ曲げモーメントが大きく算出されることを確認した。(図 3-1)

最大応答値である基準地震動 Ss-2 の曲げモーメントを折線近似したスケルトンカーブ上にプロットし、同じ曲率のモーメントを曲線近似のスケルトンカーブから参照しその差分を求めると、曲線近似による値は直線近似に比べ約 10.9%大きい値が得られた。(表 3-1)

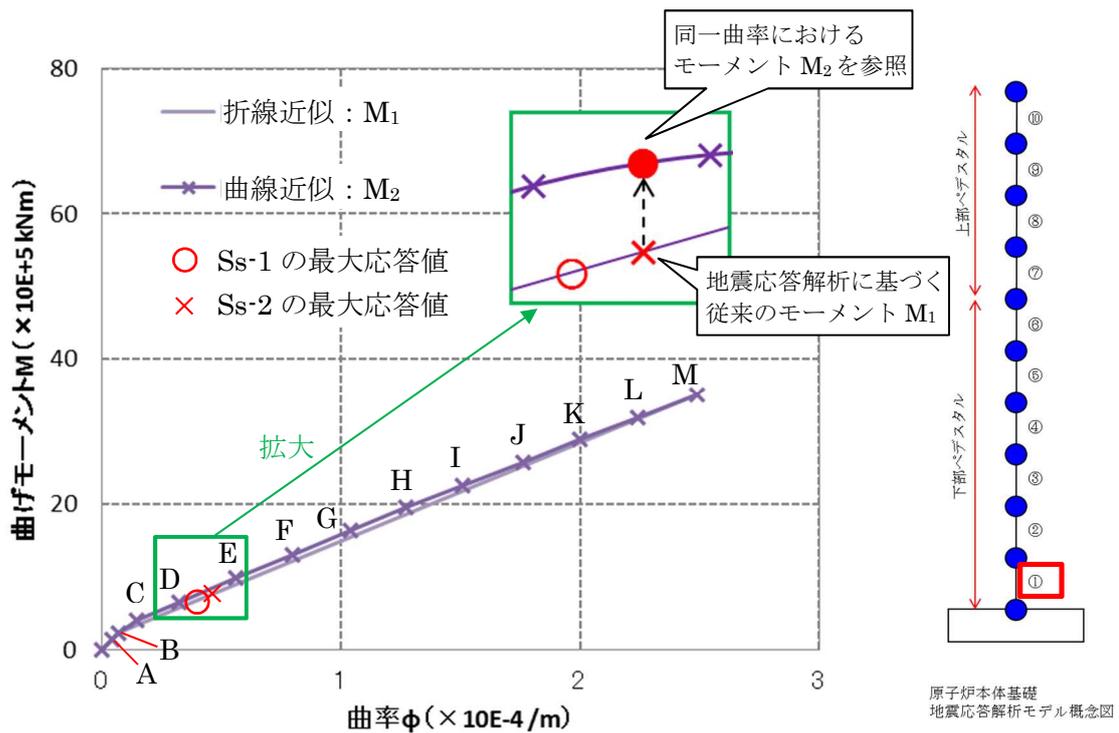


図 3-1 下部ペデスタル（要素①）の連続カーブと直線近似との比較（EW 方向）（暫定値）

表 3-1 曲線近似の折線近似からの差分（要素①，EW 方向）

	単位	A	B	C	D	Ss-1	Ss-2	E	F
曲率 $\phi$	$\times 10^{-4} / \text{m}$	0.05	0.07	0.15	0.32	0.38	0.47	0.56	0.80
モーメント(折線) $M_1$	$\times 10^5 \text{ kN}\cdot\text{m}$	1.6	2.4	3.4	5.8	6.5	7.7	9.0	12.2
モーメント(曲線) $M_2$	$\times 10^5 \text{ kN}\cdot\text{m}$	1.5	2.3	4.0	6.6	7.3	8.6	9.9	13.1
折線からの差分 ( $M_2 - M_1$ )/ $M_1$	%	-8.4	-3.7	16.1	13.7	12.5	10.9	9.8	7.5

	単位	G	H	I	J	K	L	M
曲率 $\phi$	$\times 10^{-4} / \text{m}$	1.04	1.27	1.51	1.76	2.00	2.24	2.49
モーメント(折線) $M_1$	$\times 10^5 \text{ kN}\cdot\text{m}$	15.4	18.5	21.8	25.2	28.4	31.6	35.0
モーメント(曲線) $M_2$	$\times 10^5 \text{ kN}\cdot\text{m}$	16.3	19.5	22.6	25.7	28.8	31.9	35.0
折線からの差分 ( $M_2 - M_1$ )/ $M_1$	%	5.5	5.1	3.7	2.2	1.4	0.9	0.0

(暫定値)

#### 4. 設計への反映方針

折線近似による変形量を設計に用いる場合は、同じ荷重レベルに対して大きい変形量を与えることになり安全側の設計となる。一方、荷重を設計に用いる場合は、同じ変形量に対して小さい荷重を与えることになる。

スケルトンカーブを曲線近似する場合の応答は地震応答解析により求まるため、ここでの曲線近似と折線近似の比は純粋な荷重比にはならないものの、折線近似では表現できていない不確実性を表すものと考えられる。

以上を踏まえ、RPV ペDESTALの構造強度評価は地震応答解析から得られる地震荷重に対して、折線近似による不確実性を考慮した設計を行うこととし、具体的には以下による。

##### (1) 折線近似の不確実性を考慮したスケルトンカーブの作成

RPV ペDESTALの地震応答解析モデルの各要素、各方向（NS, EW 方向）の曲げ変形に対するスケルトンカーブについて、曲線近似を包絡するように折線のスケルトンカーブ（以下、「包絡スケルトンカーブ」という）を作成する。

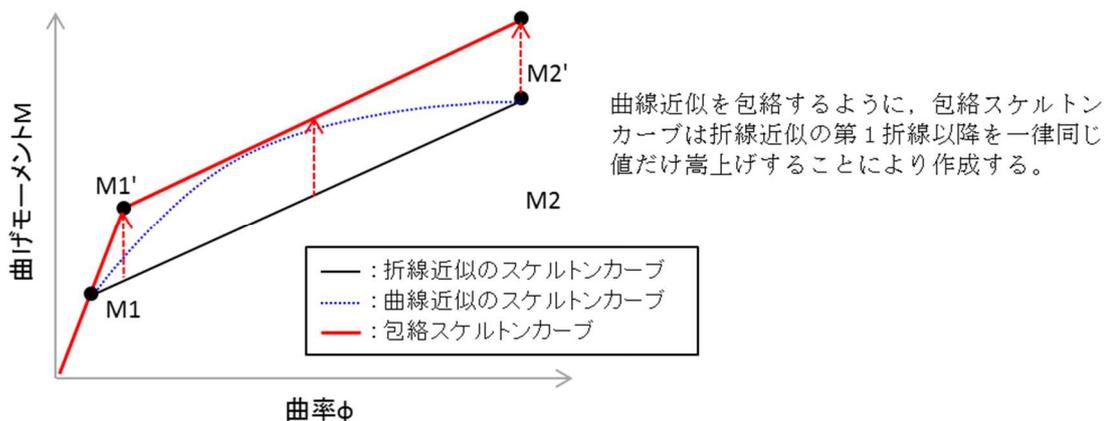


図 4-1 包絡スケルトンカーブの概念図

##### (2) 包絡スケルトンカーブを用いた地震応答解析結果に基づく機器への影響評価

包絡スケルトンカーブを用いて、原子炉格納容器・原子炉圧力容器の地震応答解析及び原子炉本体の地震応答解析を実施し、得られた地震荷重等を用いて機器・配管系への影響評価を行う。

## 添付資料-11：コンクリートせん断ひび割れ後の剛性評価の理論式

### 1. はじめに

本資料は鋼板コンクリート構造（以下、「SC 構造」という）のせん断ひび割れ後のコンクリート剛性に関する既往知見<sup>(1)</sup>に示される理論式の概要を示すものである。

### 2. SC 構造のせん断抵抗挙動

SC 構造にせん断力  $Q$  が作用する際、既往知見が参照している実験結果から鋼板が降伏するまでの範囲において SC 構造は以下の挙動を示す。本資料では②の状態におけるコンクリートのせん断剛性の算定について説明する。

- ① 鋼板  $S$  とコンクリート  $C$  がともに等方性弾性状態で変形。
- ② コンクリート  $C$  の対角方向にひび割れが発生し、コンクリート  $C$  が異方性弾性状態として振る舞う。(  $C$  のひび割れは体積膨張を伴うため、  $S-C$  間に内力  $N$  が生じる。

図 2-1 参照)

せん断力  $Q$  は、鋼板  $S$  及びコンクリート  $C$  がそれぞれせん断力  $sQ$  及び  $cQ$  として分担する。また、コンクリートひび割れ後は、鋼板に内力  $sN_x$  及び  $sN_y$ 、コンクリートには内力  $cN_x$  及び  $cN_y$  が作用し、両者はそれぞれ釣り合う。

$$Q = sQ + cQ \quad (\text{式 2-1})$$

$$sN_x + cN_x = 0, \quad sN_y + cN_y = 0 \quad (\text{式 2-2})$$

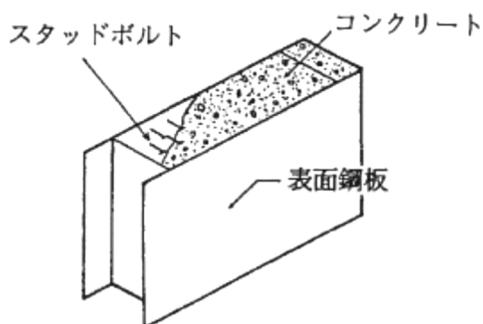


図 1-1 SC 構造の例

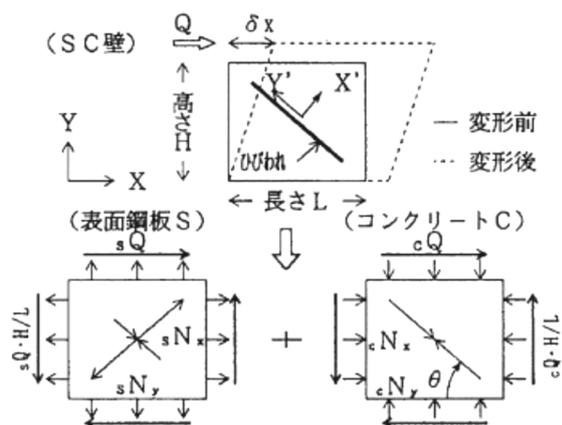


図 2-1 ひびわれ後の荷重分担

### 3. ひびわれ発生後の応力-ひずみ状態の仮定

鋼板は等方性弾性材料とし、コンクリートはひび割れに沿った斜め圧縮力のみ抵抗する異方性弾性材料と仮定する。この場合の対角方向（コンクリートの圧縮ストラット方向）を Y' 軸とする X'-Y' 座標系における応力  $\{\sigma\}$  とひずみ  $\{\varepsilon\}$  の関係は、一般的な応力とひずみの構成方程式より、D マトリクスを介して式 3-1～式 3-4 で表される。

[鋼板の応力ひずみ関係]

$$s \{\sigma\} = s [D] \cdot \{\varepsilon\} \quad (\text{式 3-1})$$

ここで、

$$s [D] = \frac{sE}{1-s\nu^2} \begin{bmatrix} 1 & s\nu & 0 \\ s\nu & 1 & 0 \\ 0 & 0 & (1-s\nu)/2 \end{bmatrix} \quad (\text{式 3-2})$$

[コンクリートの応力ひずみ関係]

$$c \{\sigma\} = c [D] \cdot \{\varepsilon\} \quad (\text{式 3-3})$$

ここで、

$$c [D] = \frac{cE}{1-c\nu^2} \begin{bmatrix} 0 & 0 & 0 \\ 0 & 1 & 0 \\ 0 & 0 & 0 \end{bmatrix} \quad (\text{式 3-4})$$

E,  $\nu$  はそれぞれヤング係数、ポアソン比であり、各変数の添字 S 及び C は、それぞれ鋼板 S 及びコンクリート C を表している。

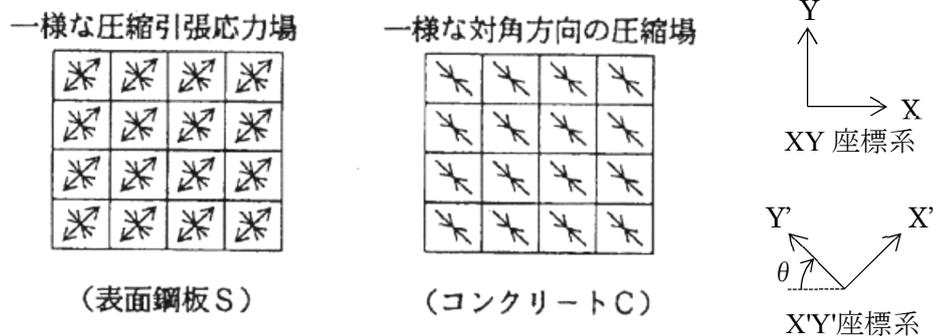


図 3-1 ひびわれ後の応力状態の仮定

#### 4. ひび割れ後の荷重－変形関係式

壁長さ方向を X 軸とする X-Y 座標系に変換し、応力に有効断面積を乗じて鋼板とコンクリートに生じる内力 N 及びせん断力 Q を求める。

鋼板は等方性弾性材料の仮定であるため、座標変換後も式 3-2 と同じ D マトリクスを用いる。(式 4-1)

一方のコンクリートは異方性弾性材料の仮定であるため、圧縮ストラット方向で定義した式 3-4 の X'-Y'座標系の D マトリクスをそのまま用いることができないことから、 $\pi/2-\theta$  の応力変換マトリクス [T<sub>1</sub>] 及びひずみ変換マトリクス [T<sub>2</sub>] を用いて X-Y 座標系に変換する。(式 4-2)

$$s \begin{bmatrix} N_x \\ N_y \\ Q \end{bmatrix} = s \begin{bmatrix} A_x \\ A_y \\ A_{ys} \end{bmatrix} \cdot s [D] \cdot \{\varepsilon\}_{xy} \quad (\text{式 4-1})$$

$$c \begin{bmatrix} N_x \\ N_y \\ Q \end{bmatrix} = c \begin{bmatrix} A_x \\ A_y \\ A_y \end{bmatrix} \cdot [T_1]^{-1} \cdot c [D] \cdot [T_2] \cdot \{\varepsilon\}_{xy} \quad (\text{式 4-2})$$

ここで、内力の釣り合い条件より、

$$sN_x + cN_x = 0, \quad sN_y + cN_y = 0 \quad (\text{式 4-3})$$

式 4-1～式 4-3 を sQ および cQ について解くと、SC 構造が水平方向に  $\delta_x (=H \cdot \gamma)$  せん断変形する際のせん断力 sQ, cQ は式 4-4～式 4-7 で表される。

$$sQ = \frac{sA_{ys} \cdot sE}{2(1 + s\nu) \cdot H} \cdot \delta_x \quad (\text{式 4-4})$$

$$cQ = \frac{(\cos\theta)^2}{2 \cdot \left[ \frac{1 - c\nu^2}{cE \cdot ct \cdot \sin 2\theta} + \frac{1}{2 \cdot sE} (C1 + C2) \right]} \cdot \delta_x \quad (\text{式 4-5})$$

$$C1 = L \cdot \cos\theta \left( \frac{\cos\theta}{sA_x} - \frac{\sin\theta}{sA_y} s\nu \right) \quad (\text{式 4-6})$$

$$C2 = H \cdot \sin\theta \left( \frac{\sin\theta}{sA_y} - \frac{\cos\theta}{sA_x} s\nu \right) \quad (\text{式 4-7})$$

ここで、 H, L : SC 構造の高さ, SC 構造の長さ  
 ct : コンクリート板厚  
 sA<sub>x</sub>, sA<sub>y</sub> : X, Y 方向の鋼板軸力有効断面積  
 sA<sub>ys</sub> : Y 方向の鋼板せん断有効断面積

式 4-4 に  $\delta x = H \cdot \gamma$  を代入することにより、 $cQ = K_{\beta} \cdot \gamma$  の関係からひび割れ後のコンクリートの有効せん断剛性  $K_{\beta}$  を求めることができる。(C1, C2 は式 4-5,6 により求める。)

$$cQ = \frac{(\cos \theta)^2}{2 \cdot \left[ \frac{1 - c\nu^2}{cE \cdot ct \cdot \sin 2\theta} + \frac{1}{2 \cdot sE} (C1 + C2) \right]} \cdot \delta x \quad (\text{式 4-4})$$

ここで、 $\delta x = H \cdot \gamma$  を代入すると以下の式が得られる。

$$cQ = \frac{(\cos \theta)^2}{2 \cdot \left[ \frac{1 - c\nu^2}{cE \cdot ct \cdot \sin 2\theta} + \frac{1}{2 \cdot sE} (C1 + C2) \right]} \cdot H \cdot \gamma \quad (\text{式 4-8})$$

$K_{\beta}$

## 5. 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 せん断荷重・変形関係の解析 日本建築学会学術講演梗概集 (1992 年)

## 参考資料-1：隔壁方式の鋼板コンクリート構造に関する理論式と試験結果の比較

### 1. はじめに

RPV ペデスタルのせん断第2折点の設定を行う際は、既往知見<sup>(1)</sup>に記載のある鋼板コンクリート構造（以下、「SC構造」という）に関する理論式を用いて、コンクリートせん断ひび割れ後の鋼板及びコンクリートの剛性を算出している。

既往知見の理論式は、試験結果との対比により整合性が確認されているが、ここでは更なる確認として、既往知見に記載された試験以外の隔壁により鋼板とコンクリートを一体化したSC構造の試験結果を用いて、理論式との整合性を確認する。

### 2. 確認方法

実験結果の荷重変形関係と理論式に基づき算出する荷重変形関係の比較を行う。実験値として使用するデータは、以下に示す2つの論文から得られる荷重変形関係とする。解析で求める荷重変形関係は別紙4に記載の方法に基づいて設定し、鋼材の材料物性値は規格値、コンクリートの材料物性値は試験1については設計基準強度、試験2については論文中から設計基準強度が読み取れないため論文に記載のある実測値を用いた。

【試験1】加藤，遠山他：コンクリート充填鋼板耐力壁の実験的研究その3，日本建築学会学術講演梗概集，1985

【試験2】鋼板コンクリート構造に関する研究その1（大林組技術研究所報）

### 3. 参照する試験の概要

#### (1) 試験 1 コンクリート充填鋼板耐力壁の実験的研究その 3

試験 1 の試験体諸元を表 3-1 に示し、各試験体の断面を図 3-1 に示す。

試験概要・方法は図 3-2 に示しており、試験体には正負交番の漸増繰り返しで荷重を与える。

試験結果として得られた荷重変形関係を図 3-3 に示す。なお、試験体にはせん断力と共に曲げモーメントも生じるため、荷重変形関係の評価にあたっては曲げによる変形も考慮する。

表 3-1 実験 1 の試験体及び諸元

試験体名	隔壁枚数	鋼板板厚[mm]		鋼板材料		コンクリート 設計基準強度 [kg・cm <sup>2</sup> ]
		表面・隔壁 板厚[mm]	フランジ 板厚[mm]	表面・隔壁	フランジ	
200K	0	3.2	19	SS41	SM50A	240
100K	1					
67K	2					

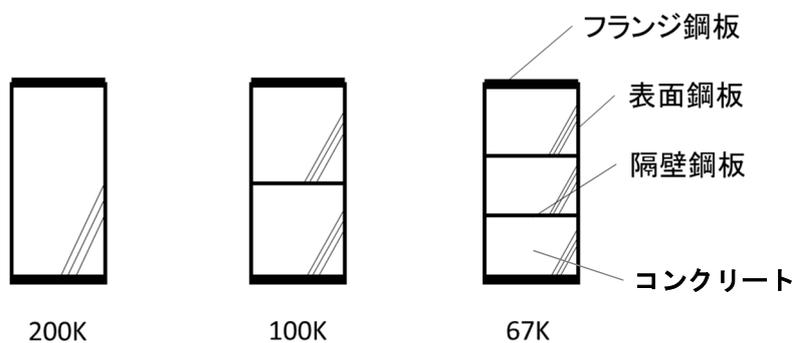


図 3-1 実験 1 の試験体断面

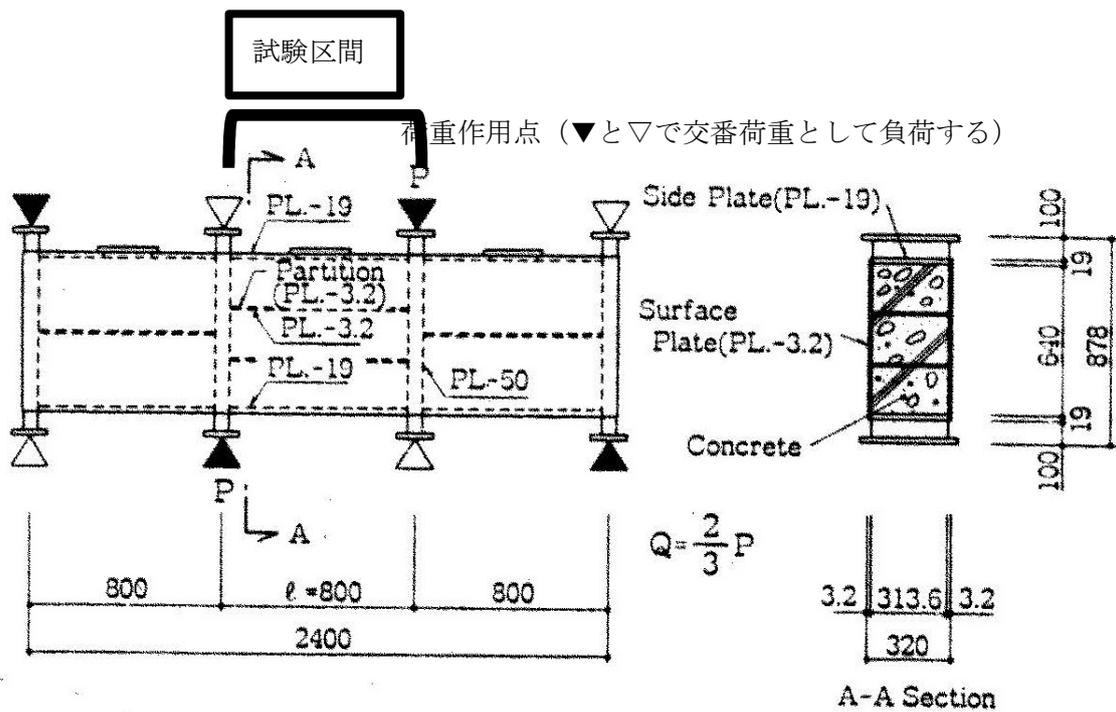


図 3-2 実験 1 の試験概要

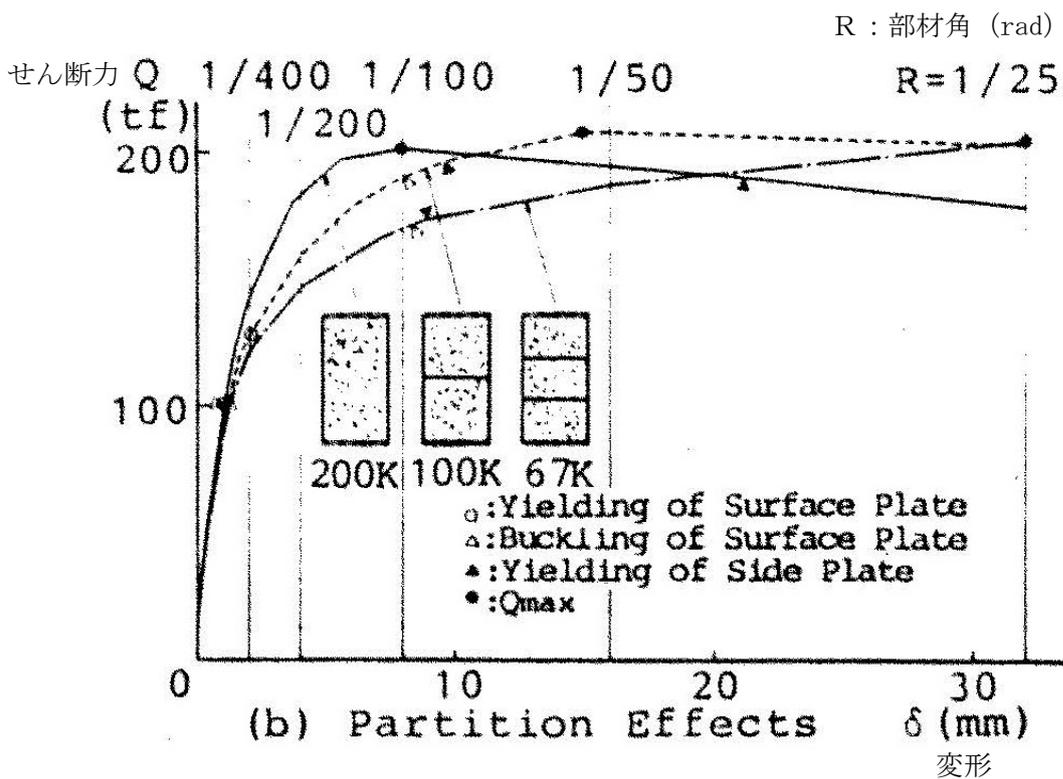


図 3-3 実験 1 の試験結果

(2) 実験 2 鋼板コンクリート構造に関する研究その 1 (大林組技術研究所報)

実験 2 で使用されている試験体及び諸元を表 3-2 に示す。試験体の平断面、及び断面が、図 3-4、図 3-5 である。

加力方法は、試験体各辺にそれぞれ 4 分割された加力治具を取り付け、各々の加力治具を PC 鋼棒によってまとめて引っ張り、試験体に純せん断応力を与える(図 3-6)。したがって、試験体にはせん断変形のみが生じるものとし、曲げによる変形は考慮しない。

試験結果が図 3-7 である。

表 3-2 実験 2 の試験体及び諸元

試験体	隔壁枚数	鋼材				コンクリート	
		表面鋼板板厚[mm]	隔壁板厚[mm]	フランジ鋼板 板厚[mm]	材料	ヤング係数※ [kgf/cm <sup>2</sup> ]	圧縮強度※ [kgf/cm <sup>2</sup> ]
SC209-2	0	2.3	4.5	4.5	SS400	2.68	377
SC150-0	0	3.2		-		2.83	436
SC150-2	0	3.2		4.5		2.85	412
SC150-3	1	3.2		4.5		2.78	444

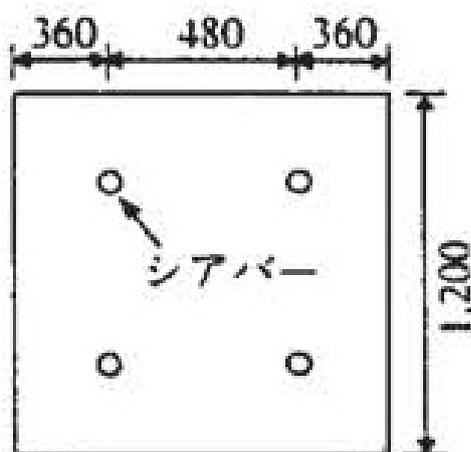


図 3-4 実験 2 の試験体縦断面

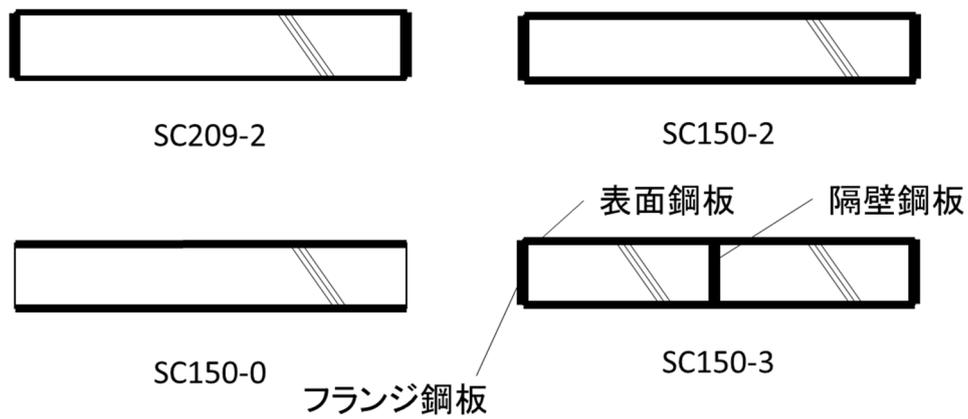


図 3-5 実験 2 の各試験体断面

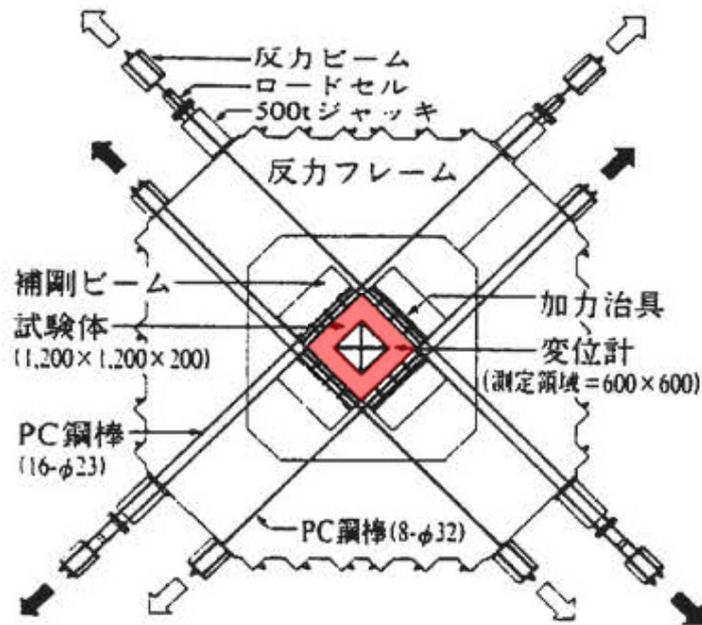


図 3-6 実験 2 の加力装置概要

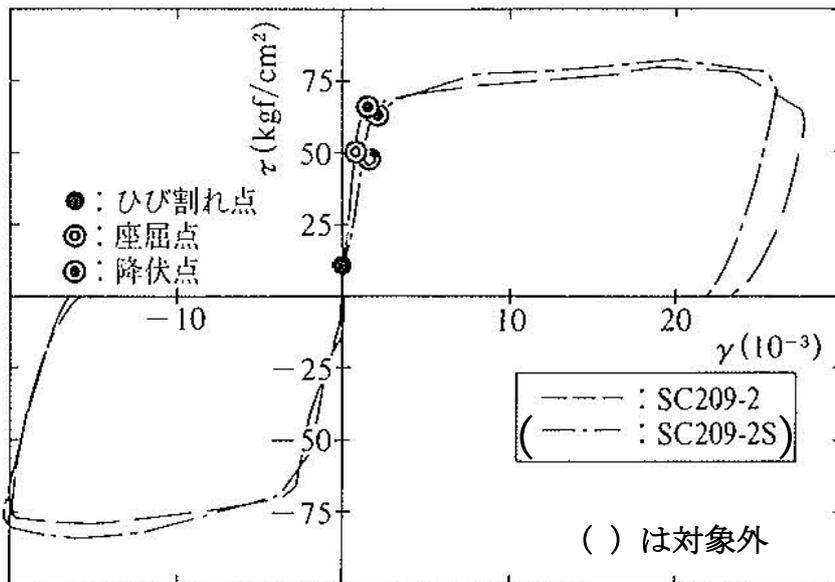
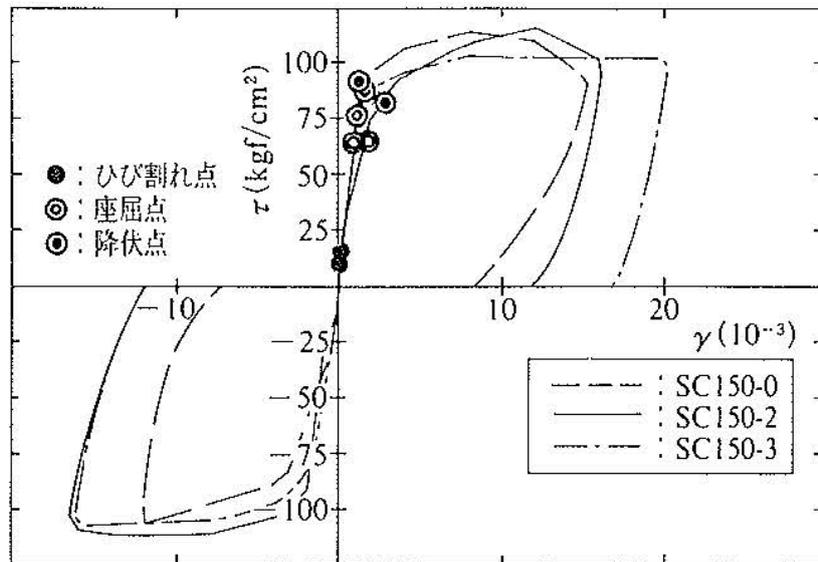


図 3-7 実験 2 の試験結果

#### 4. 荷重変形特性の比較

3. で示した計7体のケースに関して、実験結果と理論式に基づく算出結果を図4-1~3, 5~8に示す。一般的にコンクリートの試験においては、コンクリート材料の不均一性、試験体の形状や加力方法等により、ある程度のばらつきが生じることが知られており、これらの試験についてもばらつきの範囲内にあると考えられる。

試験体の形状や加力方法といった試験固有の推定要因についても以下に示す。

##### (1) 実験1

<実験結果との比較>

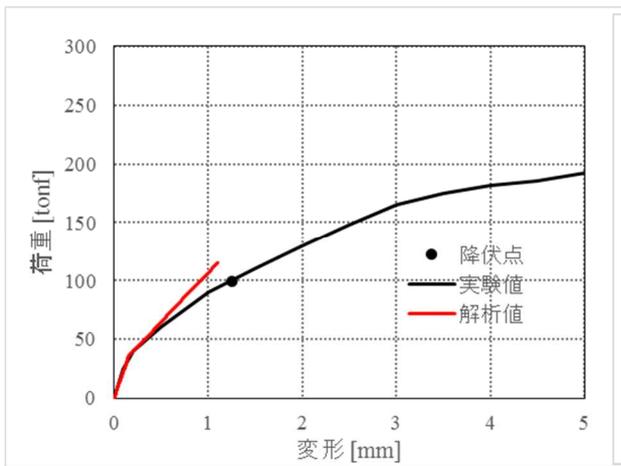


図 4-1 実験 1 200K

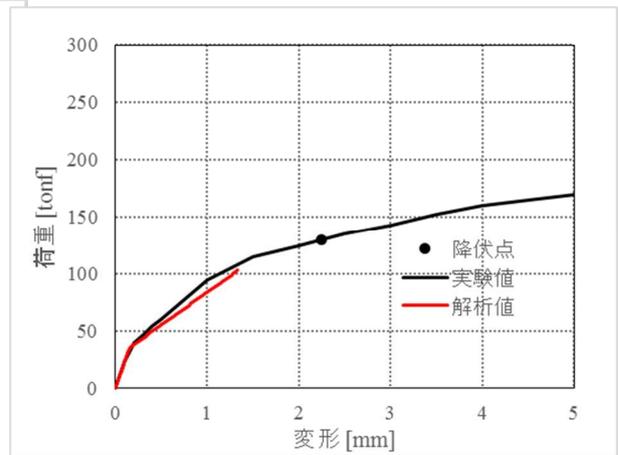


図 4-2 実験 1 100K

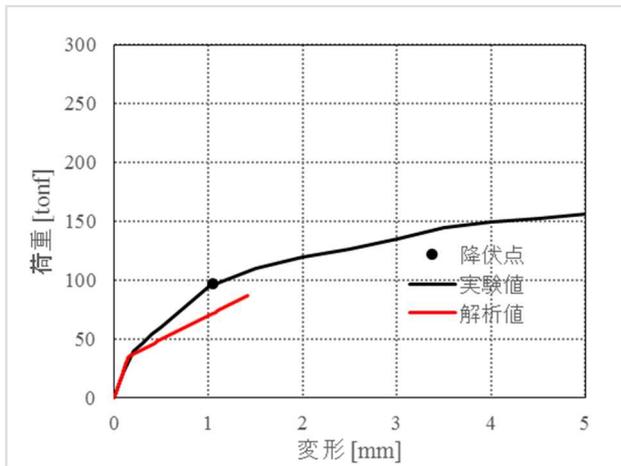


図 4-3 実験 1 67K

<差異に関する試験固有の推定要因>

a. 鋼板のひずみ計測点と実際にコンクリートにひび割れが入る点の差異

降伏点の差異については、理論式では鋼板降伏ひずみは一様分布すると仮定しているのに対して、実験ではひずみ計測は鋼板上の数点（論文中には主要点で計測との記載があるが詳細は読み取ることができない。）で行っており、鋼板の降伏は局所のひずみを用いて判定している。鋼板のひずみはコンクリートのひび割れ発生位置の分布に応じて計測位置によって異なる可能性があることから、実験時の降伏点の判定ポイントがばらついた可能性が考えられる。

b. 隔壁に設けられたコンクリート打設孔を介したコンクリートの一体性

試験体内部に隔壁を内蔵する 100K と 67K の試験体（図 4-2,3）については、2枚の隔壁にコンクリート打設孔が設けられていると考えられる。理論式は隔壁によりコンクリートが完全に分断されている前提であることに対し、実際は打設孔を介して隣接するコンクリートが一体として挙動することにより、理論式よりも剛性が高くなっている可能性がある。

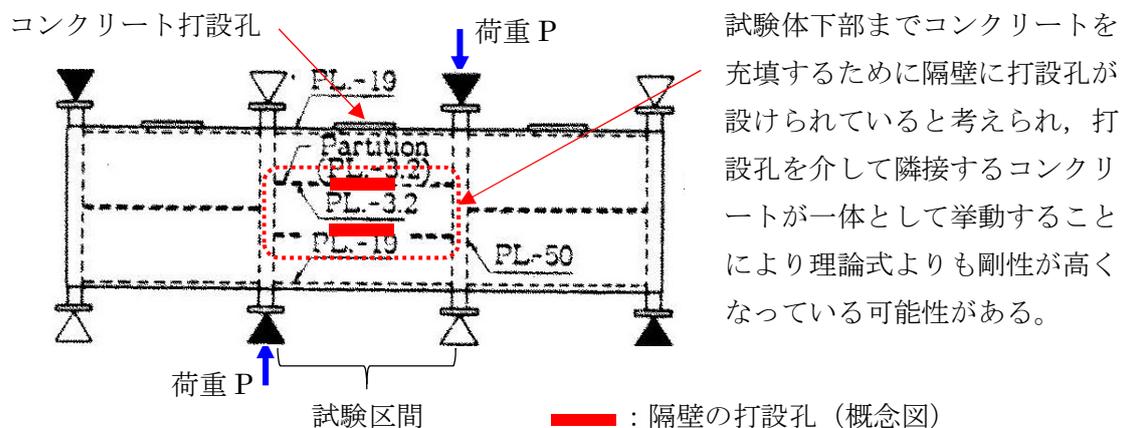


図 4-4 試験体に設けられたコンクリート打設孔の概念図

(2) 実験 2

<実験結果との比較>

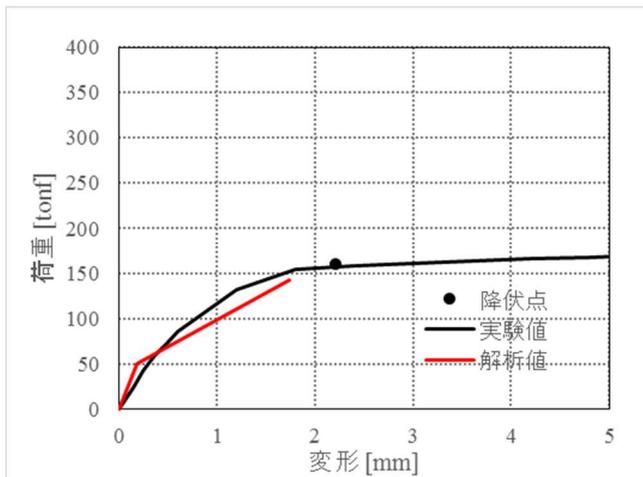


図 4-5 実験 2 SC209-2

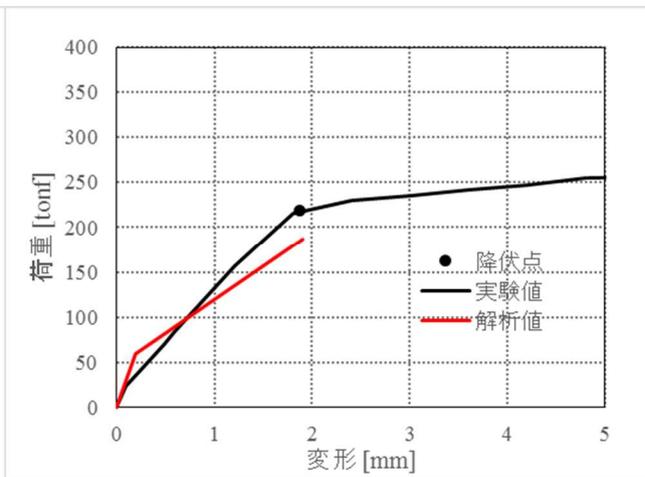


図 4-6 実験 2 SC150-0

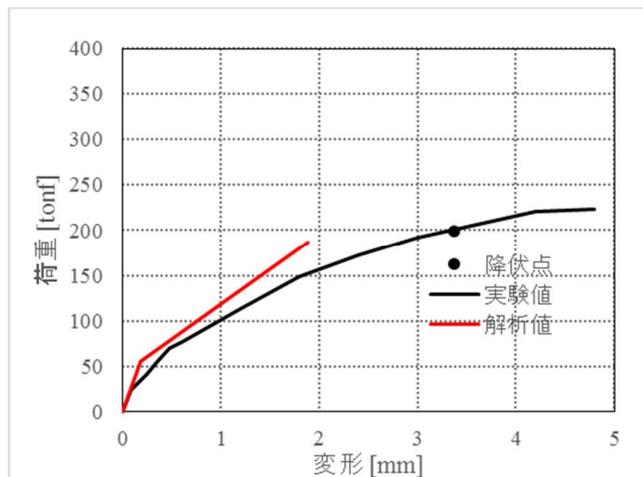


図 4-7 実験 2 SC150-2

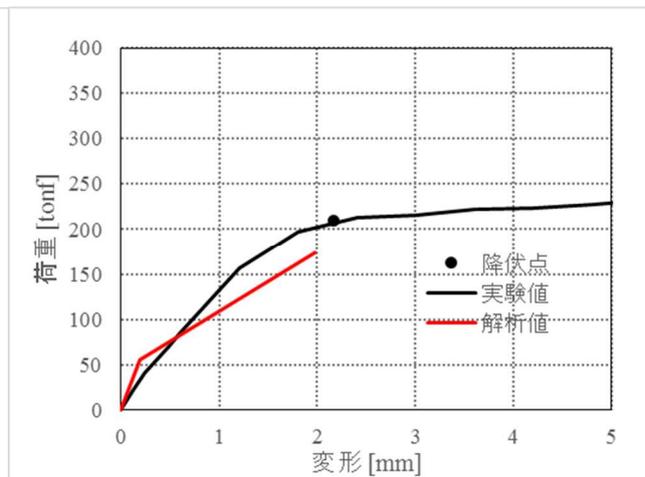


図 4-8 実験 2 SC150-3

< 差異に関する試験固有の推定要因 >

a. 鋼板のひずみ計測点と実際にコンクリートにひび割れが入る点の差異

降伏点の差異については、理論式では鋼板降伏ひずみは一様分布すると仮定しているのに対して、実験ではひずみ計測は図 4-9 のように 1,200mm 四方の鋼板上の 6 点で行っており、鋼板の降伏は局所のひずみを用いて判定している。鋼板のひずみはコンクリートのひび割れ発生位置の分布に応じて計測位置によって異なる可能性があることから、実験時の降伏点の判定ポイントがばらついた可能性が考えられる。

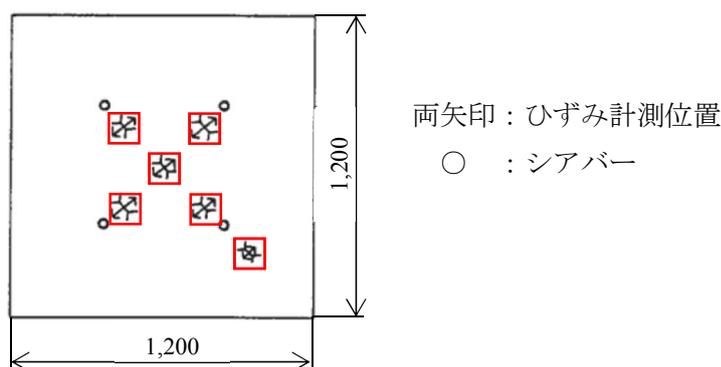


図 4-9 鋼板のひずみ計測点 (SC150-2)

b. 試験装置と試験体の定着部での局所的な応力集中の影響

実験 2 の試験体はアンカー筋やシアキーを介した特殊な加力方式を採用しており、それらの取り付く部位で局所的に応力集中が生じることにより、コンクリートひび割れを表す第 1 折点よりも早期に剛性低下が生じた可能性が考えられる。

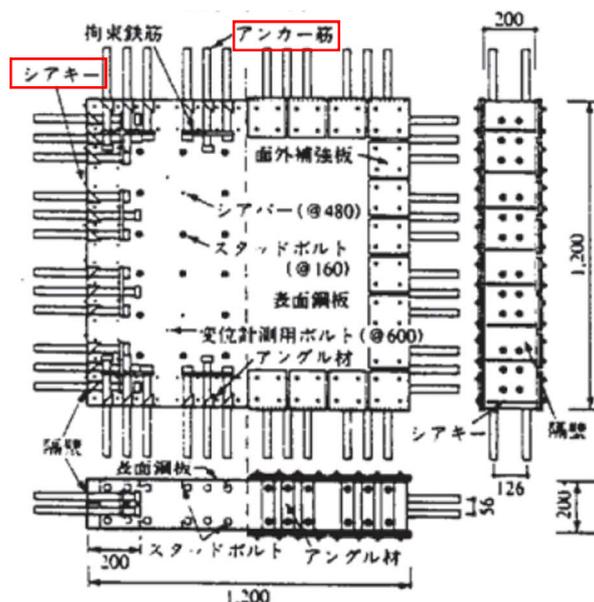


図 4-10 試験体及び加力装置

c. 鋼板降伏の判定に用いる材料物性値の差異

理論式では鋼材の規格値の物性値（ヤング係数及び降伏強度）を用いて降伏点を求めていることに対して，実験では実測した鋼板の物性値が用いられている。実測した鋼板の降伏点が規格値を上回ることが，実験値が理論式の降伏点を上回る要因と考えられる。

表 4-1 降伏点の算出に用いた鋼板の物性値（ヤング係数及び降伏強度）

試験体名	実験				理論式	
	SC209-2	SC150-0	SC150-2	SC150-3	各試験体で同一の規格値を使用 (SS400)	
表面鋼板板厚 (mm)	2.3	3.2				
ヤング係数 (GPa) (SI 換算)	220	223				206
降伏強度 (MPa) (SI 換算)	242	291				245

5. 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) 加藤，遠山他：コンクリート充填鋼板耐力壁の実験的研究その 3，日本建築学会学術講演梗概集（1985 年）
- (3) 鋼板コンクリート構造に関する研究その 1 （大林組技術研究所報）

## 参考資料-2：圧縮ストラット角度の変化による地震荷重への影響

### 1. はじめに

せん断第 2 折点を評価する際には、コンクリートの圧縮ストラット角度  $\theta$  を設定する必要があり、RPV ペDESTALでは縦リブや水平鋼板により囲まれた領域の対角線上にひび割れが入ると仮定し算出している。

この仮定の妥当性については、実機 RPV ペDESTALを模擬した試験体の加力試験結果を用いて確認している。ここでは、ストラット角度  $\theta$  をパラメータとした検討を行い、地震荷重へ与える影響について確認する。

### 2. 検討ケース

RPV ペDESTALにおける圧縮ストラット角度  $\theta$  の振り幅は、 $15^\circ$ 、 $30^\circ$ 、 $45^\circ$ 、 $60^\circ$ 、 $75^\circ$  としたケースを考慮する。なお、 $\theta = 30^\circ$  と  $\theta = 60^\circ$  及び  $\theta = 15^\circ$  と  $\theta = 75^\circ$  は、せん断第 2 折れ点がそれぞれ同一の数値となることから、本資料では  $\theta = 15^\circ$ 、 $30^\circ$ 、 $45^\circ$  の 3 ケースを対象にスケルトンカーブの作成を行う。

また、地震応答解析はモーメント及びせん断力の最大値がえられる Ss-2 の EW 方向について行う。RPV ペDESTALの各要素に対して、圧縮ストラット角度  $\theta$  を変化させ作成したスケルトンカーブを図 2 に示す。

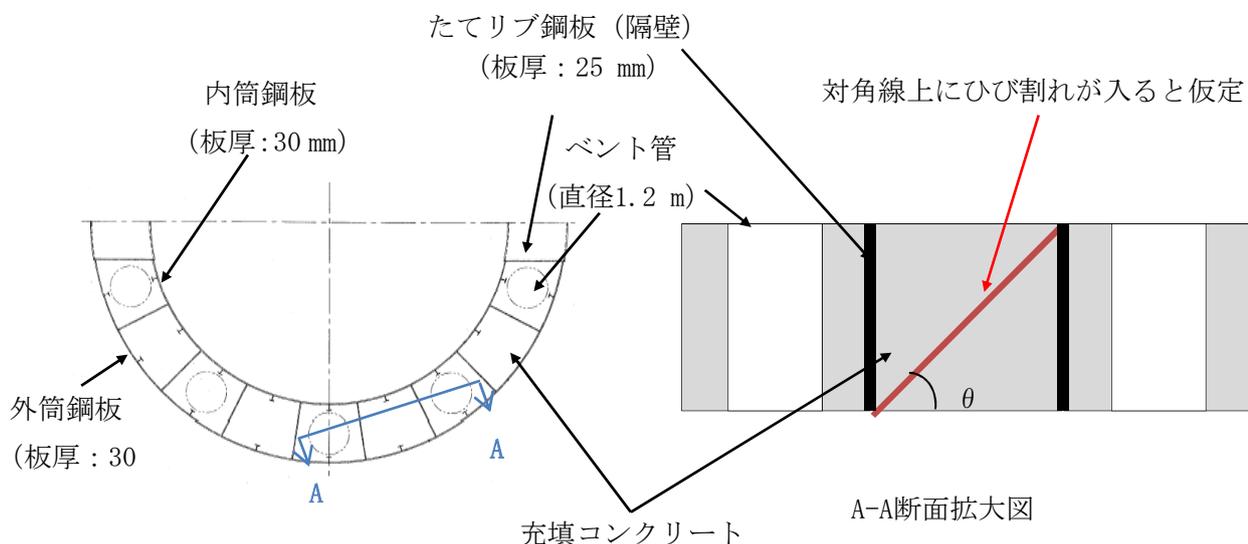
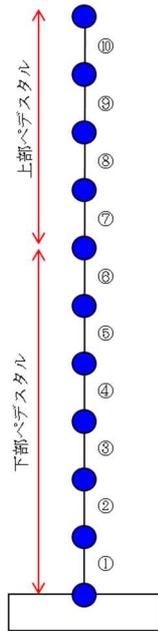
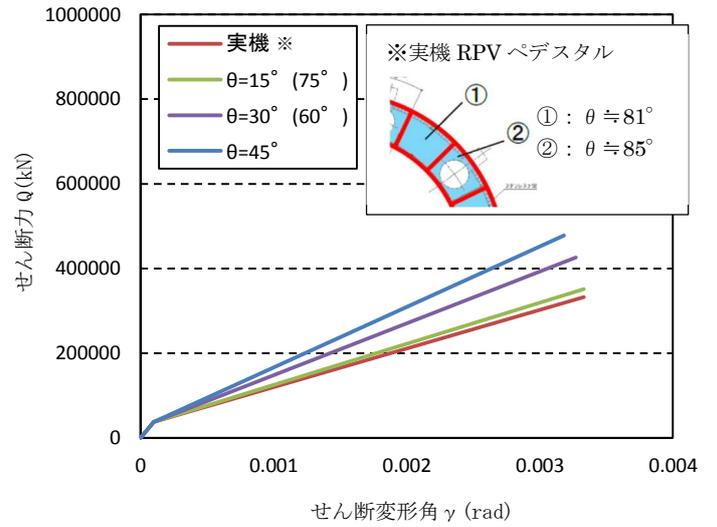


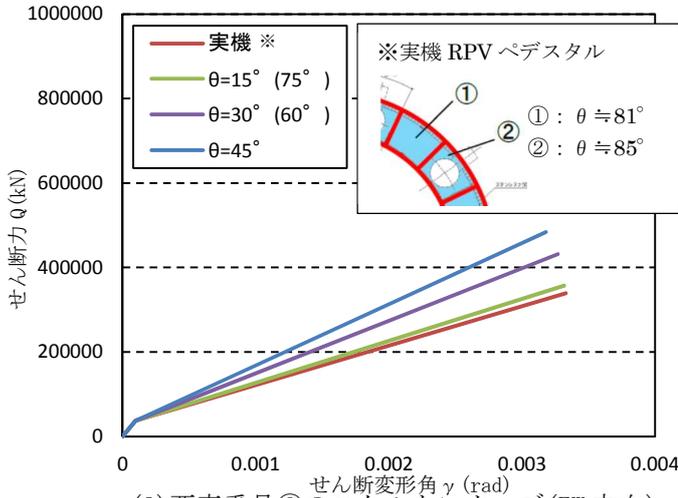
図 1 下部ペDESTALの圧縮ストラット角度  $\theta$  の設定



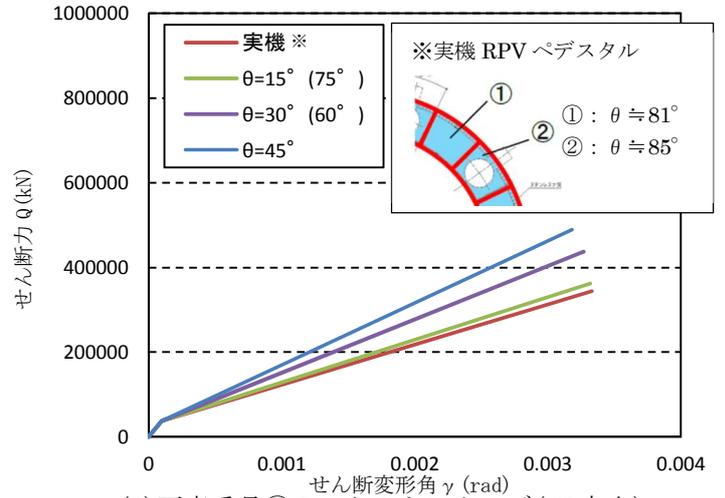
原子炉本体基礎地震応答解析モデル概念図



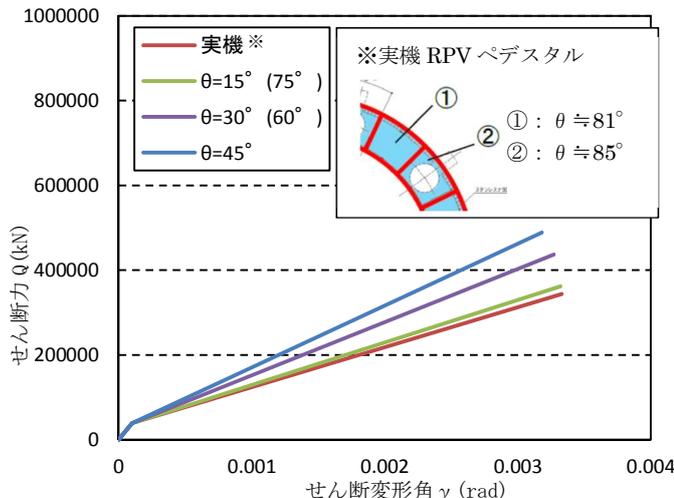
(1) 要素番号①のスケルトンカーブ (EW 方向)



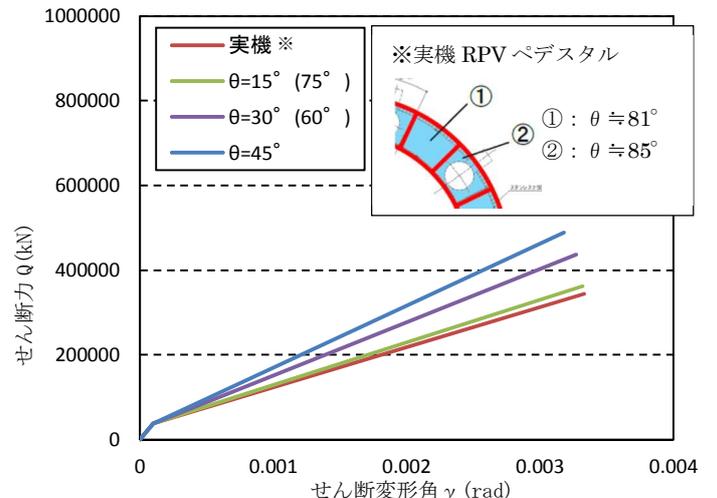
(2) 要素番号②のスケルトンカーブ (EW 方向)



(3) 要素番号③のスケルトンカーブ (EW 方向)

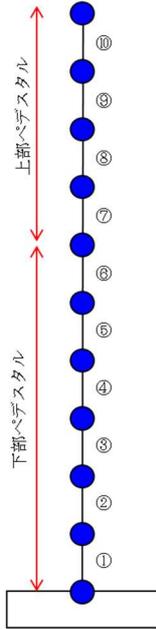


(4) 要素番号④のスケルトンカーブ (EW 方向)

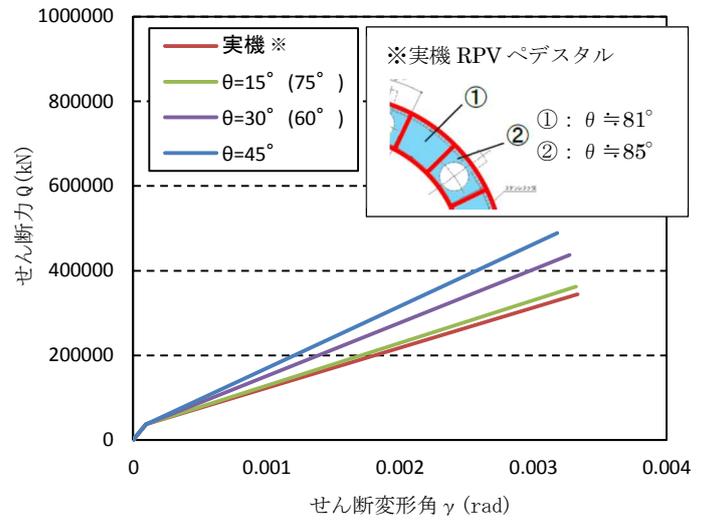


(5) 要素番号⑤のスケルトンカーブ (EW 方向)

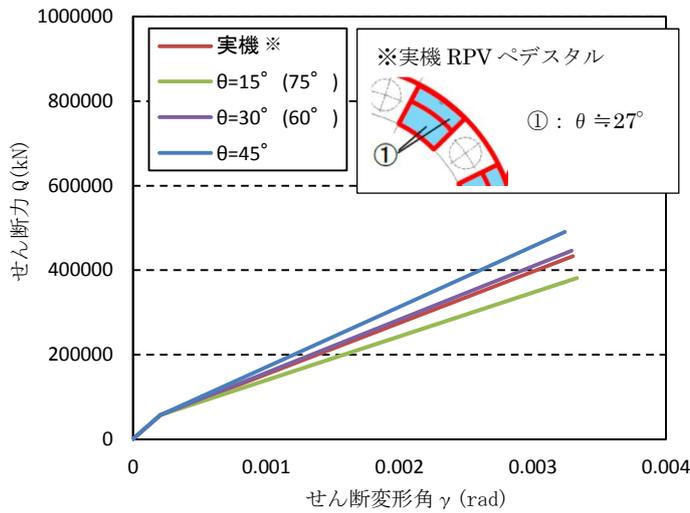
図2 圧縮ストラット角  $\theta$  の違いによるスケルトンカーブの比較 (1 / 2)



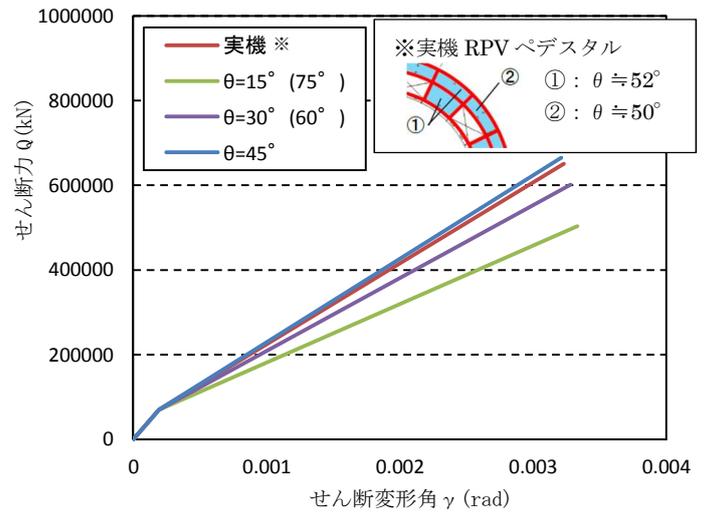
原子炉本体基礎地震応答解析モデル概念図



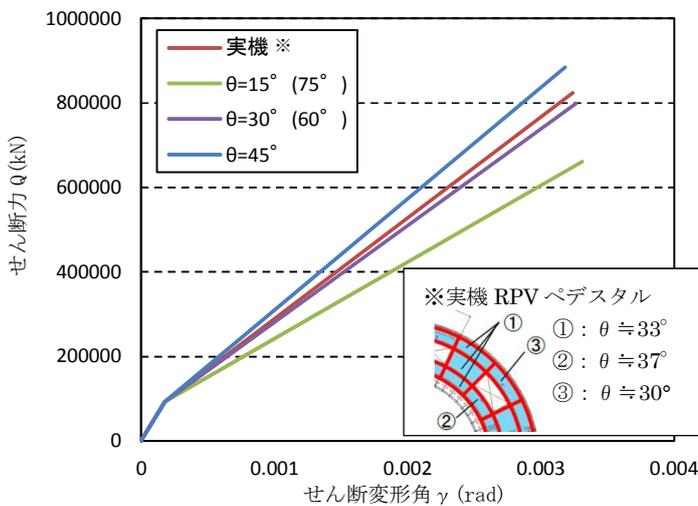
(6) 要素番号⑥のスケルトンカーブ (EW 方向)



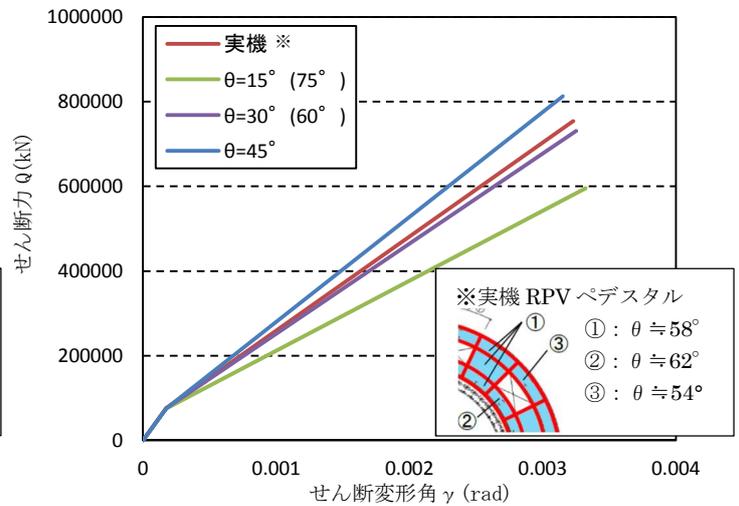
(7) 要素番号⑦のスケルトンカーブ (EW 方向)



(8) 要素番号⑧のスケルトンカーブ (EW 方向)



(9) 要素番号⑨のスケルトンカーブ (EW 方向)



(10) 要素番号⑩のスケルトンカーブ (EW 方向)

図2 圧縮ストラット角θの違いによるスケルトンカーブの比較 (2 / 2)

### 3. 圧縮ストラット角をパラメータとした地震応答解析結果

圧縮ストラット角度  $\theta$  を  $15^\circ$  ,  $30^\circ$  ,  $45^\circ$  として地震応答解析を実施した結果を図 3 に示す。PRV ペデスタルの下部でせん断力の第一折れ点を超えているが、圧縮ストラット角度  $\theta$  が最大せん断力、最大モーメントに与える影響は小さい。圧縮ストラット角度  $\theta$  の地震荷重に対する感度が小さいことを確認した。

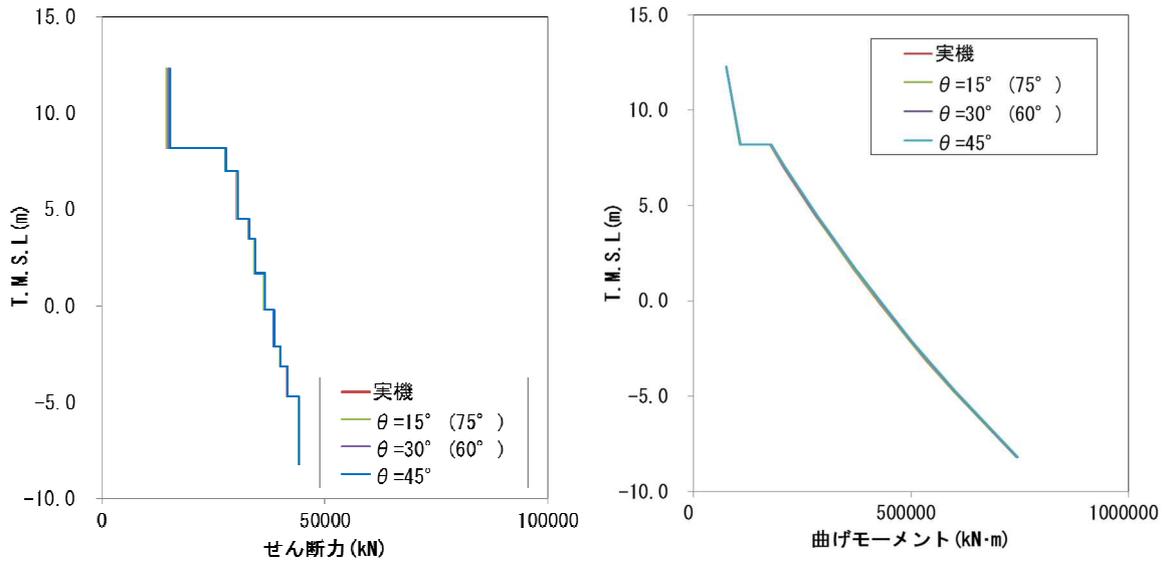


図 3 せん断力および曲げモーメントの応答分布図

柏崎刈羽原子力発電所 6 号炉及び 7 号炉

原子炉格納容器コンクリート部の  
応力解析における弾塑性解析の採用について  
(耐震)

## 目 次

1. 概要	1
2. 既工認モデルと今回工認で採用予定のモデルの差異について	1
2. 1 原子炉格納容器の構造概要	1
2. 2 既工認モデルと今回工認で採用予定のモデルの差異について	3
2. 3 既工認との差異についての考察	7
3. 弾塑性解析を採用する目的と論点について	10
3. 1 弾塑性解析を採用することの目的	10
3. 2 弾塑性解析を採用するにあたっての論点	11
4. 材料構成則の適用性・妥当性について	13
4. 1 コンクリート（引張側）	13
4. 2 コンクリート（圧縮側）	23
4. 3 鉄筋（圧縮側、引張側）	23
5. 既往試験結果に基づく弾塑性応力解析の妥当性・適用性	26
5. 1 構造物全体を対象とした既往試験による弾塑性応力解析の妥当性確認	26
5. 2 今回工認における弾塑性解析手法の妥当性・適用性の確認	29
6. まとめ	31

添付資料ー 1 有効性評価における RCCV 検討時の評価モデルとの差異について

添付資料ー 2 CCV 規格における許容限界設定の考え方について

添付資料ー 3 コンクリート引張側構成則に関する影響検討

添付資料ー 4 コンクリート圧縮側の応力歪み曲線の折れ線近似について

## 1. 概要

6号炉及び7号炉原子炉格納容器コンクリート部（以下、「RCCV」という）の応力解析において、荷重状態IVにおける荷重組合せでは基本的に弾塑性解析を採用する予定である。本資料は、鉄筋コンクリート構造物の3次元弾塑性解析応力解析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・適用性について説明するものである。

本資料では、まず既工認モデルと今回工認モデルの差異について整理・考察し、新手法としての妥当性を確認すべき項目として、弾塑性応力解析の採用のみが抽出されることを確認する。その上で、弾塑性解析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、既往の研究から得られた知見の整理を通して、その適用性又は妥当性について考察する。

## 2. 既工認モデルと今回工認で採用予定のモデルの差異について

### 2. 1 原子炉格納容器の構造概要

RCCVの構造は6,7号炉ではほぼ同じであるため、構造概要については7号炉を代表として説明する。

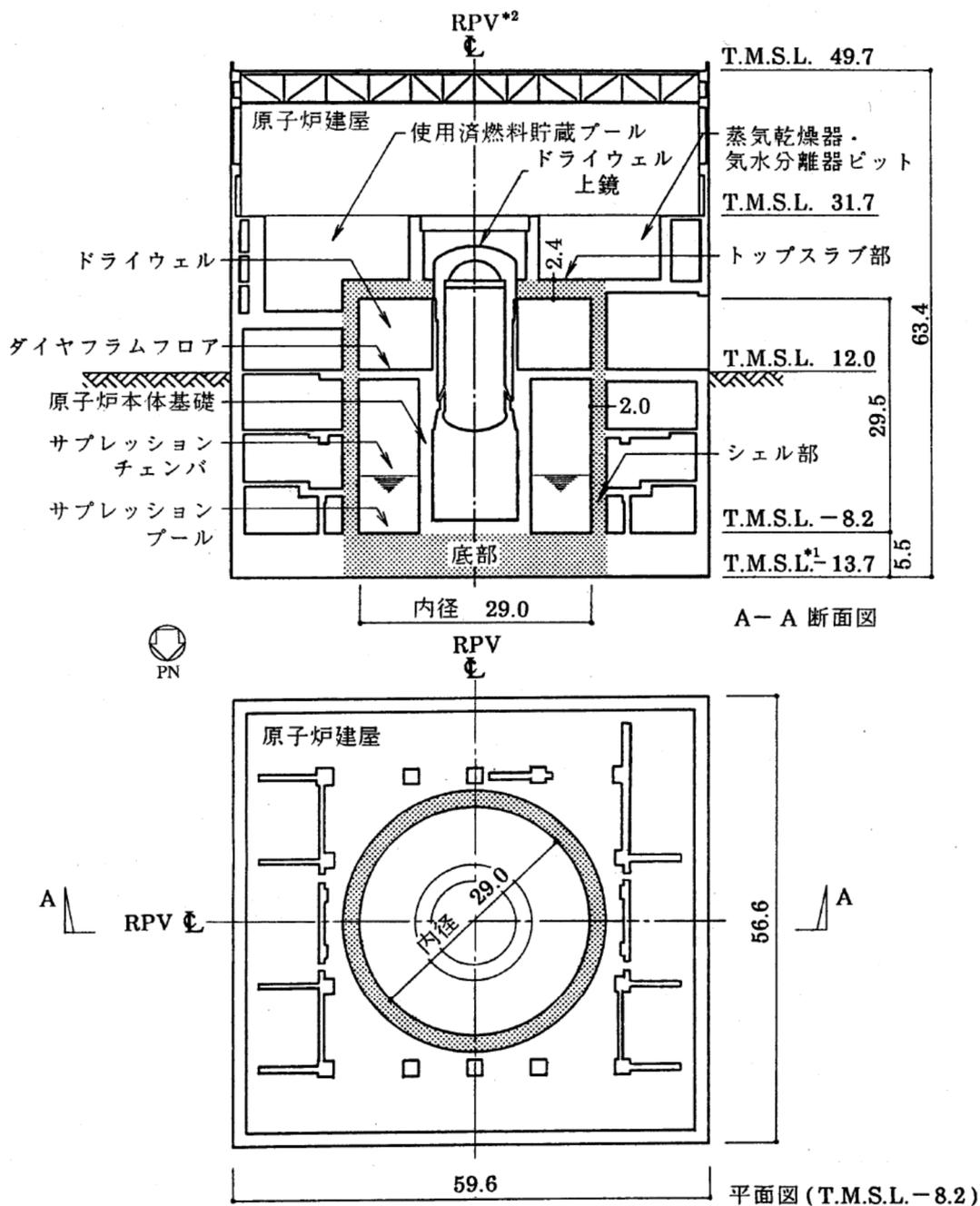
原子炉格納容器は、コンクリート部が耐圧、耐震およびしゃへいの機能を有し、コンクリート部に内張りした鋼板であるライナプレートが漏えい防止の機能を有する鉄筋コンクリート製原子炉格納容器である。

コンクリート部は、シェル部、トップスラブ部および底部から構成され、シェル部は、原子炉建屋の床と接合されている。また、トップスラブ部の一部は、使用済燃料貯蔵プール、蒸気乾燥器・気水分離器ピット等を兼ねる構造となっている。底部は、RCCVおよびこれを取り囲む原子炉建屋の共通の基礎となっている鉄筋コンクリート造の基礎スラブであり、平面の形状は、NS方向56.6m、EW方向59.6mの矩形である。

RCCVの内径は29.0m、底部上端からトップスラブ部下端までの高さは29.5m、ドライウエル上鏡を含めた全体高さは約36mである。RCCVの概要を図2-1に示す。

RCCVの内部は、ダイヤフラムフロアおよび原子炉本体基礎によりドライウエルとサブレーションチェンバに区分されている。

基礎スラブは、RCCVの底部となっている部分とそれ以外の部分より構成され、特にRCCV底部は、圧力バウンダリを構成するように設計されている。また、その上面には、漏えい防止の機能を有するライナプレートが設けられている。



注記 \*1: 東京湾平均海面 (以下, 「T.M.S.L.」と略す。)

\*2: 原子炉圧力容器 (以下, 「RPV」と略す。)

注: 部分は, 原子炉格納容器を示す。

(単位: m)

図 2-1 RCCV の概要 (7号炉の例)

## 2. 2 既工認モデルと今回工認で採用予定のモデルの差異について

まず、既工認で採用した RCCV の解析モデルと今回工認で採用する予定の解析モデルとの差異を整理し、論点となりうる項目を整理する。

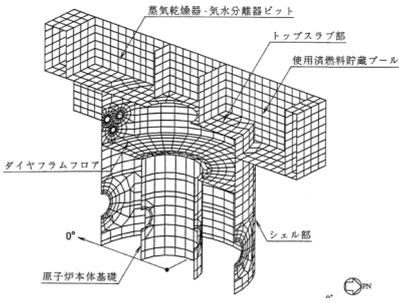
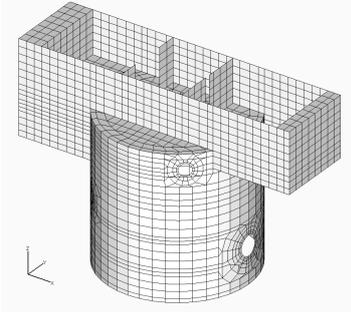
既工認における RCCV の解析モデルと今回工認で採用予定の解析モデルの比較表を表 2-1 に示す。また、今回工認で採用予定の解析モデルの境界条件、拘束条件を表 2-2 に示す。

表 2-1 で整理した通り、既工認と今回工認における解析モデルの差異としては、以下の 4 点が抽出された。

- (1) 既工認時に半割モデルとしていたものを全周モデルとしたこと
- (2) 弾塑性解析の解析では事象発生順に荷重を入力すること
- (3) 応力解析に弾塑性解析を採用すること
- (4) コンクリートの物性値（ヤング係数，ポアソン比）

なお、上記は今回工認の耐震設計で用いる評価モデルと既工認の耐震設計の評価モデルとの差異を整理した結果であるが、今回工認の重大事故評価で採用予定の RCCV の評価モデルについても、既往の有効性評価時の検討（200°C2Pd 条件時の RCCV 構造健全性評価）で用いた RCCV の評価モデルから一部モデルを見直す予定である。そこで、有効性評価時と工認時のモデル化の差異及び差異が既往の有効性評価時の解析結果に与える影響について検討を実施した。その結果を添付資料-1 に示す。

表 2-1 応力解析モデル及び手法の比較 (RCCV)

項目	内容	既工認時	今回工認時
解析手法		・ 3次元 FEM モデルを用いた応力解析	・ 同左
解析コード		・ NASTRAN	・ NASTRAN (弾性解析 <sup>※1</sup> ) ・ ABAQUS (弾塑性解析 <sup>※2</sup> )
解析手順		・ 同時に荷重を組合せる (弾性解析)	・ 同時に荷重を組合せる (弾性解析) ・ 事象発生順に荷重を入力する (弾塑性解析)
モデル化	モデル化範囲	・ 構造が東西軸に対してほぼ対称であることを踏まえ北半分の 180° のみをモデル化 (半割モデル)	・ 360° 全周をモデル化
	メッシュサイズ	・ モデル全体で概ね 1~2m 程度 (開口周辺等はさらに細分割)	・ 同左
	要素タイプ	シェル要素：シェル部， トップスラブ部 ROD 要素， BAR 要素：境界条件の設定に使用	・ 同左
要素分割		シェル要素：シェル部， トップスラブ部 ROD 要素， BAR 要素：境界条件の設定に使用	・ 同左
材料物性		・ コンクリートのヤング係数 $E=2.7 \times 10^6 \text{t/m}^2$ ・ コンクリートのポアソン比 $\nu=0.167$ ・ コンクリートの線膨張係数 $\alpha=1.0 \times 10^{-5}/^\circ\text{C}$	・ コンクリートのヤング係数 $E=2.88 \times 10^4 \text{N/mm}^2$ <sup>※3</sup> ・ コンクリートのポアソン比 $\nu=0.2$ <sup>※4</sup> ・ コンクリートの線膨張係数 $\alpha=1.0 \times 10^{-5}/^\circ\text{C}$ (変更無し)
評価方法	応力解析	荷重状態 I ~ IV：弾性応力解析	荷重状態 IV：弾塑性応力解析 荷重状態 I ~ III：弾性応力解析
	許容限界	・ 部材に発生する応力・ひずみが許容限界を超えないことを確認 <sup>※5</sup>	・ 同左 <sup>※5</sup>
モデル図			

※1, 2：荷重状態 I ~ III に対しては弾性解析を実施する。荷重状態 I ~ III については、RCCV の挙動を弾性範囲内に収めるという設計思想に基づき設計が行われており、許容値も弾性範囲内とされていること、並びに、温度荷重により発生する熱応力については CCV 規格「(解説 CVE-3330) 熱応力の扱い」に基づき、荷重状態 I 及び荷重状

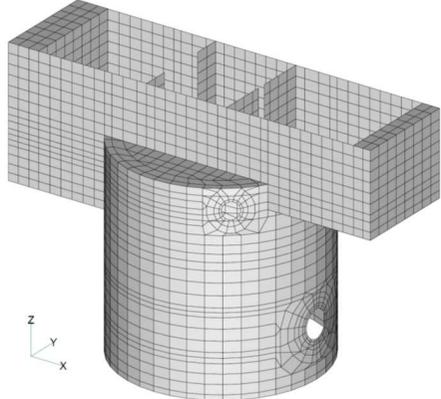
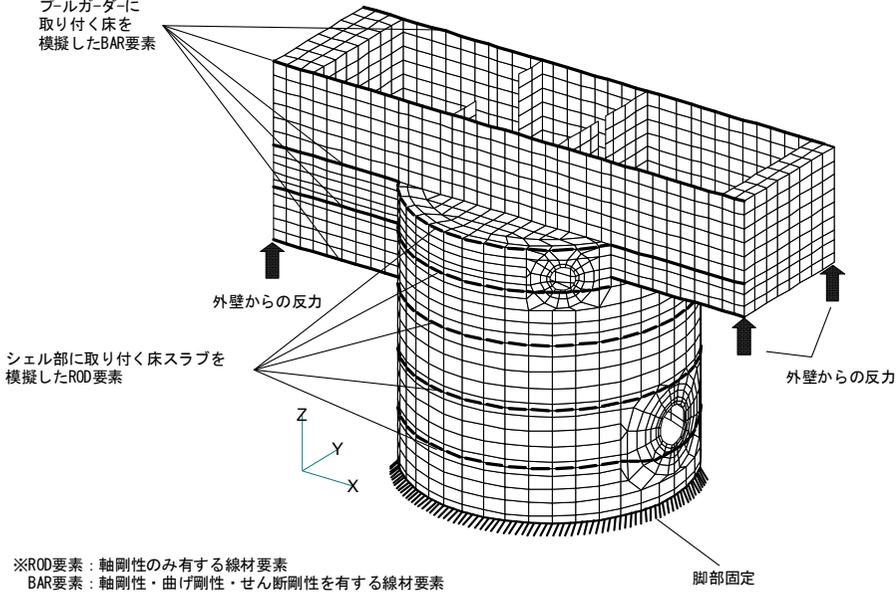
態Ⅱにおいては弾性剛性を 1/2 に、荷重状態Ⅲにおいては弾性剛性を 1/3 に一律低減して算定することにより考慮することから既工認時と同様に弾性解析を実施することとし、荷重状態Ⅳについては、評価基準値が塑性化を許容した終局強度設計を行っており、許容値も塑性化を考慮した数値となっていることから、弾塑性解析を実施することとした。

※3：コンクリートのヤング係数としては、RCCV が原子炉建屋の躯体の一部であることを鑑み、地震応答解析モデルで採用する数値（実剛性）を準用する方針である。これは設定したコンクリート強度を用いて、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」による計算式により算定した数値であるが、CCV 規格においても、解析に用いる材料定数として、同計算式を用いることとされており、また、応力評価に用いるコンクリート強度としては、既工認と同様に設計基準強度を採用する方針である。

※4：適用規準を日本建築学会「原子炉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。

※5：許容限界については、既工認時：通商産業省告示 452 号「コンクリート製原子炉格納容器に関する構造等の技術基準」、今回工認：「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」に基づき設定しているが、数値は同じである。荷重状態Ⅳ（ $S_s$ （既工認時は  $S_2$ ）を含む荷重組合せ等）の場合は、鉄筋：5000  $\mu$ 、コンクリート：3000  $\mu$  という鉄筋及びコンクリートの非線形化を許容するような許容限界となっているが、この数値が設定された経緯及び考え方について整理した結果を添付資料-2 に示す。

表 2-2 RCCV の応力解析におけるモデル化、境界条件、拘束条件

モデル概要	境界条件、拘束条件
<p>○モデル化範囲 使用済燃料プール、蒸気乾燥器・気水分離器ピット及びダイヤフラムを含めて 360° モデル化</p>	<p>基礎スラブ及び床との境界条件</p> <p>基礎スラブとシェル部とは固定とし、シェル部及びプールガードに取り付く床スラブはそれぞれ梁要素 (ROD 要素・BAR 要素*) としてモデル化</p>
<p>○使用要素 シェル要素, ROD 要素, BAR 要素</p>  <p>応力解析モデル</p>	 <p>プールガードに取り付く床を模擬したBAR要素</p> <p>外壁からの反力</p> <p>シェル部に取り付く床スラブを模擬したROD要素</p> <p>外壁からの反力</p> <p>脚部固定</p> <p>※ROD要素：軸剛性のみ有する線材要素 BAR要素：軸剛性・曲げ剛性・せん断剛性を有する線材要素</p> <p>基礎スラブ及び床スラブとの境界</p>

## 2. 3 既工認との差異についての考察

### (1) 応力解析に弾塑性解析を採用することについて

弾塑性応力解析については、基準地震動  $S_s$  による地震動の増大に伴い、原子炉建屋の鉄筋コンクリート構造全体としての挙動が弾塑性領域に入ると考えられることに加えて CCV 規格における許容限界が鉄筋コンクリートの塑性域のひずみであることを踏まえて、その塑性域の挙動を適切に評価するために採用するものである。ただし、先行電力を含めた既工認で採用された事例がなく、手法自体の変更となることから解析結果に与える影響も大きいと判断し、以降でその詳細について分析・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。なお、弾塑性解析の採用にあたって解析コードとして ABAQUS を採用しているが、汎用の有限要素解析コードであり、コンクリート製格納容器を含む鉄筋コンクリート構造物に対する既往知見もあること（詳細は、本資料「4. 材料構成則の適用性・妥当性について (2) 解析プログラム「ABAQUS」を用いた検討例」を参照）から、ここでは論点として取り上げないこととする。なお、今回工認では、添付資料として「計算機プログラム（解析コード）の概要」を添付し、その妥当性を説明する予定である。

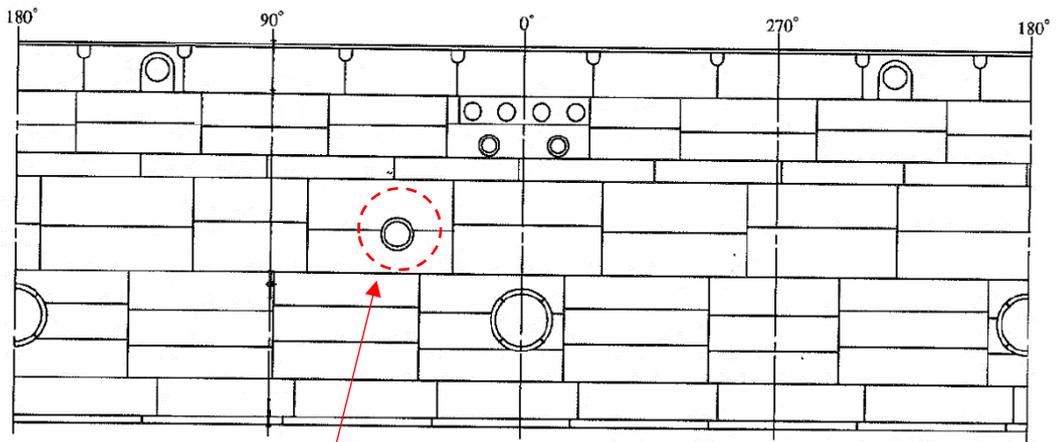
### (2) 弾塑性解析の解析で事象発生順に荷重を入力することについて

弾性応力解析においては、一般に荷重の組合せ順序が解析結果に影響することはない。しかし、弾塑性応力解析についてはコンクリートや鉄筋が弾塑性領域に入った場合、荷重を入力する順序が解析結果に若干影響する。したがって、今回工認で実施する弾塑性解析においては、実際に事象の発生する順序で荷重を入力することで、実現象を捉える解析を行なう。例えば荷重状態Ⅳの荷重組合せでは、死荷重および活荷重や、運転時圧力等の常時荷重を先に入力し、次に地震荷重、地震時配管荷重等の地震発生時の荷重を入力する。これは実際の発生事象の順序を正確に評価した解析を実施するためであることから、本変更点については、特に論点としては扱わないこととする。

### (3) 既工認時に半割モデルとしていたものを全周モデルとしたことについて

既工認で使用した半割モデルは、RCCV が東西軸に対してほぼ対称な構造となっていることを踏まえ、建設当時の計算機速度等を考慮して作成したものであり、北半分のみをモデル化している。また、その妥当性については、建設当時実施した構造実験のシミュレーション解析を行うことにより確認しているものである。ただし、RCCV は完全な対称構造ではなく、図 2-2 に示す通り、シェル部の開口部に差異があり、この開口部周辺の評価を正確に行うためには、全周モデルとし解析することが望ましいと考えられる。

現在の計算機速度等を踏まえると、全周モデルにより解析を実施することが可能であることから、今回工認で採用予定の解析モデルでは、弾性解析、弾塑性解析共に全周モデルを採用することとした。これは非対称条件をより正確に評価するための変更であることから、本変更点については、論点としては扱わないこととする。



非対称となる開口部

RCCV 外周展開図

図 2-2 RCCV シェル部の開口部の非対称性

#### (4) コンクリートの物性値（ヤング係数，ポアソン比）

コンクリートの物性値のうち，ヤング係数については，原子炉建屋の動解モデルで使用する物性値と整合の取れた値（実剛性）を採用する予定である。実剛性の設定値の妥当性については，原子炉建屋の動解モデルの審査における論点となっており，動的解析モデルの審査の中で妥当性を説明している。また，応力評価に用いるコンクリート強度としては設計基準強度を採用する方針である。

一方，ポアソン比の変更については適用規準を日本建築学会「原子炉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ものであり，同様の変更については先行審査でも認可実績があり，論点とはならないと考えている。

以上のことから，コンクリートの物性値の変更については，本資料における論点としては取り扱わないこととする。

### 3. 弾塑性解析を採用することの目的と論点について

#### 3. 1 弾塑性解析を採用することの目的

弾性解析と弾塑性解析の応答性状の違いを示した概念図を図 3-1 に示す。弾性解析は、どれだけ入力が大きくなっても初期の剛性が維持され続けるという仮定での解析を実施することとなるので、入力レベルが小さい場合は実現象を精度良く再現することが出来るが、入力の増大により挙動が弾塑性領域に入るような場合、部材の塑性化により剛性が低下する現象を模擬できない。そのため、実挙動が弾塑性に入る場合に弾性解析を用いると、応力を過大に評価し、ひずみ（変形量）は過小に評価することとなる。この傾向は入力が大きくなればなるほど、より顕著になると考えられる。

今回工認では、基準地震動  $S_s$  による地震動の増大に伴い、原子炉建屋の鉄筋コンクリート構造全体としての挙動が弾塑性領域に入ると考えられることから、入力レベルに応じた構造物の挙動を適切に評価することを目的として弾塑性解析を採用することが必要であると判断した。

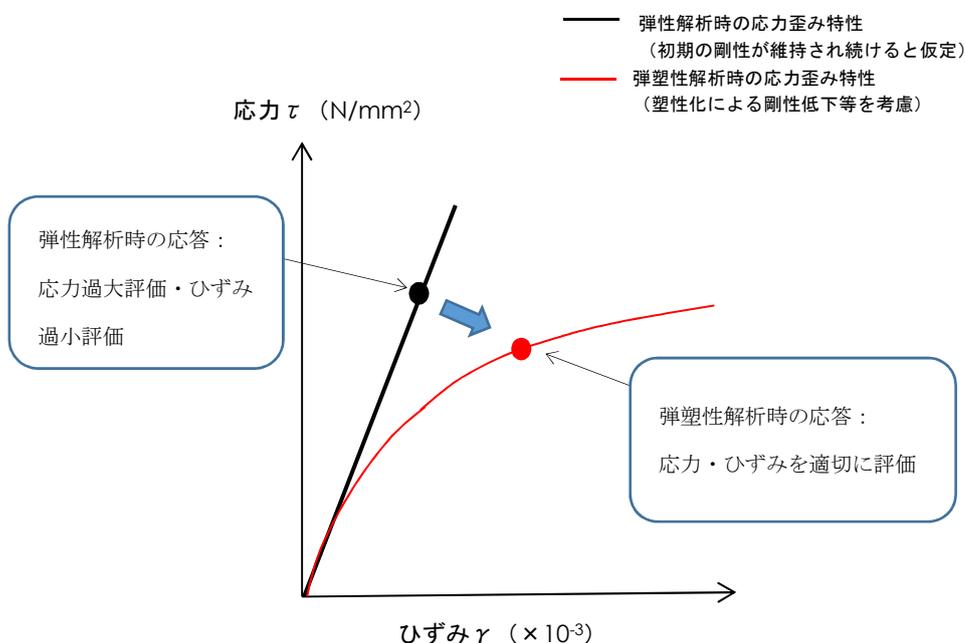


図 3-1 弾性解析と弾塑性解析の違い（概念図）

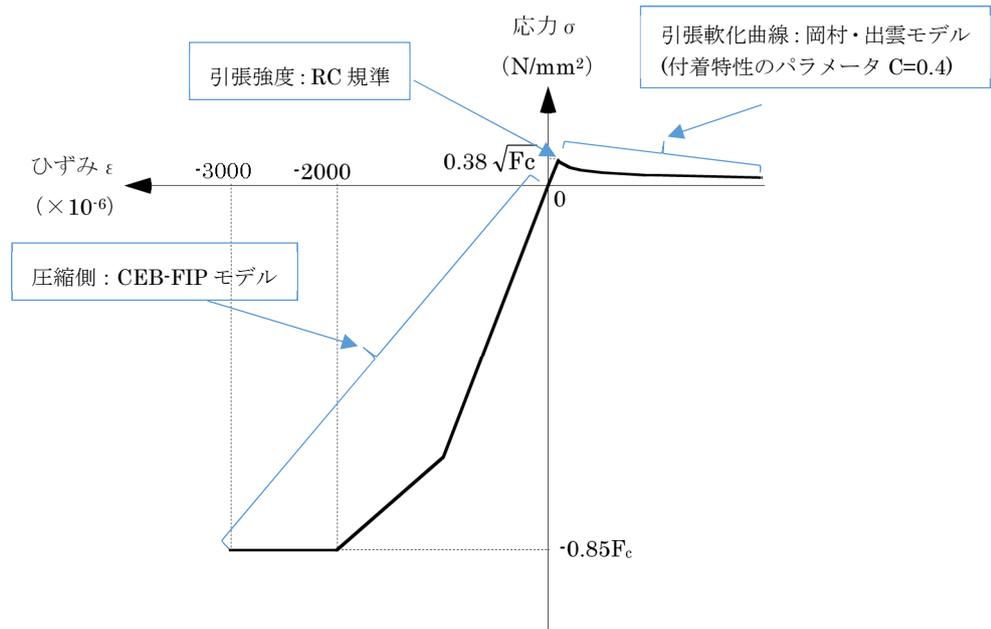
### 3. 2 弾塑性解析を採用するにあたっての論点

3. 1で説明したとおり、RCCVの応力解析に弾塑性解析を取り入れることによる利点としては、既工認で採用していた弾性解析では表現出来ないような大入力時の弾塑性挙動を評価できることにある。弾塑性挙動を適切に評価するにあたっては、弾塑性領域を含めた鉄筋及びコンクリートの材料構成則（材料の応力とひずみの関係をモデル化したもの）を適切に設定し解析を実施する必要があると考えられる。

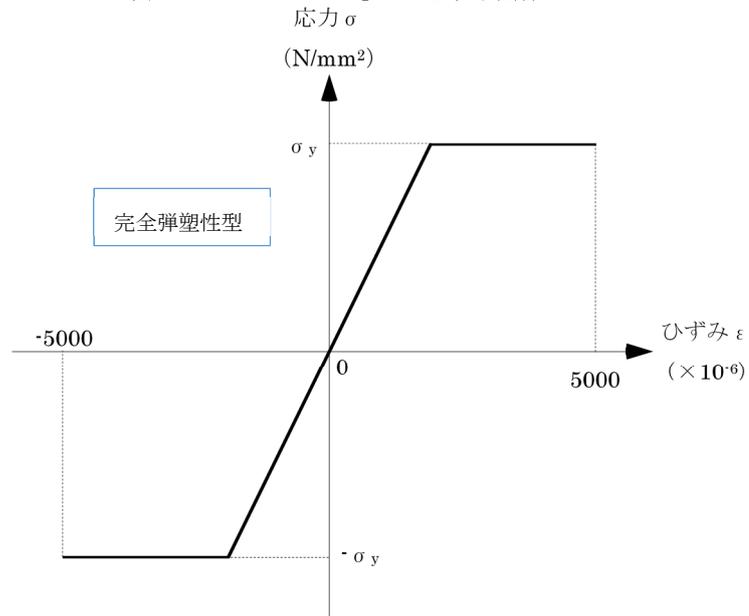
今回の工認で採用予定の材料構成則を図3-2に示す。ここで、コンクリート（圧縮側）はCEB-FIP<sup>[1]</sup>モデル、コンクリート（引張側）はRC規準<sup>[2]</sup>（ひび割れ点の評価）と岡村・出雲モデル<sup>[3]</sup>（ひび割れ点以降の引張軟化曲線）、鉄筋（圧縮・引張側）は完全弾塑性型を用いているが、弾塑性挙動へ与える影響が大きいいため、その設定の妥当性・適用性については十分に確認する必要があると判断し、「材料構成則の設定の妥当性」を弾塑性解析採用にあたっての論点として位置づけ、その妥当性・適用性を検討することとした。

なお、コンクリートの構成則の設定において、初期剛性については実剛性、最大応力を決める際のコンクリート強度（図3-2における $0.38\sqrt{F_c}$ 及び $0.85F_c$ の $F_c$ の値）としては設計基準強度を採用する方針である。

また、材料構成則を適切に設定することに加え、弾塑性応力解析のもつ不確実性を踏まえ、構造物全体を対象とした実証的な試験データにより、今回工認で採用する弾塑性解析手法の妥当性・適用性についても併せて確認することとした。



(a) コンクリートの応力-ひずみ関係



(b) 鉄筋の応力-ひずみ関係

$F_c$  : コンクリートの設計基準強度,  $\sigma_y$  : 鉄筋の降伏強度

図 3-2 採用予定の材料構成則

#### 4. 材料構成則の適用性・妥当性について

RCCV の応力解析では、基準地震動  $S_s$  による外力の増大に伴い、鉄筋コンクリート部材の塑性化が想定されることから、鉄筋コンクリートの弾塑性挙動を踏まえた適切な評価を実施するために弾塑性解析を採用する予定である。その中でも適用した材料構成則が弾塑性挙動に直結する項目であることから、弾塑性解析を採用する上での論点として位置づけ、以下で設定にあたって適用した文献の内容を整理し、その妥当性・適用性を検討する。

##### 4.1 コンクリート（引張側）

コンクリートの引張側の材料構成則のうち、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、RC 規準<sup>2)</sup>における曲げひび割れ時のコンクリート引張強度に関する記載である(4.1)式を参考に、その下限値を設定している。なお、RC 規準は、既工認でも適用実績のある規格規準である。また、今回の検討では保守的に引張強度の下限値を参照し、コンクリート引張側のエネルギー消費を低く見積もることにより鉄筋の引張側の負担が増えるように配慮しており、十分に保守的な設定であると考えられる。

$${}_c\sigma_t = (0.38 \sim 0.75)\sqrt{\sigma_b} \quad (4.1)$$

${}_c\sigma_t$ : コンクリートの引張強度

$\sigma_b$ : コンクリートの圧縮強度

また、ひび割れ発生後は応力再配分により力の大部分は鉄筋が負担することとなるものの、実現象としては、鉄筋とコンクリート間の付着によりひび割れ後のコンクリートも構造全体に生じる応力の一部を負担することから、ひび割れ後の性状を考慮するために、ひび割れ点以降のコンクリートの構成則として引張軟化曲線を定義している。引張軟化曲線としては、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・出雲モデル<sup>3)</sup>を採用する予定である。

岡村・出雲モデルは、既往文献における知見を参照して設定した項目であり、先行審査を含めた既工認で適用実績が無いため、以下で、モデルの概要（モデルが提唱された論文における妥当性検証の内容含む）について整理した上で、既往の検討例を整理することにより RCCV の弾塑性応力解析への適用性を検討する。

なお、コンクリートの引張側構成則については、設定値が解析結果に与える影響を確認するための検討を実施している。検討結果については、添付資料-3 に示す。

### (1) 岡村・出雲モデルの概要

岡村・出雲モデルは、文献<sup>3)</sup>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。

$$\frac{\sigma_t}{f_t} = \left( \frac{\varepsilon_{cr}}{\varepsilon_t} \right)^c \quad (4.2)$$

$\sigma_t$  : 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

$\varepsilon_{cr}$  : ひびわれ発生時の平均引張ひずみ

$\varepsilon_t$  : 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、(4.2)式を用いることで既往の実験（Collins-Vecchio の実験<sup>4)</sup>、森田・角の実験<sup>5)</sup>）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 4-1）。ここで、付着性状を表すパラメータ  $c$  としては、鉄筋として溶接された金網を用いた Collins-Vecchio の実験<sup>4)</sup>では  $c=0.2$ 、異形鉄筋を用いた森田・角の実験<sup>5)</sup>は  $c=0.4$  が採用されている。なお、今回工認の RCCV の応力解析モデルでは、RCCV で用いている鉄筋が異形鉄筋であることを踏まえ、 $c=0.4$  を採用している。後述する財団法人原子力発電技術機構の原子炉格納容器信頼性実証事業における解析例でも  $c=0.4$  が採用されている。

また、ひび割れ後のコンクリートの構成則として(4.2)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<sup>4)</sup>及び青柳・山田の実験<sup>6)</sup>）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 4-2）。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。

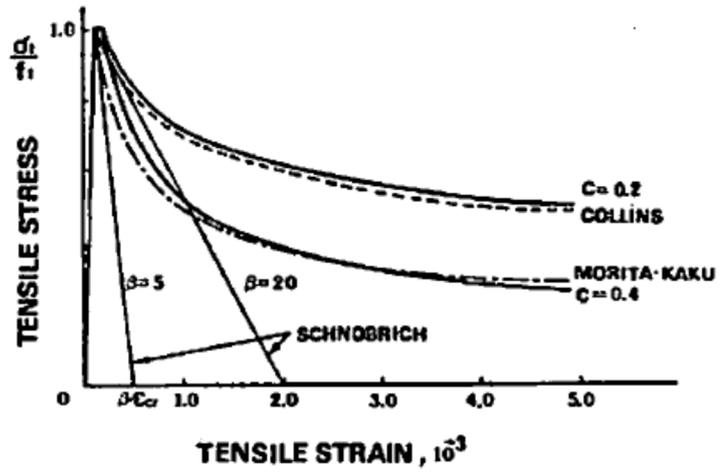


図 4-1 岡村・出雲モデルと他のモデルとの比較 ([3]より引用)

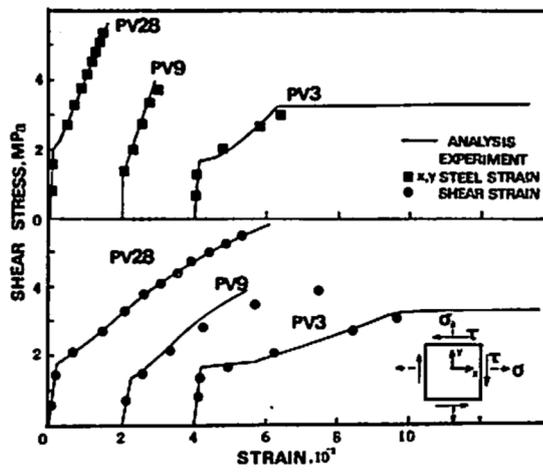


図 4-2 コンクリート引張剛性モデルの検証結果 ([3]より引用)

## (2) 解析プログラム「ABAQUS」を用いた検討例

### a) 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」での検討例

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」<sup>[7]</sup>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。

梁せん断破壊試験については、既往の文献<sup>[9]</sup>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 4-3）。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<sup>[10]</sup>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 4-4）。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。

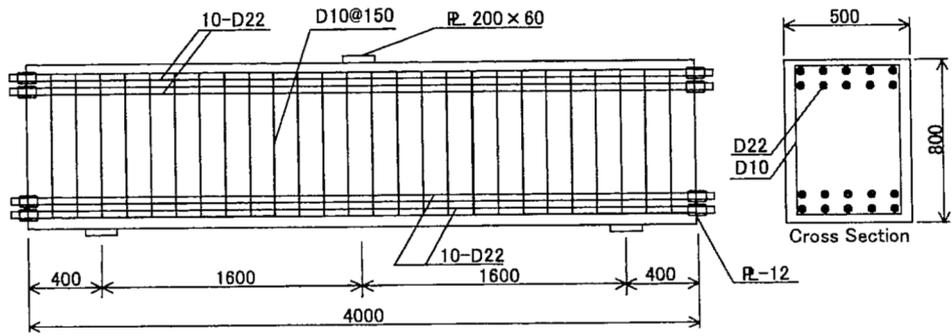


図-4.3.9 試験体諸元 (単位: mm)

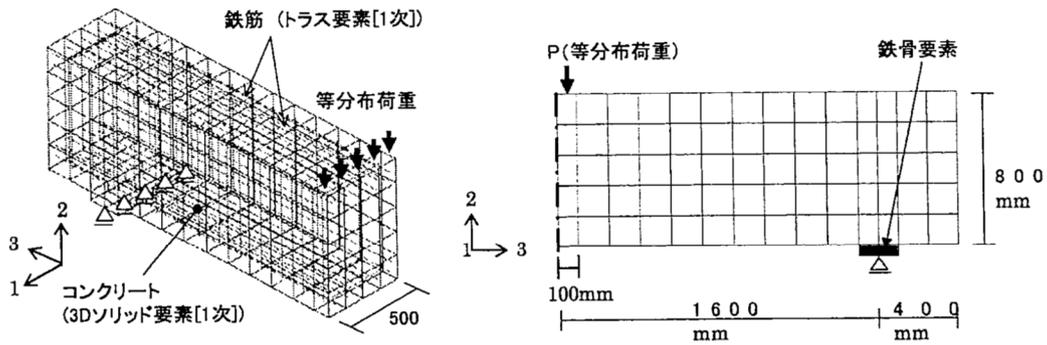


図-4.3.10 解析モデル

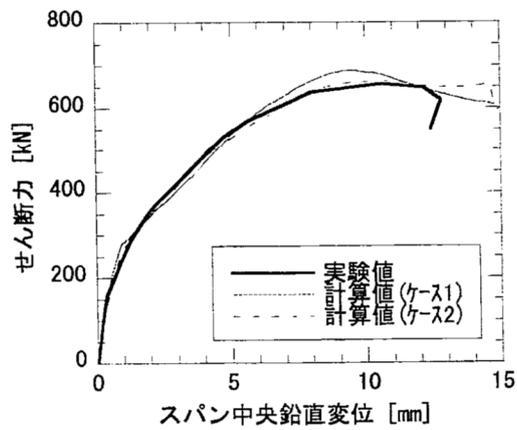


図-4.3.11 せん断力-スパン中央鉛直変位関係

図 4-3 梁せん断破壊試験に基づく検証結果 ([7]より引用)

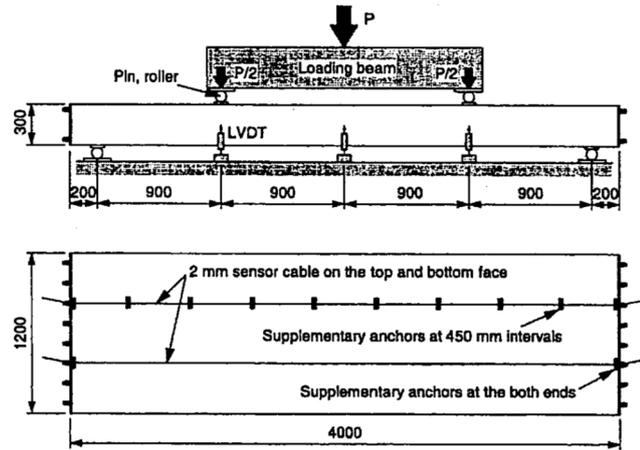


図-4.3.12 試験体諸元

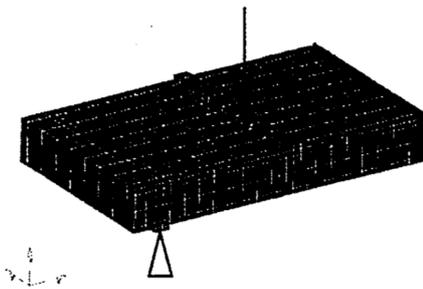


図-4.3.13 解析モデル

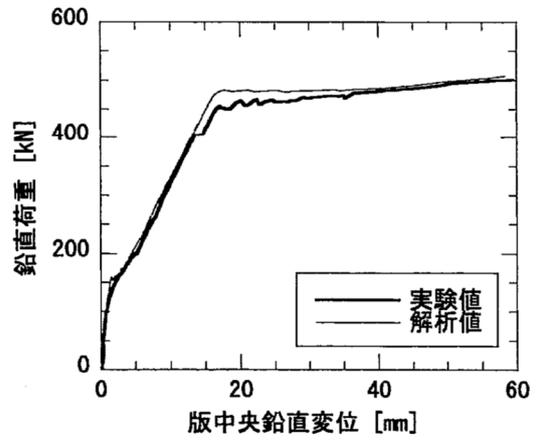


図-4.3.14 鉛直荷重—版中央鉛直変位関係

図 4-4 鉄筋コンクリートの曲げ破壊試験に基づく検証結果 ([7]より引用)

b) 原子炉格納容器信頼性実証事業における検討例

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<sup>[11]</sup>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。試験及び解析の概要を以下に示す。

基礎要素特性試験は、RCCVの限界挙動を評価する解析モデルの妥当性検証を主たる目的として実施されたものであり、RCCVにおいて想定される破損部位とモードを踏まえて試験内容が設定されている。RCCVの破壊想定部位及びモードは図4-5に示す通りとしており、この内、局部的な損傷が大きくなる領域（円筒壁脚部：面外せん断、面外曲げ、大開口部：引張、トップスラブ開口部：円周方向引張曲げ、トップスラブ隅角部：面外せん断、面外曲げ）に対しては、部分詳細モデルを用いた解析を実施し、特に、円筒壁における大開口部周りでは、開口部周りの厚板部と薄板の接合部等の開口部を構成する補強部材等の影響で、ライナにひずみ集中が発生することが想定された。このため、開口部及び周囲の鉄筋コンクリート/ライナ性状を模擬した2軸引張試験が実施されることとなったものである。

試験ではRCCVの開口部及び周囲の鉄筋コンクリート/ライナ性状を模擬した試験体（ライナ有り・無し）の2種類の試験体）を直角2方向に引張加力し、その構造的挙動を確認している。試験体の材料（鉄筋、コンクリート）は実機と同等のものを用いており、配筋についても実機をできる限り忠実にモデル化している。試験体の縮尺は、ライナの破損を評価するためにはできるだけ大きな縮尺が望ましいとして、1/2倍としている。試験体形状及び加力装置を図4-6に示す。

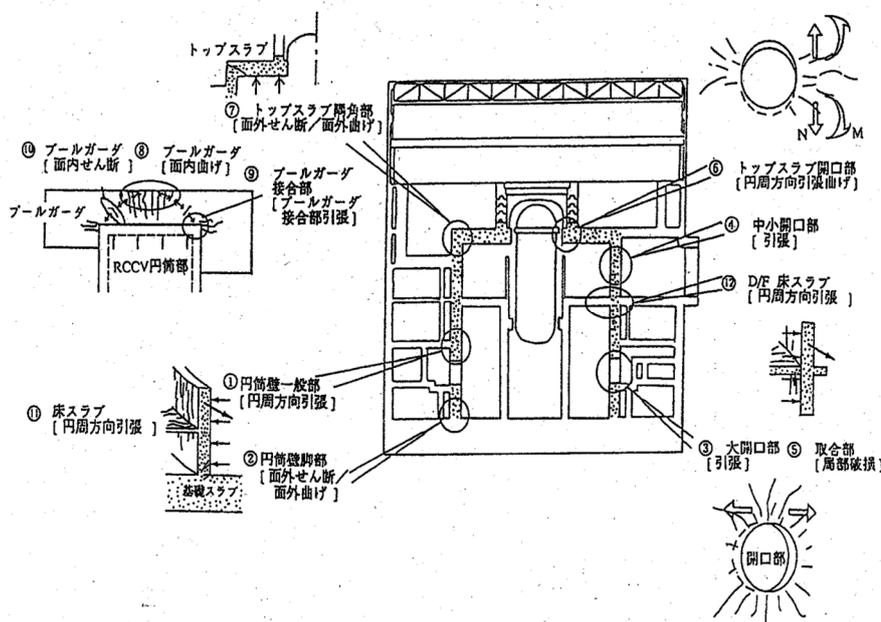
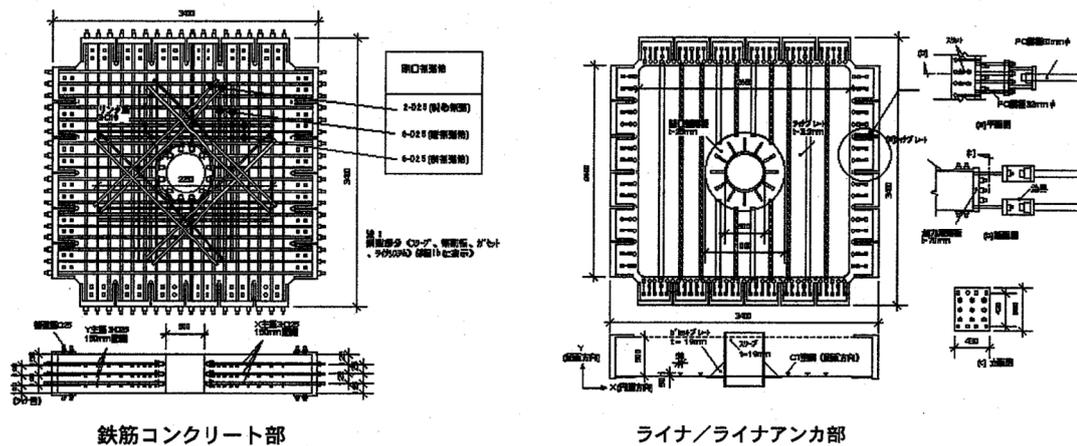
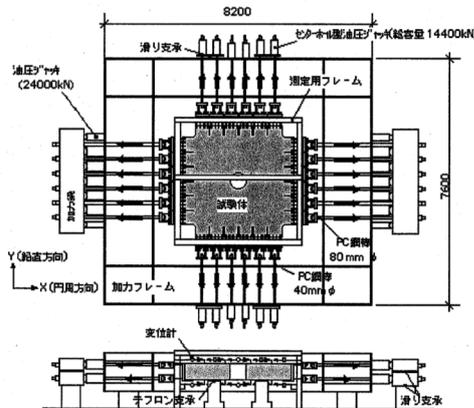


図 4-5 RCCV の破損想定部位とモード ([11]より抜粋)



試験体形状



試験装置

図 4-6 二軸引張基礎要素特性試験の試験体及び試験装置 ([11]より抜粋)

実験結果を踏まえた解析としては、荷重分布・材料物性・構成則・要素の種類（シェル要素，ソリッド要素）・ライナアンカのモデル化が及ぼす影響について検討が行われている。シェル要素での検討は、解析コード LASHET(清水建設（株）所有)，ソリッド要素での検討では、解析コードとして ABAQUS が使用されている。

ソリッド要素モデルは、開口部周りや円筒部脚部，トップスラブ隅角部を対象とする解析に用いられており，検討にあたっては，図 4-7 に示す通り，ライナ無しの RC のみのモデルとライナ有りのモデルが作成されている。ライナ無しのモデルはコンクリートの引張強度とテンションステイフニング特性（引張軟化曲線）をパラメータとして解析し，シェル要素モデルと解析精度の比較が行われている。

解析結果を図 4-8 に示す。この解析から得られた知見のうち，コンクリート構成則特性については，出雲式(岡村・出雲モデル)が実験との整合が良いとされている。

なお，NUPEC による解析において，岡村・出雲モデル適用時の付着性状を表すパラメータは，岡村・出雲モデルの原論文で異形鉄筋に対する適用性が確認されている  $c=0.4$  が使用されている。

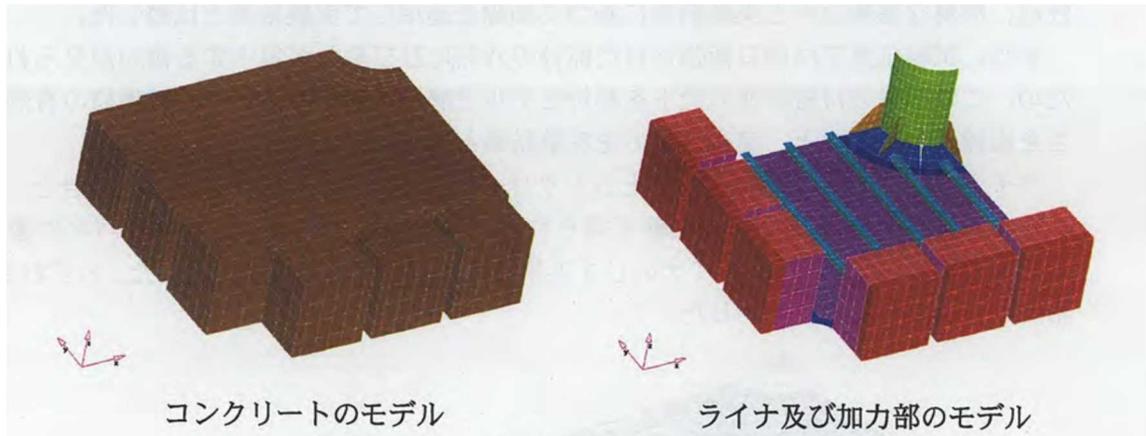


図 4-7 ソリッド要素による解析モデル ([11]より抜粋)

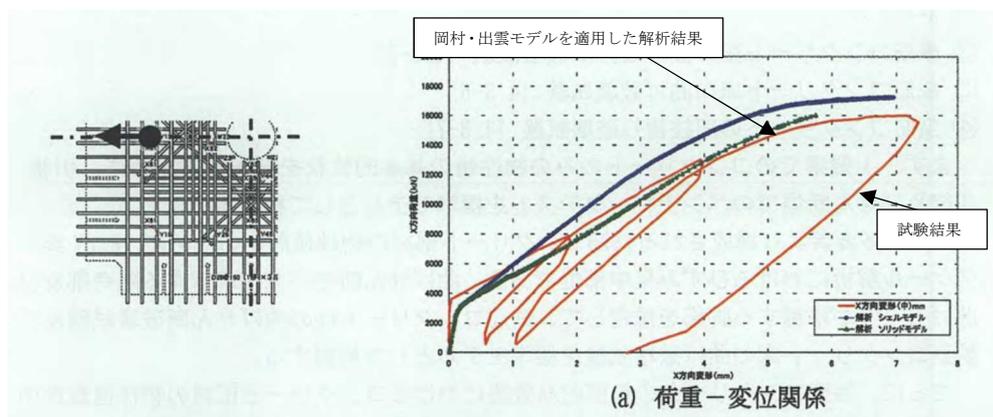


図 4-8 解析結果 ([11]より抜粋、加筆)

(3) 岡村・出雲モデルの RCCV 応力解析への適用性について

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妥当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 RCCV 実機を想定した試験体を含めた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（引張軟化曲線）として、採用することは妥当であると考えている。

## 4.2 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 code<sup>9)</sup>に基づき設定している。

CEB-FIP Model code<sup>1)</sup>におけるコンクリート(圧縮側)の構成則は以下の(4.3)式により規定されている。なお、(4.3)式に基づく場合、6, 7号炉のコンクリート圧縮強度は 50MPa(N/mm<sup>2</sup>)以下であるため、終局ひずみは 0.0035 となるが、CCV 規格における終局ひずみは 0.003 であるため RCCV の応力解析で用いるのは 0.003 までの範囲内とする。

$$\left. \begin{aligned} \sigma_{cd} &= 0.85f_{cd} \left[ 2 \left( \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{c1}} \right) - \left( \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{c1}} \right)^2 \right] && (\varepsilon_c < \varepsilon_{c1} \text{ の場合}) \\ \sigma_{cd} &= 0.85f_{cd} && (\varepsilon_{c1} \leq \varepsilon_c \leq \varepsilon_{cu} \text{ の場合}) \\ \sigma_{cd} &= 0 && (\varepsilon_{cu} < \varepsilon_c \text{ の場合}) \end{aligned} \right\} \quad (4.3)$$

ここで、 $\varepsilon_{c1} = 0.002$ ,

$\varepsilon_{cu} = 0.0035$  ( $f_{ck} \leq 50\text{MPa}$  の場合) ,

$\varepsilon_{cu} = 0.0035 \left( \frac{50}{f_{ck}} \right)$  ( $50\text{MPa} \leq f_{ck} \leq 80\text{MPa}$  の場合) とする。

$\sigma_{cd}$ :コンクリートの応力,  $\varepsilon_c$ :コンクリートのひずみ,  $\varepsilon_{cu}$ :コンクリートの終局ひずみ,  $f_{cd}$ ,  $f_{ck}$ :コンクリート圧縮強度

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(膜力、曲げモーメント等)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 4-9 及び図 4-10 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。なお、既工認と今回工認で参照した CEB FIP Model Code は同じものであるものの、前掲した図 3-2 に示したとおり、今回工認では折れ線近似している。折れ線近似することの考え方は添付資料-4 に示す。

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<sup>9)</sup>に基づき設定することは妥当であると考えている。

## 4.3 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 4-9 及び図 4-10 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。

(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。

・ 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。

・ 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。

・ 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、  
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<sup>2</sup>)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 4-9 既工認からの抜粋 (RCCV シェル部の検討を例示)

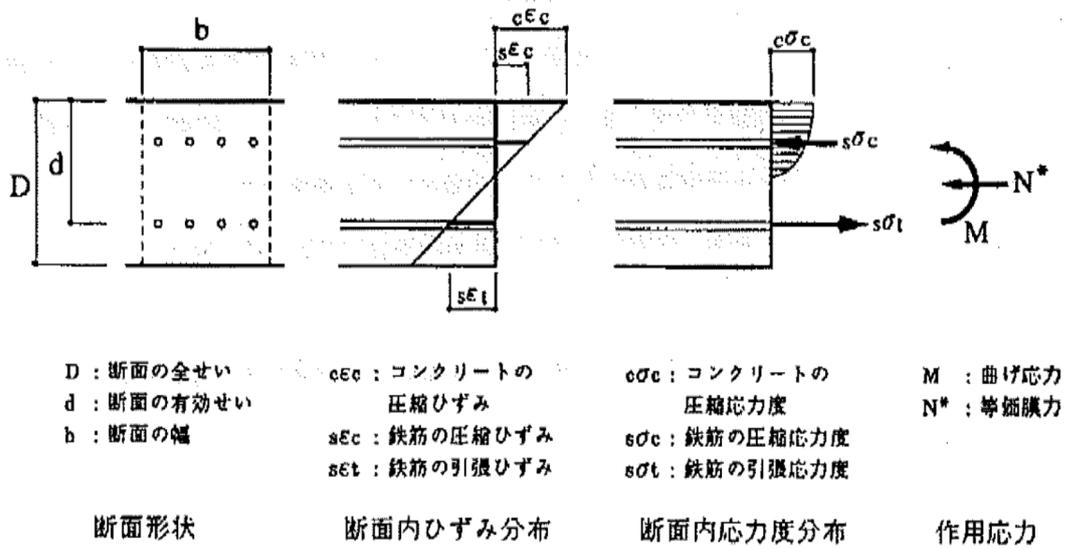


図5-9 シェル部断面内応力度分布概念図(荷重状態Ⅳ)

図 4-10 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)

## 5. 既往試験結果に基づく弾塑性応力解析の妥当性・適用性

弾塑性応力解析手法が有する不確かさを踏まえ、既往知見（試験及びシミュレーション解析）について整理した上で、これらの試験における解析結果と今回工認で採用予定の RCCV の解析条件について比較することにより、RCCV に対して弾塑性応力解析を適用することの妥当性・適用性を確認する。

検討に用いる既往知見としては、財団法人 原子力発電技術機構（NUPEC）の原子炉格納容器信頼性実証事業において実施された、プレストレストコンクリート製格納容器（以下、PCCV とする）の耐圧実証試験<sup>[11]</sup>を選定した。

本章の検討は、弾塑性応力解析手法が有する不確かさを踏まえた上で、構造物全体を対象とした解析に弾塑性解析手法を適用することの妥当性を実証的なデータに基づき確認することであるため、PCCV 耐圧実証試験は、対象が PCCV であるものの、1/4 縮小の格納容器全体を対象とした試験であり、試験体を終局状態まで載荷し弾塑性挙動を確認していること、また、今回工認で採用予定の解析コード（ABAQUS）によるシミュレーション解析を実施していることから、弾塑性応力解析の妥当性・適用性を確認するために参照する解析例としては適切な事例であると判断した。

### 5. 1 構造物全体を対象とした既往試験による弾塑性応力解析の妥当性確認

財団法人 原子力発電技術機構による原子炉格納容器信頼性実証事業の中で行われた構造挙動試験のうち、PCCV に関して、試験および解析評価の概要について以下で整理する。本試験では PCCV プラント構造を対象にシビアアクシデント時のアクシデントマネジメント（以下、AM とする）条件下での格納容器の躯体限界圧挙動および漏えい挙動を評価するために実験的実証および構造限界圧挙動解析モデル化技術の精度向上が検討されている。

試験にあたっては、PCCV 構造の 1/4 縮尺モデルを制作し、常温で高圧窒素ガスを準静的に注入することにより、躯体限界圧挙動およびライナの限界圧時の漏えい挙動を実験的に把握することを目的として試験が行われている。試験体の形状および主要諸元を図 5-1 に示す。縮尺 1/4 の本試験体は、基礎板、円筒胴部、ドーム部より構成されている。

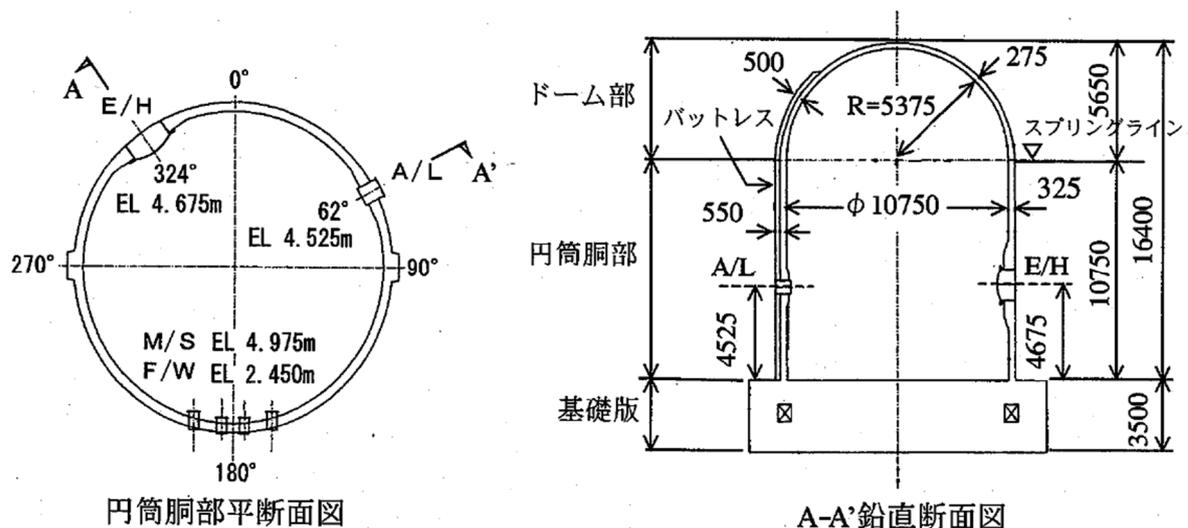


図 5-1 試験体外形図と主要諸元（[11]より引用）

限界圧構造挙動試験（LST）では、SA 時の AM 条件下での格納容器の躯体限界圧挙動を評価することを目的として、最大で 3.3Pd まで加圧されている。限界圧構造挙動試験（LST）に対しては、格納容器の半径方向および頂部鉛直方向の変形に着目して試験結果と解析結果の比較を行っており、解析モデルとしては、図 5-2 に示すようなシェル要素モデルが使用されている。構造物全体に対する解析で使用する解析コードとしては、ABAQUS と FINAL が使用されているが、以下では ABAQUS に着目する。

コンクリート・ライナは積層シェル要素、鉄筋は積層シェル内に鉄筋層、テンドンについては要素軸方向の剛性のみ有する梁要素としてモデル化されている。図 5-3 にシミュレーション解析結果（内圧－変位関係）を示す。実験と解析による载荷挙動を比較すると、ABAQUS による解析で対象範囲としている最大圧力に至るまでの試験結果の変位挙動が良好に模擬されており、適正な材料構成則を使う限りはほぼ妥当な評価ができ、実機の評価において ABAQUS を適用することは妥当であるとされている。

以上より、解析条件を適切に設定することにより、弾塑性応力解析で妥当な結果が得られることが確認できる。

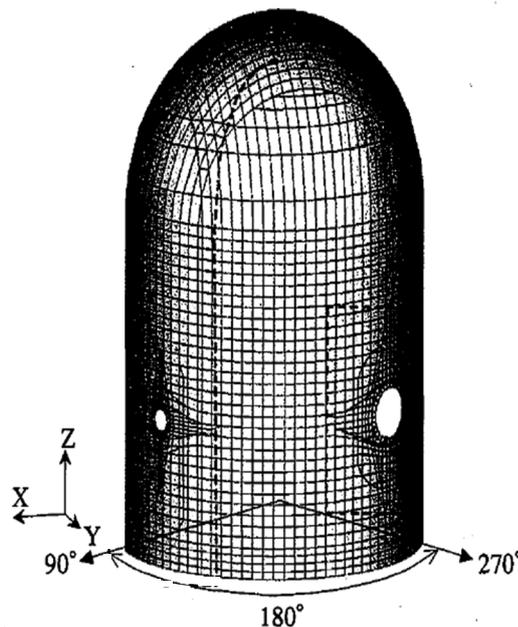


図 5-2 全体解析モデル（[11] より引用）

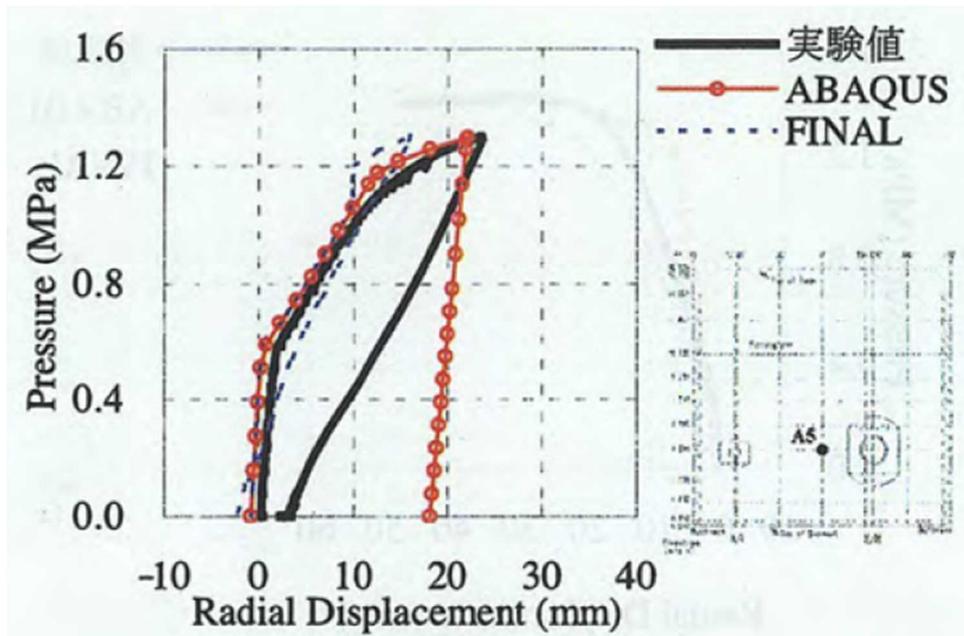


図 5-3 内圧—半径方向変位関係 ([11] より引用)

## 5. 2 今回工認における弾塑性解析手法の妥当性・適用性の確認

今回工認と 5.1 で整理した限界圧構造挙動試験（LST）における弾塑性解析手法の比較結果を表 5-1 に示す。これより、モデル化、解析手法、解析コード、材料構成則について今回工認と限界圧構造挙動試験（LST）の解析手法に大きな差異は無く、同様の弾塑性解析手法であることが確認できる。

構造物全体を対象とした試験のシミュレーション解析により妥当性が確認されている弾塑性解析の諸条件と今回工認で採用する予定の解析条件について比較した結果、設定条件や手法に有意な差が無いことが確認出来たことから、今回工認で採用する予定の弾塑性解析手法は妥当であり、また、参照した試験が構造物全体を模擬した縮小試験体によるものであることから、同様の弾塑性解析手法を RCCV 全体を対象とした弾塑性解析に適用することは可能であると考えられる。

以上より、RCCV に対して弾塑性応力解析を適用することの妥当性・適用性を確認した。

表 5-1 今回工認と限界圧構造挙動試験 (LST) における弾塑性解析手法の差異

項目		KK67RCCV(今回工認)	限界圧構造挙動試験 (LST)	差異の考察	
モデル化	メッシュサイズ	モデル全体で概ね 1~2m 程度 (開口周辺等はさらに細分割)	モデル全体で概ね 0.38m 程度 (開口周辺等はさらに細分割)	LST 試験体は 1 / 4 縮尺であり、円周方向の分割数としては同等	
	要素タイプ	シェル要素：シェル部，トップスラブ部 ROD 要素，BAR 要素：境界条件の設定に使用	シェル要素：円筒胴部，ドーム部 梁要素：テンドン	格納容器構造の違いによる差異であり、論点として扱う必要なし	
解析手法		・3次元 FEM モデルを用いた応力解析	同左	—	
解析コード		・ABAQUS (弾塑性解析)	同左	—	
構成則	コンクリート	圧縮側 応力-ひずみ	折れ線近似 (CEB-FIP Model Code1990)	折れ線近似 (修正 Kent&Park)	両者とも折れ線近似しており、条件としては同等
		引張側 応力-ひずみ	岡村出雲モデル (c=0.4) (テンションスティフニング特性)	同左	—
	鉄筋	応力-ひずみ	完全弾塑性型	同左	—

## 6. 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解析モデルについて、既工認との手法の差異を整理した。論点として、弾塑性挙動に与える影響が大きい材料構成則（鉄筋、コンクリート）を抽出した。その上で適用文献の内容を整理し、その適用性・妥当性を確認した。

また、弾塑性解析手法の不確かさを踏まえ、構造物全体を対象とした試験のシミュレーション解析により妥当性が確認されている弾塑性解析の諸条件と今回工認で採用する予定の解析条件について比較し、弾塑性解析手法としての妥当性・適用性を確認した。

以上より、今回採用予定の応力解析モデルの妥当性を確認した。

### <参考文献>

- [1] Comite Euro-International du Beton : CEB-FIP MODEL CODE 1990 (DESIGN CODE),1993
- [2] 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, 1999年
- [3] 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
- [4] M.P.Collins, F.J. Vecchio: The response of reinforced concrete to in-plane shear and normal stresses, University of Toronto, March 1982
- [5] 森田司郎・角徹三：鉄筋コンクリート部材の引張試験による付着効果の研究, セメント技術年報, Vol.18, pp.426-430, 昭 39
- [6] 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 鉄筋コンクリート構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
- [7] 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
- [8] 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
- [9] 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
- [10] Kumagai,H. et al.:Fiber optic distributed sensor for concrete structures, Proceeding of the 1<sup>st</sup> fib Congress, Session 15, pp.179-184,2002
- [11] 財団法人 原子力発電技術機構：重要構造物の安全評価(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

添付資料－1 有効性評価における RCCV 検討時の評価モデルとの差異について

1. 有効性評価における RCCV 検討時の評価モデルとの差異について

有効性評価で説明した 200°C2Pd 条件の解析モデルと今回申請の耐震設計で用いる解析モデル、加えて、工認段階の重大事故評価で用いる解析モデルについて、主な差異を表 1-1 に示す。主な差異として、構成則設定時のコンクリート強度を実強度から設計基準強度に見直すこと以外にも、重大事故評価用の解析モデルで RCCV と基礎版とを一体化させることやライナプレートの弾塑性特性を考慮することが挙げられる。

表 1-1 解析モデルの差異

条件	設置許可	今回工認	
	①有効性評価 (200°C2Pd 評価)	②重大事故 評価条件	③設計基準 耐震設計条件
コンクリート剛性	実剛性	実剛性	実剛性
コンクリート強度	実強度	設計基準強度	設計基準強度
境界条件	RCCV 脚部固定	基礎版と一体化	RCCV 脚部固定
ライナプレート	弾性(温度依存性非 考慮)	弾塑性 (温度依存性 考慮)	無し*

※温度荷重モデルでは、ライナを弾性（温度依存なし）でモデル化

2. 条件の違いが既往の評価結果に与える影響について

今回工認における重大事故評価については、表 1-1 の条件②を用いて実施する予定であるが、一方で有効性評価時に RCCV の 200°C2Pd 条件時の構造健全性について、条件①で実施した解析結果を元に説明している。そこで仮に条件②を採用した場合でも、有効性評価で説明した 200°C2Pd 時の RCCV の評価結果へ与える影響がないことを確認するために、条件②による 200°C2Pd 時の評価を実施することとした。

条件①（有効性評価時）と条件②について、シェル部及びトップスラブ部の一般部での鉄筋のひずみ分布及びコンクリートの最小主ひずみ分布を比較した結果を図 2-1～4 に示す。

条件②による評価の場合、有効性評価時と若干傾向が異なる部分はあるものの、鉄筋の大部分は降伏ひずみに達しておらず、一部の要素で局所的に降伏ひずみに達している程度であり、破断までには十分な余裕があり、コンクリートは、ひび割れは発生しているものの、圧縮ひずみは 2000 $\mu$  よりも小さく、破壊までには十分な余裕があることが評価できる。また、条件①による評価の場合も同様の考察となる。

以上より、仮に条件②を採用して 200°C2Pd 条件による解析を実施した場合でも、既往の有効性評価時と同様の結論が得られることが確認できることから、有効性評価時の RCCV

の限界温度・圧力として 200°C2Pd を用いることを妥当と判断した解析結果には与える影響がないことを確認した。

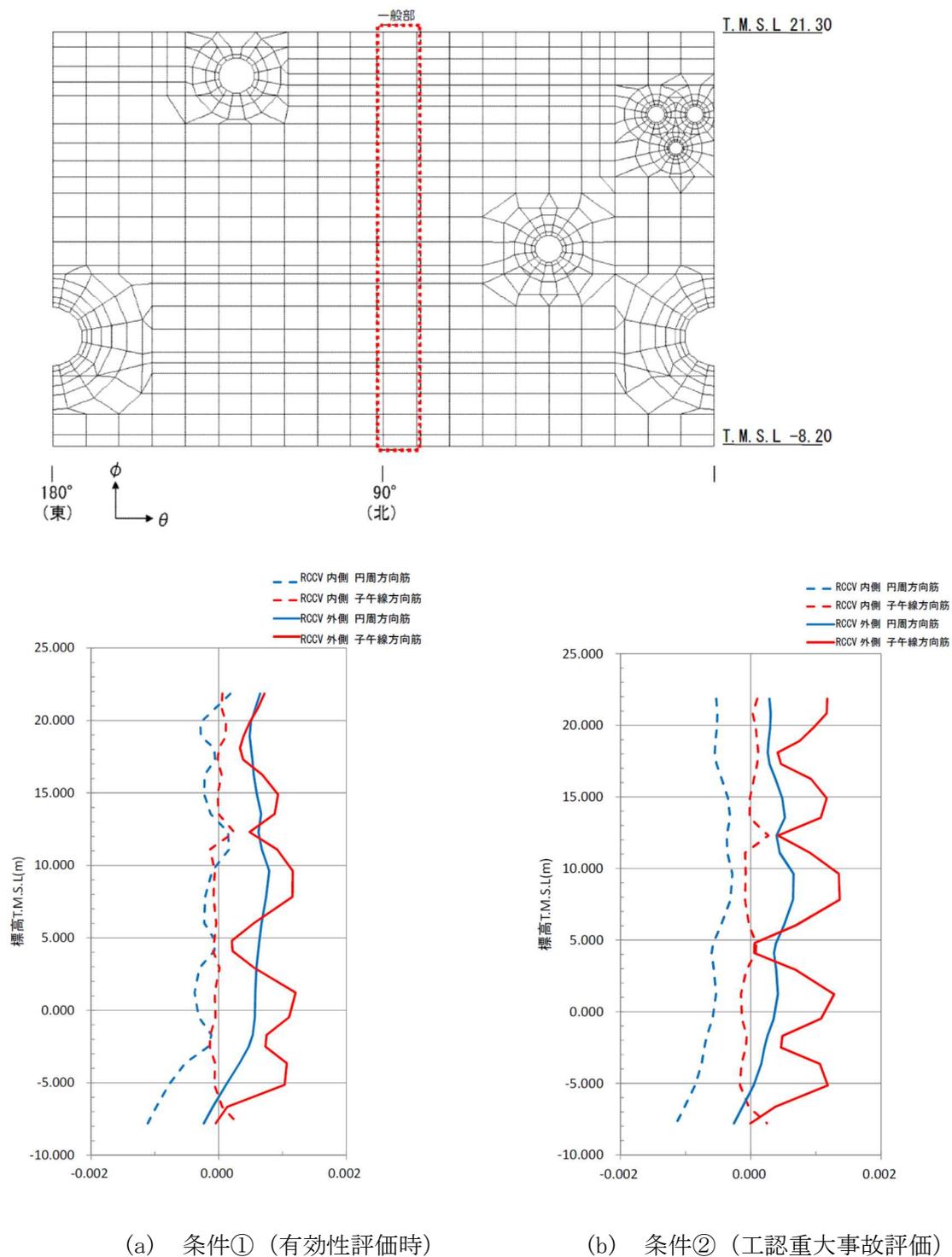
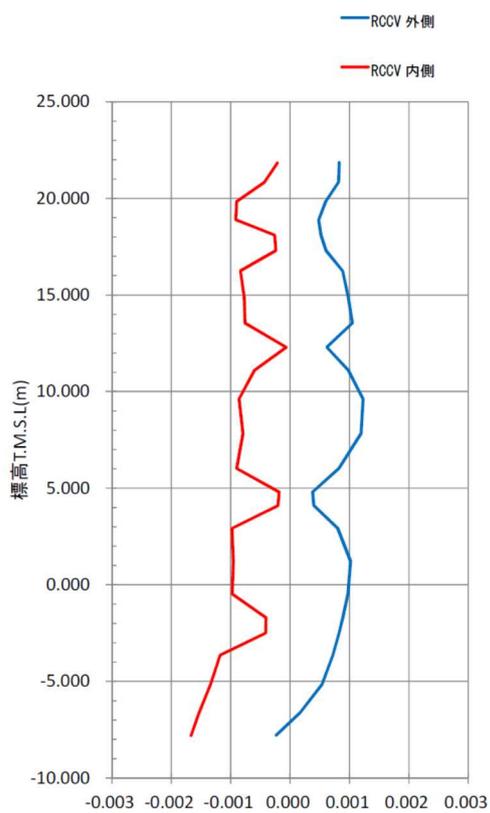
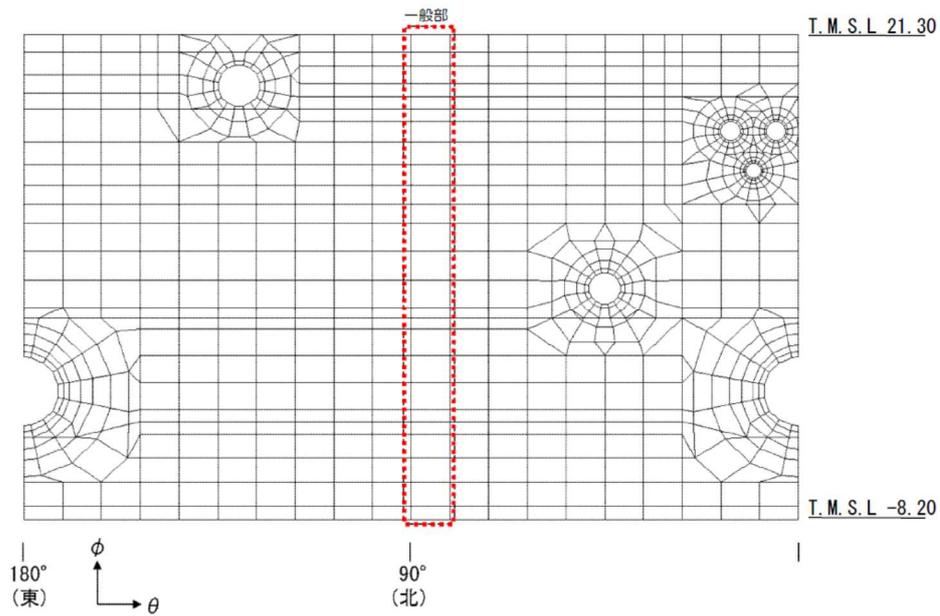
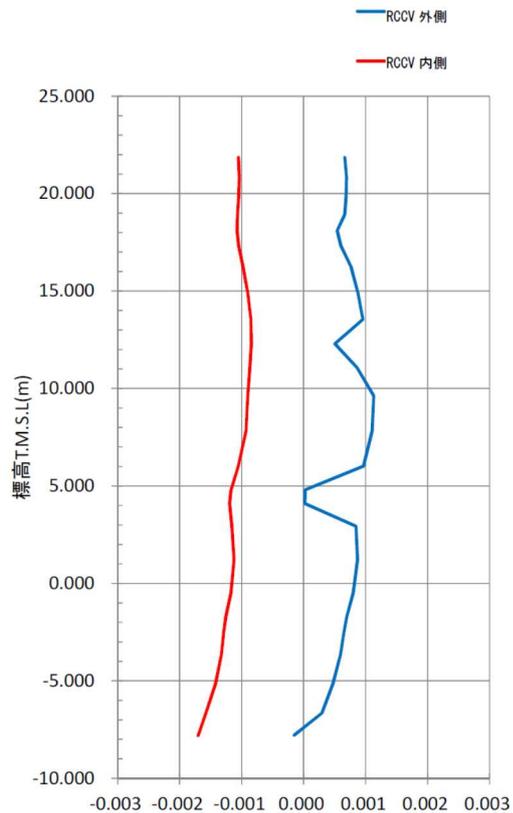


図 2-1 シェル部の一般部での変形状態 (鉄筋のひずみ)

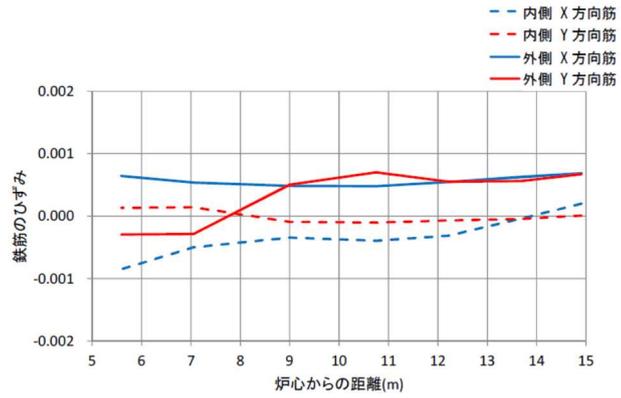
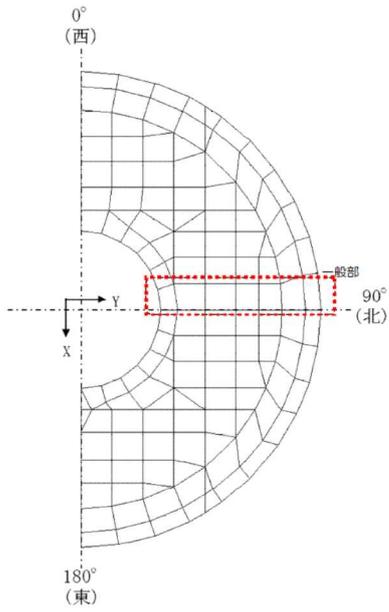


(a) 条件① (有効性評価時)

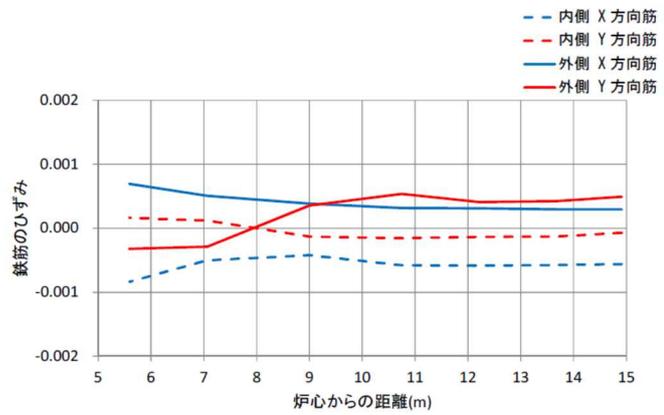


(b) 条件② (工認重大事故評価)

図 2-2 シェル部の一般部での変形状態 (コンクリートの主ひずみ)

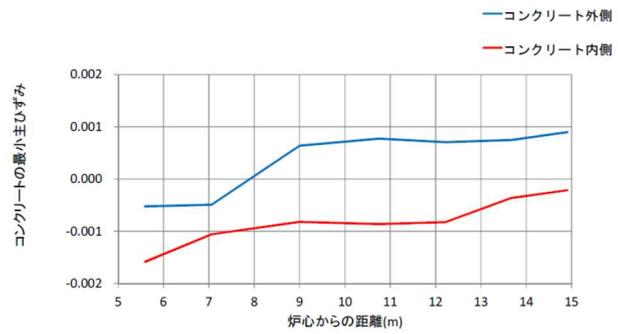
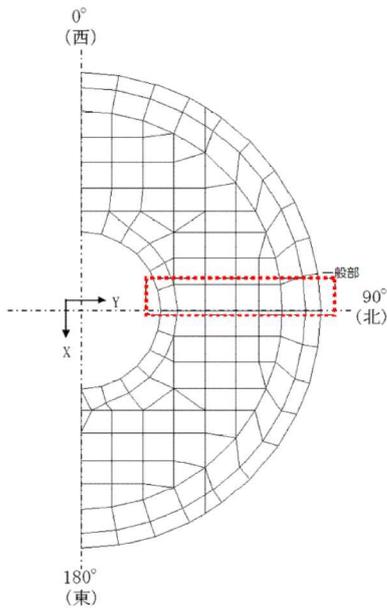


(a) 条件① (有効性評価時)

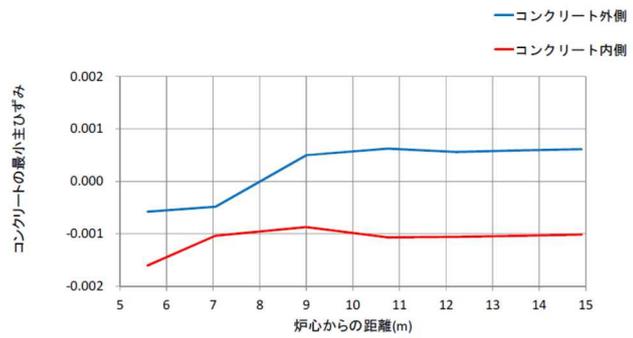


(b) 条件② (工認重大事故評価)

図 2-3 トップスラブ部の一般部での変形状態 (鉄筋のひずみ)



(a) 条件① (有効性評価時)



(b) 条件② (工認重大事故評価)

図 2-4 トップスラブ部の一般部での変形状態 (コンクリートの主ひずみ)

## 添付資料－２ CCV 規格における許容限界設定の考え方について

CCV 規格における荷重状態Ⅳのコンクリート及び鉄筋のせん断ひずみの許容限界設定の考え方について以下に示す。

### 1. コンクリート

CCV 規格において荷重状態Ⅳのコンクリートのひずみの許容値としては、 $0.003(3000\mu)$  が採用されている。

これは、American Concrete Institute「Building Code Requirements for Reinforced Concrete (ACI 318-02)」の Chapter 10 Flexural and axial loads の記載に基づき設定されている。

コンクリートのひずみが  $3000\mu$  に達した状態は、最大圧縮強度時のひずみ ( $2000\mu$  程度) を超えた応力下降域 (軟化域) の状態にあり、若干のひび割れが入っているものの、ある程度の強度を有している状態である。また、一般的に、コンクリートのひび割れは、スリット状ではなく、複雑な形状で生じるため、放射線の低減効果が期待でき、遮へい性能にあたる影響は無い。

なお、コンクリートの最大圧縮強度については、American Concrete Institute「Building Code Requirements for Reinforced Concrete (ACI 318-02)」の Chapter 10 Flexural and axial loads の記載に基づき、 $0.85F_c$  (設計基準強度の  $0.85$  倍) に制限しており、実際のコンクリートの最大圧縮強度に対して余裕を見込んだ数値が設定されている。

### 2. 鉄筋

CCV 規格において荷重状態Ⅳの鉄筋のひずみの許容値としては、 $0.005(5000\mu)$  が採用されている。

鉄筋のひずみを  $5000\mu$  とした理由について、CCV 規格の解説に「部材の変形が過大にならないように配慮して定めた」とし、「一般的に多く使用されている SD345 および SD390 の降伏ひずみ (中略) は  $0.0017$  及び  $0.0019$  であり、鉄筋の最大ひずみはこれら降伏ひずみの  $2$  から  $3$  倍程度とした」と記載されている。

一般に、鉄筋のひずみが  $5000\mu$  に達した状態は、降伏ひずみの  $2\sim 3$  倍程度であり、最大引張強度に至るまでには程遠い状態である。また、JIS に示される鉄筋の機械的性質としては、SD345 及び SD390 の場合、伸びが  $16\sim 19\%$  ( $160000\sim 190000\mu$ ) 以上とされており、 $5000\mu$  は破断に対しても十分余裕のある状態にあるといえる。

### 3. 気密性について

原子炉格納容器内部の機器から放出される放射性物質等の有害な物質の漏洩を防止するために、RCCV には鋼製のライナプレートが内張りされており、気密性はライナプレートにより担保されている。なお、柏崎の 6,7 号炉の場合、材質は SGV49 及び SUS304L であ

る。

CCV 規格によれば、ライナプレートは、「鉄筋コンクリート部の変形およびコンクリートとの温度差により強制されるような自己制御的ひずみ」に対して、「漏えいを生じることなく追従できる変形性能を有していればよいことから、ひずみを制限すること」としており、米国機械学会：「ASME Boiler & Pressure Vessel Code Section III Div.2」(2001)に基づき、ひずみについての許容値（表 3-1）が設定されている。

表 3-1 に示される許容値は、鋼材の降伏ひずみの数倍程度であり、破断に対しては十分余裕のある状態にあると言え、CCV 規格におけるライナプレートの許容ひずみは、耐漏えい性能を十分に確保することができる数値であると考えられる。

なお、JIS に示される SGV49（現在の SGV480 に相当）の伸びは 17～21%（170000～210000 $\mu$ ）、SUS304L の伸びは 40%（400000 $\mu$ ）以上であり、表 3-1 で規定された値は破断に対しても十分余裕のある状態にあるといえる。

表 3-1 ライナプレートの許容ひずみ (CCV 規格)

ひずみの種類		許容ひずみ	
荷重状態	ひずみの種別	膜	膜と曲げの和
ⅢおよびⅣ	圧縮ひずみ	0.005	0.014
	引張ひずみ	0.003	0.010

### 添付資料-3 コンクリートの引張側構成則に関する影響検討

#### 1. 検討概要

引張側構成則の影響検討にあたって、まずは引張側構成則を無視する検討を試みたが、解の収束性が悪く、解析結果を得ることが出来なかった。そのため、コンクリートの引張強度が解析結果に与える影響に着目し、引張強度の変動に応じて、解がどの程度増減するかを検討を試みることにした。

今回の工認の解析モデルでは、コンクリートの引張強度として、RC 規準に記載されている引張強度のうち、下限値を採用している (図 1-1)。

ここでは、コンクリートの引張強度として、RC 規準に平均値として記載されている値を用い、引張強度の設定値が解析評価に与える影響を検討する。

今回検討と影響検討時のコンクリートの引張強度  $c\sigma_t$  を以下に示す。

今回工認：RC 規準に記載されているコンクリートの引張強度の下限値

$$\begin{aligned}c\sigma_t &= 0.38\sqrt{\sigma_B} \\ &= 2.15(\text{N/mm}^2)\end{aligned}$$

影響検討：RC 規準に記載されているコンクリートの引張強度の平均値

$$\begin{aligned}c\sigma_t &= 0.56\sqrt{\sigma_B} \\ &= 3.18(\text{N/mm}^2)\end{aligned}$$

ここで、 $c\sigma_t$ ：コンクリート引張強度

$\sigma_B$ ：コンクリート圧縮強度 (設計基準強度 330kg/cm<sup>2</sup>(32.3N/mm<sup>2</sup>))

影響検討では、代表例として、Ss 地震時 (N→S 方向) の結果 (暫定条件に基づく概算値) を示す。なお、引張側軟化特性については、下限値を用いた場合と同様に岡村・出雲モデルとし、付着特性を示すパラメータ  $c$  は 0.4 とする。図 1-2 にコンクリートの引張側応力-ひずみ関係を示す。

なお、コンクリートの引張強度については、上記の RC 規準以外に、コンクリート標準示方書 [構造性能照査編] (2002 年制定, 土木学会) においても定義されているが、下記の通り、RC 規準の下限値と平均値の中間的な値であるため、このケースについては検討不要と判断した。

$$\begin{aligned}f_{tk} &= 0.23f'_{ck}{}^{\frac{2}{3}} \\ &= 2.33(\text{N/mm}^2)\end{aligned}$$

ここで、 $f_{tk}$ ：コンクリート引張強度

$f'_{ck}$ ：コンクリート圧縮強度 (設計基準強度 330kg/cm<sup>2</sup>(32.3N/mm<sup>2</sup>))

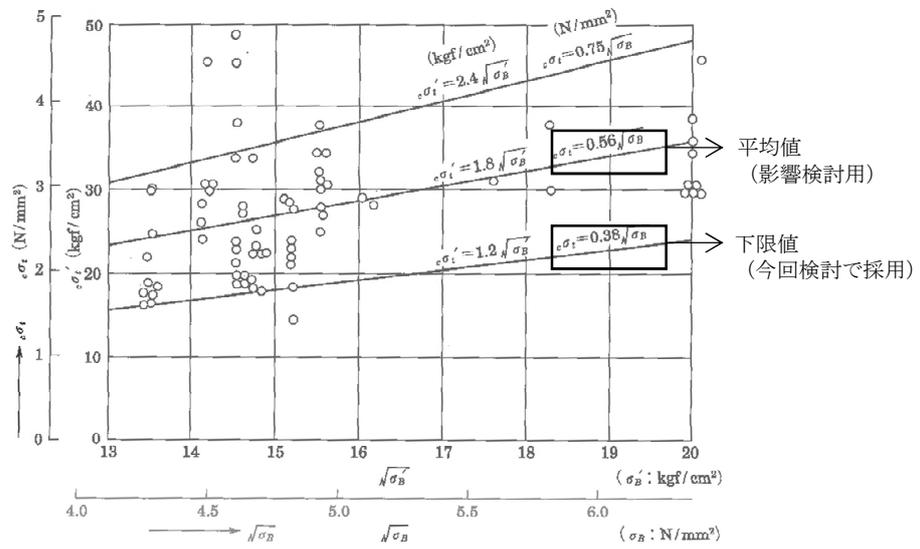


図 8.2 梁の曲げひび割れ時のコンクリート引張応力

図 1-1 コンクリートの引張強度 (RC 規準から抜粋)

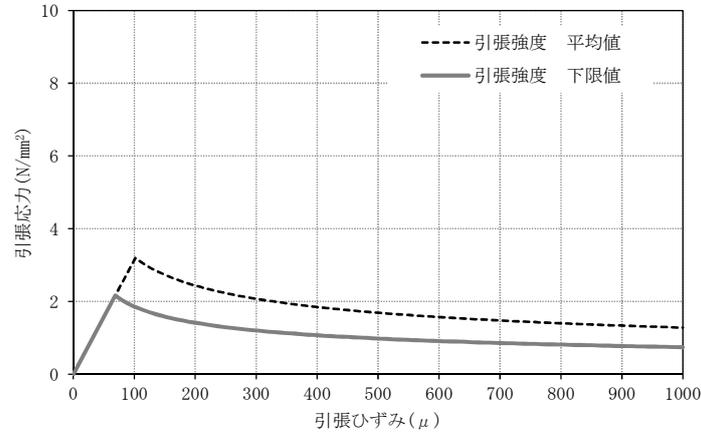


図 1-2 コンクリートの引張側応力-ひずみ関係

## 2. 検討結果

今回工認モデル（以下、下限値モデルとする）と、影響検討用のモデル（以下、平均値モデルとする）のシェル部一般部の子午線方向鉄筋のひずみを図 2-1 に、コンクリート最小主ひずみ分布を図 2-2 に示す。

図 2-1, 図 2-2 からコンクリート引張強度として、RC 規準による下限値を用いた場合は、平均値を用いた場合に比べ、コンクリート、鉄筋ともひずみが大きくなった。これは、コンクリートの引張軟化により剛性が低下するためである。

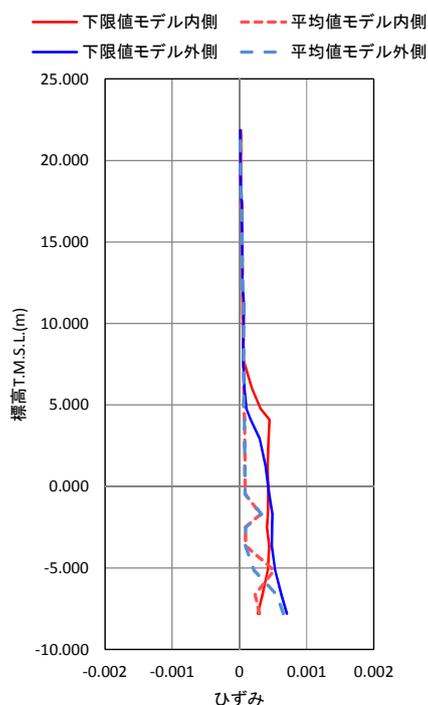
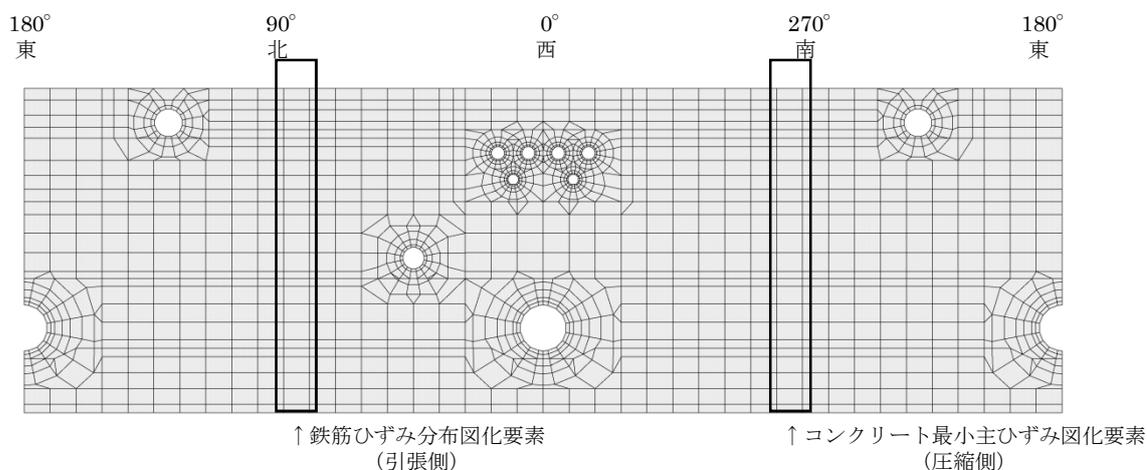


図 2-1 子午線方向鉄筋のひずみ

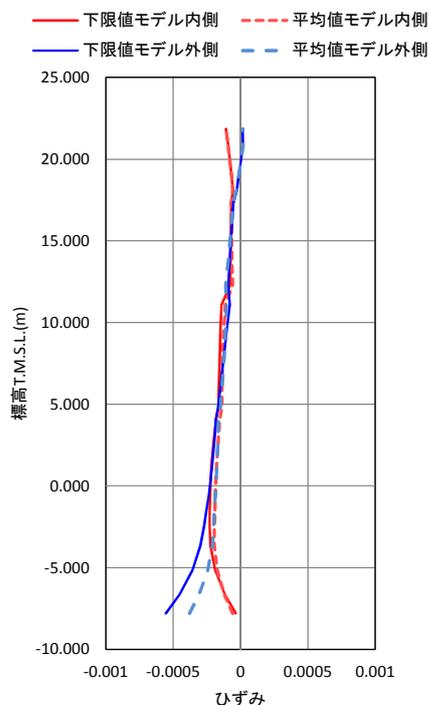


図 2-2 コンクリートの最小主ひずみ

### 3. まとめ

コンクリートの引張強度として、RC 規準に記載されている平均値と下限値を用いた場合の解析結果を比較して、コンクリートの引張強度の設定値が解析評価に与える影響を検討した。

その結果、下限値を用いた場合は、平均値を用いた場合に比べ、コンクリートと鉄筋のひずみが大きくなる傾向となることがわかった。このことからコンクリートの引張強度として、RC 規準に下限値として記載されている値を用いることは、躯体健全性評価に対して保守的な評価を与える設定であるといえる。

#### 添付資料-4 コンクリート圧縮側の応力歪み曲線の折れ線近似について

コンクリート圧縮側の構成則の設定にあたって参照している CEB-FIP Model Code 1990 では、コンクリートの応力歪み関係はパラボラ型として定義されている。一方、今回工認の RCCV の解析にあたっては、原子炉建屋の地震応答解析における解析条件と整合させる観点から、コンクリート実剛性を考慮した上で、CEB-FIP Model Code 1990 に基づくパラボラ型を折れ線近似した応力ひずみ関係を用いて解析を実施する予定である。

今回工認で用いる予定の材料構成則について、折れ線近似を用いるにあたっての考え方を下記の①～③及び図-1 に示す。

- ① CEB-FIP Model Code 1990 に基づくパラボラ型の応力ひずみ曲線（図中破線）を算定する。算定式については、本編で示した (4.3) 式を用いることとし、式に入力するコンクリート強度としては設計基準強度を用いる。
- ② 初期剛性（ヤング係数）については、原子炉建屋等の地震応答解析モデルと同様に実剛性を用いる方針であることから、「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)」に基づく算定式により、コンクリート実強度に基づく実剛性を算定する。なお、CCV 規格 (CVE-3320) においても解析に用いる材料定数は本算定式を用いて設定することとされている。
- ③ CEB-FIP Model Code1990 によるパラボラ型の曲線が包絡する面積と、折れ線近似の応力ひずみ関係が包絡する面積が等価となる初期剛性上の折れ点を算出し、解析に用いる折れ線近似の応力ひずみ関係とする。

また、参考として、コンクリート強度に実強度を用いて CEB-FIP Model Code1990 によるパラボラ型の曲線を算定し、設計基準強度を用いたパラボラ型の曲線及び折れ線近似したものと比較した結果を図-2 に示す。これより、今回工認で使用する折れ線近似した応力歪み関係における初期剛性が、CEB-FIP Model Code の式に実強度を入力した場合の曲線の初期剛性と概ね整合していることが確認できる。

以上で示した通り、今回工認で採用予定のコンクリート圧縮側の応力歪み関係は、初期剛性を実剛性と整合させる観点から折れ線近似しているものの、包絡面積は CEB-FIP Model Code1990 に基づくパラボラ型（設計基準強度）と等価としており、保守性を損なうような近似方法ではないと考えられる。

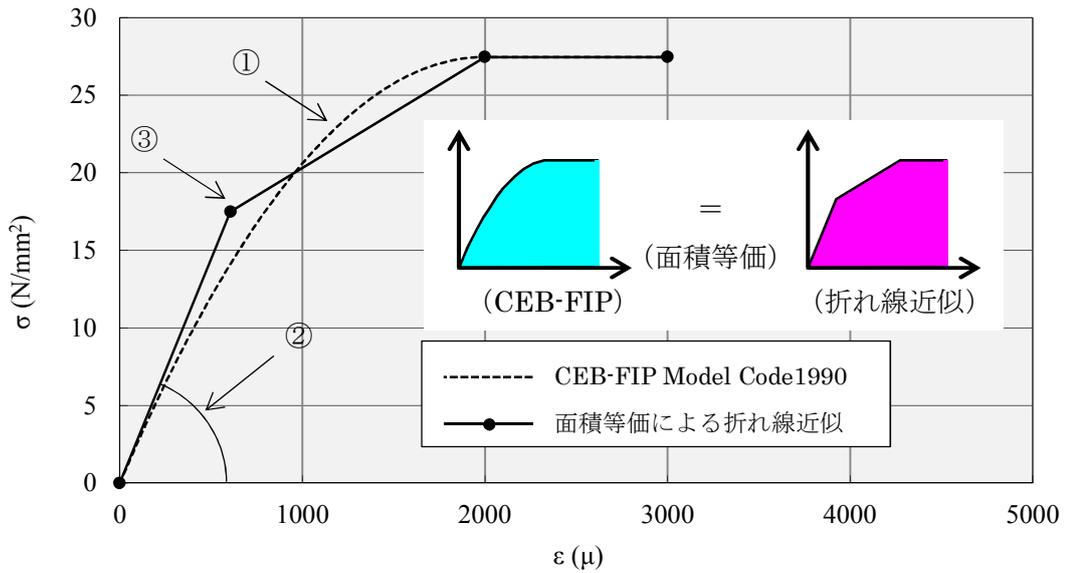


図-1 CCV 規格に基づくパラボラ型と折れ線近似の応力ひずみ関係

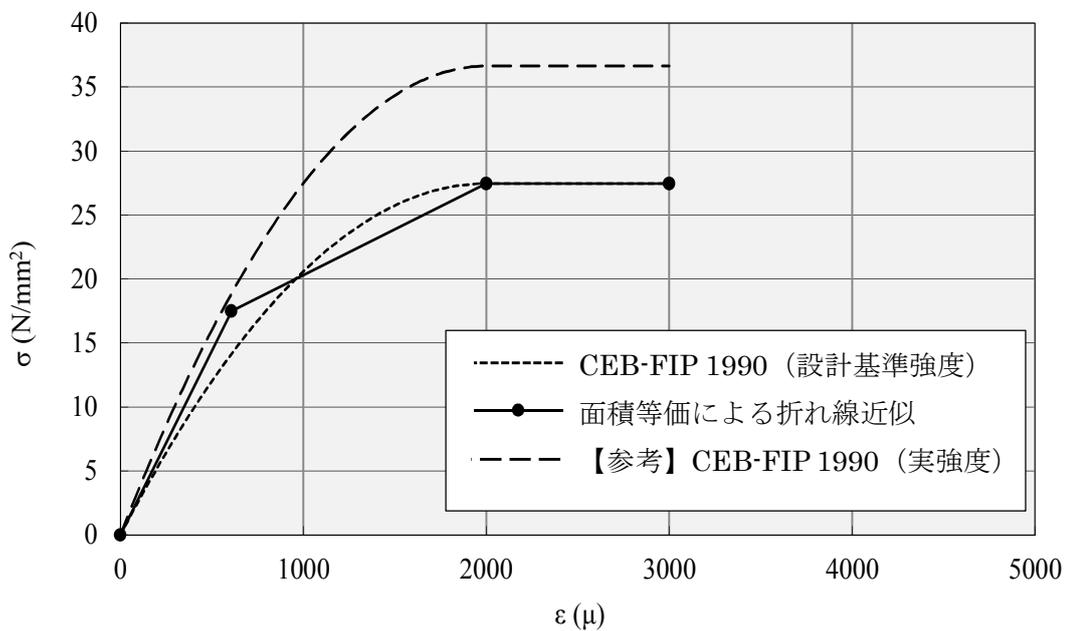


図-2 パラボラ型の曲線算定時に実強度を用いた場合との比較

柏崎刈羽原子力発電所 6 号炉及び 7 号炉

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  
(耐震)

## 1. 屋外重要土木構造物の評価手法の概要

屋外重要土木構造物の耐震評価について、今回工認では、屋外重要土木構造物の変位や変形をより実状に近い応答に適正化することを目的に、評価手法の高度化として、解析手法と減衰定数の変更を予定している。ここで、既工認は、柏崎刈羽原子力発電所6号機および7号機の工事計画認可（1991年8月）をいう。既工認と今回工認との手法の比較を第3-1-1表に示す。

既工認との相違点のうち、解析手法として適用している「時刻歴応答解析、限界状態設計法」は、新規制基準対応工認にて適用例がある手法である。

なお、土木構造物の地震時の挙動は、地盤の影響を受けることを踏まえると、地盤特性を適切にモデル化することにより、実応答に近い形で評価できるものと考えられる。このため、コンクリート強度は、既工認と同じく設計基準強度を採用する方針とする。

第3-1-1表 既工認と今回工認との手法の比較

	解析手法	解析モデル	減衰定数	コンクリート強度
既工認	周波数応答解析 許容応力度法	地質データに基づく FEMモデル	構造物の減衰 5%	設計基準強度
今回工認	時刻歴応答解析 限界状態設計法	地質データに基づく FEMモデル	構造物の減衰 1% + 履歴減衰	設計基準強度
比較結果	●異なる	○同じ	●異なる	○同じ
適用例	○あり	○あり	×なし	○あり

## 2. 解析手法

屋外重要土木構造物の耐震安全性評価について、既工認では、地震応答解析手法として周波数応答解析を採用し、許容応力度法による設計として、構造部材の曲げについては許容応力度、せん断については許容応力度に対して妥当な裕度を持つことを確認することを基本としていた。

今回工認では、屋外重要土木構造物の地震応答解析手法に時刻歴応答解析を適用した、限界状態設計法による設計を採用する。減衰定数は、構造物の減衰 1%及び履歴減衰とする。構造部材の曲げについては限界層間変形角または許容応力度、せん断についてはせん断耐力または許容応力度に対して妥当な裕度を持つことを確認することを基本とし、各設備の要求性能（支持性能、通水性能、貯水性能）を踏まえて照査項目・内容を追加する。

以下では、今回工認で採用する限界状態設計法のうち、構造部材の曲げ照査に係る土木学会マニュアルの適用性およびせん断照査に係る土木学会マニュアルの適用性について検討を行う。

## 2. 1 曲げ照査に係る土木学会マニュアルの適用性について

今回の工認申請における曲げに対する照査は、「原子力発電所屋外重要土木構造物の耐震性能照査指針・マニュアル（土木学会，2005）」（以下，土木学会マニュアルという。）に基づき，照査用層間変形角が限界層間変形角を超えないことを確認する。

コンクリート標準示方書では，構造部材の終局変位は，部材の荷重－変位関係の骨格曲線において，荷重が降伏荷重を下回らない最大の変位として求めてよいとしている。コンクリート標準示方書による構造部材の終局変位の考え方を第 3-2-1 図に示す。

一方，土木学会マニュアルでは，以下の考え方に基づいている。

屋外重要土木構造物を模したラーメン構造の破壊実験の結果より，かぶりコンクリートが剥落すると荷重が低下し始める。層間変形角 1/100 に至る状態は，かぶりコンクリートの剥落が発生する前の状態であることを確認しており<sup>12)</sup>，荷重が低下しない範囲にある。当該限界値を限界状態とすることで，構造全体としての安定性が確保できるものとして設定されたものである。ラーメン構造の破壊実験の例を第 3-2-2 図に示す。

従って，土木学会マニュアルによる曲げ照査手法は，コンクリート標準示方書による照査よりも安全側の評価を与えるため，適用性を有している。

さらに，土木学会マニュアルでは，日本建築学会の「鉄筋コンクリート造建物の靱性保証型耐震設計指針（案）・同解説（1997）」にて記載されている設計限界変形 1/100，終局限界変形 1/80 等を基準値として参照している。

対象は同じラーメン構造であり，軸力比（軸応力度／コンクリート圧縮強度比）は建築物よりも屋外重要土木構造物の方が小さいと考えられることから，変形性能がより大きくなる傾向にあり，層間変形角 1/100 は安全側であると考ええる。機能維持確保の観点からも耐荷性能が確保されることが担保できるため限界値として適切である。

参考に，建築学会における曲げ降伏先行型の部材について，復元力特性と限界状態（損傷度）の関係の概念図を第 3-2-3 図に，土木学会マニュアルにおける鉄筋コンクリートはり部材の荷重変位関係と損傷状態に対する概念図を第 3-2-4 図に示す。建築学会と土木学会マニュアルにおいて概ね対応が取れており，土木学会マニュアルの各損傷状態の設定は妥当であると考えられる。第 3-2-4 図において層間変形角 1/100 は第 4 折れ点よりも手前にあり，屋外重要土木構造物の限界状態に至っていないと考えられる。また，第 3 折れ点は層間変形角 1/100 よりもさらに手前にある。

耐震安全性評価では、当該許容限界値に対して、妥当な安全余裕を確保するため、構造部材の照査の過程において複数の安全係数を考慮する。安全係数は、材料係数、部材係数、荷重係数、構造解析係数及び構造物係数の 5 種に分けられる。それぞれの安全係数の考え方を第 3-2-5 図に示す。また、地盤物性のばらつきの考慮として、周辺地盤の変形特性について、平均値を基本ケースとした場合に、平均値 $\pm 1.0 \times$ 標準偏差( $\sigma$ ) のケースにおける影響の程度を安全係数として考慮した照査を、工事計画認可段階において実施する。

曲げに対する照査において考慮している安全係数は第 3-2-1 表に示すとおり、材料係数、部材係数、荷重係数、構造解析係数、構造物係数がある。これらの安全係数は土木学会マニュアルにおいて以下の考えにより定められている。

(1) 材料係数

コンクリート強度の特性値は、製造において、その値を下回る強度が発現する確率が 5% 以内となるように設定する。また、鉄筋の機械的性質の特性値に関しても、日本工業規格 (JIS) の規格範囲の下限値を設定してよいとしている。このように、双方とも特性値の段階で実強度に対して小さい値を設定しており、応答値・限界値ともに安全側の照査がなされているため、材料係数は 1.0 としている。

(2) 部材係数

安全側に配慮した設定を行っていることから、部材係数は 1.0 としている。

(3) 荷重係数

地震の影響以外の荷重の評価精度は、かなり高いものと考えられ、地震の影響については入力地震動そのものが最近の研究成果に基づいて設定されるため、荷重係数は 1.0 としている。

(4) 構造解析係数

限られた条件での実験であること、地盤パラメータの設定が応答解析結果に及ぼす影響などを考え併せて、構造解析係数は 1.2 以上を標準としている。

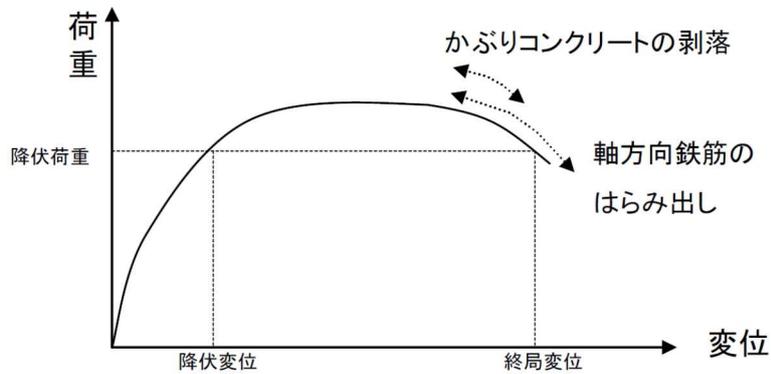
(5) 構造物係数

屋外重要土木構造物は重要度毎に適切な地震動が設定される。従って、構造物係数によりさらに構造物の重要性を考慮する必要はなく、耐震性能照査における構造係数は 1.0 としている。

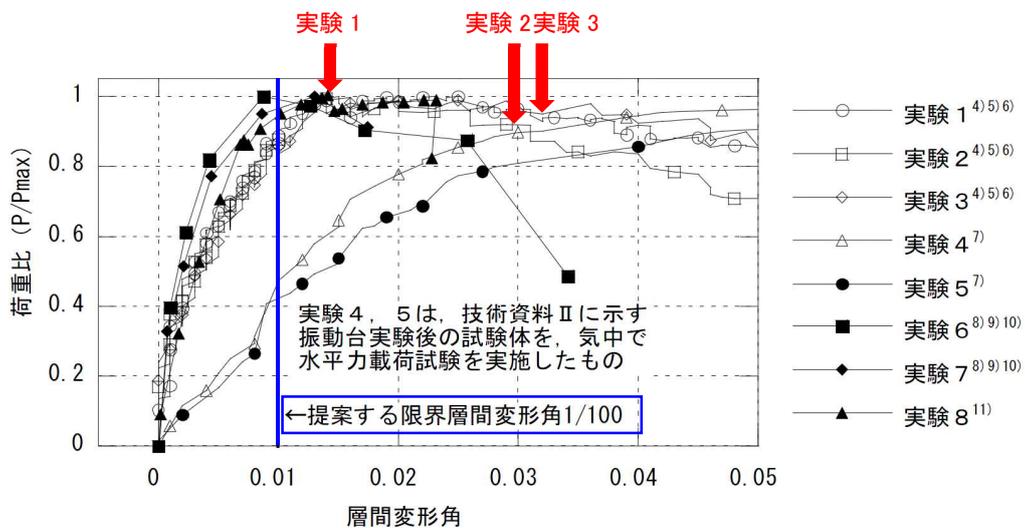
以上のことから、土木学会マニュアルによる曲げ照査手法は、コンクリート標準示方書による照査よりも安全側の評価を与えるため、技術的妥当性及び適用性を有するとともに適切な余裕が確保されていると判断できる。

第3-2-1表 曲げ評価において考慮している安全係数

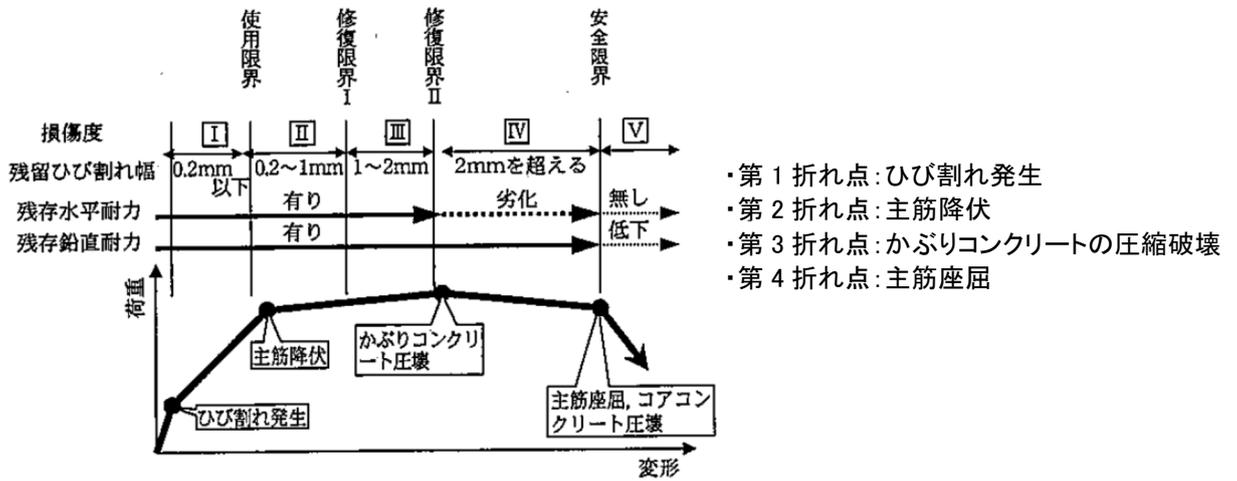
安全係数		曲げ照査	
		応答値算定	限界値算定
材料係数	コンクリート	1.0	1.0
	鉄筋	1.0	1.0
	地盤	1.0	—
部材係数		—	1.0
荷重係数		1.0	—
構造解析係数		1.2	—
構造物係数		1.0	



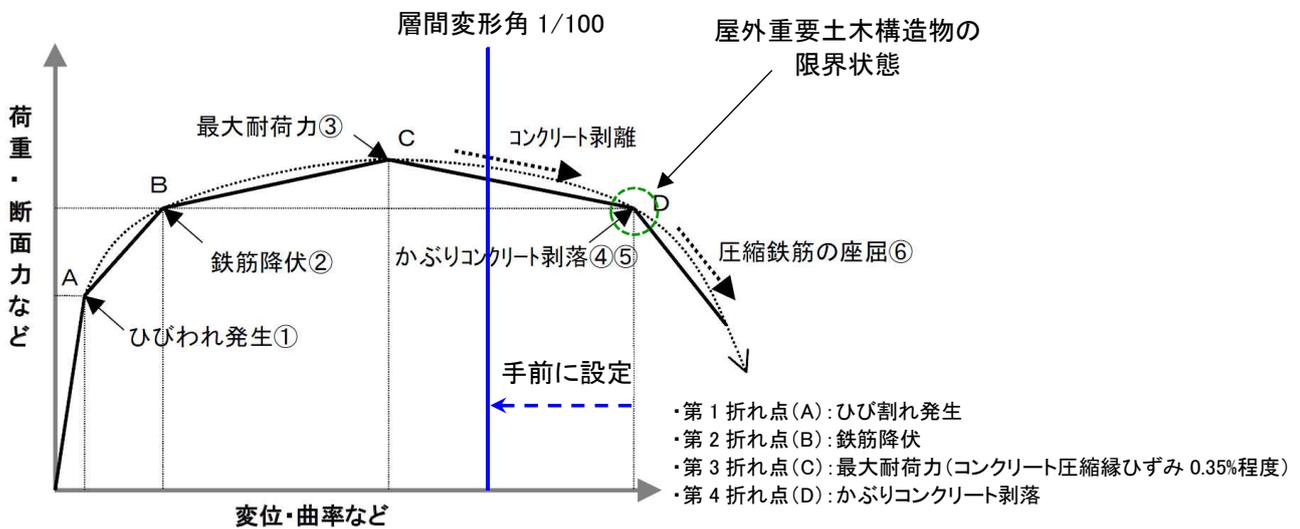
第3-2-1図 コンクリート標準示方書による構造部材の終局変位の考え方



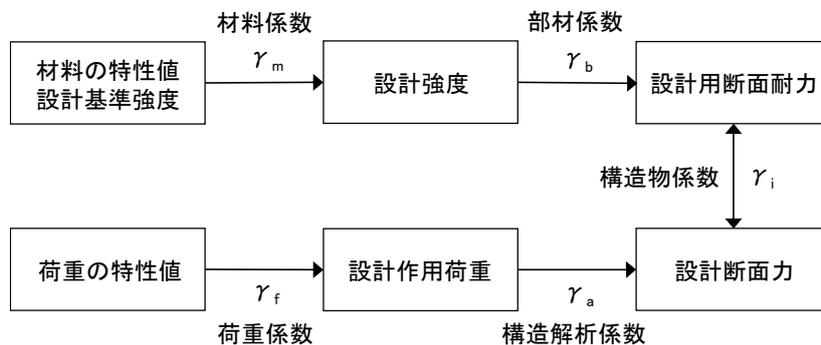
第3-2-2図 鉄筋コンクリート製ラーメン構造の破壊実験例<sup>1)2)</sup>



第 3-2-3 図 曲げ降伏先行型の部材の復元力特性と限界状態（損傷度）  
の関係の概念図（建築学会）



第 3-2-4 図 鉄筋コンクリートはり部材の荷重変位関係と損傷状態に対する概念図  
（土木学会マニュアル）



※上記に加えて、地盤物性のばらつきに関する安全係数を考慮する

第 3-2-5 図 安全係数の考え方

【参考文献】

- 1)松尾ら：コンクリート製地中構造物の合理的な耐震性能評価指標に関する検討，土木学会地震工学論文集,2003
- 2)石川ら：鉄筋コンクリート製地中構造物の変形性状と損傷状態に関わる実験的考察，第 26 回地震工学研究発表会公演論文集，pp885-888

## 2. 2 せん断照査に係る土木学会マニュアルの適用性について

今回の工認申請におけるせん断に対する照査は、土木学会マニュアルに基づき、照査用せん断力が、せん断耐力を下回ることを確認する。

### 2. 2. 1 せん断耐力評価式

コンクリート標準示方書では、棒部材及びディープビームについて第 3-2-2 表に示すとおり のせん断耐力式を定義している。このうち、ディープビームについては、コンクリート標準示方書及び土木学会マニュアルにおいて同様の評価式となっている。

土木学会マニュアルでは、コンクリート標準示方書におけるせん断耐力式のうち棒部材式において、等価せん断スパンにより設定可能な係数  $\beta_a$  を考慮している。これは屋外重要土木構造物が地中に埋設されたラーメン構造で、土圧、水圧、地震時慣性力等の多数の分布荷重が作用していることによる分布荷重が卓越し、スパン内に反曲点が存在する等の載荷形態にある条件下では、せん断耐力が増大するという実験的知見を踏まえ、より合理的なせん断耐力を与えるよう、コンクリート標準示方書のせん断耐力式を精緻化したものである。当該せん断耐力式は、第 3-2-7 図に示すとおり、屋外重要土木構造物を模した破壊試験より得られるせん断耐力と整合的であり、合理的な評価が可能であることを確認されている<sup>1)2)</sup>。

また、これら多数の荷重の複合作用を個々に分解することは困難であることから、せん断耐力の算定時に個々の荷重作用を区分せず最終的な設計用断面力分布を用いて合理的なせん断耐力を算定することとしている<sup>1)</sup>。

耐震安全性評価では、当該許容限界値に対して、妥当な安全余裕を確保するため、構造部材の照査の過程において複数の安全係数を考慮する。安全係数は、材料係数、部材係数、荷重係数、構造解析係数及び構造物係数の 5 種に分けられる。それぞれの安全係数の考え方を第 3-2-6 図に示す。また、地盤物性のばらつきの考慮として、周辺地盤の変形特性について、平均値を基本ケースとした場合に、平均値  $\pm 1.0 \times$  標準偏差( $\sigma$ ) のケースにおける影響の程度を安全係数として考慮した照査を、工事計画認可段階において実施する。

せん断に対する照査において考慮している安全係数は第 3-2-3 表に示すとおり、材料係数、部材係数、荷重係数、構造解析係数、構造物係数がある。これらの安全係数は土木学会マニュアルにおいて以下の考えにより定められている。

#### (1) 材料係数

限界値算定時に適用する材料係数はコンクリート標準示方書に準拠して、コンクリートに対して 1.3、鉄筋に対して 1.0 としている。応答値算定時に適用する材料係数は、コンクリートと鉄筋の物性値が、特性値の段階で実強度に対して小さい値を設定していることから安全側の照査がなされているため、材料係数は 1.0 としている。

(2) 部材係数

コンクリート標準示方書に準拠して、コンクリート寄与分に対して 1.3, 鉄筋寄与分に対して 1.1 としている。

(3) 荷重係数

地震の影響以外の荷重の評価精度は、かなり高いものと考えられ、地震の影響については入力地震動そのものが最近の研究成果に基づいて設定されるため、荷重係数は 1.0 としている。

(4) 構造解析係数

変形に関する応答値の評価精度に比較して、断面力に関する応答値の評価精度は高いと考えられることから、変形照査の場合より低減させて 1.05 としている。

(5) 構造物係数

基準地震動は地点毎にサイト特性を考慮して設定され、重要度分類に対応して入力地震動が選定される。従って、構造物係数よりさらに構造物の重要性を考慮する必要はなく、耐震性能照査における構造係数は 1.0 としている。

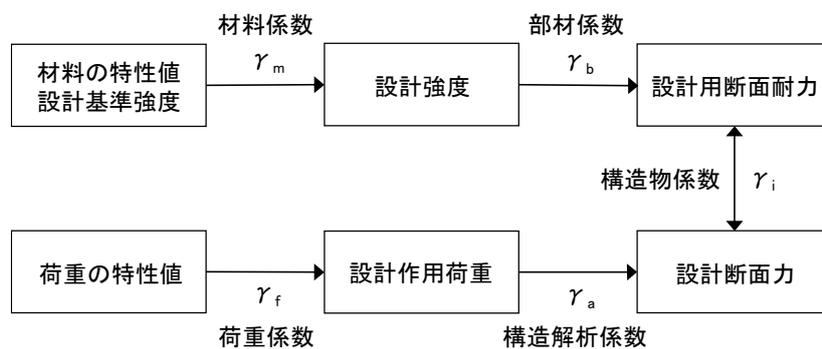
以上のことから、土木学会マニュアルによるせん断照査手法は、屋外重要土木構造物の構造的特徴を踏まえ設定された手法であるため、技術的妥当性及び適用性を有すると判断できる。

第 3-2-2 表 せん断耐力式の比較表

	コンクリート標準示方書	土木学会マニュアル
棒 部 材	$V_{yd} = V_{cd} + V_{sd}$ $V_{yd}$ : せん断耐力 $V_{cd}$ : コンクリート負担 $V_{sd}$ : せん断補強筋負担 $V_{cd} = \beta_d \cdot \beta_p \cdot \beta_n \cdot f_{vcd} \cdot b_w \cdot d / \gamma_b$ $\beta_d, \beta_p$ : 構造寸法や鉄筋量で決まる係数 $\beta_n$ : 発生曲げモーメントで決まる係数 $f_{vcd}$ : 設計基準強度, 安全係数等で決まる $b_w$ : 腹部の幅 $d$ : 有効高さ $\gamma_b$ : 安全係数	$V_{yd} = V_{cd} + V_{sd}$ $V_{yd}$ : せん断耐力 $V_{cd}$ : コンクリート負担 $V_{sd}$ : せん断補強筋負担 $V_{cd} = \beta_d \cdot \beta_p \cdot \beta_n \cdot \beta_a \cdot f_{vcd} \cdot b_w \cdot d / \gamma_b$ $\beta_d, \beta_p$ : 構造寸法や鉄筋量で決まる係数 $\beta_n$ : 発生曲げモーメントで決まる係数 $\beta_a = 0.75 + \frac{1.4}{a/d}$ $f_{vcd}$ : 設計基準強度, 安全係数等で決まる $b_w$ : 腹部の幅 $d$ : 有効高さ $\gamma_b$ : 安全係数
	せん断スパンより設定される係数 $\beta_a$ を考慮し コンクリート標準示方書のせん断耐力式を精緻化	
デ イ ー プ ビ ーム	$V_{yda} = V_{cda} + V_{sda}$ $V_{yda}$ : せん断耐力 $V_{cda}$ : コンクリート負担 $V_{sda}$ : せん断補強筋負担 $V_{cda} = \beta_d \cdot \beta_p \cdot \beta_n \cdot \beta_a \cdot f_{da} \cdot b_w \cdot d / \gamma_b$ $\beta_a = \frac{5}{1 + (a_v/d)^2}$ $a_v$ : 荷重作用点から支承前面までの距離 $f_{da}$ : 設計基準強度, 安全係数等で決まる	$V_{yda} = V_{cda} + V_{sda}$ $V_{yda}$ : せん断耐力 $V_{cda}$ : コンクリート負担 $V_{sda}$ : せん断補強筋負担 $V_{cda} = \beta_d \cdot \beta_p \cdot \beta_n \cdot \beta_a \cdot f_{da} \cdot b_w \cdot d / \gamma_b$ $\beta_a = \frac{5}{1 + (a_v/d)^2}$ $a_v$ : 荷重作用点から支承前面までの距離 $f_{da}$ : 設計基準強度, 安全係数等で決まる
	同一の評価式	

第 3-2-3 表 せん断耐力評価において考慮している安全係数

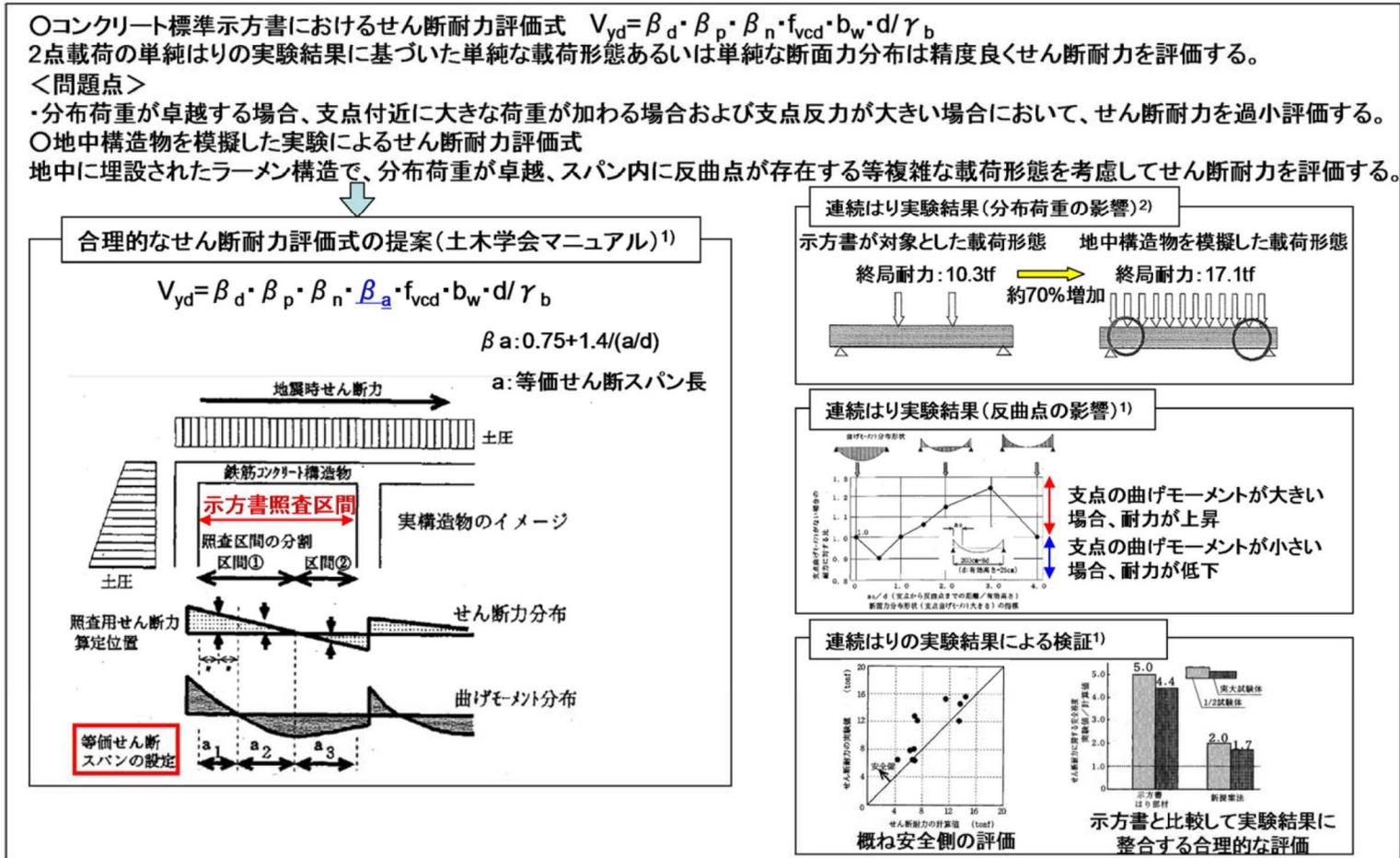
安全係数		せん断照査	
		応答値算定	限界値算定
材料係数	コンクリート	1.0	1.3
	鉄筋	1.0	1.0
	地盤	1.0	—
部材係数	コンクリート	—	1.3
	鉄筋	—	1.1
荷重係数		1.0	—
構造解析係数		1.05	—
構造物係数		1.0	



※上記に加えて、地盤物性のばらつきに関する安全係数を考慮する

第 3-2-6 図 安全係数の考え方

(第 3-2-5 図の再掲)



第3-2-7図 土木学会マニュアルによるせん断耐力式評価の設定経緯

(6) 安全上適切と認められる規格及び基準を用いた評価について

屋外重要土木構造物の耐震安全性については、屋外重要土木構造物の構造上の特徴を踏まえ、土木学会マニュアルに基づき評価を実施しているが、当該マニュアルについては工認審査ガイドにおいて「安全上適切と認められる規格及び基準等」として取り扱われていない。このため代表構造物について、工認審査ガイドにおいて「安全上適切と認められる規格及び基準等」として適用可能な規格及び基準等に準拠した評価を実施し、土木学会マニュアルの評価結果と比較することで、現在の評価が妥当であることを確認する。

評価項目のうち、構造部材の曲げについては、工認審査ガイドにおいて「安全上適切と認められる規格及び基準等」として取り扱われているコンクリート標準示方書よりも保守的な手法を用いていることから、ここでは、耐震裕度が厳しい構造部材のせん断に対して検討を実施する。

検討では、基準地震動  $S_s$  による地震応答解析により得られた応答値を用い、「安全上適切と認められる規格及び基準等」として、工認審査ガイド記載の原子力施設鉄筋コンクリート構造計算基準・同解説（(社)日本建築学会，2005 制定）（以下，建築学会基準という）によるせん断照査結果と比較を行うことで、土木学会マニュアルによるせん断照査が妥当であることを確認する。

【参考文献】

- 1)原子力土木委員会・限界状態設計部会：原子力発電所・鉄筋コンクリート製屋外重要土木構造物への限界状態設計法の適用-安全性照査マニュアルの提案-，土木学会論文集 No.442/V-16
- 2)遠藤ら：鉄筋コンクリート製地中構造物の限界状態に用いるせん断耐力評価法，電力中央研究所報告
- 3)（社）日本建築学会：原子力施設鉄筋コンクリート構造計算基準・同解説

## 2. 2. 2 材料非線形解析を用いたせん断耐力評価

構造部材の照査において発生するせん断力が、せん断耐力式によるせん断耐力を上回る部材については、以下で示す材料非線形解析を用いたせん断耐力評価を実施する。

### (1) 評価条件

2. 2. 1 で示したせん断耐力式は、既往の実験等から一般化されたものであることから、構造部材の形状、作用荷重及び RC の非線形特性を踏まえた材料非線形解析を実施することにより、より高い精度でせん断耐力を求め、構造部材のせん断照査を行う。

第 3-2-4 表及び第 3-2-5 表に材料非線形解析の概要を示す。

材料非線形解析は、90 年代までに、ひび割れの進展モデルや破壊エネルギーの概念等、基本となるモデルが提示され、様々な問題に適用されながら有効性と信頼性を高めており、「コンクリート標準示方書 設計編（土木学会，2012）」や「原子力発電所屋外重要土木構造物の耐震性能照査指針・マニュアル（土木学会，2005）」等で取り扱われている。

材料非線形解析にて用いる RC の構成則については種々あるが、ここでは、現在までに実務でも使用され、適用性と信頼性が確認されており、「コンクリート標準示方書 設計編（土木学会，2012）」において標準とされる以下の手法とする。

- ① 鉄筋とコンクリートとの一体性を前提とする分散ひび割れモデルにてモデル化する。
- ② 鉄筋との複合作用が支配的な鉄筋周辺のコンクリートについては、平均化構成則を用いる。
- ③ 鉄筋との複合作用が及ばない領域では、コンクリートの破壊力学の概念を導入する。

なお、材料非線形解析の適用にあたっては、当該構造物の構造的な特徴や荷重条件が類似する既往の実験等から得られたせん断耐力と、材料非線形解析によるせん断耐力を比較し、その適用性を判断した上で、モデル化や各種パラメータの設定に係る解析者の差を考慮した安全係数を設定する。

第3-2-4表 材料非線形解析の位置付け

区分	限界状態	選択される標準的な解析手法と耐震性能に用いる物理量	
1	構造物の部材が降伏に至らない	①	① 線形解析 ・鉄筋及びコンクリートの最大応力 ・最大せん断応力
		②	② 等価線形解析 ・鉄筋及びコンクリートの最大応力 ・最大せん断応力, 最大せん断力 ・最大曲げモーメント
2	構造物が最大耐力に至らない	③	③ 部材非線形解析 ・最大曲げモーメント ・最大曲率, 最大変位 ・最大層間変形角, 最大せん断力
		④	④ 材料非線形解析 ・最大変位 ・最大層間変形角 ・最大ひずみ, 最大せん断力
3	構造物が崩壊しない		

第3-2-5表 部材非線形解析と材料非線形解析の特徴

	部材非線形解析		材料非線形解析	
モデル化	骨組モデル		有限要素	
解析次元	1次元		2次元	3次元
構成則	M-φ, M-θ 等	応力-ひずみ関係		
要素	はり要素	ファイバー要素	平面ひずみ要素	立体要素
特徴	(汎用性)	狭い ← → 広い		
	(解析時間)	短い ← → 長い		

## 1) 適用基準

材料非線形解析については，土木学会マニュアル，コンクリート標準示方書 設計編（土木学会，2012）等に基づき実施する。基準と異なる設定を用いる場合には，設定根拠の妥当性を確認する。

第 3-2-6 表に参考とする主な基準・文献を示す。

第 3-2-6 表 参考とする主な基準等

項 目	参考とする主な基準等	備 考
材料定数・材料特性	<ul style="list-style-type: none"> <li>・コンクリート標準示方書</li> <li>・土木学会マニュアル</li> </ul>	—
許容限界	—	<ul style="list-style-type: none"> <li>・既往文献等より設定した許容限界（破壊基準）が，部材係数の設定における材料非線形解析にて，実験結果と整合的であることを確認。</li> </ul>

## 2) 材料定数

耐震評価に用いる材料定数は、設計図書及び文献等を基に設定する。コンクリート及び鉄筋の材料定数を第 3-2-7 表及び第 3-2-8 表に示す。

第 3-2-7 表 コンクリートの材料定数

	設定値	諸 元
単位体積重量	0.0kN/m <sup>3</sup>	材料非線形解析による荷重に含まれることから考慮しない)
圧縮強度	18.1 N/mm <sup>2</sup>	設計基準強度 (設計図書 23.5N/mm <sup>2</sup> ) ／材料係数 ( $\gamma_{mc}=1.3$ )
引張強度	1.45N/mm <sup>2</sup>	引張強度 (コ示) ／材料係数
圧縮ピークひずみ	0.2%	コンクリート標準示方書
ひび割れ－せん断 伝達係数	1.0	コンクリート標準示方書
破壊エネルギー	0.0768N/mm	コンクリート標準示方書

第 3-2-8 表 鉄筋の材料定数

	設定値	諸 元	
単位体積重量	0.0kN/m <sup>3</sup>	材料非線形解析による荷重に含まれることから考慮しない)	
ヤング係数	200kN/mm <sup>2</sup>	コンクリート標準示方書	
降伏 強度	主鉄筋	2000N/mm <sup>2</sup>	せん断破壊先行型の破壊形態となるよう、曲げ耐力が増大するように設定
	せん断補 強筋	345 N/mm <sup>2</sup>	設計図書

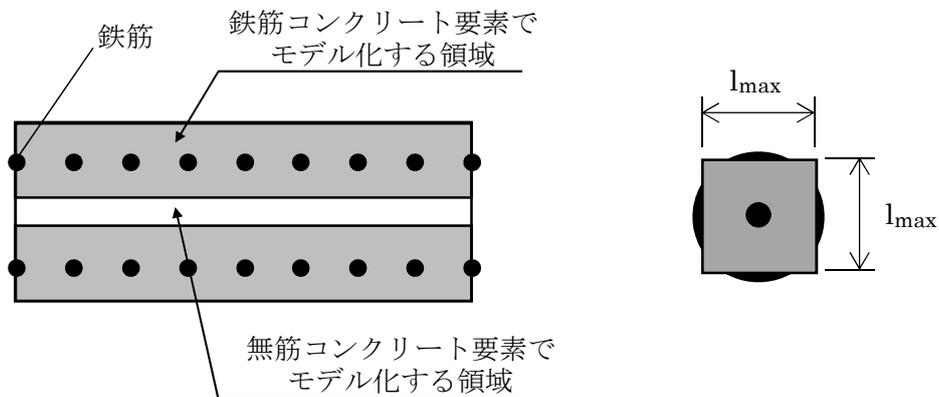
## 3) 解析モデルの要素分割

材料非線形解析の対象とする構造部材を平面ひずみ要素にてモデル化する。構造部材のモデル化にあたっては、第 3-2-8 図に示すとおり、鉄筋の付着が有効な領域を鉄筋コンクリート要素としてモデル化し、付着の影響が及ばない領域を無筋コンクリートとしてモデル化する。

部材厚方向の要素分割数については、鉄筋を含む要素と無筋要素を明確に指定できる分割数が望ましいこと及び 3 層以上の分割数をとる場合、解析結果に大きな差異が生じない<sup>1)</sup> ことから 3 層以上に設定することとする。

具体的には、鉄筋を含む要素は、鉄筋を中心としてかぶり厚きの 2 倍とし、無筋領域については、要素形状が極端に扁平とならないように分割する。

なお、対象とする構造部材に接合する部材は、弾性要素でモデル化し、モデル下端を固定境界とする。



$$l_{max} = \frac{\sqrt{\pi}}{2} D_b \sqrt{\frac{f_y}{f_t}}$$

ここに、 $l_{max}$  : 鉄筋一本当たりの付着有効面積を正方形で考えた場合の一辺の長さ

$D_b$  : 鉄筋の直径

$f_y$  : 鉄筋の降伏強度

$f_t$  : コンクリートの引張強度

第 3-2-8 図 鉄筋付着有効領域と無筋領域の分割の概要

## 4) コンクリートの非線形特性

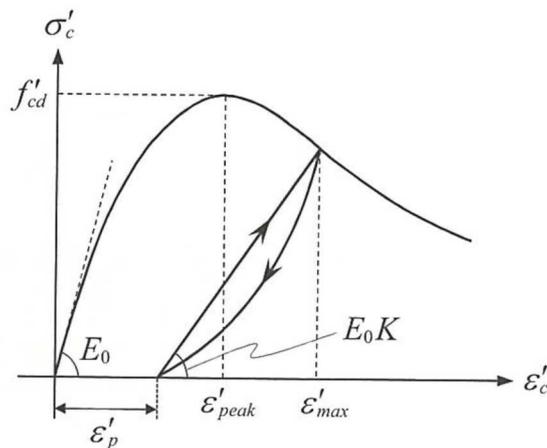
耐震評価に用いる要素は鉄筋コンクリート要素および無筋コンクリート要素に分類されるが、それぞれの非線形特性は同一の考え方で表される。

## ・圧縮応力下における応力-ひずみ関係

第3-2-9図における一軸圧縮応力下における応力-ひずみ関係を示す。

圧縮応力下の応力-ひずみの骨格曲線は、最大応力点までの硬化域と、最大応力点を越えた軟化域で表され、残留塑性ひずみと除荷再載荷時の剛性低下を考慮している。

また、ひび割れ発生後のコンクリートの圧縮強度については、第3-2-10図に示す、低減係数を破壊パラメータに乗じることで、ひび割れ発生後の圧縮強度の低下を考慮する。



$$\sigma'_c = E_0 K (\varepsilon'_c - \varepsilon'_p) \geq 0$$

$$E_0 = \frac{2 \cdot f'_{cd}}{\varepsilon'_{peak}}$$

$$K = \exp \left\{ -0.73 \frac{\varepsilon'_{max}}{\varepsilon'_{peak}} \left( 1 - \exp \left( -1.25 \frac{\varepsilon'_{max}}{\varepsilon'_{peak}} \right) \right) \right\}$$

$$\varepsilon'_p = \varepsilon'_{max} - 2.86 \cdot \varepsilon'_{peak} \left\{ 1 - \exp \left( -0.35 \frac{\varepsilon'_{max}}{\varepsilon'_{peak}} \right) \right\}$$

ここに、 $f'_{cd} = f'_{ck} / \gamma_c$

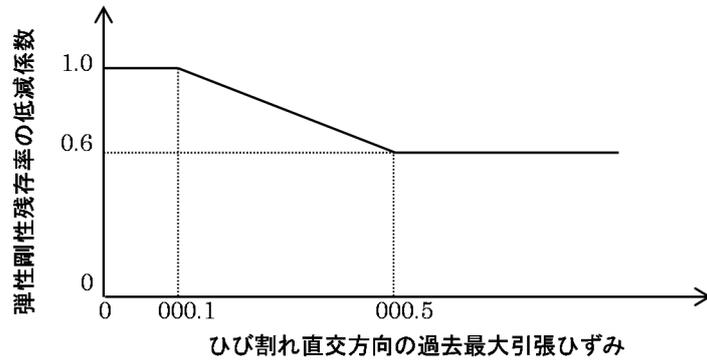
$\varepsilon'_{peak}$  : 圧縮強度に対応するひずみ (一般に、0.002 としてもよい)

$\varepsilon'_{max}$  : 過去に受けた圧縮ひずみの最大値

$\varepsilon'_p$  : 塑性ひずみ

$K$  : 弾性剛性残存率

第3-2-9図 圧縮応力下におけるコンクリートの非線形特性

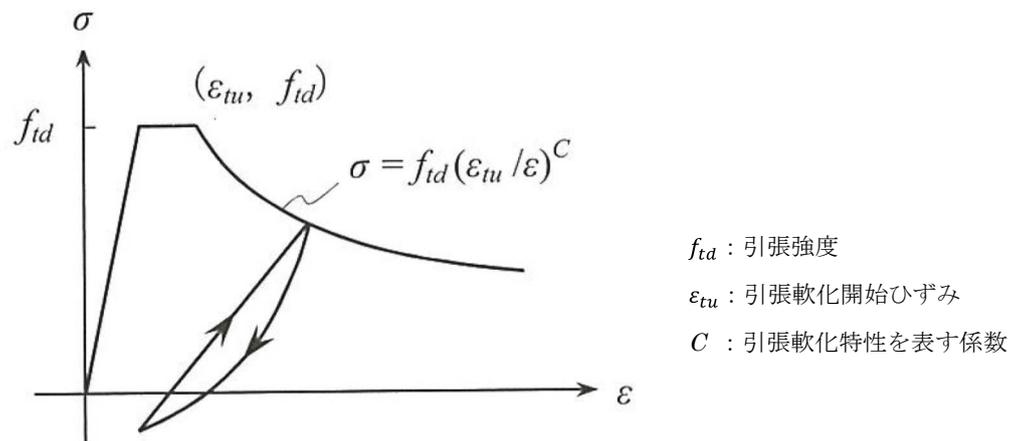


第 3-2-10 図 弾性剛性残存率の低減係数

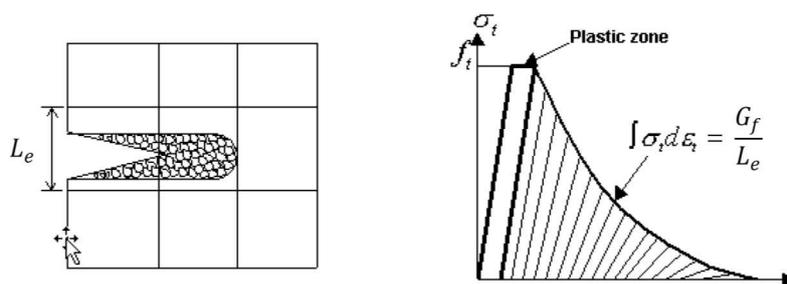
・引張応力下における応力-ひずみ関係

引張応力下における応力-ひずみ関係は、ひび割れ発生までは線形弾性とし、ひび割れ強度以降は、鉄筋とコンクリートの付着の影響等を考慮し、第 3-2-11 図に示す骨格曲線を用いて、ひび割れ間のコンクリートに引張応力分担を考慮する。

引張力を受ける無筋コンクリート要素では、引張軟化挙動は、破壊エネルギー ( $G_f$ ) によって定義する。引張軟化挙動の考慮にあたっては、第 3-2-12 図に示すひび割れ発生後の軟化曲線とひび割れ発生点からの除荷曲線とで囲まれる面積が  $G_f/Le$  (要素寸法) に一致するように、軟化特性を表す係数  $C$  を用いる。



第 3-2-11 図 引張対応力下における鉄筋とコンクリートの付着効果を考慮した  
応力-ひずみ関係

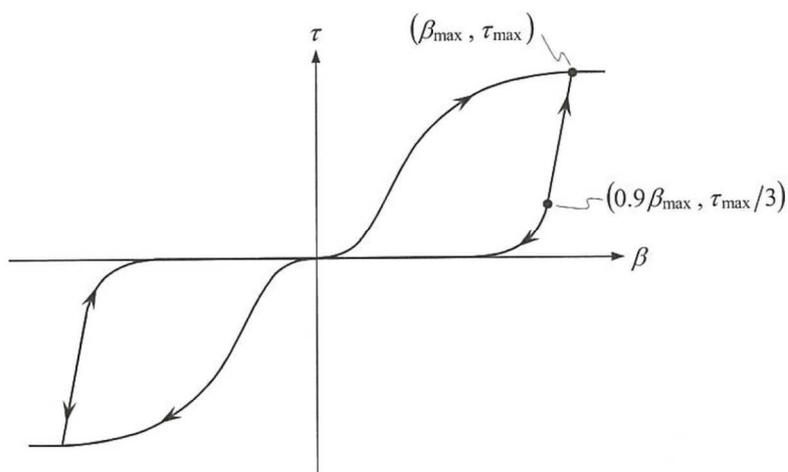


第 3-2-12 図 応力—ひずみ曲線と破壊エネルギー $G_f$ の関係

・ ひび割れ面でのせん断伝達関係

コンクリートのひび割れ発生後にひび割れ角度を固定する固定ひび割れモデルでは、ひび割れ面のずれによるせん断応力伝達特性を考慮する必要がある。

ひび割れ面でのせん断伝達挙動は、斜めひび割れの発生に伴う剛性低下や破壊を評価するため、第 3-2-13 図に示すとおり、ひび割れ面におけるせん断ひずみ  $\gamma$  とひび割れ開口ひずみ  $\varepsilon$  の比をパラメータとし、コンクリートの剛性低下を考慮するモデルを用いる。

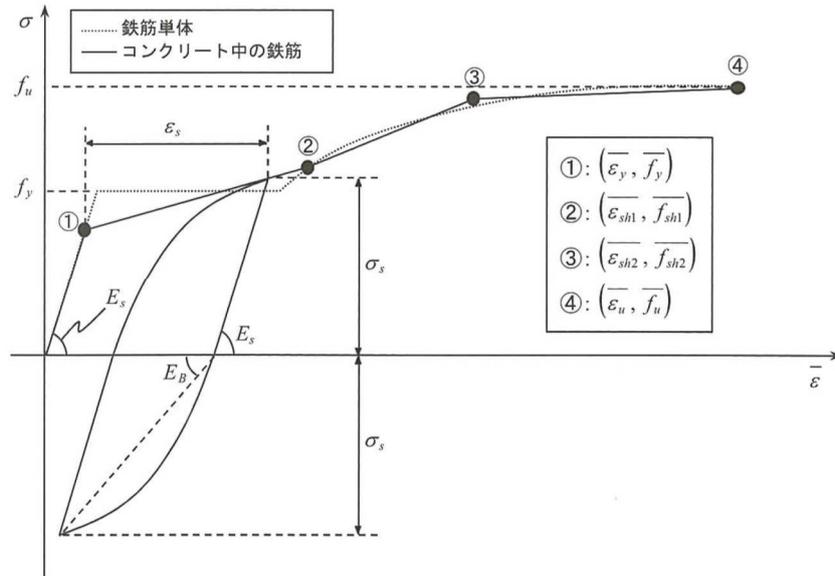


- $\beta$  : ひび割れ面におけるせん断ひずみ  $\gamma$  とひび割れ開口ひずみ  $\varepsilon$  の比 ( $\gamma / \varepsilon$ )
- $\tau$  : ひび割れ面でのせん断応力
- $\tau_{max}$  : 除荷開始時せん断応力
- $\beta_{max}$  : 除荷開始時せん断ひずみ  $\gamma$  とひび割れ開口ひずみ  $\varepsilon$  の比

第 3-2-13 図 ひび割れ面でのせん断伝達モデル

5) 鉄筋の非線形特性

ひび割れを複数含む領域におけるコンクリート中の鉄筋の平均応力-平均ひずみ関係は、単体鉄筋の応力-ひずみ関係と異なり、第3-2-14図に示すひずみ硬化特性を考慮する。



第3-2-14図 ひずみ硬化域までモデル化した鉄筋の平均応力-平均ひずみ関係

6) 鉄筋コンクリートとしてのモデル化

コンクリートと鉄筋の界面の付着特性をテンションスティフニング効果（引張特性が硬化する現象）として、鉄筋コンクリート要素の中に取り込むことにより、鉄筋コンクリートの構成則を直接与える。

鉄筋コンクリートの引張応力下の平均応力は、以下の式で表される。

$$\bar{\sigma}_{RC} = \frac{A_s}{A_{RC}} \bar{\sigma}_s + \frac{A_c}{A_{RC}} \bar{\sigma}_c$$

ここに、 $\bar{\sigma}_{RC}$ 、 $\bar{\sigma}_c$  : それぞれ鉄筋とコンクリートの平均応力

$A_s$ 、 $A_c$  : それぞれ鉄筋とコンクリートの断面積、 $A_{RC} = A_s + A_c$

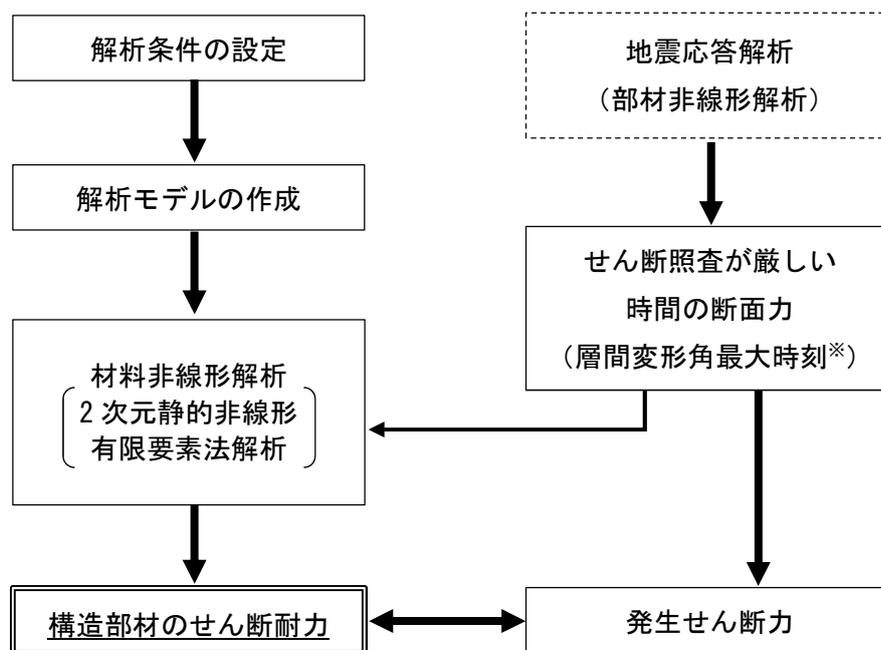
7) 荷重の組合せ

材料非線形解析においては、地震応答解析（部材非線形解析）により得られた荷重を用いることから、荷重の組み合わせは、地震応答解析と同様である。

## (2) 評価方法

## 1) 耐震安全性評価フロー

材料非線形解析を用いたせん断耐力評価の評価フローを第 3-2-15 図に示す。



※層間変形角が最大となる時刻と、せん断力が最大となる時刻の整合性は、補足確認する。

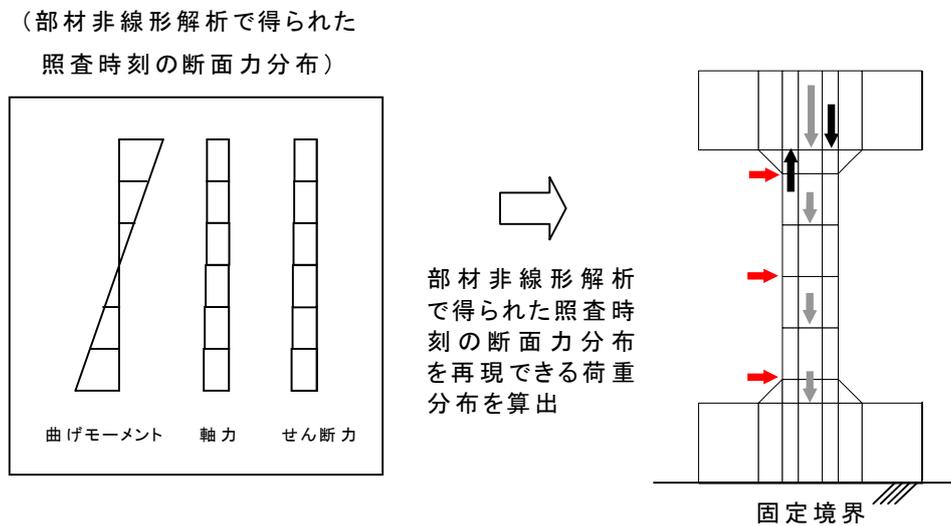
第 3-2-15 図 材料非線形解析の耐震安全性評価フロー

2) 荷重の設定

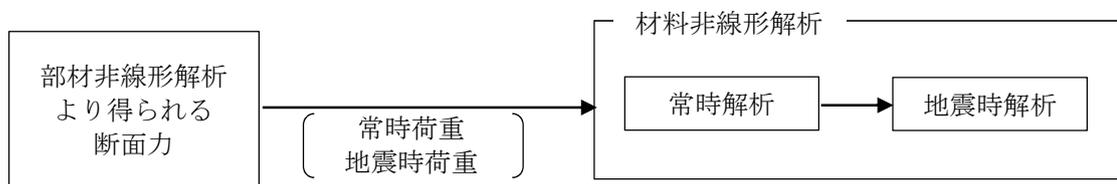
材料非線形解析にて考慮する荷重は、地震応答解析（部材非線形解析）から得られる荷重を考慮する。具体的には、地震応答解析（部材非線形解析）で評価対象部材のせん断照査結果が厳しくなる時刻（層間変形角最大時）における断面力（曲げモーメント，軸力，せん断力）を材料非線形解析モデルに第 3-2-16 図に示すとおりに作用させる。

材料非線形解析では、部材非線形解析で得られた照査時刻の断面力分布を再現できる荷重分布を算出し、この荷重比率を維持しながら漸増载荷する。

作用荷重は、常時荷重及び地震時荷重に分けて、第 3-2-17 図に示すとおり常時解析と地震時解析に分けて実施する。



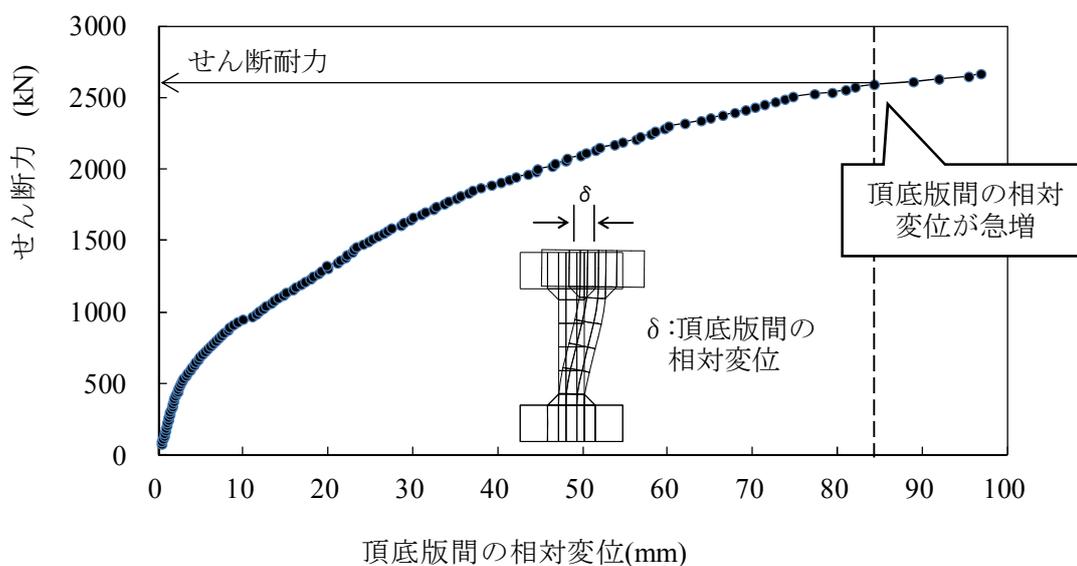
第 3-2-16 図 材料非線形解析における载荷状況



第 3-2-17 図 荷重の作用手順

## 3) せん断耐力

材料非線形解析を用いたせん断耐力は、材料非線形解析におけるせん断力-相対変位関係や要素ひずみの応答から設定する。具体的には、第 3-2-18 図に示す例のとおり、せん断力-相対変位関係においてせん断力の増分に対して相対変位が急増する点又はせん断力が最大となる点を部材のせん断耐力と判断する。



第 3-2-18 図 材料非線形解析を用いたせん断耐力の設定例

## 4) 安全係数の設定

材料非線形解析では、地震応答解析（部材非線形解析）で得られる断面力 P0（曲げモーメント、軸力、せん断力）を材料非線形解析に作用させた時のせん断力 V と材料非線形解析で得られるせん断耐力  $V_y$  に、下記の通り部材係数  $\gamma_{b1}$ 、 $\gamma_{b2}$ 、構造解析係数  $\gamma_a$ 、構造物係数  $\gamma_i$  を考慮し、照査用せん断力  $V_d$ 、設計せん断耐力  $V_{yd}$  を算定する。

$$V_d = \gamma_i \cdot \gamma_a \cdot V$$

$$V_{yd} = V_y / (\gamma_{b1} \cdot \gamma_{b2})$$

考慮した安全係数を第 3-2-9 表に示す。ここで、部材係数  $\gamma_{b1}$  については、実験またはせん断耐力式により得られるせん断耐力と材料非線形解析により得られるせん断耐力との比率により設定することとし、解析における構成則の相違や、要素の種類、要素分割、材料物性の設定、入力増分等、多岐にわたる解析者間の差を考慮する。

具体的には、第 3-2-10 表に示す 17 ケースの材料非線形解析を実施し、実験又はせん断耐力との差が最も大きい Case No.12 の部材係数 1.24 を設定する。

第 3-2-9 表 考慮した安全係数

安全係数	値	設定根拠
部材係数	$\gamma_{b1}$	1.24 別途実施する材料非線形解析により設定
	$\gamma_{b2}$	1.00 地震応答解析による層間変形角より設定
構造物係数	$\gamma_i$	1.00 構造物の重要度は、基準地震動 $S_s$ により評価することで包絡されていると判断
構造解析係数	$\gamma_a$	1.05 各種文献より保守的に設定

第 3-2-10 表 部材係数  $\gamma_{b1}$  の設定

Case No.	実験結果	解析結果	部材係数 (解析結果/ 実験結果)
	せん断耐力 (kN)	せん断耐力 (kN)	
1	475	437	0.92
2	1,187	1,234	1.04
3	324	343	1.06
4	294	306	1.04
5	581	529	0.91
6	329	359	1.09
7	1,587	1,904	1.20
8	350	399	1.14
9	855	855	1.00
10	165	168	1.02
11	333	403	1.21
12	127	157	1.24
13	188	165	0.88
14	163	156	0.96
15	273	172	0.63
16	356	235	0.66
17	432	324	0.75
平均	—	—	0.99
標準偏差	—	—	0.18

## 【参考文献】

- 1)原子力発電所屋外重要土木構造物の耐震性能照査指針・マニュアル, 土木学会, 2005年

### 3. 屋外重要土木構造物の減衰定数

#### (1) 減衰の設定について

今回工認で採用している時刻歴応答解析において、地盤および構造物の減衰は、粘性減衰と履歴減衰とで考慮している。

粘性減衰による減衰は、固有値解析にて求まる固有周期および減衰比に基づき、質量マトリックスおよび剛性マトリックスの線形結合で表される以下の Rayleigh 減衰にて与える。土木学会マニュアルに従い Rayleigh 減衰を  $\alpha=0$  となる剛性比例型減衰とする。材料毎に減衰を設定するために要素剛性比例型としている。なお、一次の基準モードについては構造系全体がせん断変形しているモードを選定している。

$$[C] = \alpha [M] + \beta [K]$$

[C]： 減衰係数マトリックス， [M]： 質量マトリックス，  
[K]： 剛性マトリックス，  $\alpha$ ，  $\beta$ ： 係数

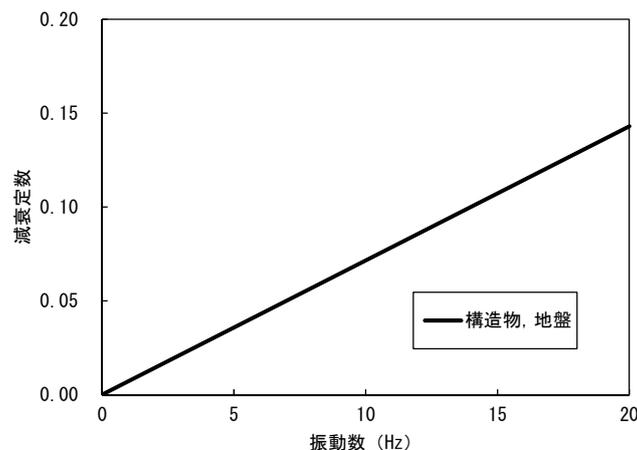
係数  $\alpha$ ，  $\beta$  は以下のように求めている。

$$\alpha = 0$$

$$\beta = h / \pi f$$

$h$ ： 各材料の減衰定数，  $f$ ： 固有値解析により求められた一次固有振動数

設定した Rayleigh 減衰を第 3-3-1 図に示す。



第 3-3-1 図 設定した Rayleigh 減衰（7号機取水路一般部の例）

今回工認における剛性比例型減衰は、履歴減衰が生じない状態等における解析上の安定のためになるべく小さい値として一次固有振動数に対して減衰1%を採用している。

履歴減衰による減衰は、構造部材の部材非線形性（曲げモーメントー曲率関係）における非線形の程度に応じた値となる。

### （2）既工認と今回工認との相違について

今回工認における構造物の粘性減衰定数は、履歴減衰が生じない状態等における解析上の安定のためになるべく小さい値として一次固有振動数に対して減衰1%となる剛性比例型減衰を採用している。

既工認では、周波数応答解析における構造物の減衰定数は5%を用いた（JEAG4601-1987 記載）。

非線形解析における粘性減衰による減衰の値は、道路橋示方書・同解説 V耐震設計編（平成14年）<sup>1)</sup>において、構造部材の非線形性を非線形履歴モデルで表した場合には、この部材の履歴減衰は履歴モデルによって自動的に解析に取り入れられるため、非線形履歴モデルを用いて表した部材の減衰定数は、コンクリート部材は2%（0.02）程度、鋼部材は1%（0.01）程度とするのがよいとされている。

最新の道路橋示方書・同解説（平成24年）においても、構造部材の非線形性を非線形履歴モデルで表した場合の減衰定数について、鉄筋コンクリート橋脚は2%（0.02）とされている。

以上のように、粘性減衰の減衰定数は、履歴減衰が生じない状態等における解析上の安定のために設定される値であるため、構造物の減衰について、なるべく小さい値として減衰1%を採用していることは、技術的妥当性を有するものと判断した。

### （3）構造物の減衰定数の影響

解析モデルの中で構造物の占める割合は小さいため、構造物の減衰の影響は小さいと考えられる。

地盤の減衰定数は1%のまま、構造物の減衰定数を5%とした場合の解析モデル全体の一次モード減衰を確認したところ1.03%であった。

以上のことから、地盤の減衰の影響が支配的であり、構造物の減衰の影響は小さいと考えられる。

### 【参考文献】

- 1) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説 V耐震設計編 平成14年3月

## 4. 耐震性能照査の手順

機器・配管を支持する屋外重要土木構造物の照査では、想定される荷重条件に対して機器・配管の機能を維持することが主たる目的となる。このため、土木学会マニュアルでは、機器・配管を支持する屋外重要土木構造物の耐震性能評価においては、機器・配管の機能維持のために屋外重要土木構造物に求められる制約条件を与条件としている、とされている。

屋外重要土木構造物の耐震性能の照査にあたっては、地盤と構造物の連成解析を行い、床応答や変位を算定する。機器・配管の耐震安全性は、当該構造物を支持する屋外重要土木構造物の床応答や変位を用いて、別途確認を行う。第 3-4-1 表に対象構造物の例を示す。

第 3-4-1 表 検討対象構造物の例

屋外重要土木構造物	機器・配管
軽油タンク基礎	軽油タンク 燃料移送ポンプ 燃料移送ポンプ出口逆止弁
燃料移送系配管ダクト	燃料油系配管

柏崎刈羽原子力発電所 6 号炉及び 7 号炉

使用済燃料貯蔵ラックの減衰定数について  
(耐震)

## 1. はじめに

柏崎刈羽原子力発電所6号および7号炉（以下「柏崎刈羽6号および7号炉」という）の既工認では、使用済燃料貯蔵ラック(以下「燃料ラック」という)の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）に規定される溶接構造物の設計用減衰定数1.0%を用いている。

しかし、実際の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）内の水中に設置され、燃料集合体を貯蔵していることから、燃料集合体のガタつき、ラック内壁と燃料集合体の衝突および水の抵抗により、運動エネルギーの消散が大きくなり、減衰定数1.0%より大きな減衰があると考えられる。

そのため、柏崎刈羽6号および7号炉における今回の工認の耐震設計において、燃料ラックの設計用減衰定数は実物大加振試験の結果に基づき設定している。

本資料は、加振試験結果に基づき設定した今回の工認の耐震設計に適用する設計用減衰定数について纏めたものである。

## 2. 燃料ラックの概要および耐震設計手法の既工認と今回手法の比較

### 2.1 燃料ラックの構造と燃料プール内の配置

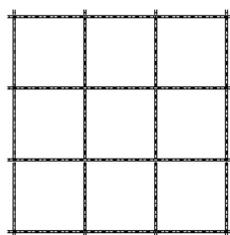
柏崎刈羽原子力発電所6号炉（以下「柏崎刈羽6号炉」という）の燃料プールには、格子型燃料ラック（以下「格子ラック」という）および角管並列型燃料ラック（以下「角管ラック」という）を設置し、柏崎刈羽原子力発電所7号炉（以下「柏崎刈羽7号炉」という）の燃料プールには、角管市松型燃料ラック（以下「市松ラック」という）を設置している。

格子ラックは鋼板を溶接することで燃料集合体を貯蔵する格子状のセルを構成しており、市松ラックは角管を溶接することで燃料集合体を貯蔵する格子状のセルを構成しており、角管ラックは角管と補強板を溶接することで、格子状のセルを構成している。各ラックの構造図を図1に示す。

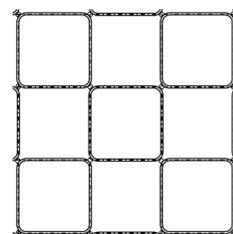
柏崎刈羽6号および7号炉の燃料ラック型式と貯蔵体数を表1に示す。また、燃料プール内における燃料ラックの配置を図2および図3に示す。

表 1 ラック型式と貯蔵体数

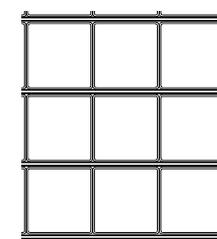
設置場所	ラック型式	貯蔵体数	貯蔵体数
柏崎刈羽 6 号炉 燃料プール	格子ラック	120 体	6 列×10 列×2 台
		187 体	9 列×11 列+8 列×11 列
		210 体	10 列×10 列+10 列×11 列
	角管ラック	176 体	11 列×16 列
		187 体	11 列×17 列
柏崎刈羽 7 号炉 燃料プール	市松ラック	77 体	7 列×11 列
		100 体	10 列×10 列
		110 体	10 列×11 列
		121 体	11 列×11 列



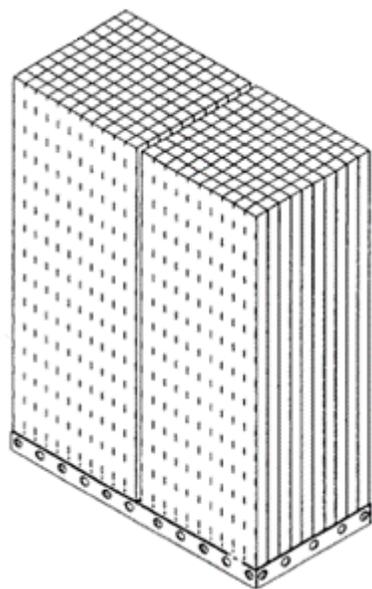
格子ラック断面図



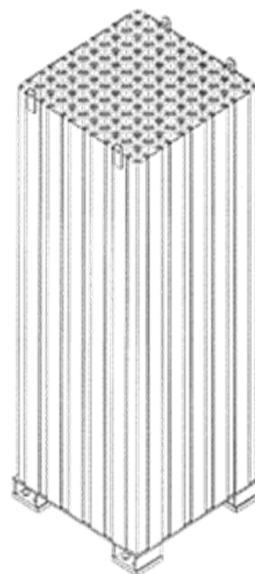
市松ラック断面図



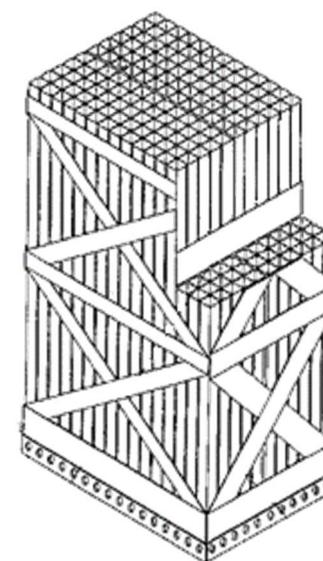
角管ラック断面図



(a) 格子ラック

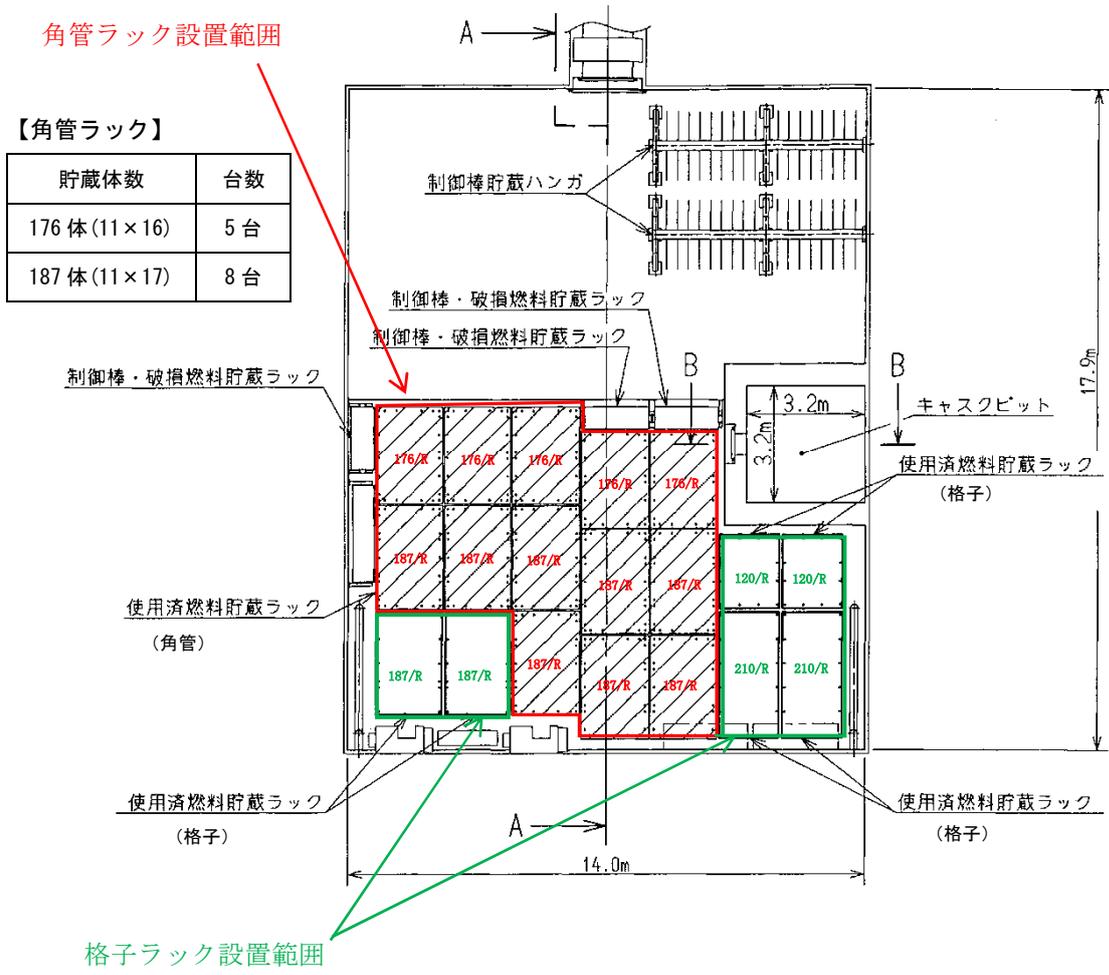


(b) 市松ラック



(c) 角管ラック

図 1 燃料ラックの構造図 (概要)

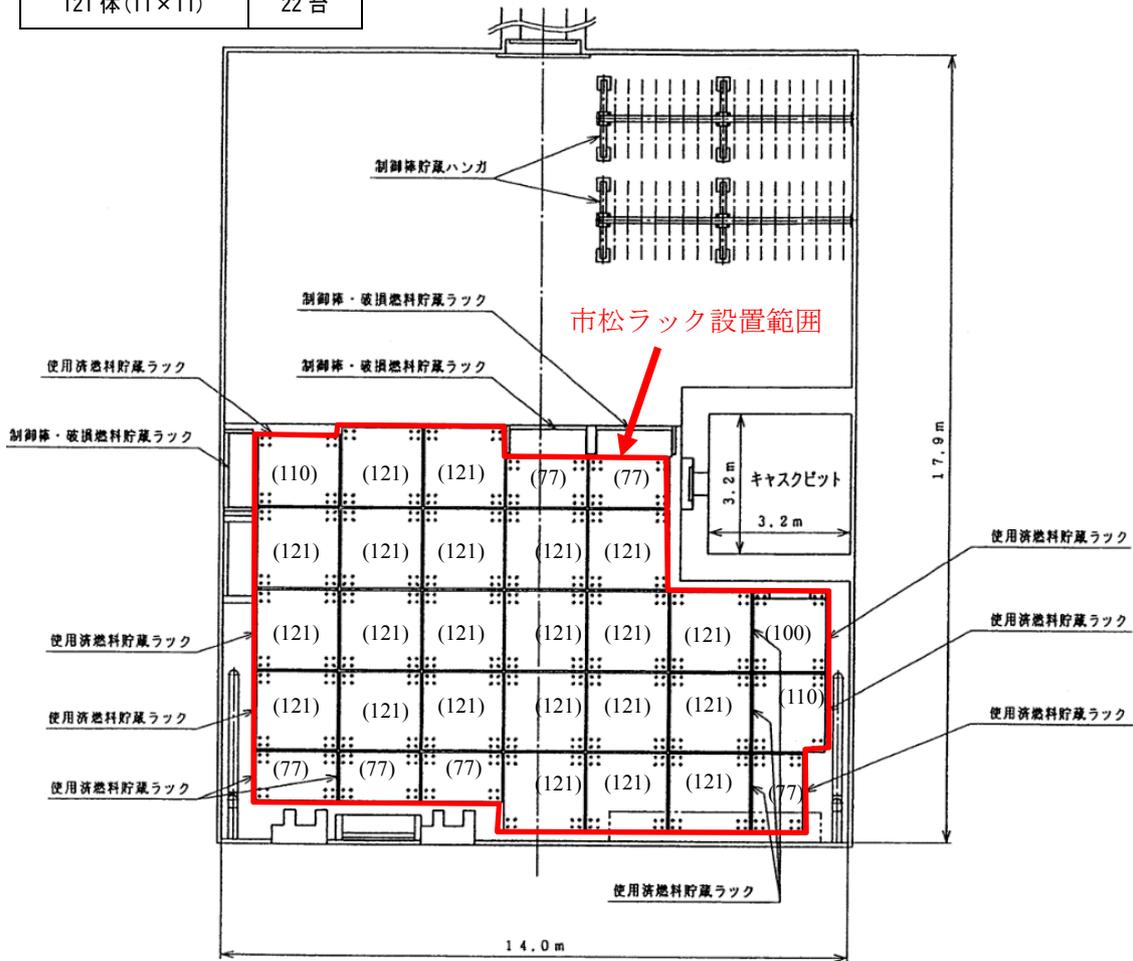


【格子ラック】	
貯蔵体数	台数
120 体 (10×6×2)	2 台
187 体 (11×8+11×9)	2 台
210 体 (10×10+10×11)	2 台

図 2 燃料ラック配置図 (柏崎刈羽 6 号炉)

【市松ラック】

貯蔵体数	台数
77体(7×11)	6台
100体(10×10)	1台
110体(11×10)	2台
121体(11×11)	22台



※( )内の数字はラックの貯蔵体数

図 3 燃料ラック配置図 (柏崎刈羽 7 号炉)

## 2.2 燃料ラックの耐震設計手法について

柏崎刈羽 6 号および 7 号炉に設置されている燃料ラックの構造及び解析モデルの概要を図 4～図 7 に示す。格子ラックは、鋼板を断続的に溶接し格子状のラックセルを形成していることから燃料ラックをシェル要素にてモデル化した 3 次元有限要素モデル (FEM モデル) としている。市松ラックは、角管を市松に配列し、角管同士の角を断続的に溶接し格子状のラックセルを形成していることから燃料ラックをシェル要素にてモデル化した 3 次元有限要素モデル (FEM モデル) としている。角管ラックは、角管と補強板の接触面全面を溶接しているため、はり要素でモデル化し、一部の補強板は断続溶接となっている面を有するため、シェル要素にてモデル化した 3 次元有限要素モデル (FEM モデル) としている。

燃料ラックの質量には、燃料ラック自身の質量、燃料集合体の質量、燃料ラックに含まれる水の質量および水中の機器の形状により排除される機器周囲の流体の質量である付加質量を考慮している。これらの燃料集合体および燃料ラックに含まれる水の質量ならびに付加質量は角管および板の全長にわたって等分布に与えている。

既工認の応力評価は、部材 (角管、格子状の鋼板、補強板) および基礎ボルトに対して行っており、部材の応力は図 7 の解析モデルを用いて、スペクトルモーダル解析による最大応答加速度から、部材に作用する最大荷重を算出し応力を評価している。基礎ボルトの応力は、燃料ラック設置位置における水平・鉛直震度を用いて、ラック基礎に生じるモーメントとせん断力から基礎ボルトに作用する最大荷重を算出し、評価している。

なお、各部の許容応力は「原子力発電所耐震設計技術指針 JEAG4601・補-1984」に規定されている「その他支持構造物」の許容応力を用いている。

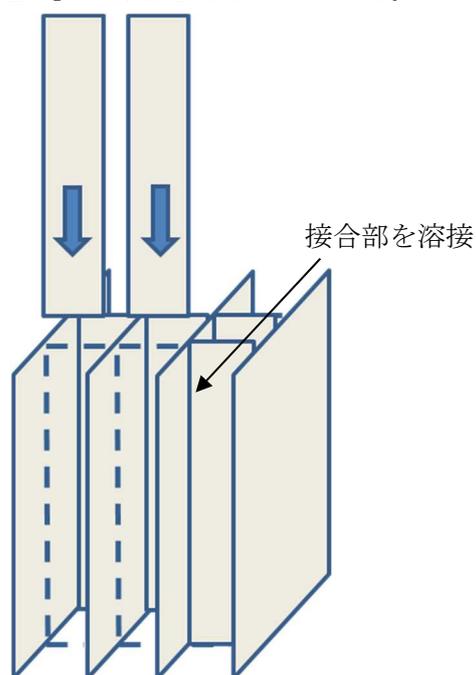


図 4 格子ラックの概要

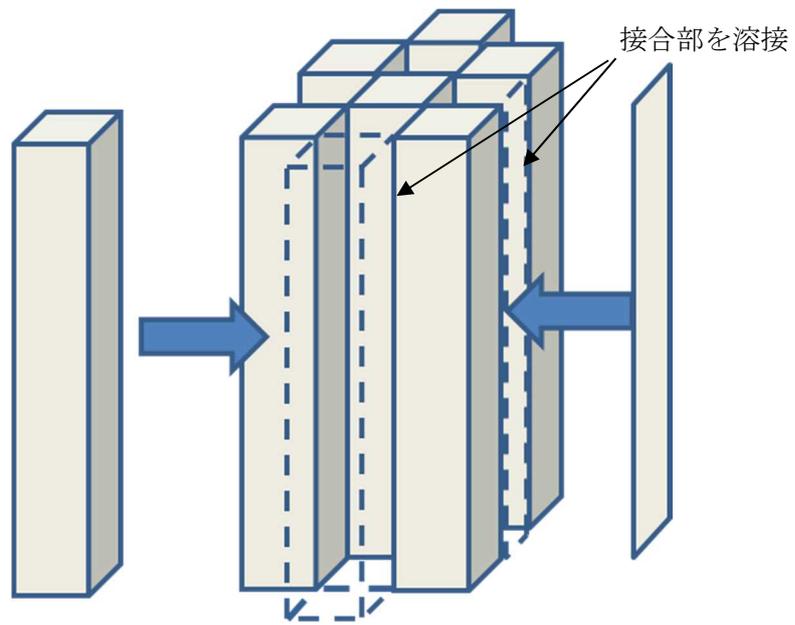


図 5 市松ラックの概要

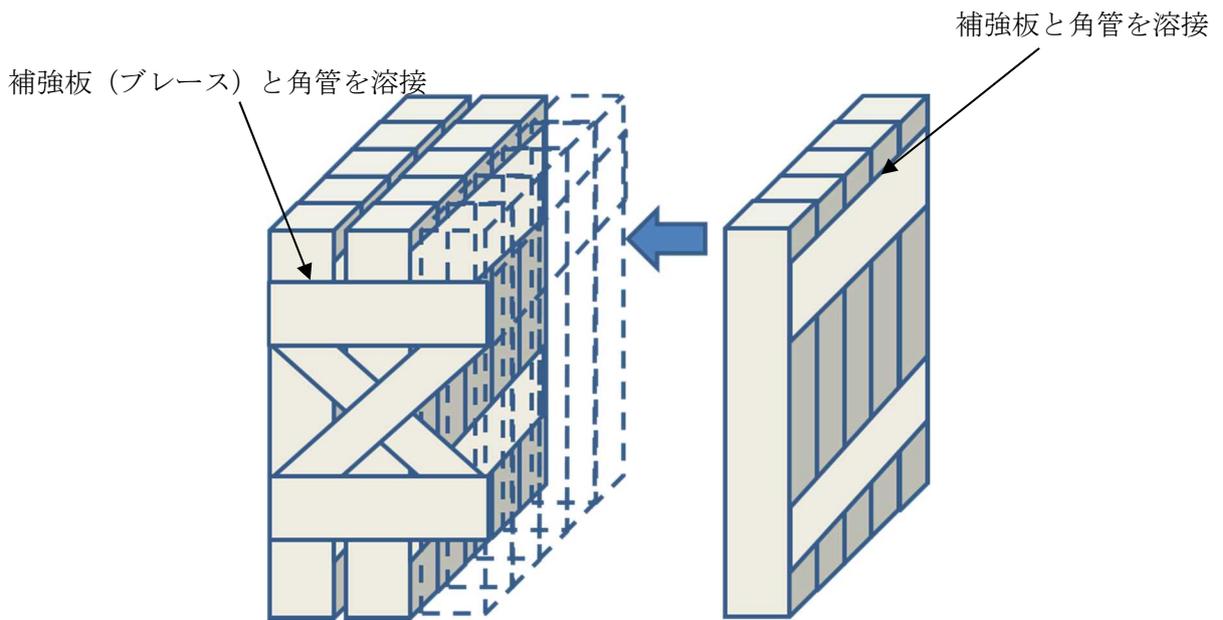


図 6 角管ラックの概要

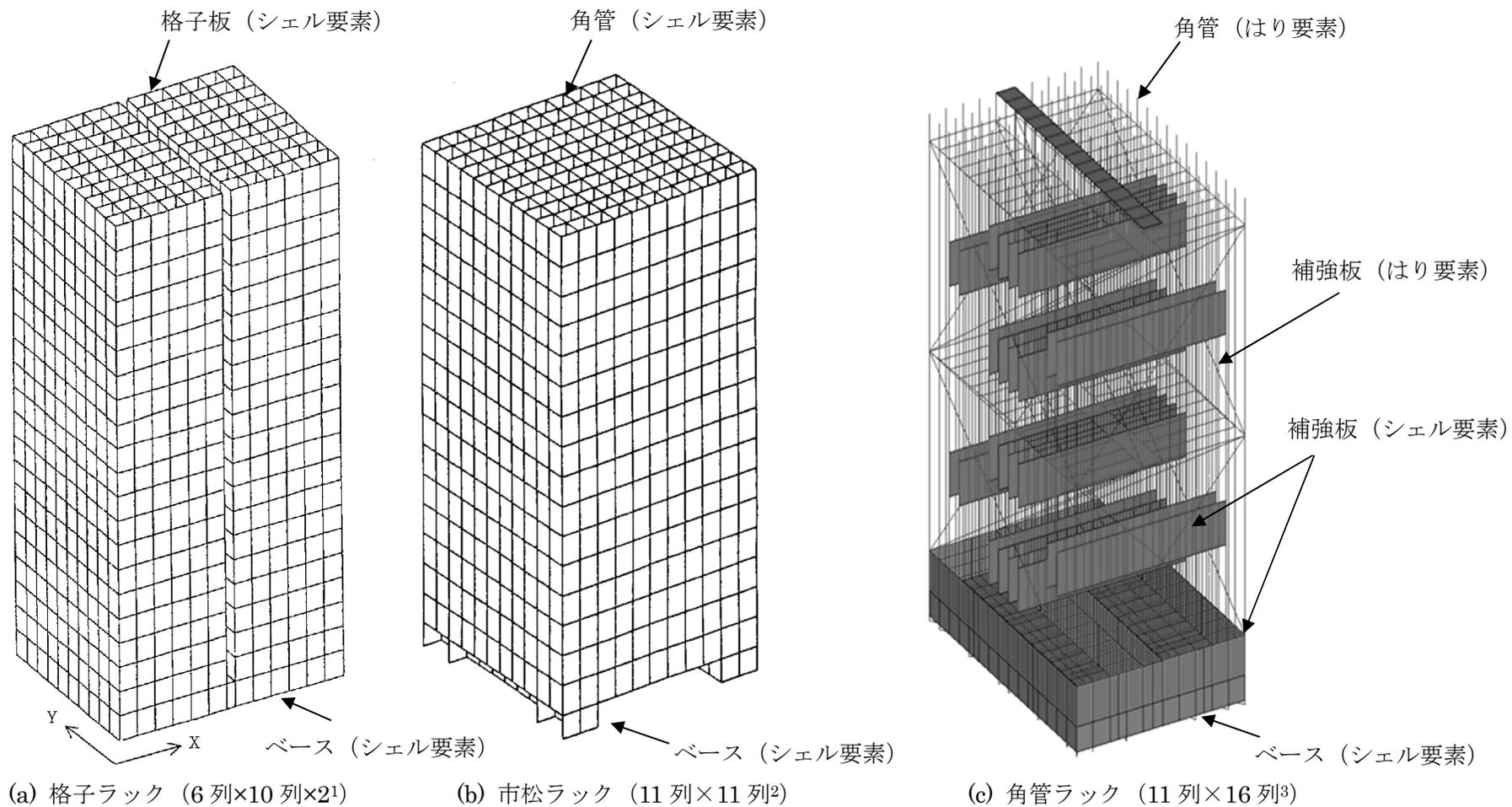


図 7 燃料ラックの解析モデル例

1 既工認では 120 体と表記  
 2 既工認では 121 体と表記  
 3 既工認では 176 体と表記

### 2.3 既工認と今回工認の耐震設計手法の比較

柏崎刈羽 6 号および 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 2 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 2 柏崎刈羽 6 号および 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		3次元有限要素モデル	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*	同左（剛構造のため）
設計用減衰定数	水平方向	1.0%	Ss : 7.0% Sd : 5.0%
	鉛直方向	—	—
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
モデルの考え方		剛性は燃料ラック本体の寸法およびヤング率より設定 質量は燃料ラック本体、燃料ラック内の燃料体、水および付加質量を考慮	同左

※静的地震力による評価。

### 2.4 減衰定数を変更する目的と効果

既工認における設計用減衰定数は、JEAG4601 に規定される溶接構造物の設計用減衰定数 1.0%を採用していた。しかし、実際の燃料ラックは、燃料プール内の水中に設置されることや、燃料集合体を貯蔵していることから、地震時には燃料ラックと燃料集合体の摩擦や、燃料ラックおよび燃料集合体が流体中を振動することにより、運動エネルギーの消散が大きくなり、1.0%より大きな減衰があると考えられる。

したがって、地震時の燃料ラックの挙動を把握するため、実機を模擬した加振試験を行った結果、既工認では考慮されていなかったより大きな減衰効果が見込まれることが確認された。

これらの知見に基づいて、より現実に近い燃料ラックの挙動を模擬して評価を行うことを目的に、今回の工認の耐震設計では、実物大加振試験の結果に基づいた燃料ラックの設計用減衰定数として、基準地震動 Ss に対しては減衰定数 7.0%、弾性設計用地震動 Sd に対しては減衰定数 5.0%を採用する。

なお、本設計用減衰定数を用いて、既工認で許容値に対する発生応力が最も大きい柏崎刈羽 7 号炉における燃料ラックの構造強度評価を実施する場合、応力の発生値が低減すると考える（表 3、図 8）。

表 3 基準地震動 Ss における市松ラック（77 体）の試評価結果

ラック種類	評価部位	応力分類	計算値		評価基準値
			減衰定数 1.0%	減衰定数 7.0% (今回工認)	
市松ラック (77 体)	基礎ボルト	引張応力	165*MPa	122*MPa	153MPa

\*：暫定条件による概算値（解析値）。

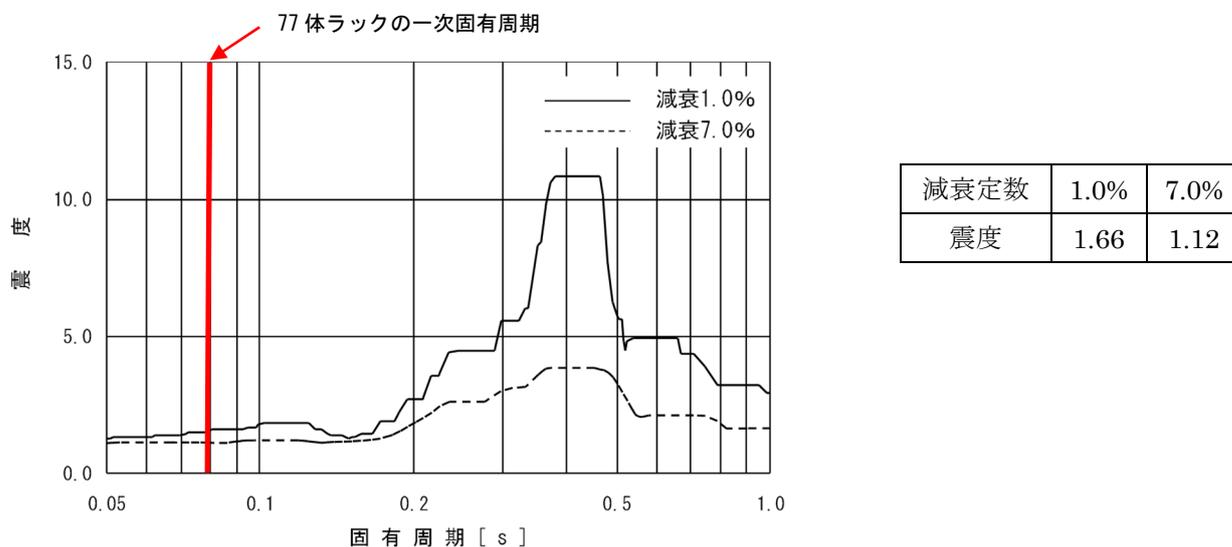


図 8 基準地震動 Ss, 燃料ラック設置位置における水平床応答スペクトル比較  
(R/B, T.M.S.L 23,500 mm)

### 3. 減衰定数の確認方針について

既工認で考慮していなかった燃料集合体を貯蔵していることおよび燃料ラックが水中に設置されていることによる効果を確認する試験を行った。3種類のラックは格子状のラックセルを有した構造物であり、燃料集合体を貯蔵していることおよび燃料ラックが水中に設置されていることによる減衰効果は以下に示す通り同程度と考えられることから、市松ラックを対象に加振試験を行った。試験内容および結果については4.以降に示す。

#### ①燃料集合体を貯蔵していることによる効果

燃料集合体のガタつき、ラック内壁と燃料集合体の衝突によるエネルギー消散が考えられる。これらの影響は、実機ラックのラックセル内壁とチャンネルファスナの間隔が同一（表4）のため3種類のラックともに同程度であると考えられる。

#### ②燃料ラックが水中に設置されていることによる効果

ラック外部の水による影響とラック内部の水による影響が考えられる。ラック外部の水による影響は3種類のラックともに形状が矩形であることから、振動方向に対し垂直な面で流体抵抗を受けることになるため、水の抵抗は同等と考えられる。ラック内部の水による影響は、ラックセルと燃料集合体の間隙や、ラックセルのサイズがほぼ同等（表4）のため3種類のラックともに同程度の減衰となると考えられる。

表 4 実機ラックの主要諸元

項目	実機			諸元の比較
	格子型	角管市松型	角管並列型	
ラックセルの型式				—
燃料ラックの支持形式	ボルトによる床固定式*	同左	同左	同一
	自立型	同左	同左	
貯蔵体数	120体 (6×10,6×10) 187体 (11×8,11×9) 210体 (10×11,10×10)	77体 (7×11) 100体 (10×10) 110体 (10×11) 121体 (11×11)	176体 (11×16) 187体 (11×17)	—
燃料ラック	ラックセル頂部と燃料集合体の最小隙間			ほぼ同等
	燃料ラックから壁までの距離	約 290～970mm	約 250～900mm	約 200～950mm
	ラックセル高さ			ほぼ同等
	ラックセルのピッチ			ほぼ同等
	ラックセルの厚さ			ほぼ同等
ラックセルの材質	B-SUS	同左	同左	同一
燃料タイプ	9×9 燃料 (ステップⅢ燃料)	8×8 燃料 (ステップⅠ燃料)	9×9 燃料 (ステップⅢ燃料)	ほぼ同等
質量	約 300kg	同左	同左	同一
外形寸法	148.8mm	148.4mm	148.8mm	ほぼ同等
チャンネルボックス材質	ジルカロイ-4	同左	同左	同一
チャンネルボックス厚さ				同一
燃料プール	水深	約 12m	同左	同一

※トルク管理されており地震により減衰に影響を与えるほど緩むことはない。

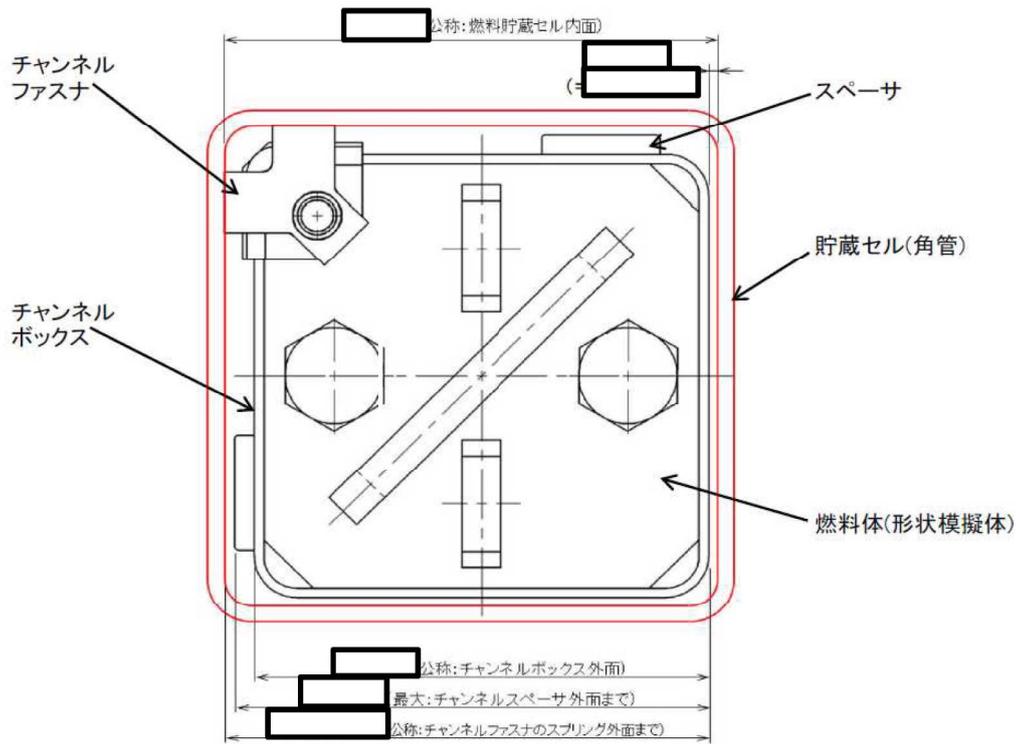
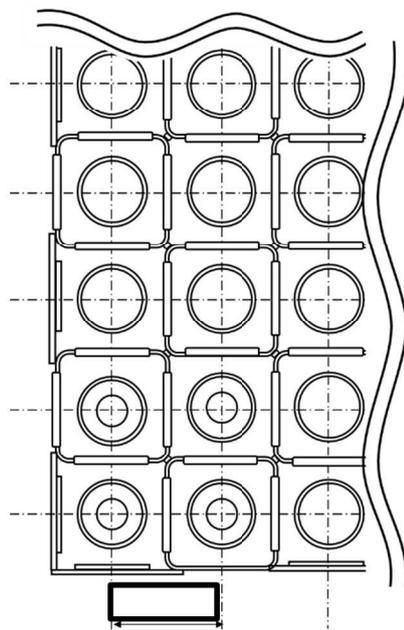


図 9 ラックセルと燃料集合体の隙間 (概念図)



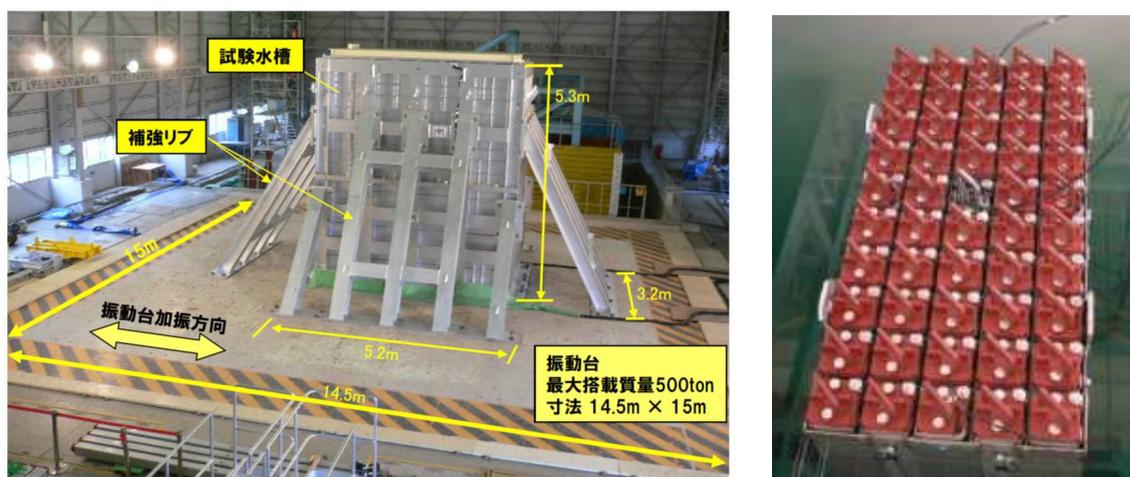
単位：mm (ミリメートル)

図 10 ラックセルのピッチ (概念図)

#### 4. 減衰特性の確認試験

##### 4.1 実物大試験供試体の概要

燃料プール内の環境（水中）および使用状態（燃料集合体貯蔵）において、燃料ラックが加振された際の減衰特性を確認することを目的に、模擬燃料集合体を貯蔵した模擬燃料ラック（以下「供試体ラック」という）の水槽内での加振試験を実施した（図 11）。試験は、振動台上に、供試体ラックを設置した試験水槽を据え付け、長辺および短辺方向に加振した。供試体ラックは、燃料プール床との固定状態と同一とするために、水槽床に基礎ボルトで固定した自立式とした。



(1) 試験状況 [1]

(2) 供試体の水槽内設置状態

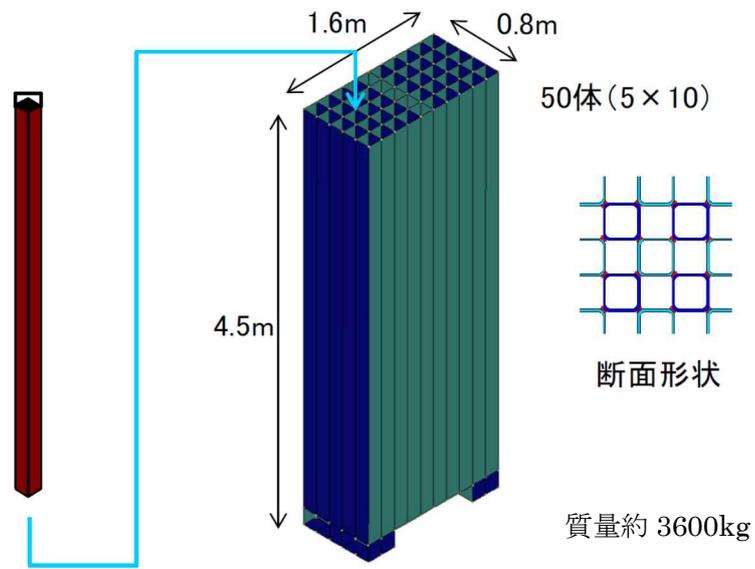
図 11 加振試験の実施状況

##### 4.2 燃料ラックの水中加振試験装置および試験手法について

###### (1) 供試体ラック

供試体ラックの寸法等は、実機の市松ラックと同等となるよう設定した。

また、燃料ラック全体の減衰効果は、燃料集合体の体数増加に伴い前述の燃料集合体を貯蔵していることおよび燃料ラックが水中に設置されていることによる減衰効果が大きくなると考えられるため、実機の市松ラック（77 体～121 体）に対して、貯蔵体数が小さくなるよう、供試体ラックの貯蔵体数は、50 体とした（図 12）。



実燃料模擬体または形状模擬体  
(質量約 300 kg)

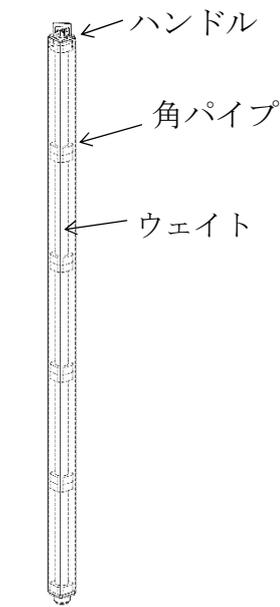
市松ラック (50 体)

図 12 供試体の構造(市松ラック供試体) [2]

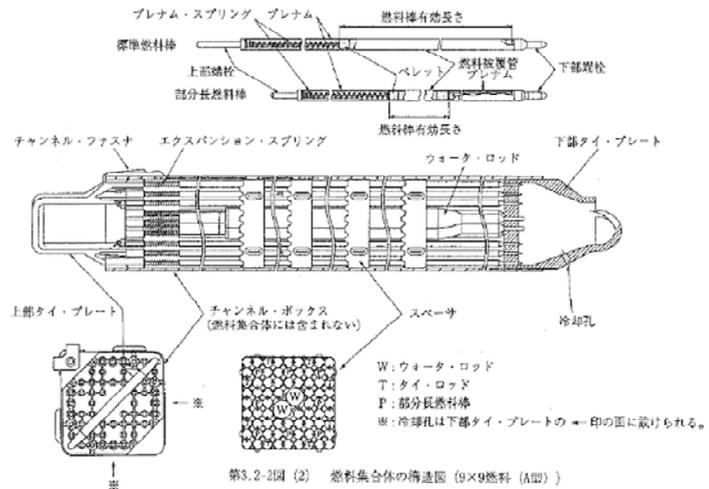
## (2) 模擬燃料集合体

供試体ラックに貯蔵する模擬燃料集合体には、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、チャンネルボックス等は実機と同一であり、燃料ペレットの代わりに鉛で質量を一致させたものである。形状模擬体は、実機燃料集合体の質量およびチャンネルボックス外形を模擬したものである(図 13, 表 5)。いずれの模擬燃料集合体も実機燃料集合体と形状、質量および振動特性が同様になるように作成されている。

なお、実機ラックに貯蔵されている燃料集合体の一部については、チャンネルファスナが取り外されているが、チャンネルファスナを取り付けた状態の方が、ガタつきが少なくなることで減衰が小さくなると考えられることから、試験はチャンネルファスナを全数取り付けて実施している。チャンネルボックスについては照射成長による有意な曲げの影響がないよう炉心内の燃料配置を管理している。ウォータ・ロッドについては他プラントにて曲がり確認されたため、平成 25 年にウォータ・ロッドに曲がりがないことを確認し、併せて、曲がりの原因となったチャンネルボックスの装着作業の手順を見直しているため、ウォータ・ロッドには曲がりはない。以上より、模擬燃料集合体のチャンネルボックスおよびウォータ・ロッドには、実機と同様に曲がりの無いものを使用している。



(a)形状模擬体



実燃料のペレットを鉛ペレットにて製作

(b) 実燃料模擬体

図 13 模擬燃料集合体の内部構造

表 5 実機燃料集合体と模擬燃料集合体仕様の比較

	模擬燃料集合体		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	4469mm	4430mm	4470mm
断面寸法*1	□139.14mm	□139mm	□139.14mm
質量	約 300kg	約 300kg	302kg
材質	SUS および Zr 材	SUS および SS 材	SUS および Zr 材

\*1 チャンネルボックス外形寸法

\*2 柏崎刈羽 7号炉に貯蔵されている燃料集合体のうち、最も重量が大きいもの

### (3) 模擬燃料集合体の配置方法

本試験では図 14 に示すとおり実燃料模擬体と形状模擬体を貯蔵して試験を行なった。形状模擬体はウェイトにて実機燃料集合体の荷重分布を模擬し、質量、外形もほぼ同様になるよう設定しているため、実燃料模擬体と形状模擬体の配置による減衰への影響は小さいと考えられる。

また、燃料集合体の貯蔵体数は、最も条件が厳しくなる 100%貯蔵条件にて加振試験を行った（別紙-1）。

なお、模擬燃料集合体と供試体ラック底部の取り合い部は、燃料ラック底部の支持板に開けられた孔の面取り部と下部タイプレートであり、これらの寸法および形状は実機と同様に設定したため、実機と供試体で減衰に違いはないと考えられる（図 15）。

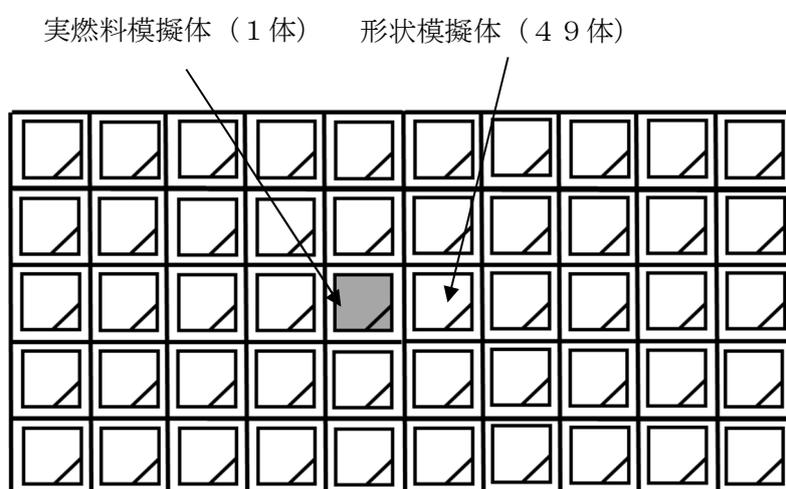


図 14 模擬燃料集合体の配置

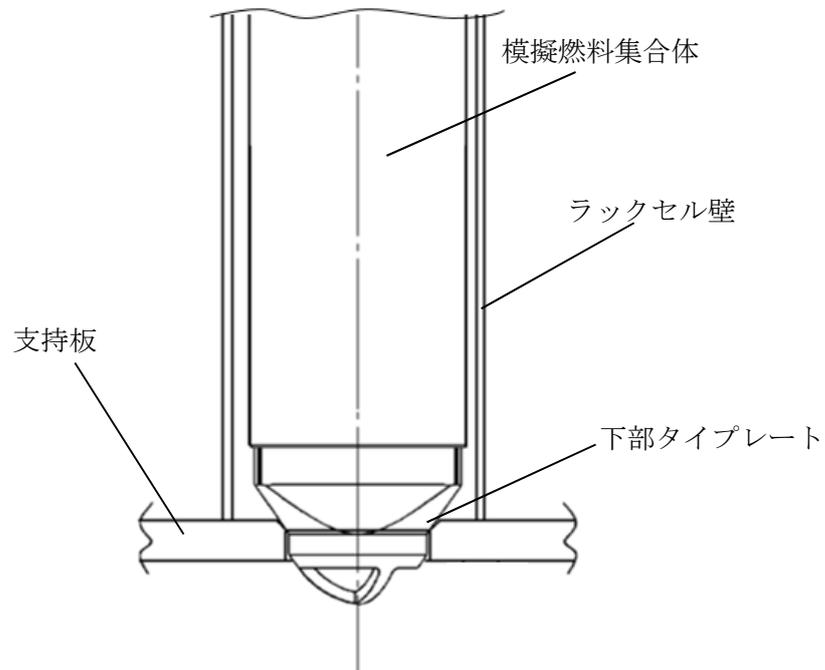


図 15 模擬燃料集合体の設置状況

#### (4) 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試験水槽を制作し、その大きさは、燃料ラックの流体減衰に大きな影響を与えないよう流体の影響が十分小さくなる大きさに設定した（別紙-2）。

#### (5) 実機と供試体等の主要諸元比較

供試体ラックおよび試験水槽等（以下「供試体等」という）と実機との主要諸元の比較を表 6 に示す。

表 6 市松ラックと供試体等の主要諸元比較

項目		実機	供試体等	実機への適用性
燃料ラック	ラックセルの形式	角管市松型	同左	実機と同一。  供試体は流体および燃料集合体による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したことから、本試験結果に基づき減衰定数は、実機の全ての燃料ラックに適用可能と考えられる。 ラックセルと燃料集合体の隙間は実機とほぼ同等と考えられることから、その影響は小さいと考えられる。 流体による減衰効果が最も小さくなるよう設定した(別紙-2)。 実機と同一。 実機ラックとほぼ同等であることから、その影響は小さいと考えられる(図 1.0)。 実機と同一。 実機と同一。 工認では、燃料プール共用化条件を考慮し、評価結果の厳しくなる質量が大きい燃料条件により評価している。 実機とほぼ同等であることから、その影響は小さいと考えられる。 実機と同一。
	燃料ラックの支持形式	ポルトによる床固定式 自立型	同左	
	貯蔵体数	77体 (7×11) 100体 (10×10) 110体 (10×11) 121体 (11×11)	50体 (5×10)	
	ラックセル頂部と燃料集合体の最小隙間			
	燃料ラックから壁までの距離	約 250~900mm	約 470~1600mm	
	ラックセル高さ			
	ラックセルのピッチ			
	ラックセルの厚さ			
	ラックセルの材質	B-SUS	同左	
	燃料タイプ	8×8燃料 (ステップ I 燃料)	模擬燃料集合体	
燃料集合体	質量	302kg	300kg	
	外形寸法	148.4mm	同左	
	チャンネルボックス材料	ジルカロイ-4	同左	
	チャンネルボックス板厚			
燃料プール	水深	約 12m	約 5m	高さ(水深)は実機と異なるが、燃料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-3)。

## (6) 試験方法

供試体ラックに模擬燃料集合体を設置し、試験水槽に注水した状態において、加振試験を実施した。加振レベルの小さい範囲では正弦波による掃引試験を行い、得られた振動台上の加速度および供試体ラック頂部の加速度から求めた伝達関数より、ハーフパワー法を適用して減衰定数を評価した。また、加振レベルの大きい範囲では共振させ続けることにより供試体の振動が過大になり、試験装置および供試体を損傷させるおそれがあることから正弦半波の加振試験を行い、自由減衰波形から減衰定数を評価した（別紙－4～7）。

なお、正弦波掃引試験および正弦半波加振試験は、弾性範囲にある事を確認しており、供試体ラックの応答は再現性があることから、各々、供試体ラックの長辺方向および短辺方向で加速度\*を変えた3ケースを1回ずつ実施した（表7）。

表7 減衰定数の評価に用いた試験条件

No.	試験方法	加振方向	入力加速度* (m/s <sup>2</sup> )	備考
1	正弦波掃引試験	短辺	0.62	減衰定数をハーフパワー法により算出（別紙－5）
2			0.91	
3			1.22	
4		長辺	0.72	
5			0.97	
6			1.22	
7	正弦半波加振試験	短辺	2.91	減衰定数を自由振動波形から算出（別紙－6）
8			3.98	
9			5.00	
10		長辺	2.96	
11			3.75	
12			4.50	

\*振動台上の実測加速度（最大値）

#### (7) 加速度の計測方法

供試体ラックの減衰定数を算出するため、供試体ラック頂部の加速度と、振動台上の加速度を計測した。燃料ラック頂部には、短辺方向の加速度を計測する加速度センサーを 5 台、長辺方向の加速度を計測する加速度センサーを 5 台の計 10 台を設置し (図 16)、振動台上には短辺方向と長辺方向の加速度を計測する加速度センサーを 4 台設置した (図 17)。

また、燃料ラックの頂部、中間部および基部のひずみにより、燃料ラックが弾性範囲内で加振されていることを確認した。

なお、試験水槽は剛構造で設計しており、試験水槽が剛として挙動し、供試体ラックへ影響を与えないことを確認するため水槽周囲の加速度を計測した (図 18)。

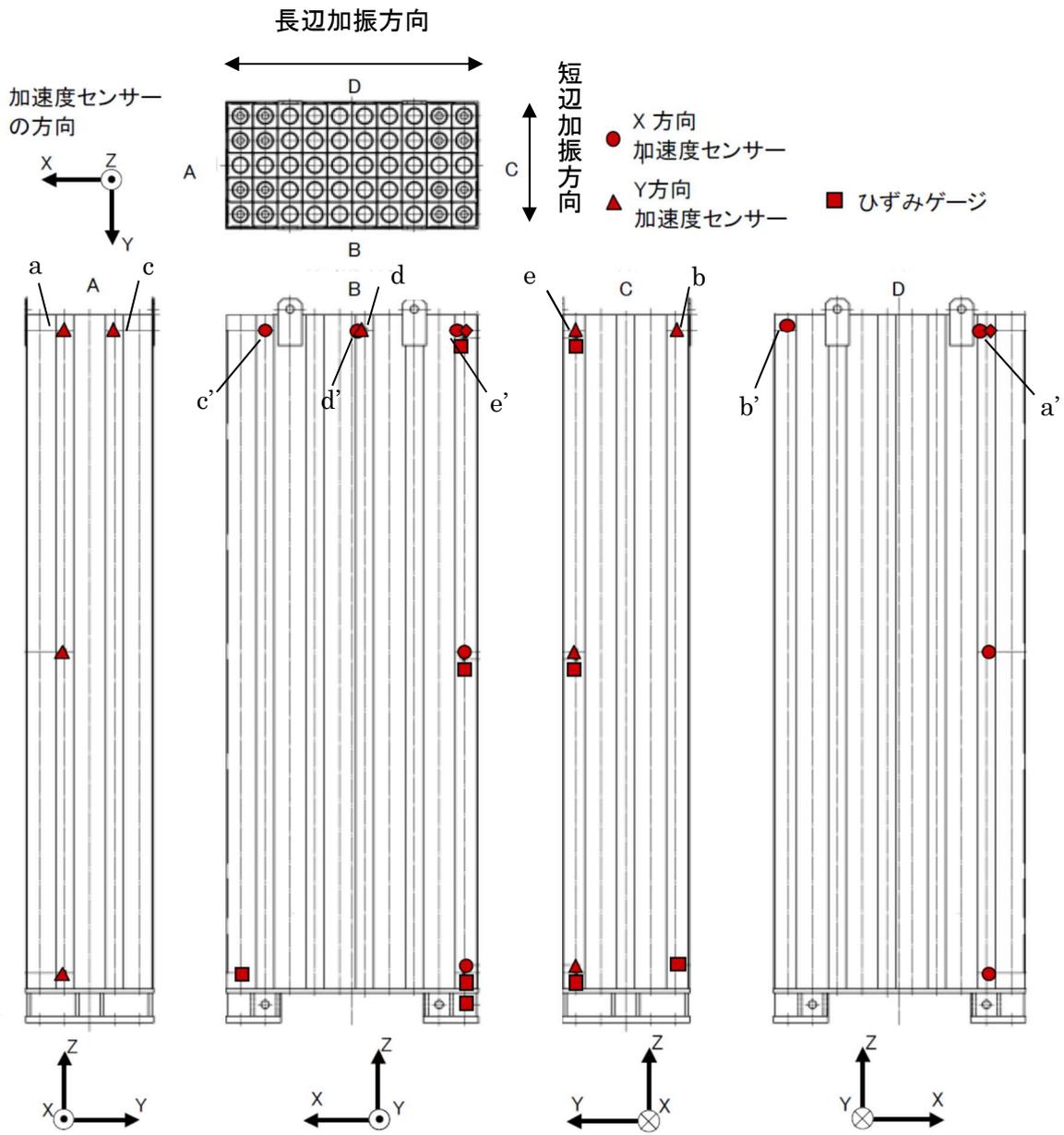


図 16 供試体の加速度とひずみの計測位置

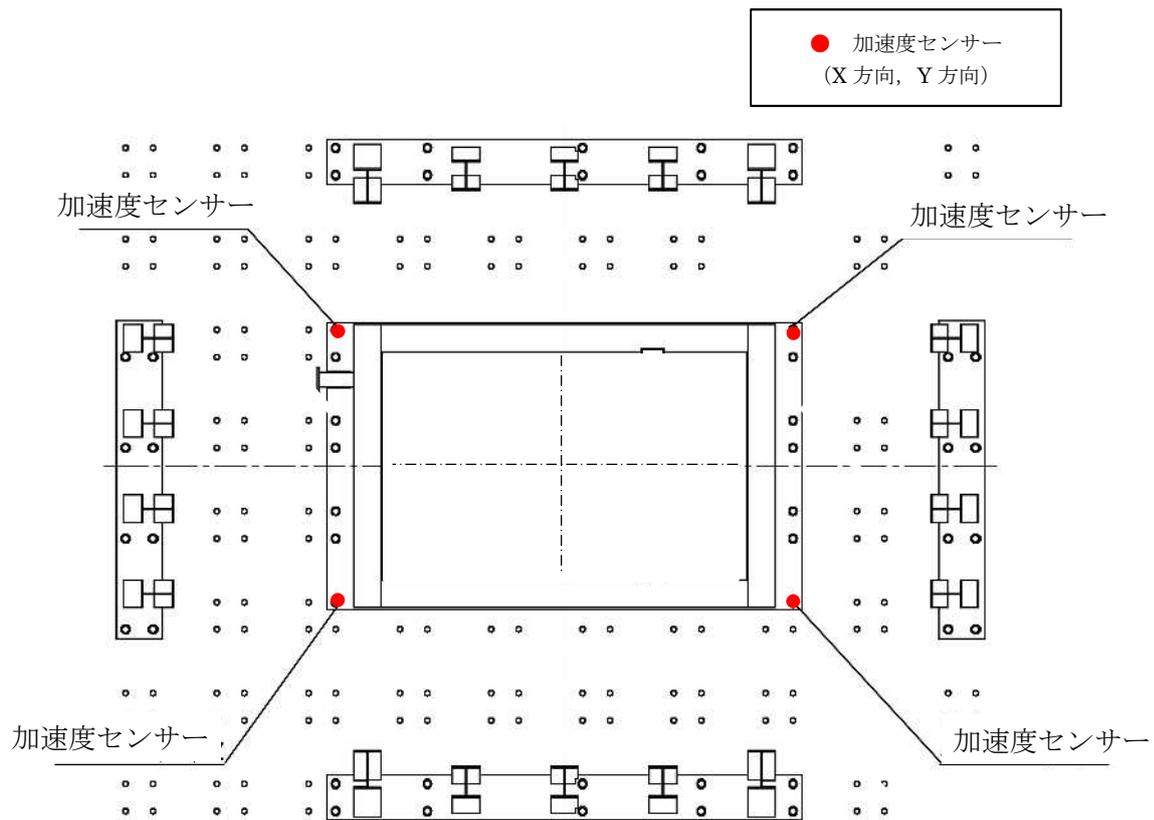
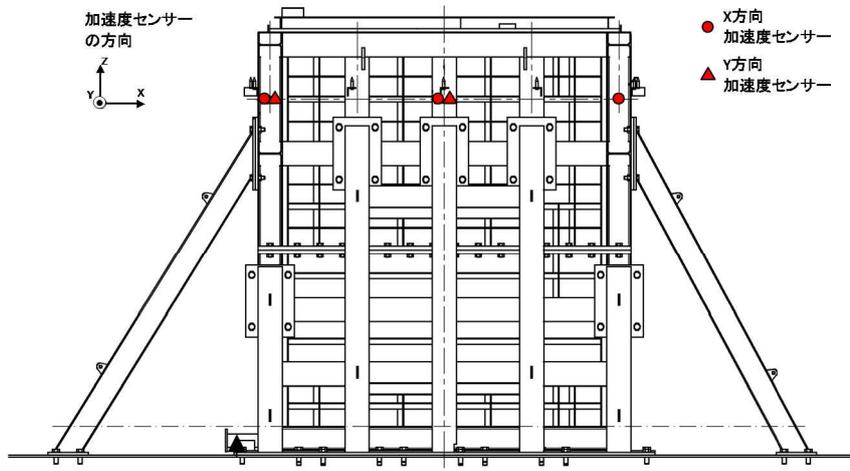
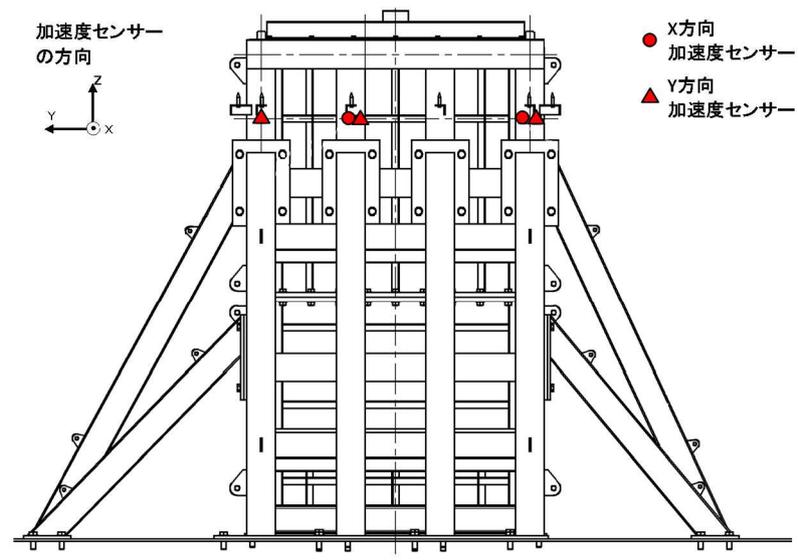


図 17 振動台上の加速度の計測位置



(a) 水槽長辺方向



(b) 水槽短辺方向

図 18 水槽の加速度計測位置

### 4.3 試験結果

正弦波掃引試験結果から算出した減衰定数と、正弦半波加振試験の自由減衰波形から得られた減衰定数について、横軸を燃料ラック頂部の応答加速度で整理した結果を図 19 および表 8 に示す。

供試体ラック頂部の応答加速度と減衰の関係は、各試験ケース最小のものでも 6~11%であり、既工認で適用している設計用減衰定数の 1% よりも大きな減衰効果を示すことを確認した。

正弦半波加振試験での短辺方向の結果において、応答加速度のばらつきが大きくなっている。これは、試験方法および加振方向の相違による影響が考えられる。

試験方法に関して、正弦波掃引試験は一定振動数・一定振幅で継続加振をおこなうため、供試体ラック頂部の応答が安定しばらつきが小さく、正弦半波加振試験は入力レベルが大きい正弦半波にて加振するため、最大加速度の領域では燃料のガタつきによる高次モード成分が減衰しきらずに応答加速度に影響しばらつきが大きくなっていると考えられる (図 20)。また、加振方向に関して、短辺方向の応答加速度は、供試体ラックの幾何形状および応答レベルの違いにより、長辺方向の応答加速度と比較し、振動台制御の不安定性による振動台の加振軸以外の振動成分の影響を受けやすいため応答加速度に比べばらつきが大きくなっている (図 21)。

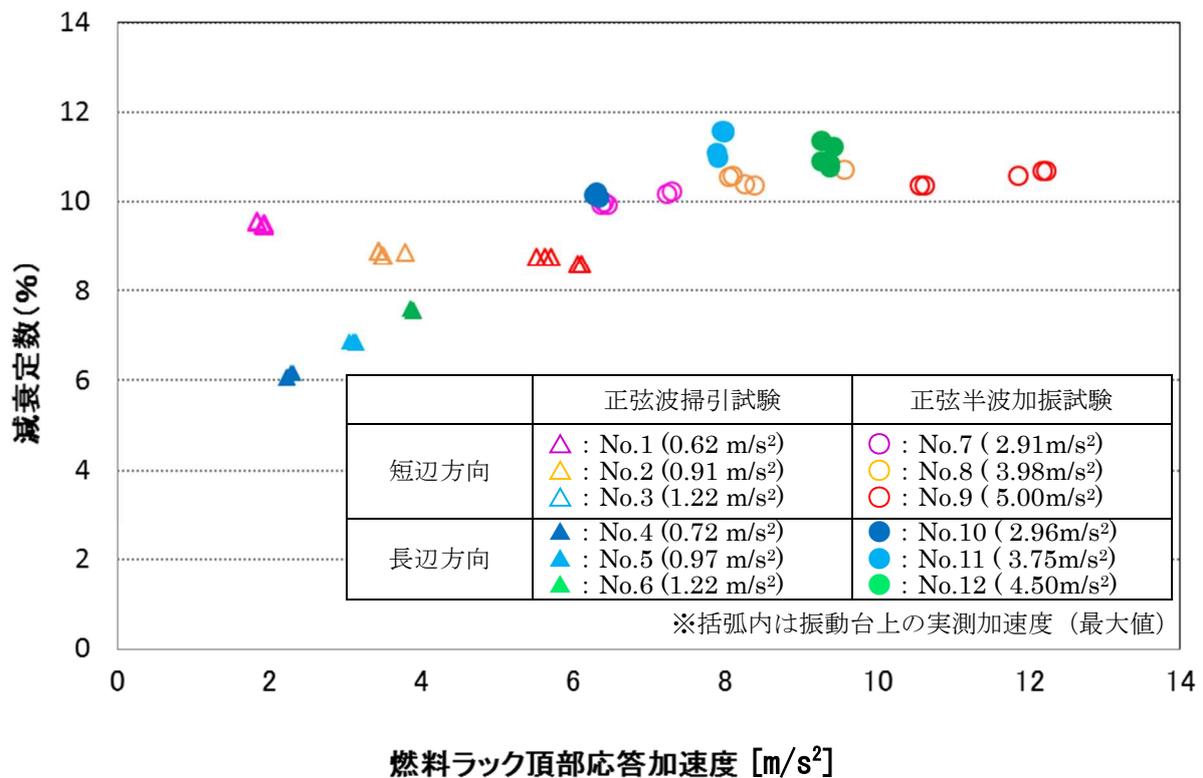


図 19 燃料ラック頂部最大応答加速度と減衰定数の関係

表 8 加振試験結果データ一覧 (1 / 2)

No.	試験方法	加振方向	入力加速度 <sup>※1</sup> (m/s <sup>2</sup> )	計測位置 <sup>※2</sup>	頂部加速度 (m/s <sup>2</sup> )	減衰定数 (%)
1	正弦波掃引試験	短辺	0.62	a	1.9	9.5
				b	1.8	9.5
				c	1.9	9.5
				d	1.9	9.5
				e	1.8	9.6
2	正弦波掃引試験	短辺	0.91	a	3.5	8.8
				b	3.4	8.9
				c	3.5	8.8
				d	3.8	8.9
				e	3.4	8.9
3	正弦波掃引試験	短辺	1.22	a	6.1	8.6
				b	5.7	8.8
				c	6.1	8.6
				d	5.5	8.8
				e	5.6	8.8
4	正弦波掃引試験	長辺	0.72	a'	2.3	6.2
				b'	2.3	6.2
				c'	2.2	6.1
				d'	2.2	6.1
				e'	2.2	6.1
5	正弦波掃引試験	長辺	0.97	a'	3.1	6.9
				b'	3.1	6.9
				c'	3.1	6.9
				d'	3.1	6.9
				e'	3.2	6.9
6	正弦波掃引試験	長辺	1.22	a'	3.9	7.6
				b'	3.9	7.6
				c'	3.9	7.6
				d'	3.9	7.6
				e'	3.9	7.6

※1 振動台上の実測加速度 (最大値)

※2 計測位置は図 16 参照

表 8 加振試験結果データ一覧 (2 / 2)

No.	試験方法	加振方向	入力加速度 <sup>※1</sup> (m/s <sup>2</sup> )	計測位置 <sup>※2</sup>	頂部加速度 (m/s <sup>2</sup> )	減衰定数 (%)
7	正弦半波加振試験	短辺	2.91	a	7.3	10.2
				b	6.4	9.9
				c	7.2	10.2
				d	6.4	10.0
				e	6.4	10.0
8	正弦半波加振試験	短辺	3.98	a	8.4	10.4
				b	8.1	10.6
				c	8.3	10.4
				d	9.6	10.7
				e	8.1	10.6
9	正弦半波加振試験	短辺	5.00	a	12.2	10.7
				b	10.6	10.4
				c	12.2	10.7
				d	11.9	10.6
				e	10.6	10.4
10	正弦半波加振試験	長辺	2.96	a'	6.3	10.2
				b'	6.3	10.1
				c'	6.3	10.2
				d'	6.3	10.2
				e'	6.3	10.2
11	正弦半波加振試験	長辺	3.75	a'	7.9	11.1
				b'	7.9	11.0
				c'	8.0	11.6
				d'	7.9	11.6
				e'	8.0	11.6
12	正弦半波加振試験	長辺	4.50	a'	9.3	10.9
				b'	9.3	11.4
				c'	9.4	10.9
				d'	9.4	10.8
				e'	9.4	11.3

※1 振動台上の実測加速度 (最大値)

※2 計測位置は図 16 参照

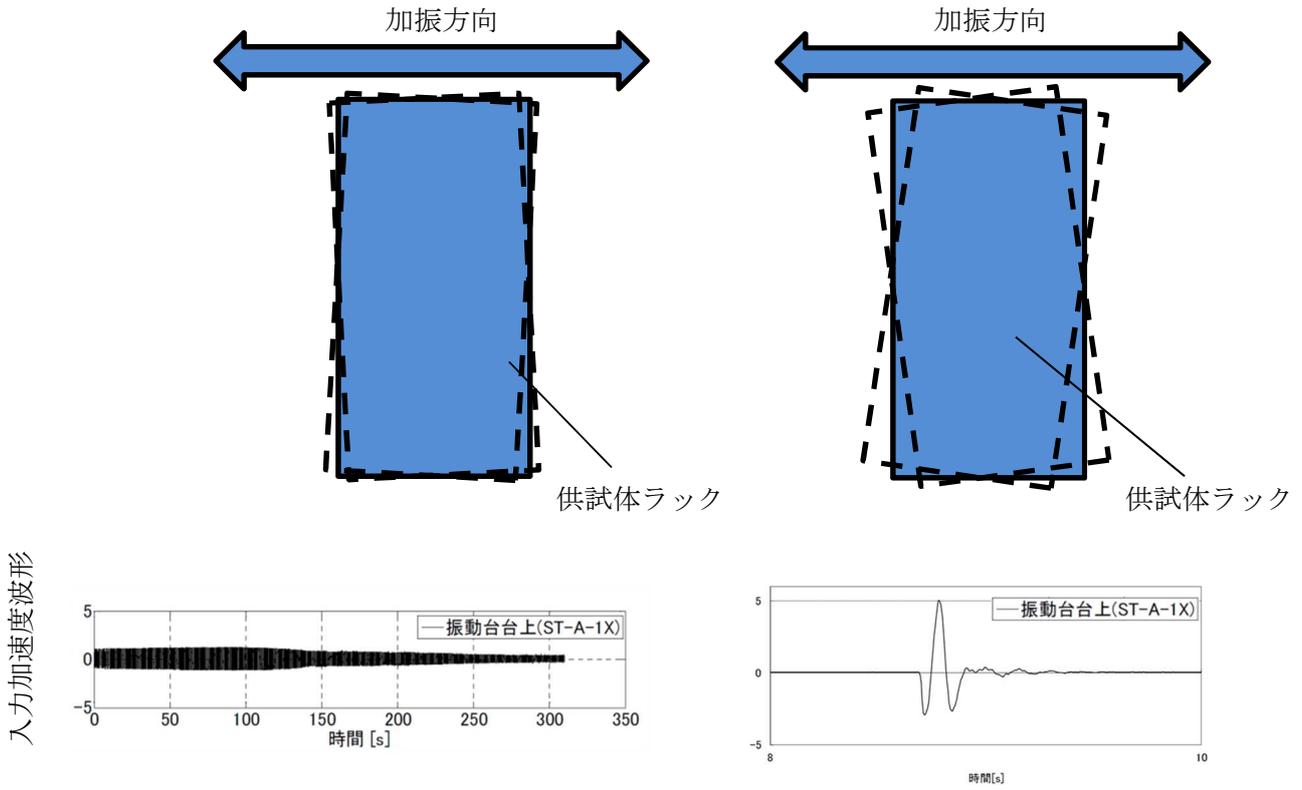


図 20 試験方法の違いによるばらつき (概念図)

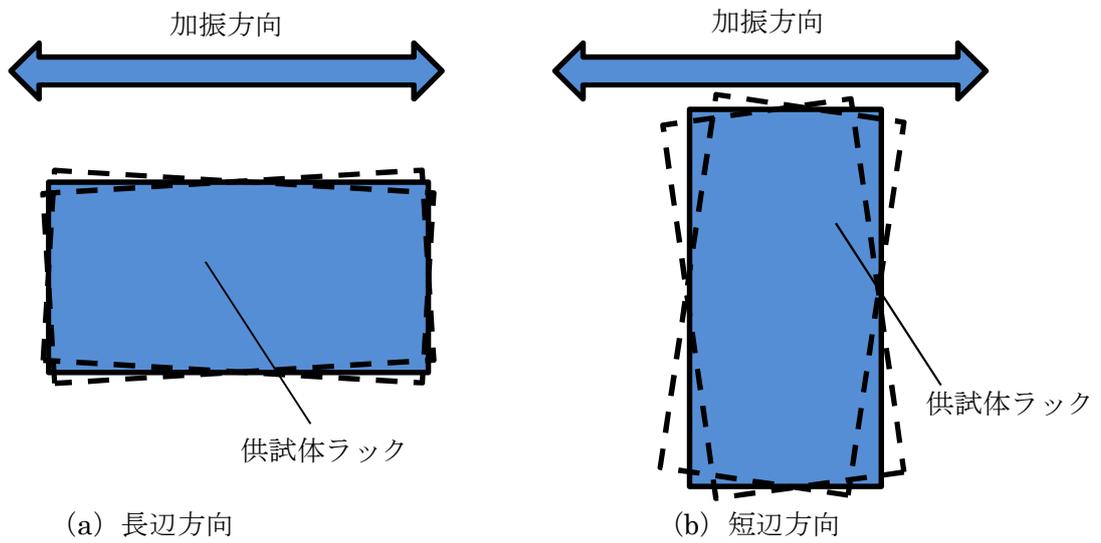


図 21 加振方向の違いによる最大加速度のばらつき (概念図)

#### 4.4 実物大試験における試験条件の妥当性

実物大供試体の加振試験は、実機ラックの減衰傾向を把握することを目的とした試験であり、4.2で述べたように、供試体ラックの主要諸元および試験水槽の大きさは実機および実機環境と同等、または実機と比較して減衰定数が小さくなるように設定した。試験水槽の水深は実機とは異なるが、燃料ラックの振動特性に与える影響が小さいことを確認している（別紙-3）。試験水槽は剛構造とし、その寸法が供試体ラックの減衰定数に影響を与えないようにしている（別紙-2）。

試験は水槽内でスロッシングが励起されない条件で実施しており、スロッシングが供試体ラックの減衰定数に影響を与えないようにしている。一方、実機では地震動の長周期成分の大きさによっては、使用済燃料プールでのスロッシングが励起され、スロッシングにより減衰定数が大きくなるため、スロッシングの影響を考慮していない本試験は安全側の試験条件である（別紙-8）。

実機ラックおよび供試体ラックはいずれも基礎ボルトにて燃料プールまたは水槽底部と固定されており、底部と燃料ラックに隙間ができるほど基礎ボルトが緩んだ場合には振動特性が変わり減衰定数への影響があると考えられるが、実機ラック設置時に基礎ボルトについて規定トルク値による締付確認を実施しているほか、新潟県中越沖地震後の点検でも基礎ボルトに緩みが無いこと、また、実機ラックは建屋内の使用済燃料貯蔵プール内にあり、環境が一定に管理されている静的機器であることから、トルク低下により減衰定数へ影響を与える可能性は低いと考えられる。

なお、基礎ボルトに緩みが生じた場合、基礎ボルトと部材のガタつき等によるエネルギー消散が増加し、減衰定数がより大きくなることから、基礎ボルトに緩みが無い状態で行った本試験により取得した減衰定数は安全側の設定となると考えられる。

以上より、本試験で得られた減衰定数を実機へ適用することは妥当と考えられる。

## 5. 試験結果に基づく燃料ラックの設計用減衰定数の設定

### 5.1 実機応答と供試体応答の比較

「図 19 燃料ラック頂部最大応答加速度と減衰定数の関係」に、実機ラックの基準地震動  $S_s$ 、弾性設計用地震動  $S_d$  に対する応答加速度を追加したもの示す（図 22）。基準地震動  $S_s$  に対する実機ラックの応答加速度レベルにおける減衰定数は、全て 10%以上であった。弾性設計用地震動  $S_d$  に対する減衰定数は、概ね 8~10%であった。なお、一部ラックの基準地震動  $S_s$  に対する応答加速度が供試体の最大応答加速度を上回っているが、加速度が大きい領域ではほぼ一定の減衰定数となっているため、これらのラックにおける減衰定数は 10%程度と考えられる。

また、燃料ラック頂部応答加速度をそれぞれの固有周期を用い近似的に変位に換算し、減衰定数との関係を検討した（図 23）。弾性設計用地震動  $S_d$  に対する実機ラックの応答は角管ラックの長辺の応答変位が僅かに実験値を下回っているが、試験体の応答範囲とほぼ同等であり、試験で得られた減衰定数を適用しても問題ないと考えられる。応答変位が 1mm 付近までは減衰が増加し、以降は概ね一定となる傾向を示している。これは、変位が大きくなるとラックセル内部でチャンネルファスナがラックセルと衝突し、減衰効果が飽和するためと考えられ、短辺・長辺ともに同様の傾向を示すと考えられる。

本試験では以上の通り試験により得られた減衰定数を応答加速度及び変位により整理しており、同一の応答加速度レベルに対して、短辺方向の変位が長辺方向の変位に比較し、大きくなっている。これは、応答加速度が同一の場合、長辺は固有振動数が高く剛性も大きいため応答変位が小さくなり、短辺方向の場合固有振動数が低く剛性も小さいため応答変位が大きくなったためである。

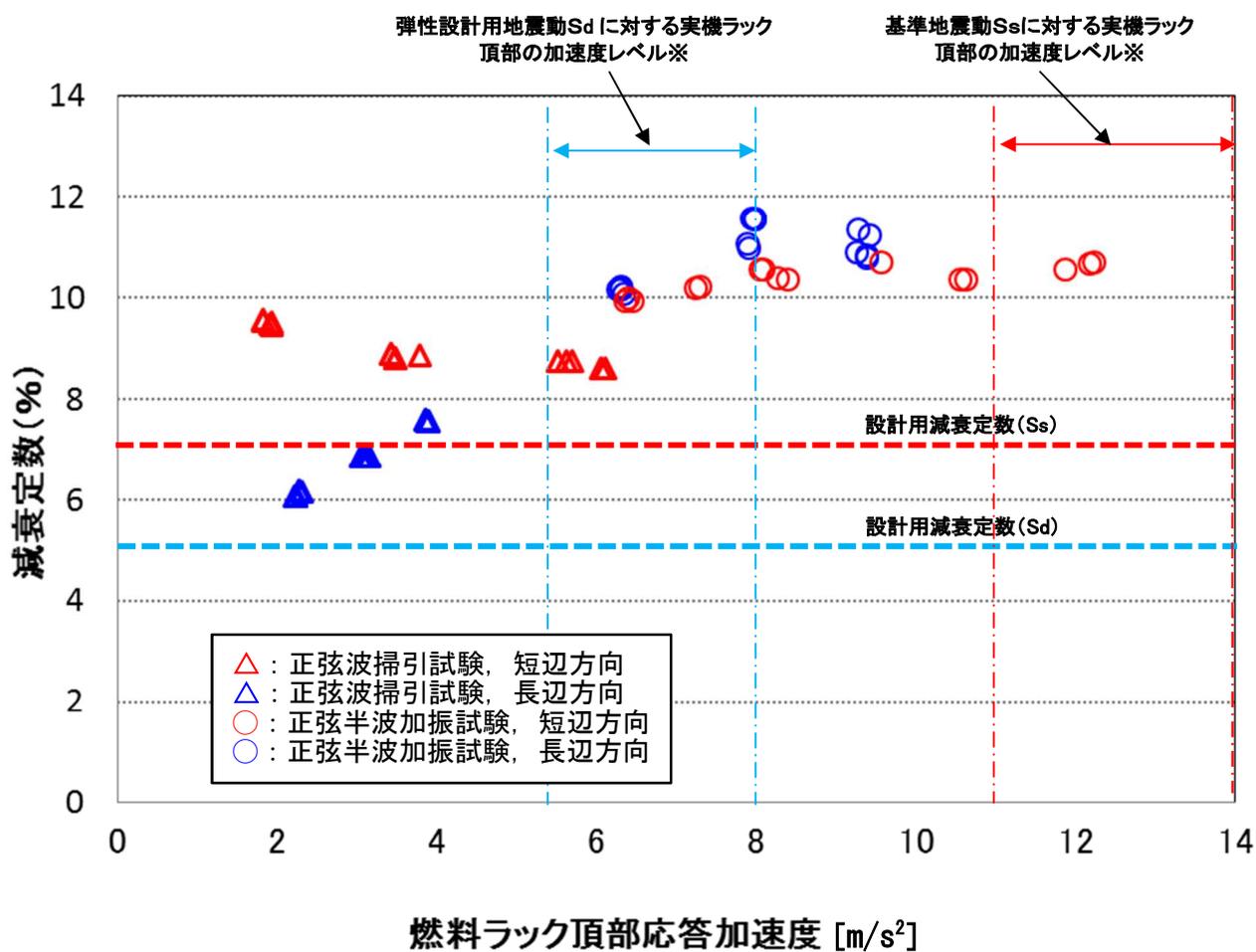
なお、燃料ラックの減衰定数と固有振動数の関係については、減衰の要因として、構造減衰、燃料ラックが水中に設置されていることによる減衰、燃料集合体を貯蔵していることによる減衰の 3つに分類し、既往の知見および試験結果を用いて検討した（別紙-9）。その結果、柏崎刈羽 6 号および 7 号炉の実機ラックの固有振動数領域においては明確な固有振動数依存性は確認されず、供試体ラックと実機ラックの減衰定数は同程度であると考ええる。

以上より、減衰定数は応答依存性が強く実機ラックの応答との対応を評価することにより設計用減衰定数を設定することは妥当であると考ええる。

### 5.2 設計用減衰定数の設定

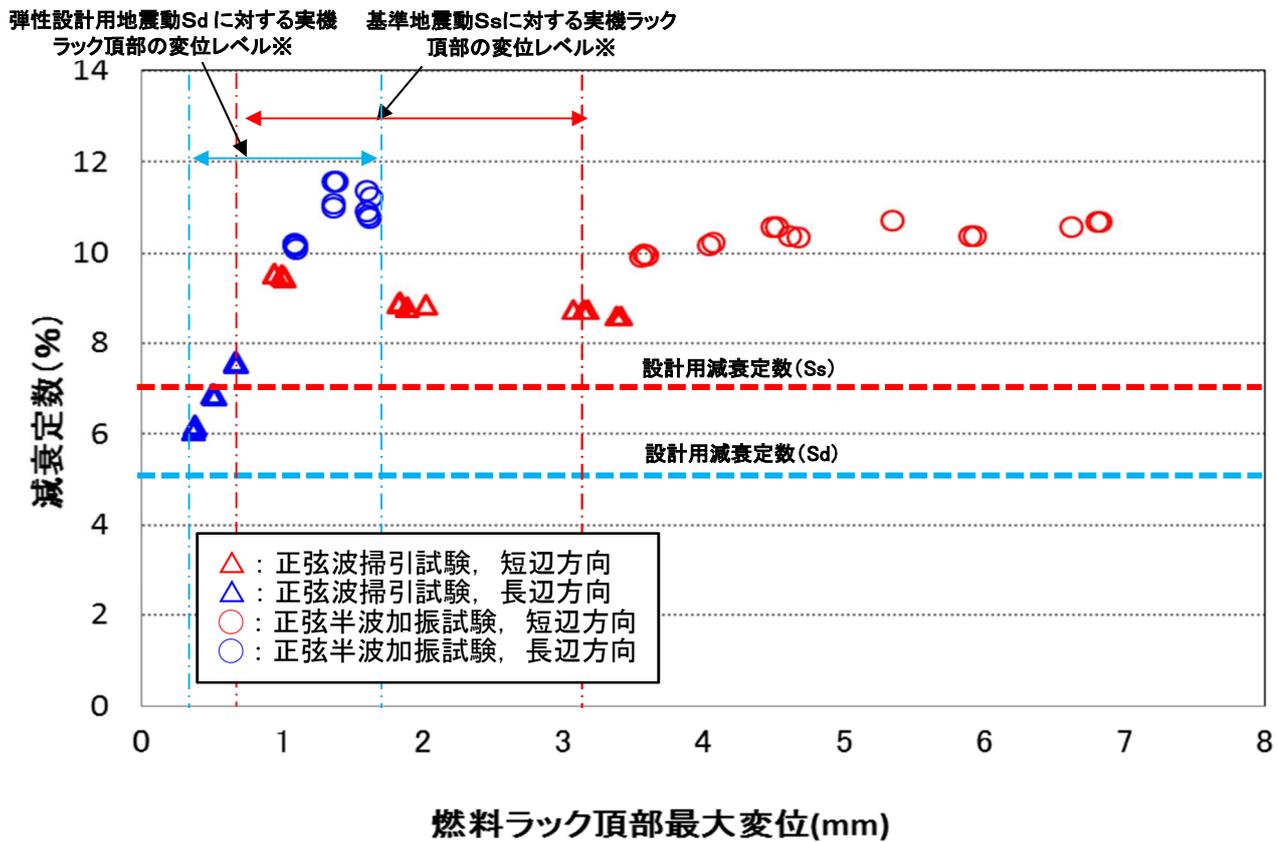
5.1 より、実機ラックの減衰定数は、燃料ラックの型式および貯蔵体数によらず、基準地震動  $S_s$  では 7.0%以上、弾性設計用地震動  $S_d$  では 5.0%以上であることを確認した。ただし、耐震設計に適用する設計用減衰定数の設定は、試験結果のばらつき、耐震設計の簡便さと余裕を考慮して、燃料ラックの型式および貯蔵体数によらず、基準地震動  $S_s$  では 7.0%、弾性設計用地震動  $S_d$  では 5.0%を設定する。

なお、3種類ある燃料ラックのうち、格子ラックおよび市松ラックと構造がやや異なる角管ラックについては、既往の試験結果を確認し、減衰定数がほぼ同様であることを確認した（参考-1）。



※床応答スペクトルと実機ラックの固有周期（長辺/短辺）から求めた値の最小値～最大値を実機応答レベルとして記載した（詳細は表 9 および表 10 参照）。

図 22 実機ラック頂部の最大加速度と減衰定数の関係



※床応答スペクトルと実機ラックの固有周期（長辺/短辺）から求めた値の最小値～最大値を実機応答レベルとして記載した（詳細は表 9 および表 10 参照）。

図 23 実機ラック頂部の最大変位と減衰定数の関係

表 9 実機ラックの固有周期と加速度・変位の関係（実機・短辺）

評価用 地震動	ラック型式	ラック種類	①固有周期 (s)	②震度 (-)	③応答加速度 (m/s <sup>2</sup> )	④変位 (mm)
基準地震動 Ss-1~8 減衰 7.0%	格子型	120 体		1.43	14.0 <sup>*1</sup>	3.1 <sup>*1</sup>
		187 体		1.23	12.1	2.0
		210 体		1.17	11.5	1.2
	角管市松型	77 体タイプ I		1.26	12.4	2.1
		77 体タイプ II		1.27	12.5	2.2
		100 体		1.14	11.2	1.1
		110 体タイプ I		1.14	11.2	1.1
		110 体タイプ II		1.14	11.2	1.1
		121 体		1.14	11.2	0.9
	角管並列型	176 体		1.35	13.2	2.7
187 体			1.41	13.8	3.0	
弾性設計用 地震動 Sd-1~8 減衰 5.0%	格子型	120 体		0.82	8.0 <sup>*2</sup>	1.8 <sup>*2</sup>
		187 体		0.65	6.4	1.1
		210 体		0.61	6.0	0.6
	角管市松型	77 体タイプ I		0.64	6.3	1.1
		77 体タイプ II		0.64	6.3	1.1
		100 体		0.58	5.7	0.6
		110 体タイプ I		0.58	5.7	0.6
		110 体タイプ II		0.57	5.6	0.5
		121 体		0.56	5.5	0.5
	角管並列型	176 体		0.74	7.3	1.5
187 体			0.81	7.9	1.7	

③=②×g (m/s<sup>2</sup>) (重力加速度)

④={③/(2πf)<sup>2</sup>}×1000

f=1/①

※1 Ss に対する加速度または変位の最大値

※2 Sd に対する加速度または変位の最大値

表 10 実機ラックの固有周期と加速度・変位の関係（実機・長辺）

評価用 地震動	ラック型式	ラック種類	①固有周期 (s)	②震度 (-)	③応答加速度 (m/s <sup>2</sup> )	④変位 (mm)
基準地震 動 Ss-1~8 減衰 7.0%	格子型	120 体		1.12	11.0 <sup>*2</sup>	0.7 <sup>*2</sup>
		187 体		1.12	11.0 <sup>*2</sup>	0.7 <sup>*2</sup>
		210 体		1.12	11.0 <sup>*2</sup>	0.9
	角管市松型	77 体タイプ I <sup>*1</sup>	—	—	—	—
		77 体タイプ II <sup>*1</sup>	—	—	—	—
		100 体		1.14	11.2	0.9
		110 体タイプ I		1.14	11.2	0.9
		110 体タイプ II		1.14	11.2	0.8
		121 体		1.14	11.2	0.9
	角管並列型	176 体		1.23	12.1	1.8
187 体			1.23	12.1	1.8	
弾性設計 用 地震動 Sd-1~8 減衰 5.0%	格子型	120 体		0.54	5.3 <sup>*3</sup>	0.3 <sup>*3</sup>
		187 体		0.54	5.3 <sup>*3</sup>	0.3 <sup>*3</sup>
		210 体		0.55	5.4	0.4
	角管市松型	77 体タイプ I <sup>*1</sup>	—	—	—	—
		77 体タイプ II <sup>*1</sup>	—	—	—	—
		100 体		0.56	5.5	0.5
		110 体タイプ I		0.56	5.5	0.4
		110 体タイプ II		0.56	5.5	0.4
		121 体		0.56	5.5	0.5
	角管並列型	176 体		0.65	6.4	1.0
187 体			0.65	6.4	1.0	

③=②×g (m/s<sup>2</sup>) (重力加速度)

④={③/(2πf)<sup>2</sup>}×1000

f=1/①

※1 剛構造のため減衰の設定不要

※2 Ss に対する加速度または変位の最小値

※3 Sd に対する加速度または変位の最小値

## 6. 結論

今回の工認で柏崎刈羽 6 号炉の格子ラックおよび角管ラックならびに柏崎刈羽 7 号炉の市松ラックに採用予定の水平方向の設計用減衰定数（基準地震動  $S_s$  : 7.0%, 弾性設計用地震動  $S_d$  : 5.0%）は、実機ラックと同等な供試体を用いて、実機と同等な試験条件により行われた加振試験で得られた結果に対して余裕を考慮した上で設定した値であることから、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比」, 日本機械学会 [No.10-8] Dynamics and Design Conference 2010 論文集 No.417
- [3] 東京電力株式会社 当社原子力発電所における燃料集合体ウォータ・ロッドの曲がりに係る調査結果について（最終報告）平成 25 年 7 月

別紙－１ プール水および燃料集合体の体数が減衰定数に与える影響

(1) 燃料集合体の体数と減衰定数の関係

燃料集合体の体数による減衰定数への影響を確認するため、模擬燃料集合体の貯蔵率を変えて水中での加振試験を行った。また、プール水の減衰定数への影響を確認するため、市松ラック単体（燃料集合体 0%）で気中と水中それぞれで、加振試験を行った。

試験条件を表－別紙 1－1 に示す。

表－別紙 1－1 水および燃料集合体数の影響評価に用いた試験条件

試験方法	方向	入力加速度* (m/s <sup>2</sup> )	気中/水中	燃料貯蔵率 (%)	備考
正弦波掃引試験	短辺	0.71	気中	0	減衰定数をハーフパワー法により算出 (別紙－5)
		0.61, 0.61, 0.62	水中	0, 50, 100	
		0.89, 0.89, 0.91	水中	0, 50, 100	
		1.19, 1.22, 1.22	水中	0, 50, 100	
	長辺	0.36	気中	0	
		0.45, 0.72	水中	0, 100	
		0.73, 0.97	水中	0, 100	
		0.98, 1.22	水中	0, 100	
半波加振試験	短辺	3.38,4.25,5.22	気中	0%	減衰定数を自由振動波形より算出(別紙－6)
		3.13,4.06,5.10	水中	0%	
		3.05,3.74,4.91	水中	50%	
		2.91,3.98,5.00	水中	100%	
	長辺	3.09,3.85,4.67	気中	0%	
		2.96,3.75,4.50	水中	100%	

※振動台上の実測加速度（最大値）。

試験結果から、試験を実施したいずれの燃料ラック頂部応答加速度の範囲においても、貯蔵される燃料集合体の貯蔵率の増加に伴い、減衰定数が増加する傾向があることがわかる(図－別紙 1－1)。これは、燃料の貯蔵体数の増加により、ラックセル内部での各燃料集合体とラック間の摩擦、衝突、流体減衰等による振動エネルギーの消散が大きくなることで、減衰が大きくなったと考えられる。

また、燃料貯蔵率 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ことがわかる。

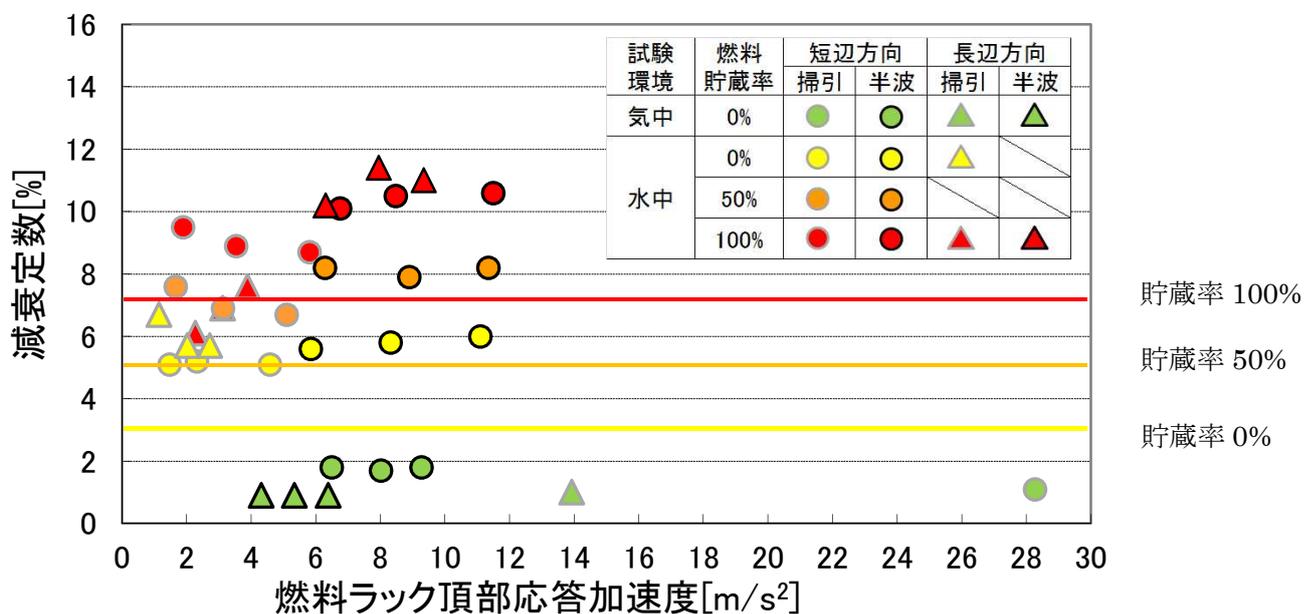


図-別紙1-1 燃料貯蔵率と減衰定数の関係

(2) 燃料集合体の体数と減衰定数および発生応力の関係

燃料ラックの減衰定数は、模擬燃料集合体の貯蔵率の増加に伴い変化することから、燃料ラックの耐震評価で考慮すべき貯蔵率と減衰定数および発生応力について確認した。

許容応力に対する発生応力が最も大きい77体ラックを対象に、燃料ラックへの発生応力を貯蔵率と減衰をパラメータにし、解析にて求めた値を表-別紙1-2に示す。

評価の結果、発生応力は燃料ラック重量による依存性が高く、100%設置の状態が最も厳しい設計条件となることから、設計上は燃料集合体100%設置を仮定して評価すれば良いと考えられる。

表-別紙1-2 燃料貯蔵率と発生応力の関係<sup>※1</sup>

貯蔵率(%)	減衰定数(%) <sup>※2</sup>	総重量(ton)	発生応力(MPa)	許容応力(MPa)
0	3	13.9	48	153
50	5	24.3	87	153
100	7	34.3	122	153

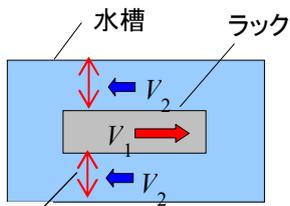
※1：基礎ボルトの応力

※2：試験結果より仮定

## 別紙－２ 試験水槽の形状決定方法

燃料ラックの減衰効果には、燃料ラックが流体中を振動することによる流体減衰の効果の影響が考えられ、燃料ラックと水槽間の隙間が小さいほど流速が速くなり、より大きな流体減衰効果が生じる。そのため、試験水槽の大きさは、流体減衰の効果が影響しないような隙間として設定した。

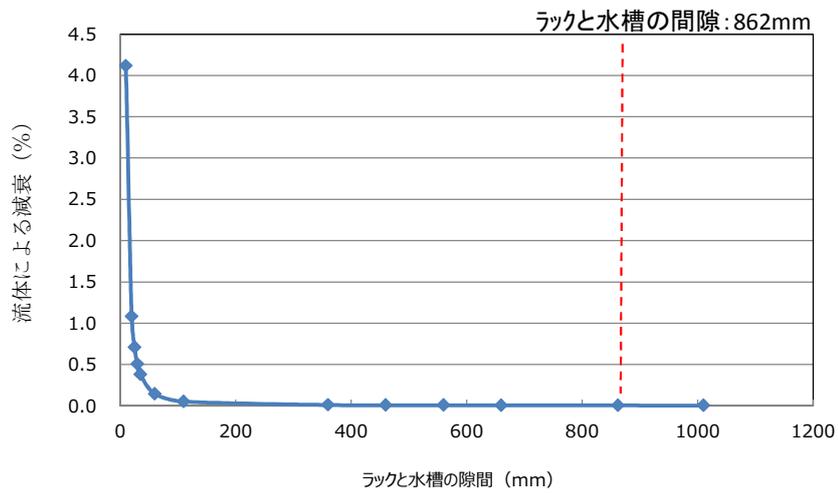
図－別紙２－１に水槽とラックの隙間を変化させた場合の、ラックが流体から受ける減衰比を示す。今回の実物大試験供試体における水槽と試験ラックの隙間における流体の減衰効果は、試験で得られた供試体ラックの減衰に影響を与えるものではないことを確認した。



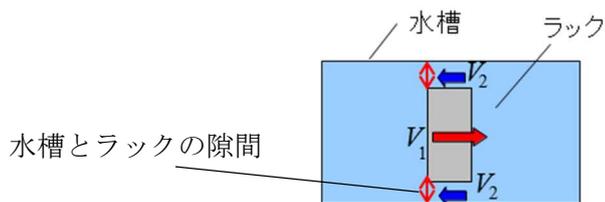
$V_1$ : 振動中のラック自身の速度

$V_2$ : 水槽とラック間隙間の流速

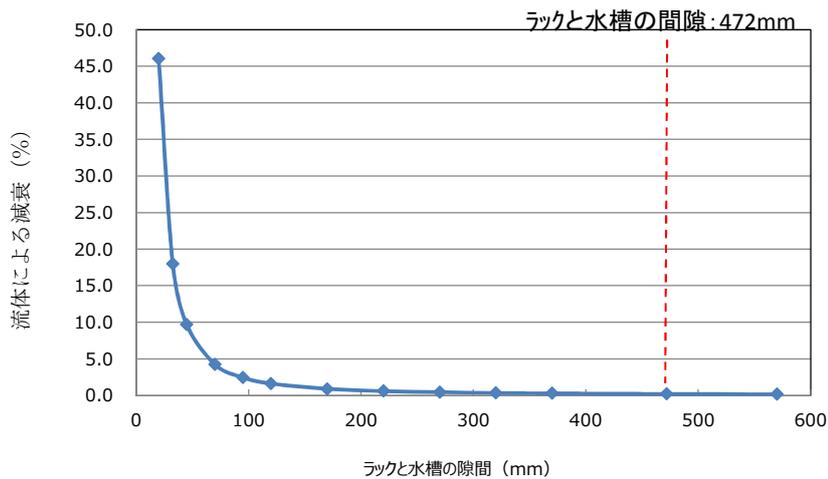
水槽とラックの間隙



(a) 長辺方向



水槽とラックの間隙



(b) 短辺方向

図一別紙2-1 水槽とラック間隙間を与える流体減衰

なお、試験水槽内で振動する供試体ラックに与える流体減衰は以下の式(1)に従い算出した。

燃料ラックが水中を振動することによって生じる流体抵抗によるエネルギー消費は、ラックの単位高さあたりの流体抵抗は速度の二乗に比例し、次のように表される。

$$F = \frac{1}{2} C_D \rho d \int_0^L |V| V dz \cdots (1)$$

ここで、

$$V = \alpha_m \dot{X}$$

$$X = ag(z)\sin(\omega t)$$

$$\alpha_m = \frac{d}{D-d} + 1 = \frac{D}{D-d}$$

$g(z)$  : ラックの高さ方向振動モードベクトル

流体力が一周期あたりに消費されるエネルギーは式(1)を用いると、

$$E = \int_0^T F \dot{X} dt \cdots (2)$$

$$E = \frac{4}{3} C_D \rho d \alpha_m^2 a^3 \omega^2 \beta L \cdots (3)$$

ここで、

$C_D$  : 角柱の流体抗力係数

$\rho$  : 流体密度

$d$  : ラックの振動方向幅

$L$  : ラックの高さ

$a$  : ラックの変位振幅

$\omega$  : ラックの固有円振動数

$\alpha_m$  : ラック自身の速度とラックから見た流体の相対速度の比

$D$  : 水槽の振動方向の幅

$\beta$  : 高さ方向の流速分布に関する係数

等価減衰として速度比例型減衰力を考えれば、減衰力によって一周期あたりに消費されるエネルギーは次のように表される。

$$E_0 = C_{eq} a^2 \pi \omega \cdots (4)$$

ここで、流体減衰と等価な減衰として、式(3)と(4)が等しいとして等価減衰比を求めると、

$$\zeta_{eq} = \frac{C_{eq}}{2(m+m_v)\omega} = \frac{2\beta}{3\pi} \frac{1}{(m+m_v)} C_D \rho d L \alpha_m^2 a \cdots (5)$$

ここで、

$m$  : ラックの質量

$m_v$  : 水中におけるラックの付加質量

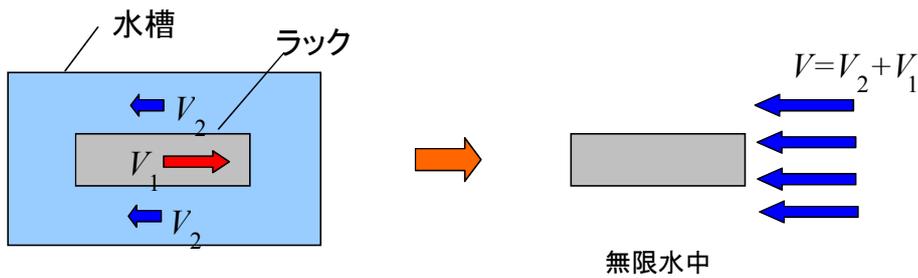
以上の計算式から、水槽内で振動するラックの流体減衰と等価な減衰は以下となり、燃料ラックの減衰に対し、ラックと水槽の隙間による流体減衰の影響は十分に小さい。

市松ラックの等価減衰比

長辺方向の加振 :  $\zeta_{eq} = 0.005\%$

短辺方向の加振 :  $\zeta_{eq} = 0.203\%$

ここで、流体による抗力の計算における一様流の流速  $V$  はラックから見た流体の相対速度  $V=V_2+V_1$  を用いた (図-別紙 2-2)。ここで、 $V_1$  はラック自身の速度、 $V_2$  は流路内の流速である。



一様流中に置かれた角柱で近似

図-別紙 2-2 一様流の流速の考え方

参考文献[1] : 藤本他, 「流体中で振動する角柱群の減衰特性」, 日本機械学会論文集 (C編) 51 巻 471 号

### 別紙－3 試験における水深の影響について

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<sup>※1</sup>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，試験における地震動入力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および固有振動モードを図一別紙 3－1 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。

表一別紙 3－1 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

※1 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

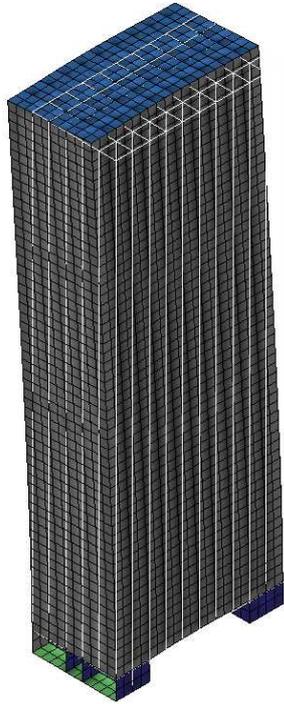
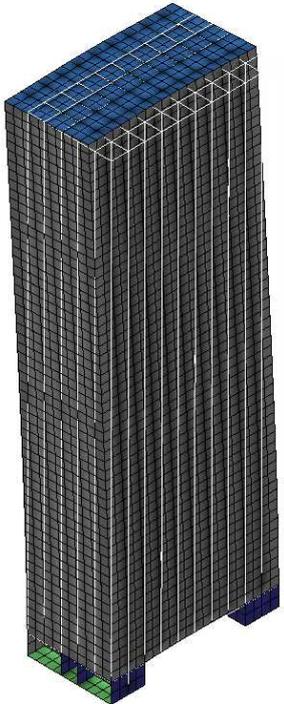
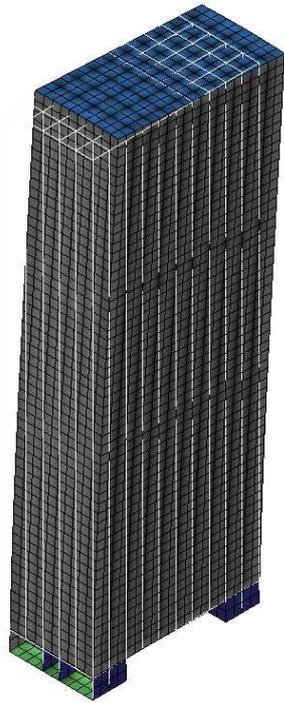
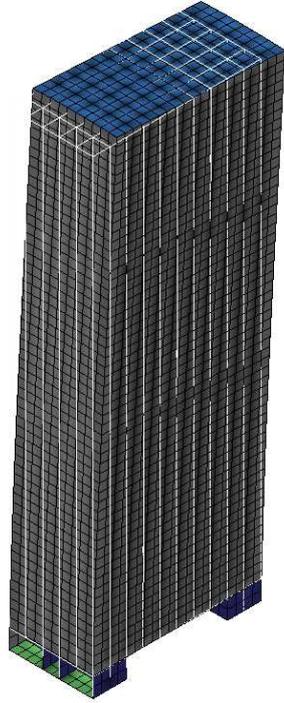
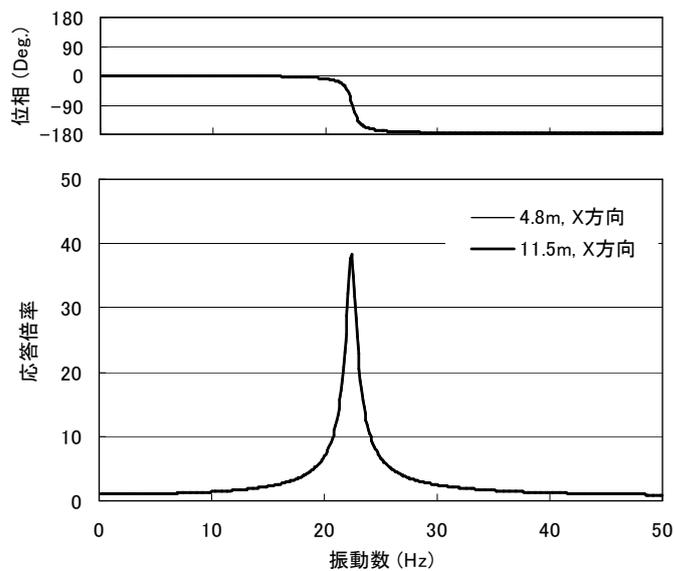
	試験：水深 4.8m	実機：水深 11.5m
1次 モード	 <p>10.25Hz</p>	 <p>10.20Hz</p>
2次 モード	 <p>22.43Hz</p>	 <p>22.40Hz</p>

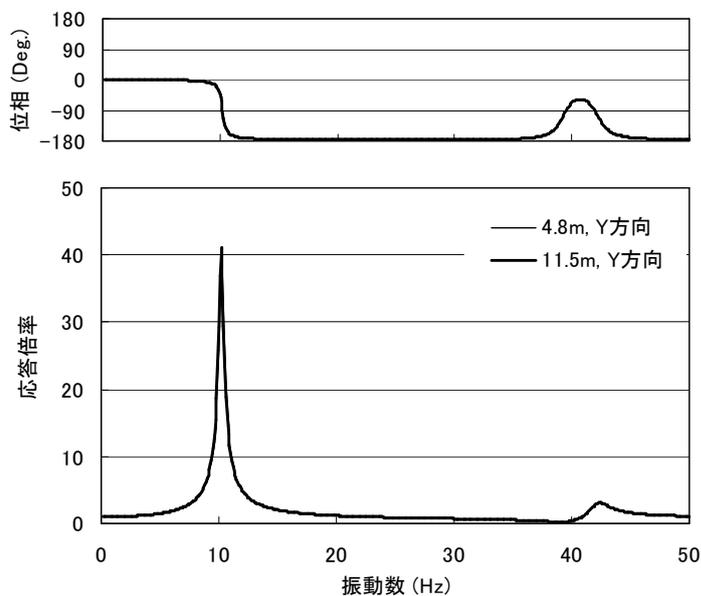
図-別紙 3-1 水深 4.8m と 11.5m のラック振動モード

(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3-2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3-2 周波数応答解析結果

### (3) 検討結果のまとめ

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。本解析では、付加質量を考慮した計算を実施している。

表一別紙 3-2 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 3-2 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－４ 試験方法および減衰定数の算出方法

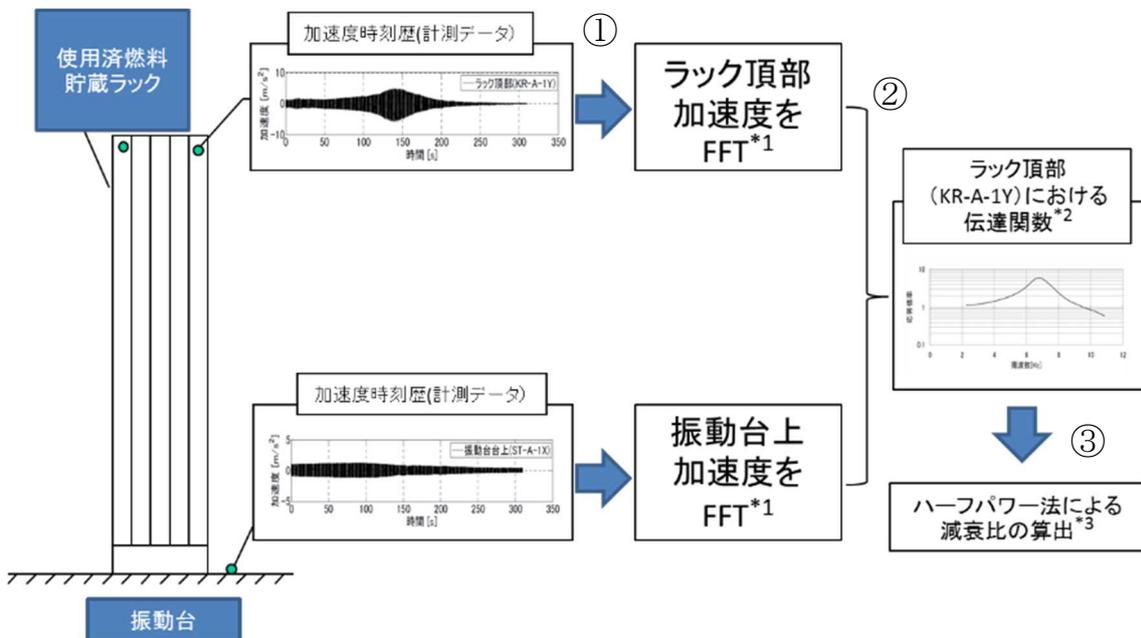
本試験では、正弦波掃引試験と正弦半波加振試験の２種類の加振をおこない、正弦波掃引試験では振動台上加速度と供試体頂部加速度から伝達関数を求め、ハーフパワー法を用い減衰定数を算定し、正弦半波加振試験は自由減衰波形の振幅より減衰定数を算定した。いずれの方法も、一般的で実績のある方法である。

加振試験をおこなうに当たり、ランダム波により供試体ラックの固有振動数を探索した。次に、正弦波掃引加振試験にて、探索したラックの一次固有振動数を中心に±5Hz 程度の帯域を持った正弦波による加振をおこない、固有振動数を確認するとともに、入力レベルを段階的に増加させた正弦波掃引試験により、応答の傾向および減衰定数を確認した。さらに、高いレベルの減衰傾向を取得するため、正弦波掃引試験で得られた固有振動数を目標に正弦半波加振をおこない、応答の傾向および減衰定数を確認した。以下にそのデータ処理方法を示す。

a. 正弦波掃引試験

正弦波掃引試験にて、ハーフパワー法を適用し減衰定数を算定するまでのデータ処理の流れは以下の通り。

- ① 正弦波掃引試験において取得したラック頂部の加速度時刻歴データおよび振動台上加速度時刻歴データの振動数解析を行う。
- ② 振動台上加速度の振動数解析データとラック頂部の振動数解析結果から、伝達関数を計算する。
- ③ ラック頂部の加速度計測点それぞれに対応する伝達関数に対しハーフパワー法を適用し減衰定数を算定する（詳細は別紙ー5参照）。



\*1:高速フーリエ変換処理にて、振動数に対する加速度最大値を算出する（FFT：Fast Fourier Transform, 高速フーリエ変換）。

\*2:伝達関数：ラック頂部加速度 FFT 結果／振動台上加速度 FFT とした結果をプロットしたもの。

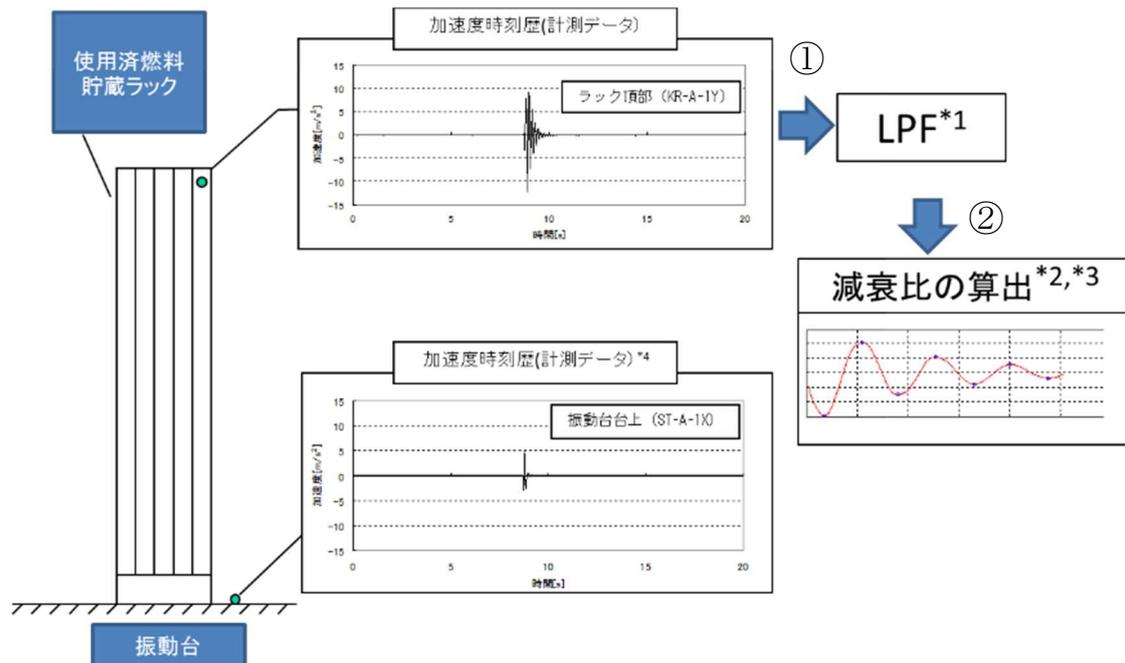
\*3:ラック頂部の加速度計測点 4 点 (KR-A-1Y~4Y)について KR-A-1Y と同様の処理を実施

図ー別紙 4ー1 正弦波掃引試験データの処理の例（短辺方向，目標入力加速度 1.00m/s<sup>2</sup>）

b. 正弦半波加振試験

正弦半波加振試験にて、自由減衰波形から減衰定数を算定するまでのデータ処理の流れは以下の通り。

- ① 正弦半波加振試験にて取得したラック頂部の加速度時刻歴データを，試験体の一次モードで評価するため，ローパスフィルタ（LPF）により高周波成分を除去する。
- ② フィルタ処理後の加速度波形に対し，振動台加振時間帯を除く加速度のピーク値より減衰比を求める（詳細は別紙－6 および別紙－7 参照）。



\*1:ローパスフィルタにて最低次数のモードだけの応答で評価するため，高周波成分を除去する（LPT : Low-pass Filter : ローパスフィルタ）。

\*2:振動台加振時間帯を除く加速度波形のピーク値より減衰比を算定する。

\*3:ラック頂部の加速度計測点4点（KR-A-1Y~4Y）についてKR-A-1Yと同様の処理を実施する。

\*4:振動台上加速度が小さいことを確認する。

図－別紙4－2 正弦半波加振試験データ処理の例（短辺方向，振動台上加速度 5.00m/s<sup>2</sup>）

別紙-5 ハーフパワー法について

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

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

上式の解を  $x = Ae^{i\omega t}$  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、固有円振動数  $\omega_0 = \sqrt{\frac{k}{m}}$ 、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、

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

となる。

よって、加振力  $Fe^{i\omega t}$  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  $\omega_p$  より少し低い  $\omega_L$  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 $f_U$ と $f_L$ および固有振動数 $f_0$ を計測すれば減衰定数 $\zeta$ 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-別紙5-1)。

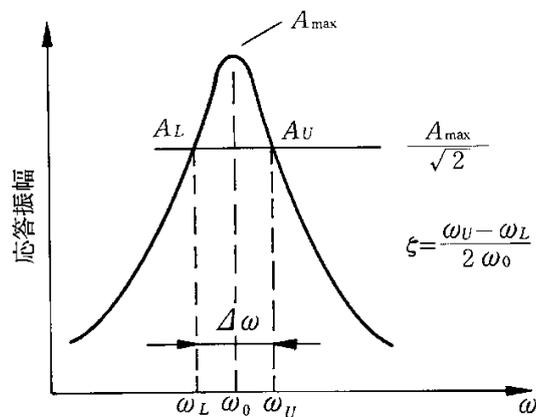
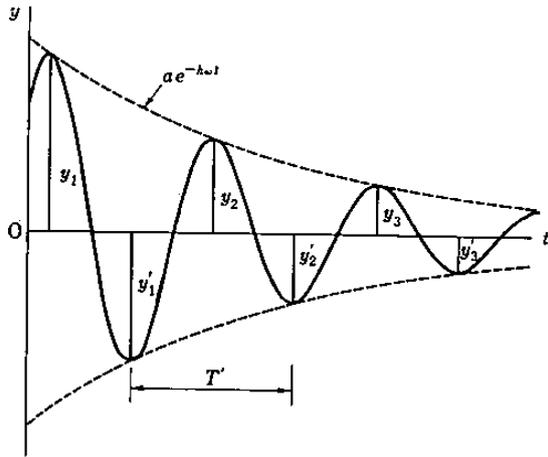


図-別紙5-1 ハーフパワー法

別紙－6 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6－1）。



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

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

図－別紙6－1 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-7 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7-1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。

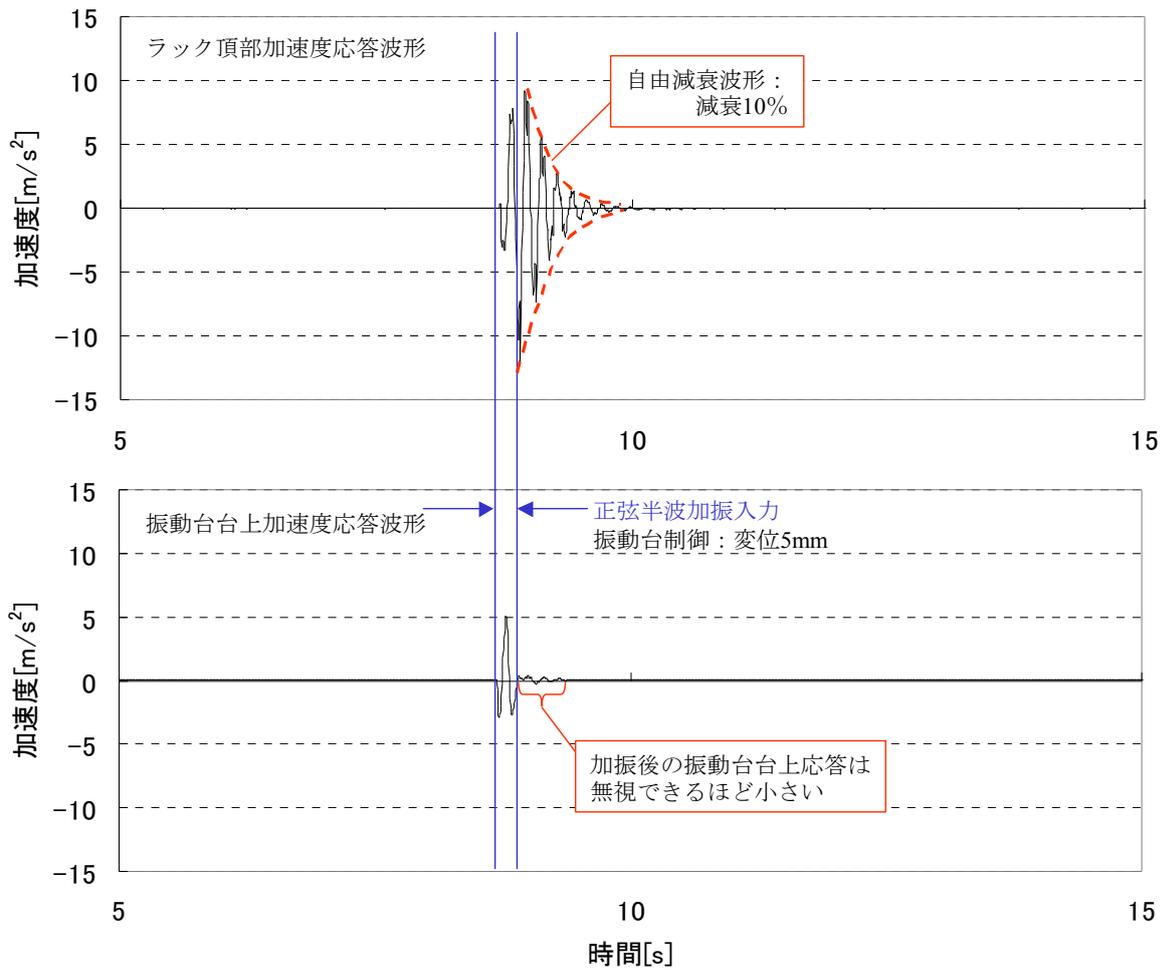


図-別紙7-1 燃料ラックの自由振動波形と減衰定数  
(正弦半波加振試験, 短辺方向, 振動台上加速度 5.00m/s<sup>2</sup>)

別紙－8 スロッシングによる減衰への影響について

本試験は、供試体ラックの固有周期を含む振動数範囲で加振試験を行なっている。試験水槽のスロッシングの固有周期は入力振動数範囲に対し十分大きい試験条件にて試験を行なっているため、本試験ではスロッシングが励起されない（表－別紙8－1）。一方、実機では、地震動の長周期成分の大きさによっては燃料プールのスロッシングが励起される可能性が考えられるため、その影響を検討する。

実機燃料プールのスロッシングの固有周期は、実機ラックの固有周期に対し十分に大きい（表－別紙－8－2）。地震によって実機燃料プールにスロッシングが励起された場合、燃料ラックの振動速度に対して、スロッシングによるプール水の流速はほぼ一定とみなせる状態であると考えられ、流速一定の流れの中で物体が振動する場合、流速に依存して減衰定数が大きくなるがあるが[1]、今回設定する設計用減衰定数はこの影響を考慮せず設定した減衰定数であるため、スロッシングの影響が無い試験条件で取得した減衰定数を実機の燃料ラックの耐震設計に適用出来ると考える。

表－別紙8－1 試験および実機の固有周期

	試験	
	試験水槽のスロッシング	入力加速度の周期
市松ラック	1.8～2.3 秒	振動台振動 0.050～0.500 秒

表－別紙8－2 試験および実機の固有周期

	実機	
	実機燃料プールのスロッシング	実機ラック
格子ラック	4.3～4.9 秒	0.065～0.093 秒
市松ラック		0.057～0.082 秒
角管ラック		0.077～0.092 秒

参考文献[1] : Robert D. Blevins, ” Flow-Induced Vibration Second Edition” , (1990), Van Nostrand Reinhold.

別紙－9 固有振動数と減衰定数の関係について

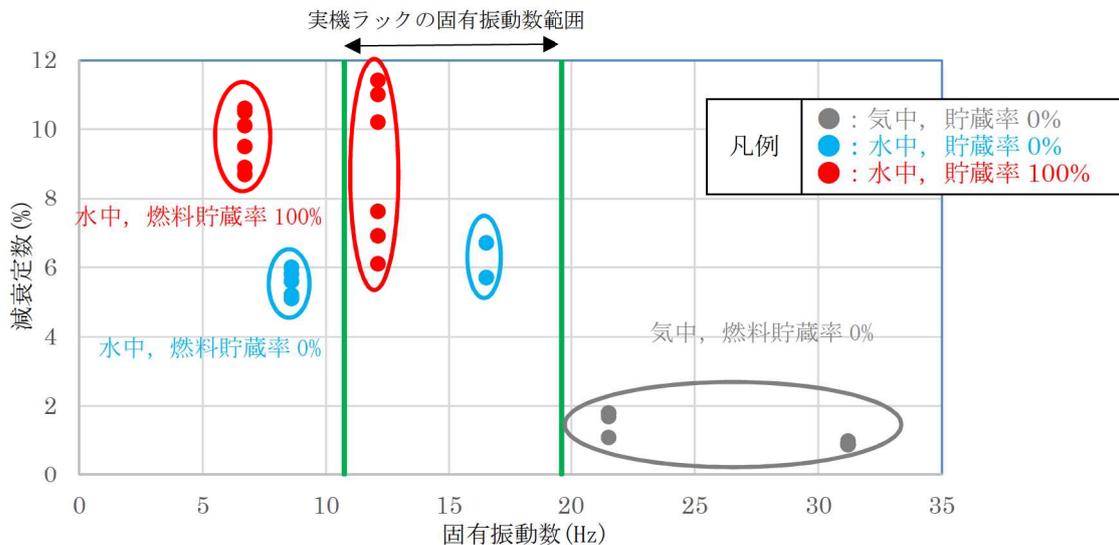
本試験に用いた供試体ラックと実機ラックは、表－別紙9－1に示す通り、固有振動数が異なることから、実機ラックへの適用性を確認するために固有振動数と減衰定数の関係について検討する。

表－別紙9－1 水中・燃料貯蔵率100%における燃料ラックの固有振動数について

ラック型式	貯蔵体数 (列数)	固有振動数 (Hz)	
		短辺	長辺
供試体ラック	50体 (5列×10列)		
角管市松型	100体 (10列×10列)		
角管市松型	110体タイプI (10列×11列)		
角管市松型	110体タイプII (10列×11列)		
角管市松型	121体 (11列×11列)		
角管市松型	77体タイプI (7列×11列)		－※
角管市松型	77体タイプII (7列×11列)		－※
格子型	120体 (6列×10列×2台)		
格子型	187体 (9列×11列+8列×11列)		
格子型	210体 (10列×10列+10列×11列)		
角管並列型	176体 (11×16列)		
角管並列型	187体 (11×17列)		

※：剛構造のため

本試験より得られた減衰定数について横軸を固有振動数として整理した結果（図－別紙9－1）、同一の固有振動数に対しても減衰定数がばらついており、固有振動数との相関が不明確であることから、燃料ラックの減衰効果を細分化し、既往の知見および試験結果を用いて減衰定数との関係を検討する。



図－別紙9－1 固有振動数と減衰定数の関係

## 1. 燃料ラックの減衰効果

燃料ラックは、水中に設置された溶接構造物であり、燃料集合体を貯蔵していることから、減衰として以下に示す効果によるものがあると考えられる。

### a. 構造減衰

燃料ラックが曲げモーメントおよびせん断力を受けて変形することによる減衰。

### b. 燃料ラックが水中に設置されていることによる減衰

水中で燃料ラックが振動する際の水の抵抗による減衰。

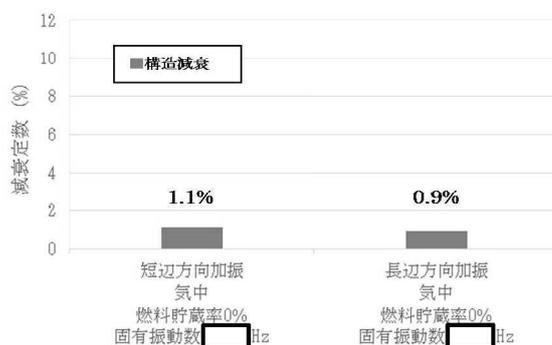
### c. 燃料集合体を貯蔵していることによる減衰

燃料ラックに貯蔵された燃料集合体のガタつきにより、振動エネルギーを吸収することによる減衰。

## 2. 各減衰効果の振動数依存性について

### a. 構造減衰の振動数依存性について

気中・燃料貯蔵率 0%の試験結果より、構造減衰は約 1%であった（図一別紙 9-2）。



図一別紙 9-2 構造減衰（試験結果）

構造減衰の主要因は材料減衰、即ち材料の分子間の摩擦による減衰と考えられる。簡単のため、燃料ラックの振動モデルを図一別紙 9-3 に示すような 1 自由度系のモデルと考え、構造減衰について検討する。

構造減衰による減衰定数  $\zeta_s$  は系全体の運動エネルギー  $E$  と摩擦による消散エネルギー  $\Delta E$  との比に比例するので、 $\zeta_s$  は以下の式で表される。

$$\zeta_s \propto \frac{\Delta E}{E} \quad (1)$$

ここで、 $K$  を剛性、 $x$  を変位、 $\mu$  を摩擦係数、 $N$  を抗力、 $\mu N$  を摩擦力とするとひずみエネルギー  $E$  は

$$E = \frac{1}{2} Kx^2 \quad (2)$$

と表される。

一方、摩擦減衰による消散エネルギー  $\Delta E$  は図一別紙 9-4 の荷重 - 変位特性の囲む面積で表され、

$$\Delta E = 4\mu Nx \quad (3)$$

となる。

抗力  $N$  が系の剛性  $K$  に比例すると考えて  $N \propto Kx$  とすると(3)式は

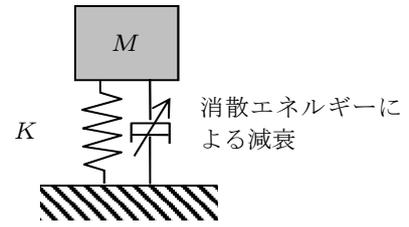
$$\Delta E = 4\mu Kx^2 \quad (4)$$

となるため、

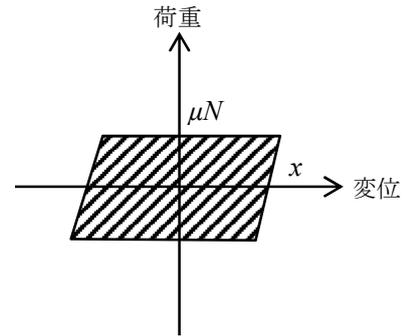
$$\frac{\Delta E}{E} \propto \frac{4\mu Kx^2}{\frac{1}{2} Kx^2} = 8\mu \quad (5)$$

となり、構造減衰による減衰定数は  $8\mu$  に比例し、固有振動数には依存しない。

以上より、構造減衰は固有振動数によらず一定の値となると考えられる。これは JEAG4601 に溶接構造物の減衰定数が 1.0% と規定されていることおよび試験結果（気中・燃料貯蔵率 0% の短辺方向加振結果および長辺方向加振結果）と矛盾しないことから、構造減衰として 1.0% を想定することは妥当であると考えられる。



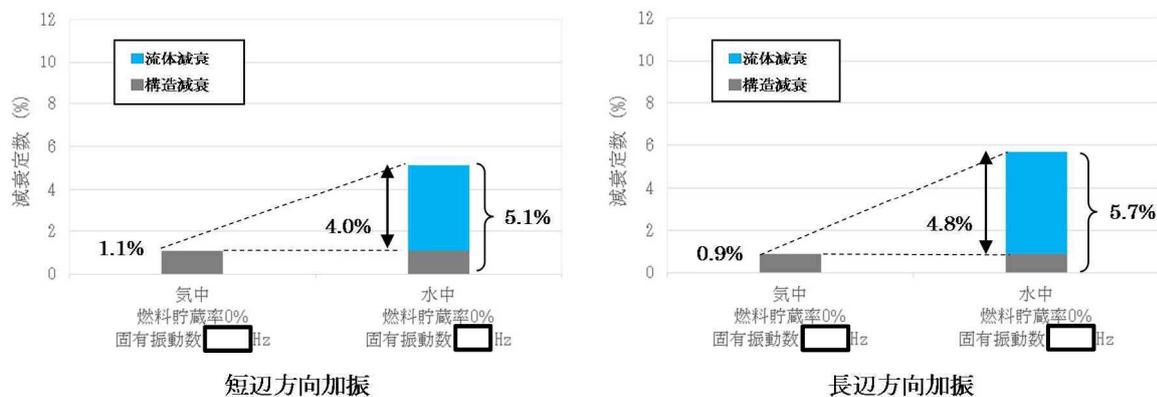
図一別紙 9-3 ラック振動モデル



図一別紙 9-4 荷重-変位特性

b. 燃料ラックが水中に設置されていることによる減衰の振動数依存性について

気中・燃料貯蔵率 0%の試験結果および水中・燃料貯蔵率 0%の試験結果より、水の抵抗による減衰定数は短辺方向加振で 4.0%，長辺方向加振で 4.8%であった（図－別紙 9－5）。



図－別紙 9－5 燃料ラックが水中に設置されていることによる減衰 (試験結果)

供試体ラックの固有振動数及び減衰定数と実機ラックの固有振動数を整理した結果（表－別紙 9－2）より以下のことがわかる。

- (a) 供試体ラック短辺方向加振結果と長辺方向加振結果の減衰定数の差は 0.6%  
（表－別紙 9－2 の (a)）
- (b) 供試体ラック短辺方向と長辺方向加振結果の固有振動数の差は約 8Hz  
（表－別紙 9－2 の (b)）
- (c) 供試体ラックの最大固有振動数と実機ラックの最大固有振動数の差は約 3Hz  
（表－別紙 9－2 の (c)）

表－別紙 9－2 各条件での固有振動数と減衰定数

	供試体ラック 水中燃料貯蔵率 0% 短辺方向加振	実機ラック 水中・燃料貯蔵率 100% 最小固有振動数	供試体ラック 水中・燃料貯蔵率 0% 長辺方向加振	実機ラック 水中・燃料貯蔵率 100% 最大固有振動数
固有振動数 (Hz)	□	□	□	□
減衰定数 (%)	5.1	—	5.7	—

(a)

上記の通り，(a)供試体ラックの短辺方向加振時と長辺方向加振時の減衰定数の差は小さく，(b)供試体ラックの短辺方向加振時と長辺方向加振時の固有振動数の差よりも(c)供試体

ラック長辺方向加振時の固有振動数と実機ラックのうち最大となる固有振動数の差の方がより小さいことから、固有振動数による実機ラックの減衰定数への大きな影響はないと考えるが、ここでは固有振動数と流体による減衰の関係について、以下の静止流体中で振動する円柱構造物の減衰の式<sup>1)</sup>を用いて検討する。

$$\zeta_f = \frac{2}{3\pi} \frac{\rho_f D^2}{M} \frac{X_d}{D} \frac{\omega}{\omega_n} C_D \quad (6)$$

$\rho_f$ : 流体の密度[kg/m<sup>3</sup>]

$D$ : 代表長さ[m]

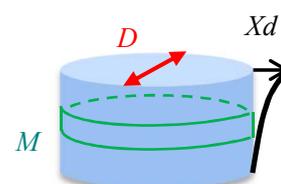
$M$ : 高さ方向への単位長さあたりの質量[kg/m]

$X_d$ : 変位振幅[m]

$\omega$ : 加振振動数[rad/s]

$\omega_n$ : 固有振動数[rad/s]

$C_D$ : 抗力係数



(6)式において、右辺第一項は定数項、第二項は質量に関する項、第三項は応答変位に関する項、第四項は振動数に関する項、第五項は抗力係数となっている。したがって、固有振動数の影響は、第四項にて考慮することとなる。

第四項は加振振動数と固有振動数の比となっているが、加振試験にて減衰定数の評価をおこなう際、正弦波掃引試験では固有振動数を中心とした加振試験をおこない、伝達関数を求めて、燃料ラックの共振状態での減衰を評価していること、正弦半波加振試験では試験体の固有振動数成分を含む正弦半波加振をおこない、固有振動数で振動する自由減衰波形にて減衰を評価していることから、加振振動数と固有振動数は同一となる。

また、実機ラックの耐震設計では、応答が最も大きくなる共振状態を想定し、床応答スペクトルを用いて固有振動数に応じた地震力を設定していることから、加振振動数と固有振動数は同一となる。

以上より、加振振動数と固有振動数は同一となり、その比は常に1であるため、流体による減衰効果に対して固有振動数依存性はないと考えられる。

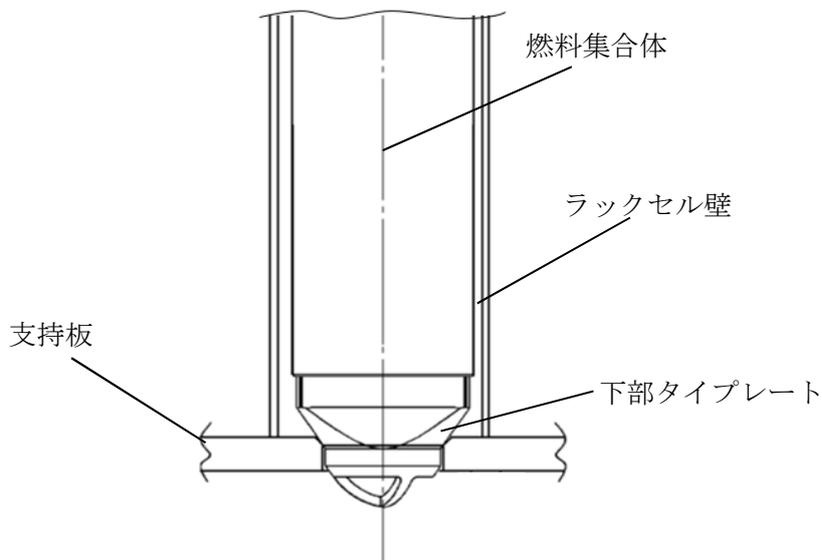
c. 燃料集合体を貯蔵していることによる減衰の振動数依存性について

(i) 燃料ラック加振時の燃料集合体の挙動について

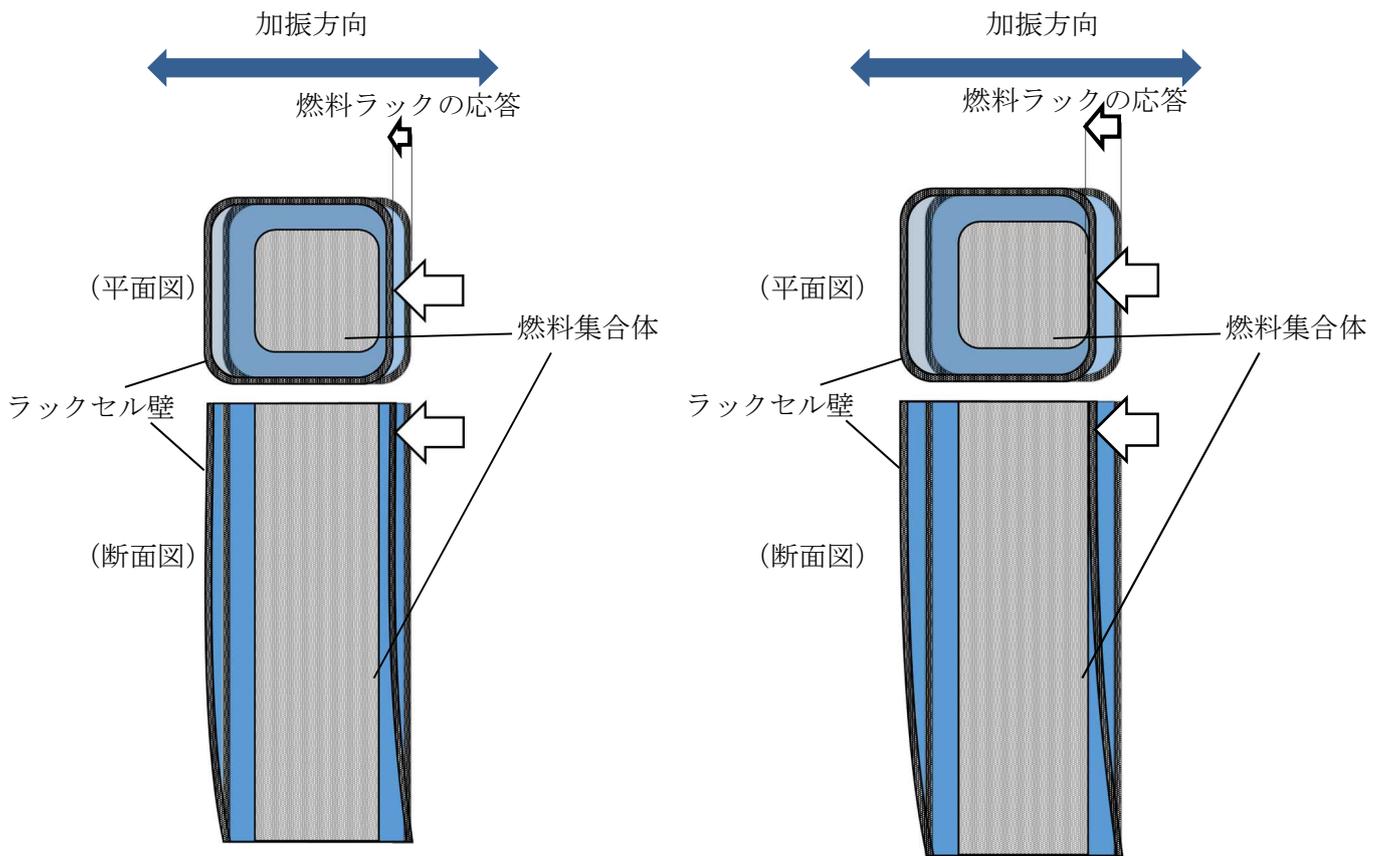
燃料集合体を貯蔵していることによる減衰について検討を行うにあたり、燃料ラック加振時の燃料集合体の挙動について整理を行う。

燃料集合体は、燃料ラック支持板の円孔に燃料集合体の下部タイプレートが着座しており、固定されていないため（図－別紙9－6）、燃料ラックを振動させた場合、燃料ラックの挙動が燃料集合体に伝わりにくく、燃料ラックと比較して燃料集合体はあまり振動しない（図－別紙9－7（1））。ただし、燃料ラックの応答変位が大きくなるにつれて、燃料ラックと燃料集合体の相対的な振動は徐々に増加する。

また、燃料ラックの応答変位がさらに大きくなると燃料ラックと燃料集合体頂部の最小隙間以上に燃料ラックが振動し、ラックセルと燃料集合体頂部が衝突し、燃料集合体もラックセルに押される形で振動するものと考えられる（図－別紙9－7（2））。



図－別紙9－6 燃料集合体の設置状況



(1) 燃料ラックの応答変位が小さいとき (2) 燃料ラックの応答変位が大きいとき  
 図-別紙9-7 燃料ラックと燃料集合体の挙動

(ii) 燃料集合体を貯蔵していることによる減衰のメカニズム

(i) より，燃料集合体を貯蔵していることによる減衰としては燃料ラックの応答変位によって以下の2つのメカニズムが考えられる。

- ・燃料ラックの応答変位が小さい領域：
  - ラックセル内の燃料集合体が相対的に振動する際の燃料集合体周囲の流体による減衰
- ・燃料ラックの応答変位が大きい領域：
  - ラックセル内の燃料集合体が相対的に振動する際の燃料集合体周囲の流体による減衰に加え，ラックセルと燃料集合体の衝突により生じる燃料集合体のガタつきによる減衰

(iii) 試験結果における燃料ラックの応答変位と減衰定数

(ii) における減衰のメカニズムを検討するため、水中・燃料貯蔵率 100%の試験結果に  
 応答変位を追加したものを、図-別紙 9-8 に示す。

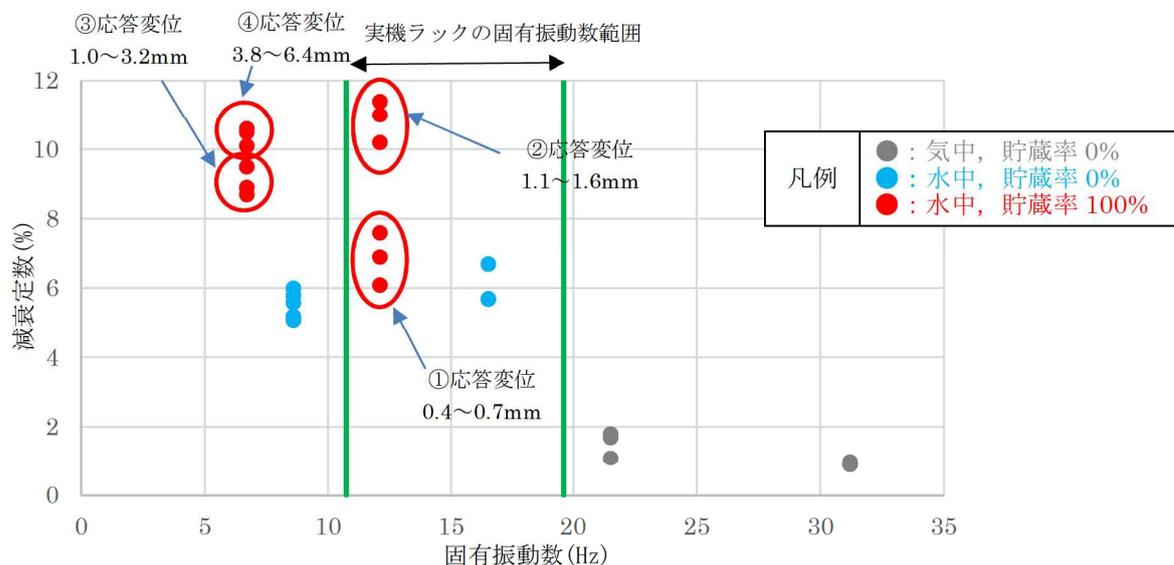


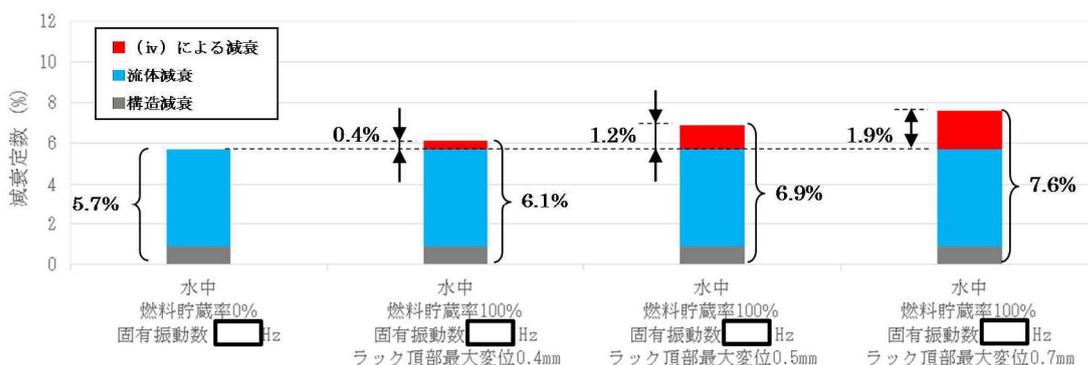
図-別紙 9-8 固有振動数と減衰定数の関係

本試験における供試体ラックと燃料集合体頂部の最小隙間は  $\square$  mm であり、供試体ラックの応答変位が  $\square$  mm より小さい領域 (図-別紙 9-8 ①) においてはラックセルと燃料集合体が衝突しておらず、燃料集合体が相対的に振動することによる減衰が生じており、応答変位が  $\square$  mm よりも大きい領域 (図-別紙 9-8 ②~④) においてはラックセルと燃料集合体の衝突により生じる燃料集合体のガタつきによってより大きな減衰が生じていると考えられる。

(iv) 燃料集合体の相対的な振動による減衰効果

供試体ラックの応答変位が小さい領域における減衰に着目すると、水中・燃料貯蔵率 0%の試験結果および水中・燃料貯蔵率 100%の試験結果より、燃料集合体が相対的に振動することによる減衰定数は応答変位の増加に伴って増加しており、その増加分は 2%未満である（図－別紙 9－9）。

これは燃料集合体の相対的な振動により、燃料集合体周囲の流体による減衰が生じていると考えられ、流体による減衰については前述の通り固有振動数依存性はないと考えられる。



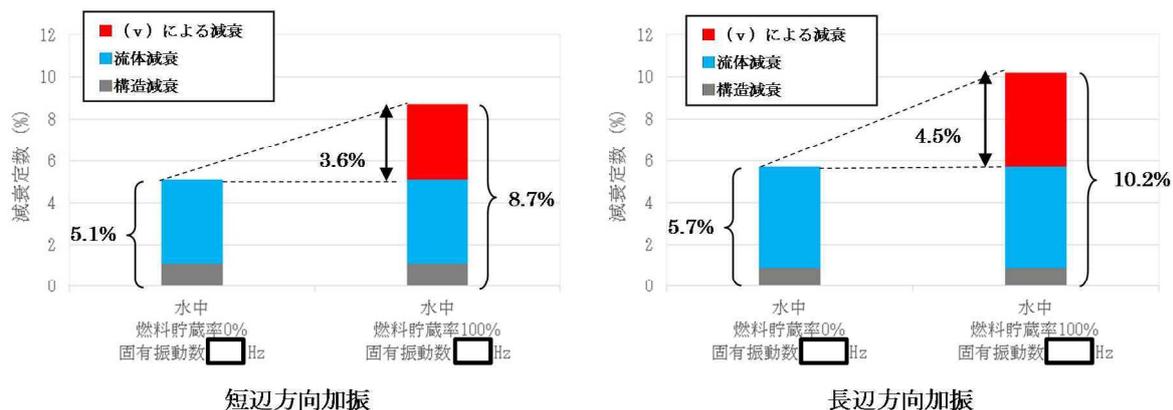
長辺方向加振

※短辺方向加振は応答変位がラックセルと燃料集合体の最小隙間 □ mm より小さい試験結果が存在しないため、長辺方向加振の試験結果のみを記載する。

図－別紙 9－9 応答変位が小さい領域での燃料集合体を貯蔵していることによる減衰 (試験結果)

(v) ラックセルと燃料集合体の衝突により生じるガタつきによる減衰

実機ラックの応答変位が大きい領域における減衰に着目すると、水中・燃料貯蔵率 0%の試験結果および水中・燃料貯蔵率 100%の試験結果では、燃料集合体のガタつきによる減衰定数の増加分はラックセル内の燃料集合体が相対的に振動する際の燃料集合体周囲の流体による増加分を含めて、短辺方向加振で 3.6%、長辺方向加振で 4.5%であった（図一別紙 9 - 1 0）。



図一別紙 9 - 1 0 応答変位が大きい領域での燃料集合体を貯蔵していることによる減衰 (試験結果)

前述の通り応答変位が大きい領域については、ラックセルが燃料集合体と衝突することによる燃料集合体のガタつきによって減衰効果が発生していると考えられるため、その減衰効果の振動数依存性について検討を行う。

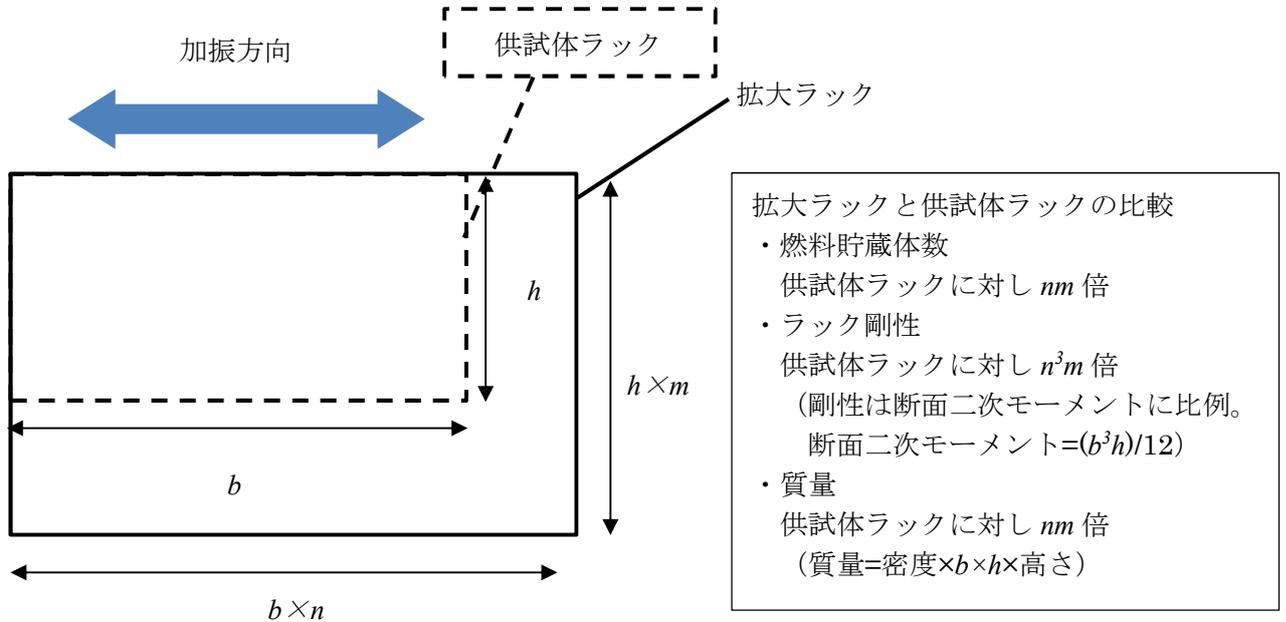
燃料集合体のガタつきによる減衰定数  $\zeta_f$  は、燃料集合体のガタつきによる消散エネルギー  $\Delta E$  と燃料ラックのひずみエネルギー  $E$  に比例すると考えられるため、 $\zeta_f$  は以下の式で表される。

$$\zeta_f = \frac{\Delta E}{E} = \frac{\Delta E}{\frac{1}{2} K x^2} \quad (7)$$

$K$  : 燃料ラックの剛性

$x$  : 燃料ラックの変位振幅

ここで、燃料集合体のガタつきによる減衰定数の振動数依存性を検討するため、図一別紙9-11に示す通り供試体ラックを加振方向へ $n$ 倍、加振と直交方向へ $m$ 倍拡大した燃料ラック（以下、「拡大ラック」という）を想定し、それらの減衰定数を比較検討する。



図一別紙9-11 供試体ラックと拡大ラック（概念図）

なお、以降の検討においては以下の仮定を行う。

- ・燃料ラック断面を長方形とみなして剛性（断面二次モーメント）を算出する
- ・燃料集合体は、燃料ラックに押されて振動すると考えられることから、燃料集合体と燃料ラックの応答加速度・応答速度は同一であるとみなす
- ・燃料集合体のガタつきによる消散エネルギーは燃料集合体の運動エネルギーに比例する

拡大ラックの固有振動数 $f'$ は、供試体ラックの剛性を $K$ 、質量を $M$ 、拡大ラックの剛性を $K'$ 、質量を $M'$ とすると、 $K'$ は断面二次モーメントに比例し、ラック高さは供試体ラックと拡大ラックで一定とすると $M'$ はラック面積に比例することから、

$$f' = \frac{1}{2\pi} \sqrt{\frac{K'}{M'}} = \frac{1}{2\pi} \sqrt{\frac{n^3 \times m \times K}{n \times m \times M}} = nf \quad (8)$$

となる。

また、変位を  $x$ 、速度を  $v$ 、加速度を  $a$ 、振動数を  $f$  とすれば、これらの関係は

$$x = \frac{a}{(2\pi f)^2} \quad (9)$$

$$v = \frac{a}{2\pi f} \quad (10)$$

であるため、拡大ラックの変位を  $x'$ 、速度を  $v'$ 、加速度を  $a'$ 、振動数を  $f'$  とすれば、

$$x' = \frac{a'}{(2\pi f')^2} = \frac{a'}{(2\pi n f)^2} \quad (11)$$

$$v' = \frac{a'}{2\pi f'} = \frac{a'}{2\pi n f} \quad (12)$$

となる。

ここで、拡大ラックを供試体ラックと同じ応答加速度で加振する場合を想定すると、 $a' = a$  であるため、

$$x' = \frac{a}{(2\pi n f)^2} = \frac{a}{n^2 (2\pi f)^2} = \frac{x}{n^2} \quad (13)$$

$$v' = \frac{a}{2\pi n f} = \frac{a}{n 2\pi f} = \frac{v}{n} \quad (14)$$

となる。

拡大ラックにおける燃料集合体のガタつきによる消散エネルギー  $\Delta E'$  は、拡大ラックの燃料集合体貯蔵体数が供試体ラックに対し  $nm$  倍、燃料集合体 1 本当たりの運動エネルギーが速度の 2 乗に比例するため  $1/n^2$  倍となることから、

$$\Delta E' = (nm) \times \frac{1}{n^2} \times \Delta E = \frac{m}{n} \Delta E \quad (15)$$

となる。なお、ここでは燃料集合体は燃料ラックに押されて振動するため、両者の速度は同一であるとしている。

一方、拡大ラックのひずみエネルギー  $E'$  は、供試体ラックのひずみエネルギー  $E$  に対し、剛性と変位の 2 乗に比例することから、

$$E' = n^3 m \times \frac{1}{n^4} \times E = \frac{m}{n} E \quad (16)$$

となる。

以上より、拡大ラックの減衰定数  $\zeta_f'$  は、

$$\zeta_f' = \frac{\Delta E'}{E'} = \frac{\frac{m}{n} \Delta E}{\frac{m}{n} E} = \frac{\Delta E}{E} = \zeta_f \quad (17)$$

となるため、燃料ラックの固有振動数が変化した場合（燃料ラックを加振方向へ  $n$  倍、加振と直交方向へ  $m$  倍した場合）においても燃料集合体のガタつきによる減衰は一定の値となる。

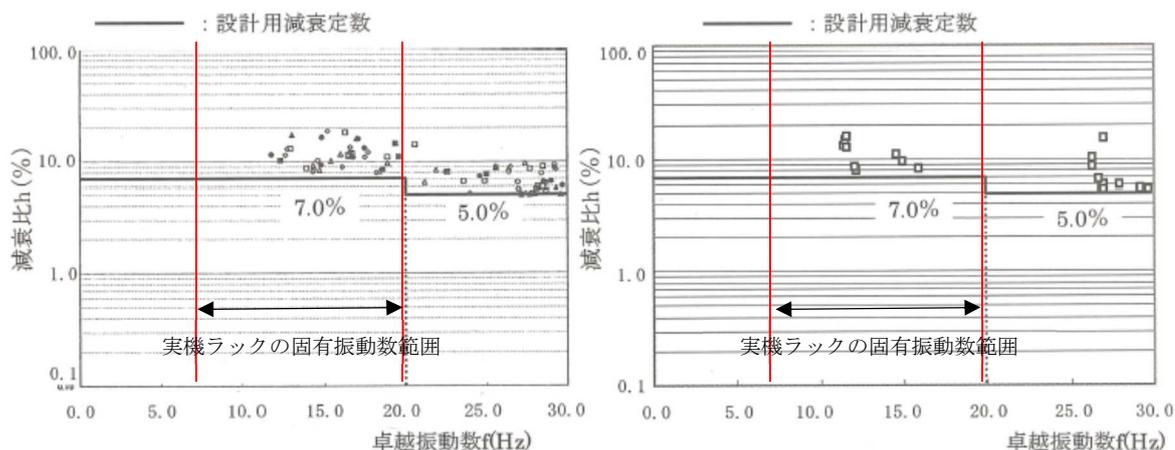
(vi) 燃料集合体を貯蔵していることによる減衰の振動数依存性について

燃料集合体を貯蔵していることによる減衰は、燃料集合体が相対的に振動することによる減衰および燃料集合体のガタつきによる減衰であると考え、それぞれについて振動数依存性を検討した結果、いずれもその依存性は確認されなかった。

### 3. 固有振動数と減衰定数の関係について

燃料ラックの減衰定数について、構造減衰、燃料ラックが水中に設置されていることによる減衰、燃料集合体を貯蔵していることによる減衰の3つの要因に分類し、固有振動数との関係を既往の知見および試験結果を用いて検討した。その結果、柏崎刈羽6号および7号炉の実機ラックの固有振動数領域においては明確な固有振動数依存性は確認されず、供試体ラックと実機ラックの減衰定数は同程度であると考えられる。

なお、参考として類似構造物（水中に設置された溶接構造物）である加圧水型軽水炉におけるキャン型燃料ラックの固有振動数と減衰定数の関係を図一別紙9-12に示す。同図より柏崎刈羽6号および7号炉における実機ラックの固有振動数領域においては、固有振動数の増加に伴う減衰定数の変化はあまり見られず、さらに高振動数領域（20Hz以上）においては、固有振動数の増加に伴い減衰定数が低下する傾向が見られる。



(1)壁支持型, キャン型

(2)自立型, キャン型

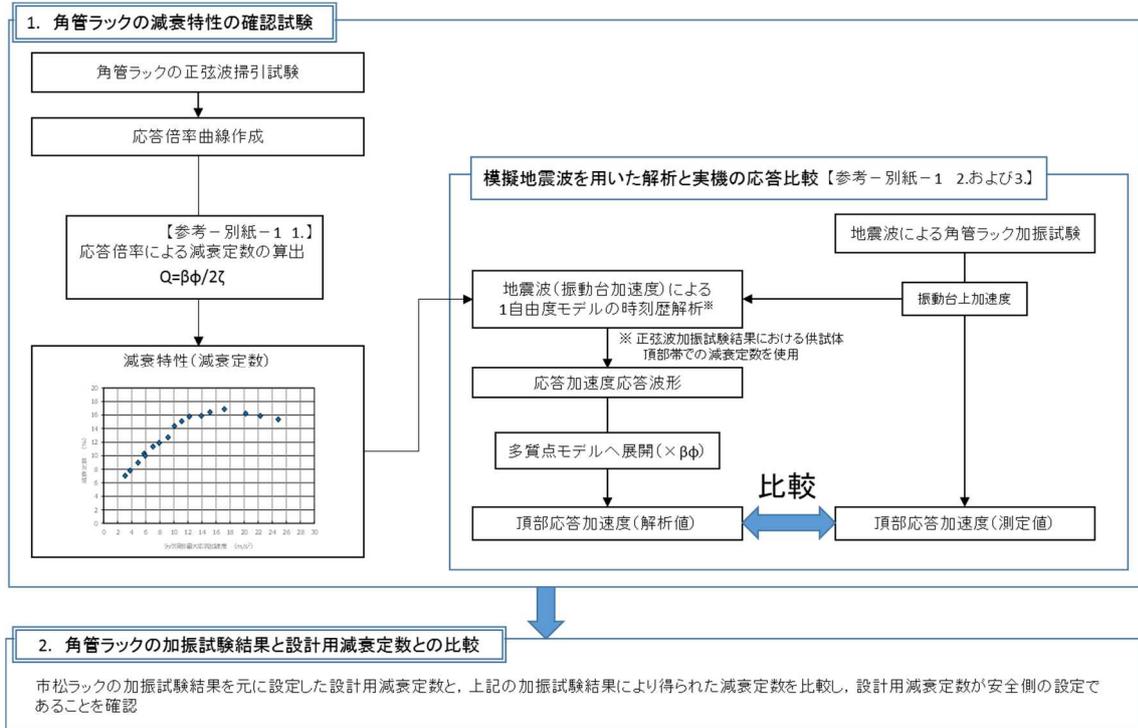
図一別紙9-12 類似構造物における減衰定数と振動数の関係<sup>[2]</sup>

#### 参考文献

- [1] 事例に学ぶ流体関連振動[第2版] 日本機械学会
- [2] 原子力発電所耐震設計技術規程 JEAC4601-2008 日本電気協会より引用（一部加筆）

参考-1 既往の燃料貯蔵ラックの振動試験について

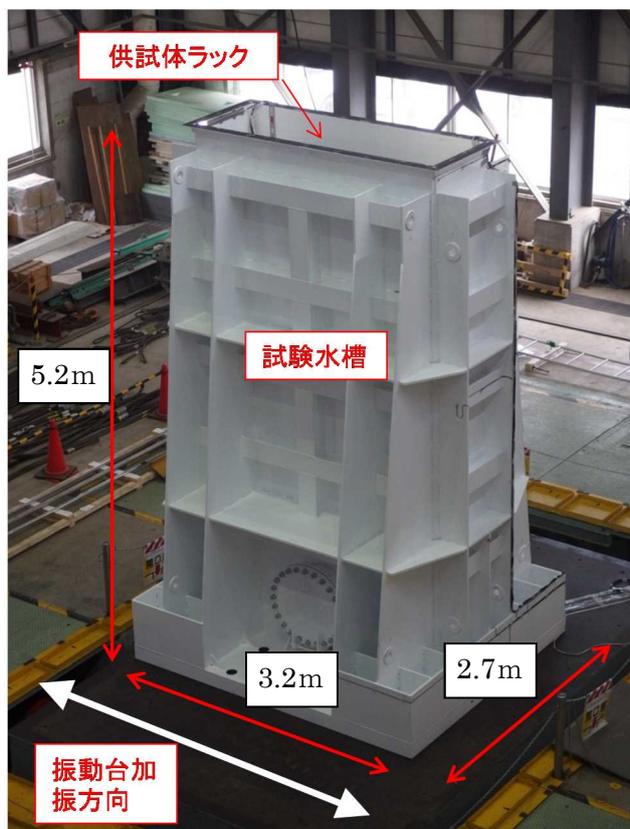
角管ラックに対して行われた既往の振動試験結果を元に減衰定数を確認した結果、今回設定した設計用減衰定数が安全側の設定となっていることを確認した。確認および検討の流れは以下の通り。



## 1. 角管ラックの減衰特性の確認試験

### 1. 1 実物大試験供試体の概要

燃料プール内の環境（水中）および使用状態（燃料集合体貯蔵）において、燃料ラックが加振された際の減衰特性を確認することを目的に、模擬燃料集合体を設置した供試体ラックの水槽内での加振試験を実施している（図－参考－1）。試験は、振動台上に、供試体ラックを設置した試験水槽を据え付け、長辺方向に加振している（図－参考－2）。供試体ラックは、燃料プール床との固定状態と同一とするために、水槽床に基礎ボルトで固定した自立式としている。

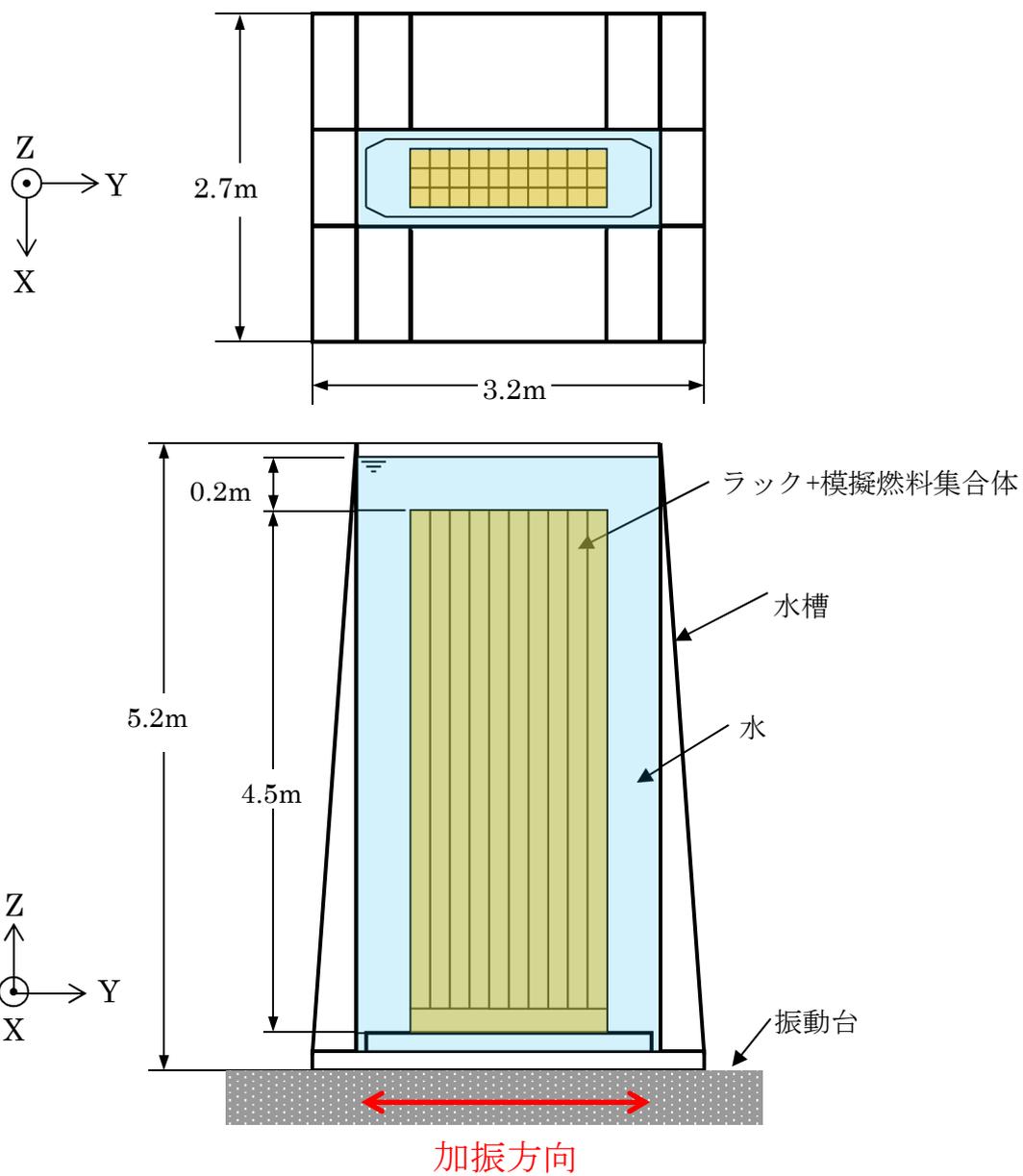


(1) 試験状況<sup>[1]</sup>



(2) 供試体の水槽内設置状況

図－参考－1 加振試験の実施状況

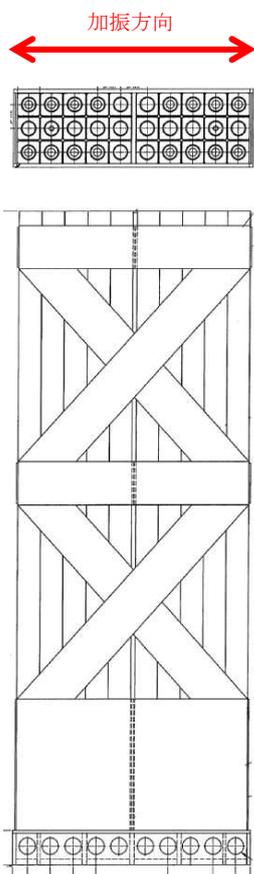


図一参考-2 実物大試験供試体概要

1. 2 燃料ラックの水中加振試験装置および試験手法について

(1) 供試体ラック

供試体ラックの貯蔵体数は、30体[10列×3列]に設定している（図－参考－3）。



図－参考－3 供試体ラック構造（30体[10列×3列]）

## (2) 模擬燃料集合体

供試体ラックに設置する模擬燃料集合体には、実燃料模擬体と形状模擬体の 2 種類を用いている。実燃料模擬体は、チャンネルボックス等は実機と同等であり、燃料ペレットの代わりに鉛で質量を一致させたものである。形状模擬体は、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たものである（表－参考－1 および図－参考－4，5）。いずれの模擬燃料集合体も実機燃料集合体と形状、質量および振動特性が同様になるように作成されている。

表－参考－1 実燃料集合体と模擬燃料集合仕様の比較

	模擬燃料集合体		実燃料集合体
	実燃料模擬体	形状模擬体	9×9 燃料*2
長さ	4470mm	4470mm	4468mm
断面寸法*1	□137.54mm	□137.54mm	□139.14mm
質量	約 300kg	約 300kg	約 300kg
材質	SUS および Zr 材	SUS および Zr 材	SUS および Zr 材

\*1 チャンネルボックス外形寸法

\*2 実機に貯蔵されている燃料集合体のうち、最も重量が大きいもの

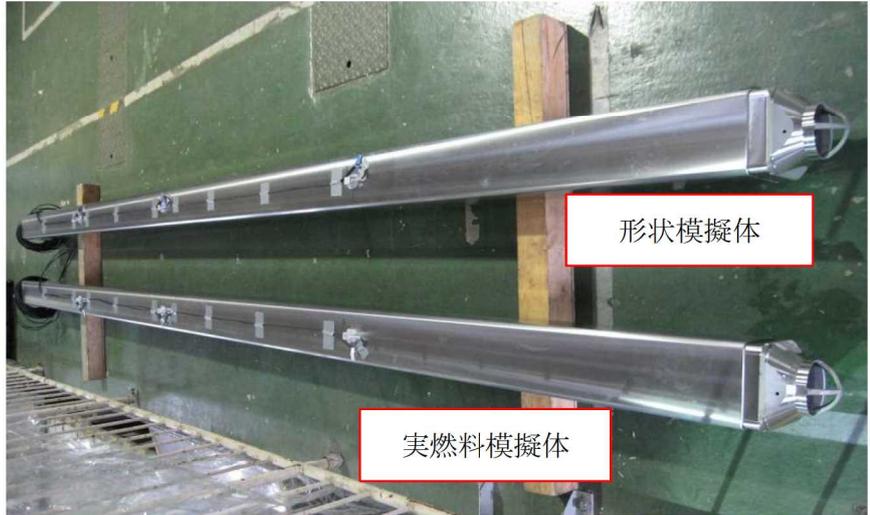
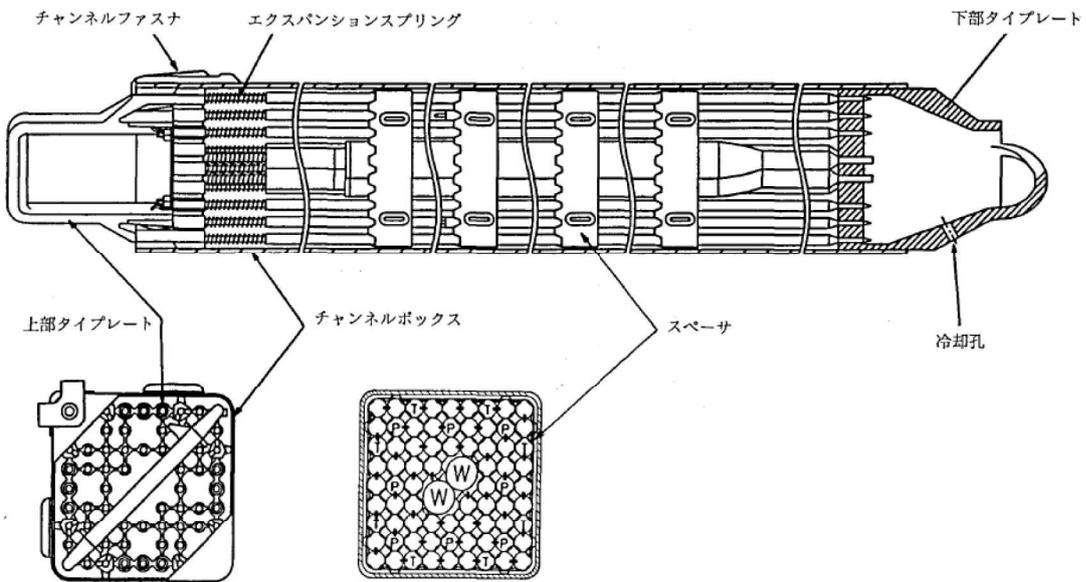


図 - 参考 - 4 模擬燃料集合体の外観



(a) 実燃料模擬体



(b) 形状模擬体

図 - 参考 - 5 模擬燃料集合体

### (3) 模擬燃料集合体の配置方法

試験では図-参考-6 に示すとおり実燃料模擬体と形状模擬体を貯蔵して試験を行なっている。実燃料模擬体と形状模擬体は質量、外形がほぼ同様のため、配置による減衰への影響は小さいと考えられる。また、燃料集合体の貯蔵体数は、最も条件が厳しくなる 100%貯蔵条件にて加振試験を行っている。

なお、模擬燃料集合体は、供試体ラック底部の支持板に開けられた孔に設置されている。この孔の形状と燃料集合体の接触部は実機と同様に設定したため、実機と供試体で減衰に違いはないと考えられる（図-参考-7）。

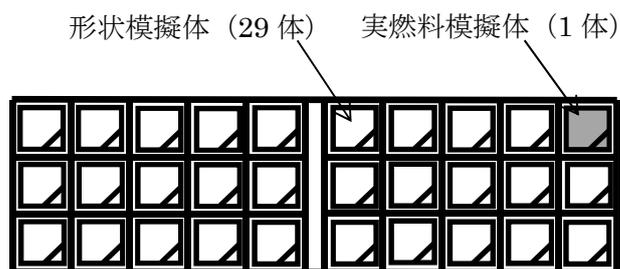


図-参考-6 模擬燃料集合体の配置

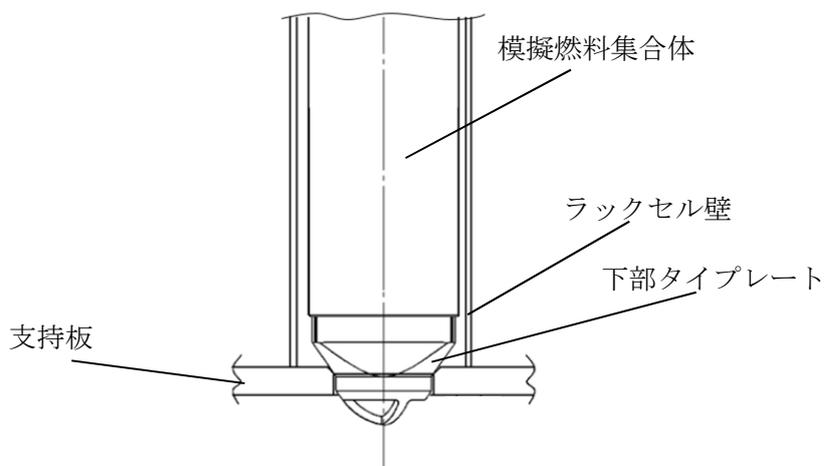


図-参考-7 模擬燃料集合体の設置状況

(4) 試験水槽

試験水槽は剛構造とし、燃料プール内に設置されている状態を模擬するため、大きさは、燃料ラックの流体減衰の効果に影響がないように設定した。

(5) 実機と供試体の主要諸元比較

供試体ラックおよび試験水槽等の供試体（以下「供試体等」という。）の主要諸元を表一参考-2に示す。

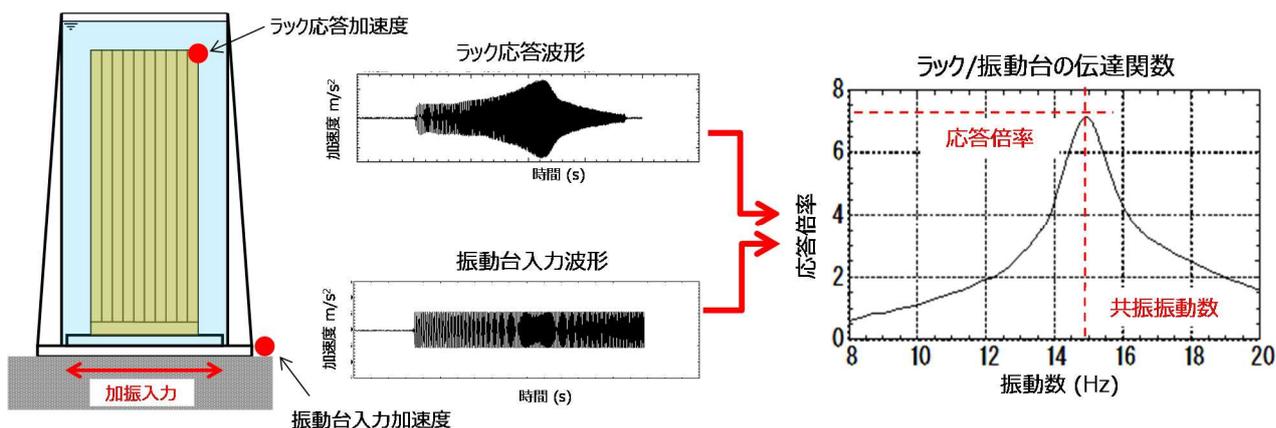
表一参考-2 供試体等の主要諸元

	項目	供試体等
燃料ラック	ラックセルの型式	角管並列型
	燃料ラックの支持形式	ボルトによる床固定式
		自立型
	貯蔵体数	30体 (10×3)
	ラックセル頂部と燃料集合体の最小隙間	
	燃料ラックから壁までの距離	約 150~430mm
	ラックセル高さ	
	ラックセルのピッチ	
	ラックセルの厚さ	
	ラックセルの材質	SUS304
燃料集合体	燃料タイプ	模擬燃料集合体
	質量	約 300kg
	外形寸法	約 147.4mm
	チャンネルボックス材質	ジルカロイ-4
	チャンネルボックス厚さ	
試験水槽	水深	約 5m

## (6) 試験方法

供試体ラックに模擬燃料集合体を設置し、試験水槽に注水した状態において、加振試験を実施している。振動台からの加振入力には、加速度振幅一定で振動数を時間比例で変化、振幅を上昇させてゆく正弦波を入力し、振動台加速度と供試体ラック頂部の応答加速度との伝達関数から、共振振動数や応答倍率等の振動特性を分析評価している（図－参考－8）。

なお、供試体の長辺は、実機の短辺および長辺よりも減衰が小さくなるよう設定していることから、試験では長辺方向のみ加振している。



図－参考－8 加振試験方法概要

加振試験条件は供試体ラックの応答加速度に対する減衰特性の変化を確認するため、振動台からの入力加振加速度をパラメータとしている（表－参考－3）。

表－参考－3 加振試験条件

ラック種類	試験方法	振動数範囲 (Hz)	入力加速度※ (m/s <sup>2</sup> )	入力加速度ケース数
角管ラック	正弦波掃引試験	8～20	0.42～7.09	17

※振動台上の実測加速度（最大値）

## (7) 加速度の計測方法

加速度を計測し供試体ラックの伝達関数を求めるため、供試体ラック頂部と振動台上に加速度計を設置している。また、供試体ラックの全体の振動特性を計測するために、供試体ラックの高さ方向の異なる各位置に加速度計を設置している（図－参考－9）。

また、燃料ラックの頂部、中間部および基部のひずみにより、燃料ラックが弾性範囲内で加振されていることを確認している。

なお、試験水槽が剛構造として挙動し、供試体ラックへ影響を与えないことを確認するため、水槽周囲に加速度計を設置している（図－参考－10）。

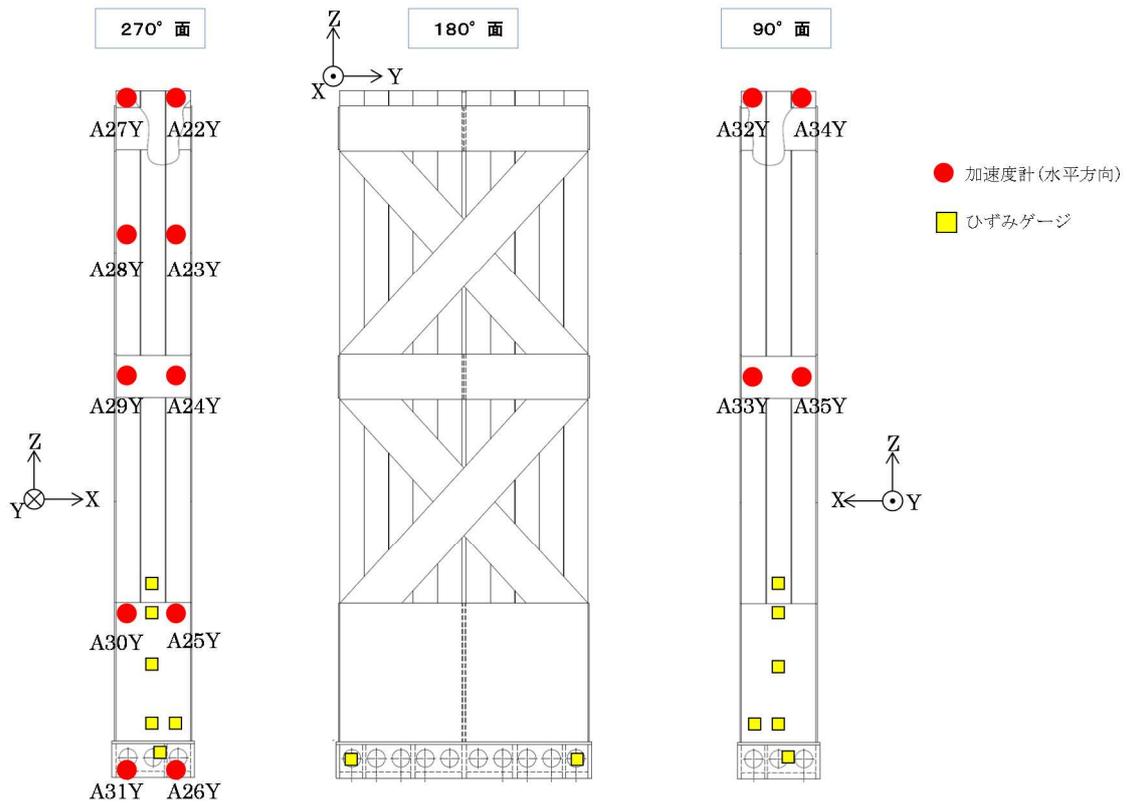


図-参考-9 供試体ラックの加速度計測位置

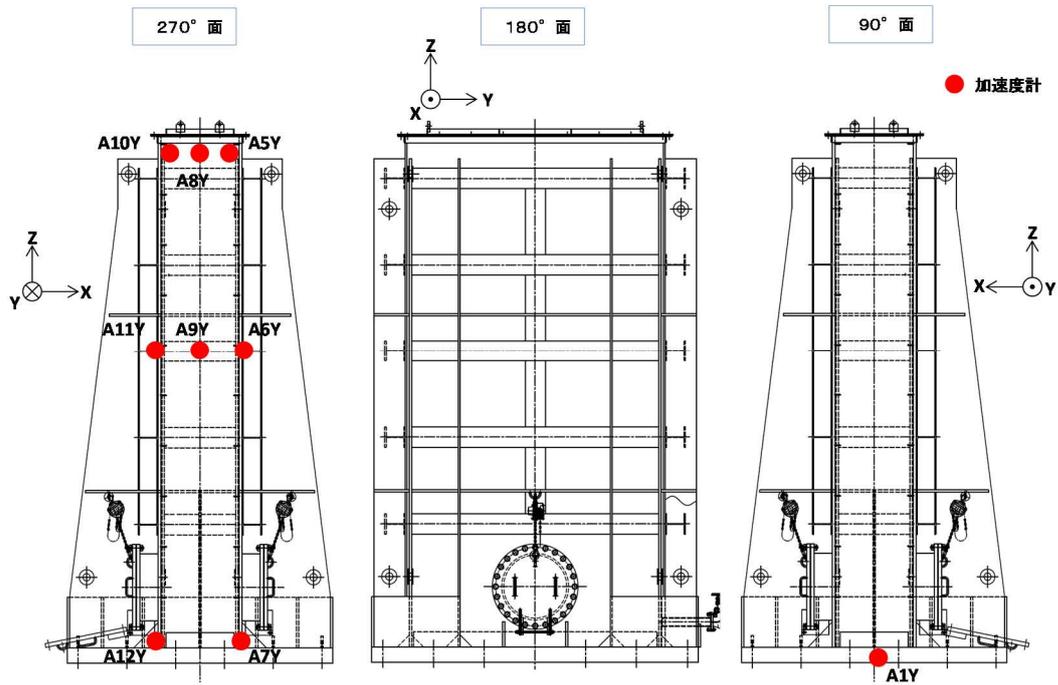


図-参考-10 水槽の加速度計測位置

### 1. 3 試験結果

#### (1) 試験結果に基づく減衰の算出方法

各入力加速度ケースの正弦波掃引試験における供試体ラック頂部の加速度（計測点：A22Y(\*1)）と振動台上面の加速度（計測点：A1Y）の伝達関数に基づき、供試体ラックの共振振動数における応答倍率から、減衰定数を評価している。応答倍率から減衰を求める方法は、理論式より、1 質点系の応答倍率が  $1/2\zeta$ （ $\zeta$ ：減衰比）となることから、同様に供試体ラックの多質点系の理論式に展開し、以下の式より減衰比を求めている（参考－別紙－1）。

$$\zeta = \frac{\beta\phi}{2\mu}$$

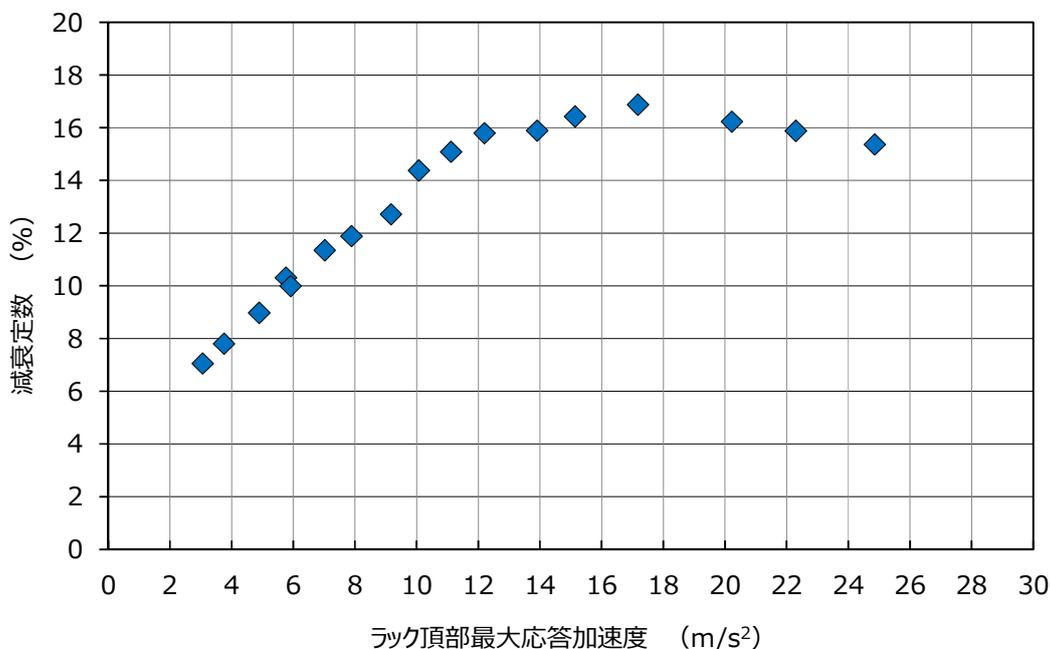
[ $\beta$ ：刺激係数， $\phi$ ：固有モードベクトル， $\mu$ ：応答倍率]

\*1 ラック頂部に設置した 4 点の加速度計（A22Y，A27Y，A32Y，A34Y）で有意な差異が無いことを確認した上で、A22Y で計測した 1 点の加速度を使用している。

#### (2) 減衰特性結果

供試体ラック頂部の応答加速度から得られた減衰定数について、横軸をラック頂部の最大応答加速度で整理した結果を図－参考－1 1 に示す。なお、横軸のラック頂部最大応答加速度については応答倍率を用いて減衰を求めるため振動台とラック頂部の相対加速度を表している。

供試体ラック頂部の応答加速度と減衰の関係は、供試体ラック頂部の応答加速度の増加に伴い減衰定数が直線的に増加し、減衰定数は最大で約 17% となっており、既工認で適用している設計用減衰定数の 1% よりも大きな減衰効果を示すことを確認した。



図－参考－1 1 ラック頂部最大応答加速度と減衰定数の関係

## 2. 角管ラックの加振試験結果と設計用減衰定数との比較

### 2. 1 供試体ラックと柏崎刈羽 6 号炉角管ラックとの諸元比較

既往の角管ラックの加振試験に用いた供試体は、柏崎刈羽 6 号炉の角管ラックとほぼ同等である（表-参考-4）。

また、試験は水槽内でスロッシングが励起されない条件で実施しており、スロッシングが供試体ラックの減衰定数に影響を与えないようにしている。一方、実機では地震動の長周期成分の大きさによっては、使用済燃料プールでのスロッシングが励起される場合があるが、燃料プールの固有周期は実機ラックの固有周期に対して十分に大きいことから、スロッシングにより燃料ラックの減衰定数は大きくなると考えられる。

以上より、既往の角管ラックに対する加振試験結果は、柏崎刈羽 6 号炉の角管ラックの設計用減衰定数を確認する上で妥当であると考えられる。

表-参考-4 角管ラックと供試体等の主要諸元比較

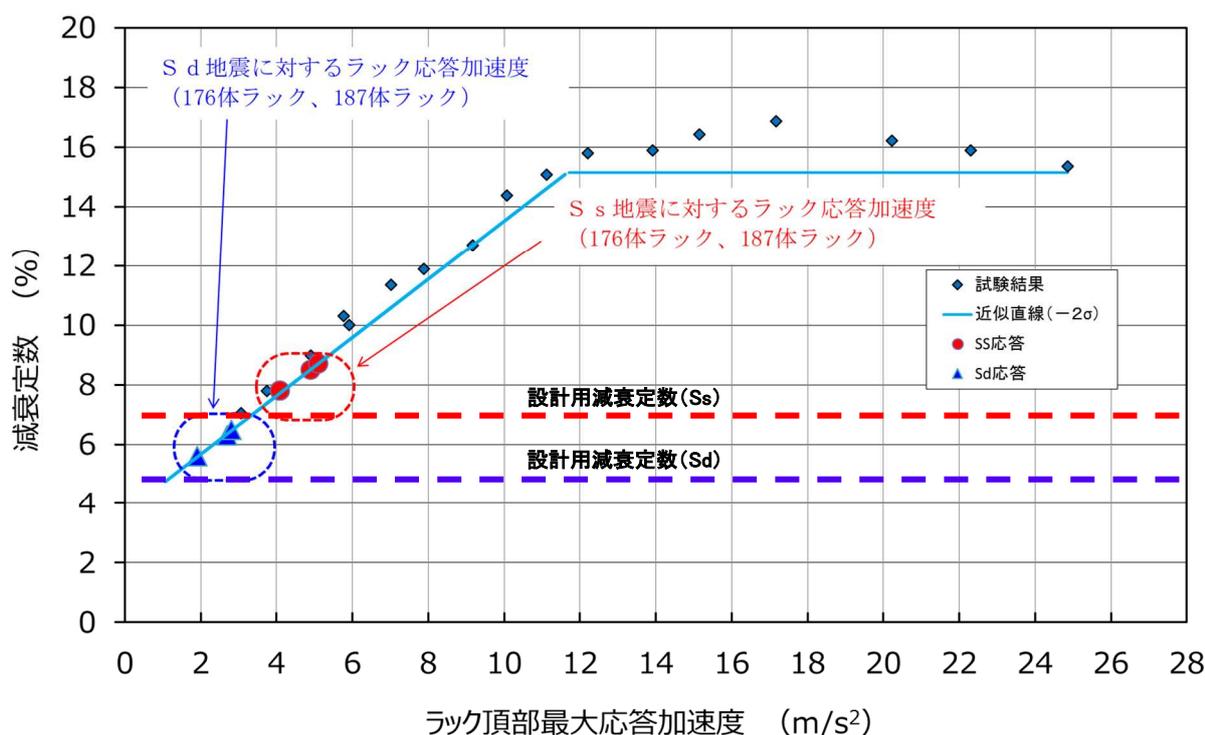
項目	実機	供試体等	実機への適用性
ラックセルの型式	角管並列型	同左	実機と同一。
燃料ラックの支持形式	ボルトによる床固定式	同左	実機と同一。
貯蔵体数	自立型 176体 (11×16) 187体 (11×17)	同左	実機と同一。
ラックセル頂部と燃料集合体の最小隙間		30体 (10×3)	供試体は流体および燃料集合体による減衰効果が実機よりも小さいと考えられるラックを選定しており、本試験結果に基づき減衰定数は、実機の全ての燃料ラックに適用可能と考えられる。
燃料ラックから壁までの距離			ラックセル頂部と燃料集合体の隙間は実機とほぼ同等であることから、その影響は小さいと考えられる。
ラックセル高さ		約 150~430mm	流体による減衰効果が最も小さくなるよう設定した。
ラックセルのピッチ			実機と同一。
ラックセルの厚さ			実機と同一。
ラックセルの材質	B-SUS	SUS304	実機と同一。
燃料タイプ	9×9燃料 (ステップⅢ燃料)	模擬燃料集合体	材料特性はほぼ同等であり、材料自体の内部減衰も小さいと考えられるため、ラック全体の減衰効果へ与える影響は小さいと考えられる。
質量	約 300kg	同左	工認では、燃料プール供用化条件を考慮し、評価結果の厳しくなるもつとも質量が大きい燃料条件にて評価している。
外形寸法	148.8mm	147.4mm	実機と同一。
チャンネルボックス材質	ジルカロイ-4	同左	実機と同一。
チャンネルボックス厚さ			実機と同一。
水深	約 12m	約 5m	高さ(水深)は実機と異なるが、燃料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。

2. 2 今回設定した設計用減衰定数と既往の角管ラックに対する加振試験結果との比較

既往の角管ラックに対する加振試験結果における，柏崎刈羽 6 号炉の応答加速度レベルでの減衰定数を確認したところ，基準地震動  $S_s$  では 7.0%以上，弾性設計用地震動  $S_d$  では 5.0%以上であることを確認した（図－参考－1 2）。

また，長辺方向のみを加振した角管ラックの減衰定数は，ある応答変位レベルを超えると一定となっており，短辺方向と長辺方向を加振した市松ラックの試験結果と同様であることを確認した（図－参考－1 3）。

以上より，設計用減衰定数として基準地震動  $S_s$  では 7.0%，弾性設計用地震動  $S_d$  では 5.0%と設定することは妥当であると考える。



図－参考－1 2 柏崎刈羽 6 号炉の燃料ラックで想定される減衰定数

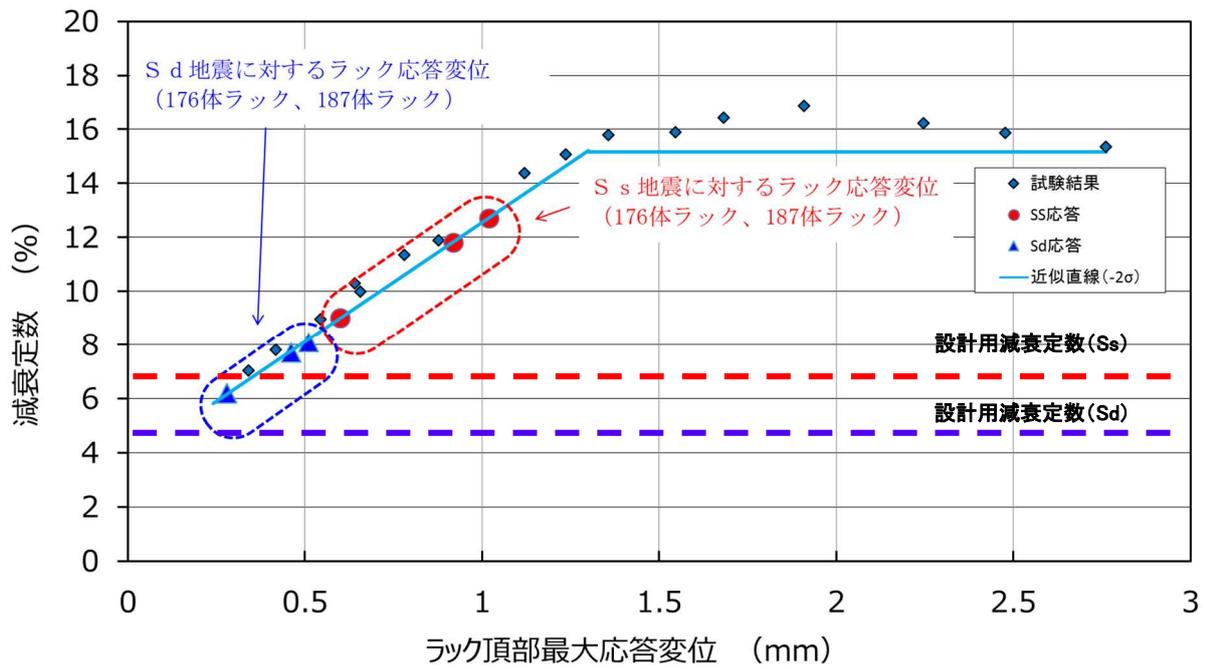


図-参考-13 柏崎刈羽6号炉の燃料ラックで想定される減衰定数

[1] 長坂他, 「BWR 使用済燃料貯蔵ラックの減衰特性評価」, 日本原子力学会「2015 年秋の大会」 No.B36

1. 応答倍率による減衰比の算出方法<sup>[1]</sup>

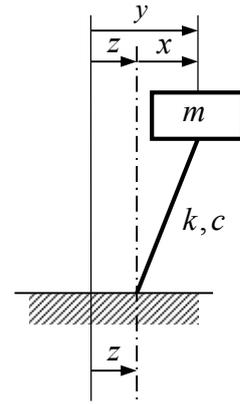
1. 1 地動に対する 1 自由度系の運動方程式と加速度共振曲線

1 自由度系に地動変位が入力されるときの運動方程式を相対座標系で記述すると下記の式で表される。

$$m\ddot{x} + c\dot{x} + kx = -m\ddot{z} \quad (1)$$

ここで、

- $x$  : 質点の変位
- $y$  : 質点の地動を含めた変位 ( $x+z$ )
- $z$  : 地動変位
- $m$  : 質量
- $c$  : 減衰係数
- $k$  : ばね定数



ここで、固有振動数  $\omega_0 = \sqrt{\frac{k}{m}}$ ，減衰比  $\zeta = \frac{c}{2m\omega_0}$ ，振動数比  $\lambda = \frac{\omega}{\omega_0}$  とおくと、

$$\ddot{x} + 2\zeta\omega_0\dot{x} + \omega_0^2 x = -\ddot{z} \quad (2)$$

調和入力（正弦入力）として、

$$z = \frac{I}{\omega^2} e^{j\omega t} \quad (\ddot{z} = -Ie^{j\omega t} : \text{加速度振幅一定}) \quad (3)$$

とすれば、 $x$  も調和振動（正弦振動，単振動）となり、

$$x = Ae^{j\omega t}, \quad \ddot{x} = -A\omega^2 e^{j\omega t} \quad (4)$$

とすると、式(2)は、

$$Ae^{j\omega t}(-\omega^2 + 2\zeta\omega\omega_0 j + \omega_0^2) = Ie^{j\omega t} \quad (5)$$

したがって、応答加速度の周波数応答関数は、

$$\frac{\ddot{x}}{\ddot{z}} = \frac{A\omega^2}{I} = \frac{1}{\omega_0^2 \{(1-\lambda^2) + 2\zeta\lambda j\}} \omega^2 = \frac{\lambda^2}{(1-\lambda^2) + 2\zeta\lambda j} \quad (6)$$

この振動系の伝達関数（応答倍率）は以下の式で表される。

$$|H(\omega)| = \left| \frac{\ddot{x}}{\ddot{z}} \right| = \frac{\lambda^2}{\sqrt{(1-\lambda^2)^2 + (2\zeta\lambda)^2}} \quad (7)$$

1. 2 地動に対する多自由度系の運動方程式と加速度共振曲線

地動に対する多自由度系の運動方程式は次式で表される。

$$[M]\{\ddot{x}\} + [C]\{\dot{x}\} + [K]\{x\} = -[M]\{1\}\ddot{z} \quad (8)$$

ここで,

$[M]$  : 質量マトリックス

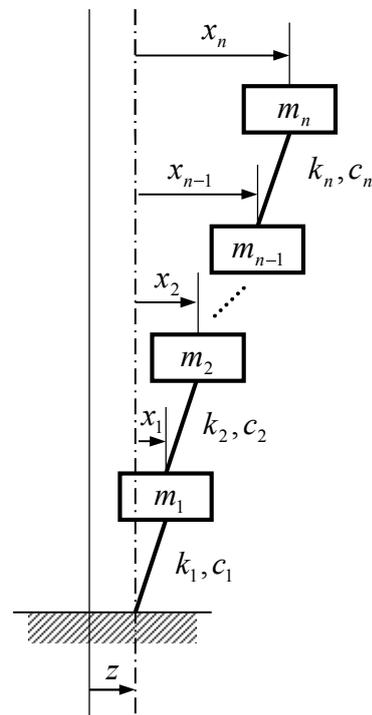
$[C]$  : 減衰マトリックス

$[K]$  : 剛性マトリックス

$\{x\}$  : 変位ベクトル

$\{1\} = \{1 \ \dots \ 1\}^T$  : 単位ベクトル

$z$  : 地動変位



モーダル解析の手法により、モード分離を行う。変位ベクトルを空間と時間の関数に変数分離する。

$$\begin{Bmatrix} x_1 \\ x_2 \\ \vdots \\ x_n \end{Bmatrix} = q_1 \begin{Bmatrix} \phi_{11} \\ \phi_{21} \\ \vdots \\ \phi_{n1} \end{Bmatrix} + q_2 \begin{Bmatrix} \phi_{12} \\ \phi_{22} \\ \vdots \\ \phi_{n2} \end{Bmatrix} + \dots + q_n \begin{Bmatrix} \phi_{1n} \\ \phi_{2n} \\ \vdots \\ \phi_{nn} \end{Bmatrix} = \sum_{s=1}^n q_s \{\phi_s\} \quad (9)$$

ここで,

$q_s$  :  $s$  次のモード座標における変位 (時間の関数)

$\{\phi_s\}$  :  $s$  次の固有ベクトル (空間の関数)

(9)を(8)に代入し、さらに左側より基準関数の転置行列  $\{\phi_s\}^T$  を乗じて整理すると  $s$  次モードに

おける  $q_s$  の運動方程式は以下ようになる。

$$\{\phi_s\}^T [M] \{\phi_s\} \ddot{q}_s + \{\phi_s\}^T [C] \{\phi_s\} \dot{q}_s + \{\phi_s\}^T [K] \{\phi_s\} q_s = -\{\phi_s\}^T [M] \{1\} \ddot{z} \quad (10)$$

(10)を整理すると,

$$\ddot{q}_s + \frac{\{\phi_s\}^T [C] \{\phi_s\}}{\{\phi_s\}^T [M] \{\phi_s\}} \dot{q}_s + \frac{\{\phi_s\}^T [K] \{\phi_s\}}{\{\phi_s\}^T [M] \{\phi_s\}} q_s = -\frac{\{\phi_s\}^T [M] \{1\}}{\{\phi_s\}^T [M] \{\phi_s\}} \ddot{z} \quad (11)$$

ここで,

$$M_s = \{\phi_s\}^T [M] \{\phi_s\} : \text{質量}$$

$$C_s = \{\phi_s\}^T [C] \{\phi_s\} : \text{減衰係数}$$

$$K_s = \{\phi_s\}^T [K] \{\phi_s\} : \text{ばね定数}$$

$$\beta_s = \frac{\{\phi_s\}^T [M] \{1\}}{\{\phi_s\}^T [M] \{\phi_s\}} : s \text{ 次の振動モードの刺激係数}$$

とおき, (11)式を変形すると,

$$\ddot{q}_s + \frac{C_s}{M_s} \dot{q}_s + \frac{K_s}{M_s} q_s = -\beta_s \ddot{z} \quad (12)$$

固有円振動数  $\omega_s$ , モーダル減衰比  $\zeta_s$  を用いて(12)式を変形すると

$$\omega_s^2 = \frac{K_s}{M_s} : s \text{ 次の固有円振動数}$$

$$\zeta_s = \frac{C_s}{2M_s \omega_s} : s \text{ 次のモーダル減衰比}$$

$$\ddot{q}_s + 2\zeta_s \omega_s \dot{q}_s + \omega_s^2 q_s = -\beta_s \ddot{z} \quad (13)$$

1自由度系の運動方程式(2)と比較すると, (13)式は1自由度系の右边が係数倍されていることがわかる。

1つの固有振動モードだけが励振される場合,  $s$ 次モードの質点 $i$ の変位は次式で与えられる。

$$x_i = q_s \phi_{is} \quad (14)$$

よって,  $s$ 次モードの質点 $i$ の伝達関数(応答倍率=質点 $i$ の応答加速度/地動加速度)は以下の式で表される。

$$|H(\omega)| = \left| \frac{\ddot{x}_i}{\ddot{z}} \right| = \frac{\beta_s \phi_{i_s} \lambda_s^2}{\sqrt{(1 - \lambda_s^2)^2 + (2\zeta_s \lambda_s)^2}} \quad (15)$$

なお、水中構造物については、質量マトリクス $[M]$ に流体付加質量の効果が考慮されるため、

応答倍率の式(15)では、流体付加質量の効果は $\beta_s \phi_{i_s}$ に表れる。

### 1. 3 応答倍率による減衰比の算出方法

加速度共振曲線から、応答倍率の最大値 $|H(\omega)|_{\max}$  は $\lambda = \frac{\omega}{\omega_0} = 1$  近傍で生じる (図一参考一

別紙 1-1)。  $Q = |H(\omega)|_{\max}$  とすると、1 自由度系の場合、応答倍率の最大値は、(7)式より、

$$Q \cong \frac{1}{2\zeta} \quad (16)$$

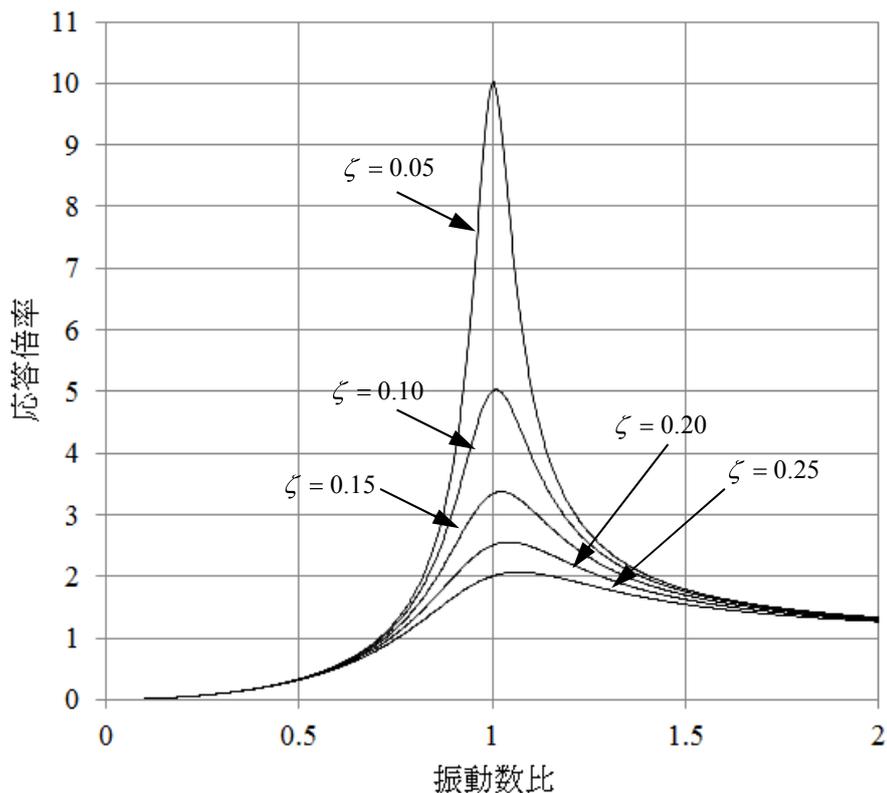
一方、多自由度系の場合、応答倍率の最大値は、(15)式より、

$$Q \cong \frac{\beta_s \phi_{is}}{2\zeta_s} \quad (17)$$

である。

よって、正弦波掃引試験で得られる加速度の伝達関数にて、応答倍率が最大となる振動数 $\omega_p$

を $\omega_0$ とみなすと、応答倍率の最大値 $Q$ と刺激関数 $\beta_s \phi_{is}$ から減衰比 $\zeta_s$ を算出できる。



図一参考一別紙 1-1 加速度の伝達関数

ここで、固有モードベクトル $\phi_{i_s}$ と刺激係数 $\beta_s$ は図－参考－別紙1－2に示す供試体ラックと水槽のFEMモデルによる固有値解析より算出した値を用いる。

#### 1. 4 供試体ラックと水槽のFEMモデル

供試体ラックは、実機の燃料ラックの耐震計算モデルと同様、はり要素およびシェル要素でモデル化した3次元有限要素モデル（FEMモデル）としている。水槽は、各部の構造、形状および寸法に基づき、水槽底板、外面枠板、補強リブ等をはり要素およびシェル要素でモデル化している。この水槽と供試体ラックを組み合わせ連成モデルにより、水槽内の水の影響をMSC/NASTRANを用いた固有値解析で固有モードベクトル $\phi_{i_s}$ と刺激係数 $\beta_s$ を算出している。



図－参考－別紙1－2 角管ラックの解析モデルの例（試験水槽と供試体ラックの連成モデル）

## 2. 試験結果で得られた減衰定数の妥当性確認

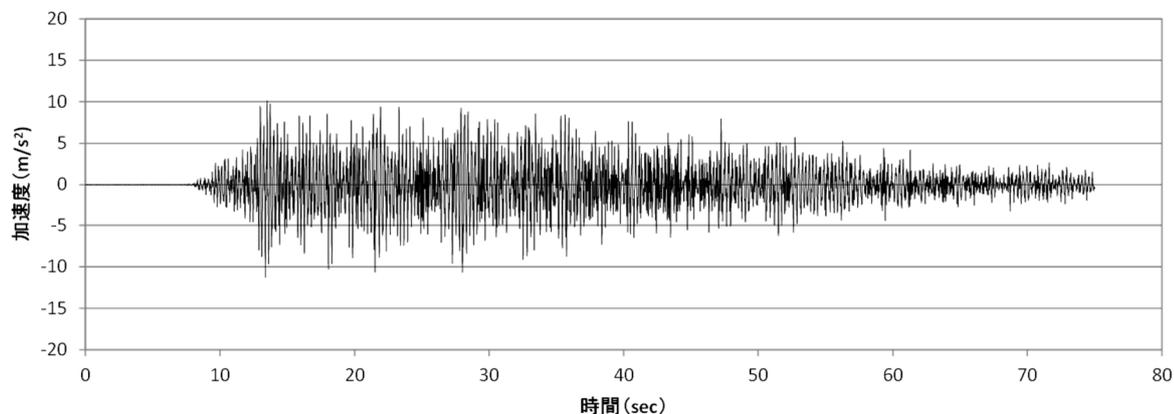
加振試験および減衰評価方法の妥当性確認として、新たに地震波による加振試験を行い、解析モデルによるシミュレーション結果と比較した。

### 2. 1 加振試験

角管ラックの減衰特性の確認試験と同じ供試体ラックを用い、全てのセルに模擬燃料集合体を貯蔵した状態で地震波加振を行い、供試体ラックの応答加速度を計測した。加速度計測点は減衰特性の確認試験と同様である。地震波加振試験の入力波には、実機の基準地震動  $S_s$  の時刻歴波形を用いて、入力倍率を変化させた6ケースを実施した（図－参考－別紙1－3）。

解析ケース

	入力加速度の最大値
ケース 1	2.7 m/s <sup>2</sup>
ケース 2	4.2 m/s <sup>2</sup>
ケース 3	5.9 m/s <sup>2</sup>
ケース 4	7.6 m/s <sup>2</sup>
ケース 5	9.4 m/s <sup>2</sup>
ケース 6	11.3 m/s <sup>2</sup>



図－参考－別紙1－3 入力地震波の時刻歴波形（ケース6の例）

## 2. 2 シミュレーション解析

シミュレーション解析では、減衰特性の確認試験で取得した角管ラックの共振振動数から設定した1自由度振動系モデルの解析で求めた応答加速度に刺激関数  $\beta_s \phi_{is}$  を乗じて供試体ラック頂部の応答加速度を算出した。シミュレーション解析には、減衰定数取得試験にて取得した減衰定数を用いた。

### (1) 解析方法

(13) 式を (18) 式を用いて置きかえると(19)式となる。

$$q_s(t) = \beta_s q_{s0}(t) \quad (18)$$

$$\ddot{q}_{s0}(t) + 2\zeta_s \omega_s \dot{q}_{s0}(t) + \omega_s^2 q_{s0}(t) = -\ddot{z}(t) \quad (19)$$

このとき、 $s$ 次モードの質点 $i$ における地動に対する応答は (20) 式のように表される。

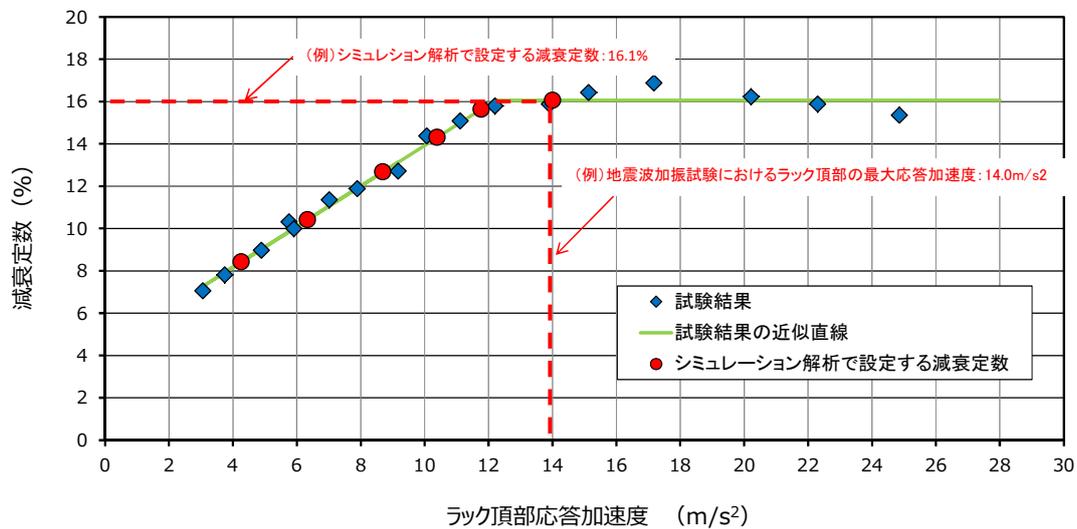
$$x_i(t) = q_s(t) \phi_{is} = \beta_s \phi_{is} q_{s0}(t) \quad (20)$$

### (2) 刺激関数の設定

角管ラックの解析モデル (図一参考一別紙1-2) の固有値解析にて、供試体ラックの1次固有振動モードにおける刺激係数  $\beta_s$  と、供試体ラック頂部の加速度計測点に相当する位置の固有ベクトル  $\phi_{is}$  を算出した。

### (3) 減衰定数の設定

シミュレーション解析に適用する減衰定数は、地震波加振入力に加振試験で計測したラック頂部の最大応答加速度と、正弦波掃引試験で得られた減衰定数とラック頂部最大応答加速度の関係減衰特性線図（図一参考一別紙1-4）に基づき設定した。



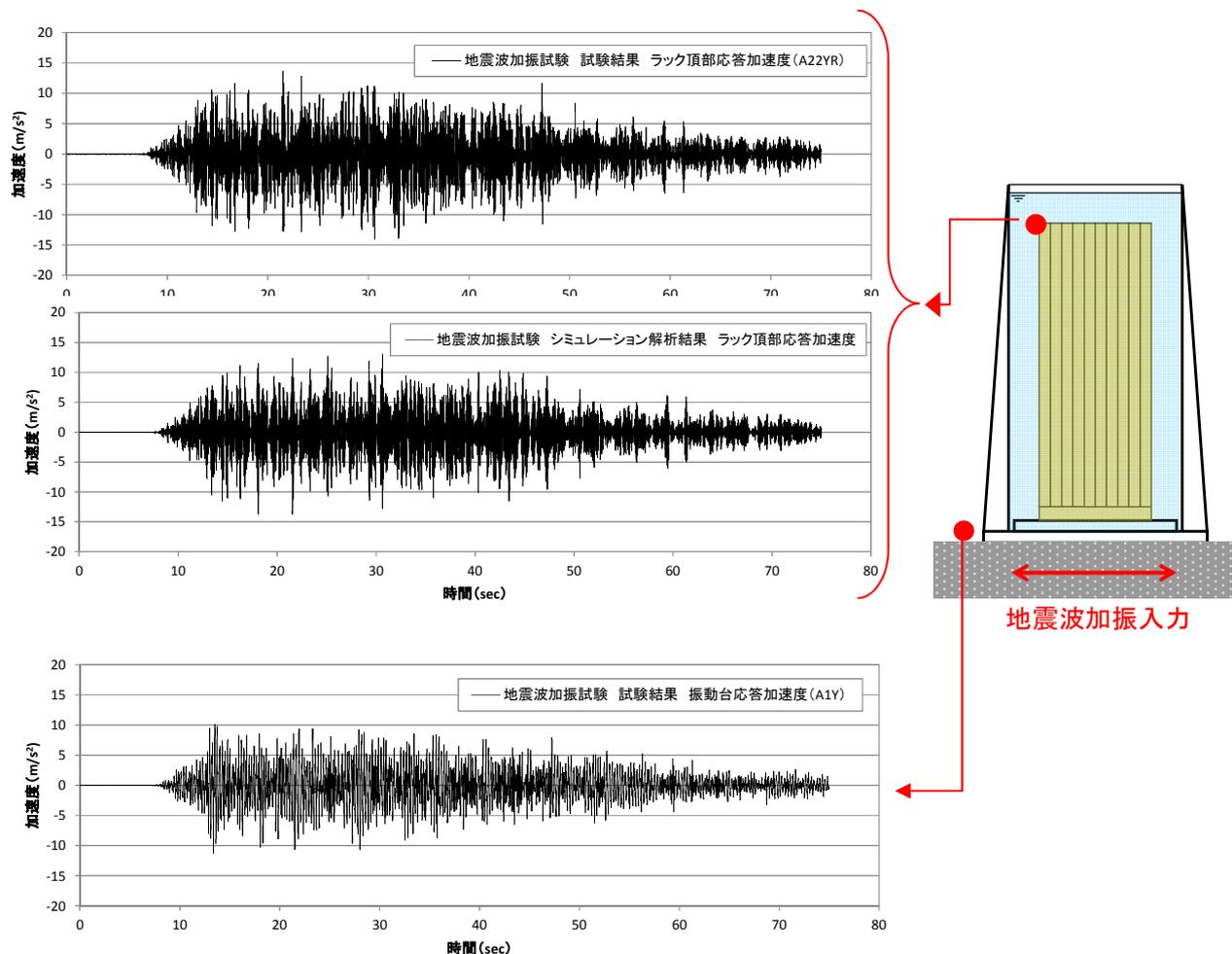
図一参考一別紙1-4 解析に適用したラック頂部最大応答加速度と減衰定数

## 2. 3 試験結果とシミュレーション解析結果との比較

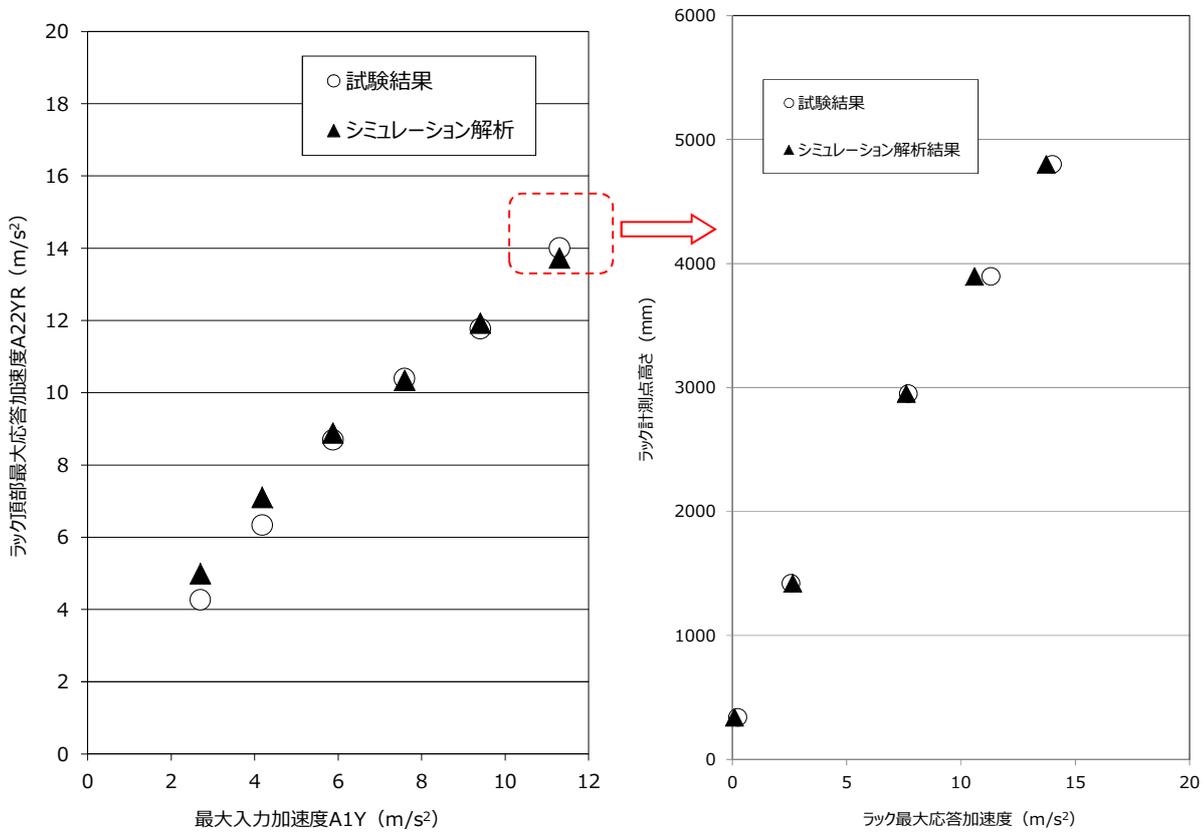
試験結果とシミュレーション解析結果の比較を図一参考一別紙1-5および図一参考一別紙1-6に示す。

基準地震動  $S_s$  の時刻歴波形の入力倍率を変化させた6ケースにおけるラック頂部最大応答加速度は、いずれも試験とシミュレーション解析の結果がよく一致している(図一参考一別紙1-6(a))。また、最大入力加速度が  $11.3\text{m/s}^2$  の入力ケースの、ラック頂部の最大加速度発生時刻におけるラックの各高さ位置の応答加速度についても、試験とシミュレーション解析の結果がほぼ一致している(図一参考一別紙1-6(b))。

以上より本試験に用いた刺激関数は妥当であると考えられる。



図一参考一別紙1-5 試験と解析の時刻歴波形 (最大入力  $11.3\text{m/s}^2$  の例)



(a) 最大入力加速度とラック頂部最大加速度

(b) ラック頂部最大応答における高さ方向分布図 (最大入力 11.3m/s<sup>2</sup>)

図一参考一別紙 1 - 6 地震波加振入力に対する試験結果とシミュレーション解析の比較

### 3. 応答倍率から算出した減衰定数の実機ラック耐震評価への適用性

減衰定数は線形な振動系の共振状態における応答加速度の大きさを定める係数であることから、加振試験においても、燃料ラックの共振状態における最大応答の大きさ (最大応答倍率 = 質点の加速度 / 入力加速度) から、理論式を用いて減衰定数を算出した。

また、燃料ラックの耐震評価に適用している応答解析手法は、線形な 3 次元解析モデルによるスペクトルモーダル法であり、燃料ラックの共振時における最大応答加速度から、ラック各部材に作用する荷重を算出し、応力を算出するものである。

したがって、本手法は、供試体ラックの共振時の最大応答加速度を適切に再現できると考えられる。また、前述の通り、シミュレーション解析と試験結果が良く一致していることから減衰を評価する手法として妥当であると考えられる。

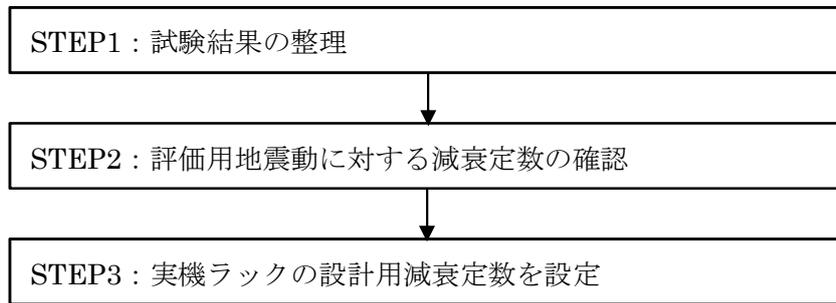
参考文献[1]：柴田明徳著、「最新耐震構造解析 第 3 版」森北出版株式会社

参考-別紙-2 減衰の応答依存性を考慮した燃料ラックの減衰定数の確認方法

(1) 試験結果に基づく燃料ラックの設計用減衰定数の設定手順

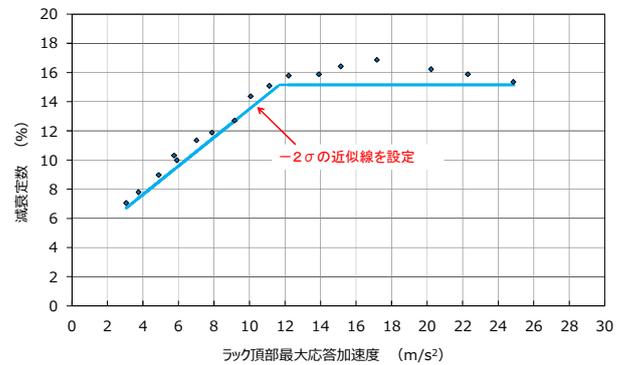
本試験の結果から、燃料ラックの減衰定数は、外部からの加振力による燃料ラック頂部の応答加速度が大きくなると減衰定数が増加し、その後ほぼ一定となる減衰特性を確認したため、以下の手順により基準地震動  $S_s$  および弾性設計用地震動  $S_d$  (以下「評価用地震動」という) に対する設計用減衰定数を確認する。

なお、本検討においては STEP2 にて設定した減衰定数と、設計用減衰定数の比較をおこなった。



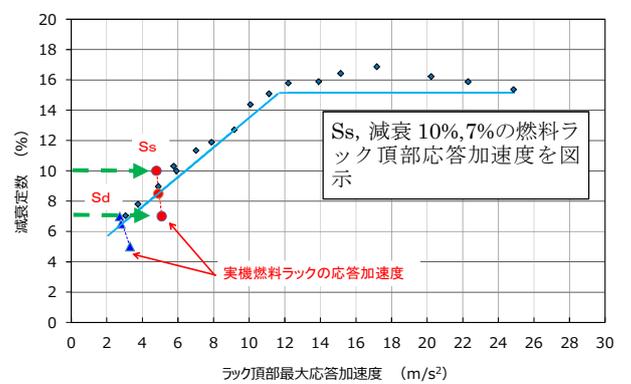
STEP1: 試験結果の整理

本試験で得られた燃料ラックの減衰は、減衰定数が増加する領域と、減衰定数が一定の領域に分けられると考えられるため、それぞれの領域に対し、試験結果のばらつき(測定器や試験条件による誤差)を考慮し、試験データに対して余裕(95%信頼区間:  $-2\sigma$ )を持たせた近似線を設定する。



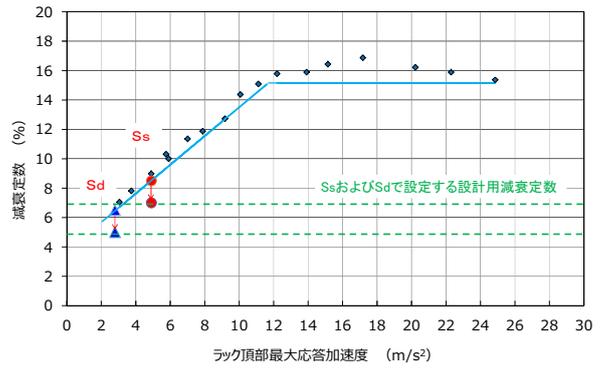
STEP2: 評価用地震動に対する減衰定数の確認

減衰定数を変数にとり、評価用地震動に対する実機ラックの最大応答加速度を、床応答スペクトルと実機ラックの固有周期から算定し図示する。これらの点を結んだ直線と、STEP1 で設定した近似線との交点における減衰定数が評価用地震動に対する実機ラックの減衰定数である。



STEP3：実機ラックの設計用減衰定数を設定

STEP2 で確認した減衰定数に対し，耐震評価での簡便性と余裕を考慮して設計用減衰定数を設定する。



柏崎刈羽原子力発電所 6号炉及び7号炉

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

(耐震)

## 目 次

1. 概要 .....	1
2. 原子炉建屋屋根トラスについて .....	1
2.1 原子炉建屋屋根トラスの概要 .....	1
2.2 原子炉建屋屋根トラスの地震応答解析モデル .....	3
2.3 既工認と今回工認における原子炉建屋屋根トラスの解析モデルの比較.....	5
2.4 弾塑性解析の採用について .....	7
2.4.1 弾塑性解析を採用することの目的.....	7
2.4.2 弾塑性解析を採用することの論点.....	8
2.4.3 弾塑性特性の設定の妥当性・適用性について.....	12
2.5 原子炉建屋屋根トラスの評価に関するまとめ .....	13
3. 排気筒について.....	14
3.1 排気筒の概要.....	14
3.2 排気筒の地震応答解析モデル.....	17
3.3 既工認と今回工認における排気筒の解析モデルの比較 .....	21
3.4 排気筒の評価のまとめ.....	21
添付資料 1 屋根トラスの耐震補強工事について	
参考資料 1 剛性比例型減衰の妥当性について	
参考資料 2 排気筒基礎部の評価について	
参考資料 3 排気筒の入力地震動及び固有振動数・固有モードについて	
参考資料 4 排気筒の想定破損箇所及び破損モード，溶接箇所と筒身支持位置の関係について	
参考資料 5 屋根トラスの入力地震動及び固有振動数・固有モードについて	

## 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、既工認時のモデルとの差異及びモデル変更の目的について説明するものである。なお、6、7号炉とも同様の構造であり、モデル化の考え方も共通であるため、ここでは7号炉を例として説明する。

## 2. 原子炉建屋屋根トラスについて

### 2.1 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、39.0m(南北)×59.6m(東西)の長方形をなしており、オペフロレベル (T.M.S.L. 31.7m) からの高さは18.0mである。屋根トラスの概要を図2.1.1に示す。表2.1.1にトラス部材の諸元のうち、RB通りの主トラス材について例示する。

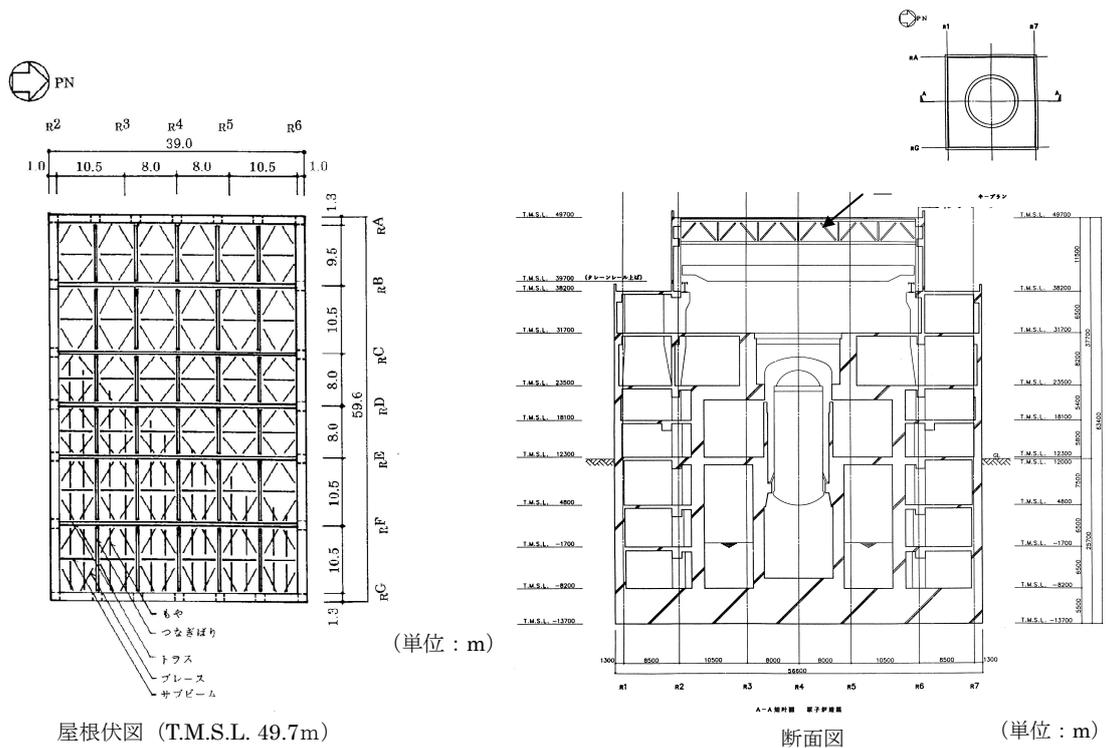


図 2.1.1 原子炉建屋屋根トラスの概要