

3次元FEMによる原子力発電所建屋の 強非線形域の地震時挙動とフラジリティ評価の試み

A Study on Seismic Behavior of Nuclear Power Building in Strong Nonlinear Area and Fragility Evaluation Using 3 Dimensional FEM

中村 尚弘*¹
網島 直彦*⁴

鈴木 琢也*²
秋田 昇道*⁵

中村 壮志*³
中野 富夫*⁶

梗概

原子力発電所建屋では、設計想定以上の地震動が発生するリスクが否定できないため、確率論的安全評価(PSA)に基づく検討が望まれている。本報では、精度の高い非線形3次元FEMモデルを用いて、地震PSAの建屋フラジリティ評価を試みた。まず、水平最大加速度を3500Galまで上げた応答解析を行い、鉛直入力動や、基礎浮上りが応答性状に与える影響を評価した。さらに、破壊モードとしてウェブ壁のせん断破壊とフランジ壁の圧壊を想定し、建屋フラジリティ評価を行った。以上より、本報で検討した方法は、より高精度な地震PSA評価法として有効性が高いものと考えられる。

キーワード：地震PSA, 3次元FEM, 非線形解析, 地盤建屋連成解析, 基礎浮上り, 質点系モデル

Summary

The evaluation based on probabilistic safety assessment (PSA) is expected for nuclear power buildings because the risk of the occurrence of the seismic ground motions beyond the design assumption cannot be denied. In this paper, the building fragility of the seismic PSA was evaluated using accurate 3 dimensional nonlinear FEM model. First of all, the response analysis considering the maximum horizontal acceleration up to 3500Gal was done, and the influence on the response given by the vertical ground motion and the basemat uplift was evaluated. In addition, the building fragility was evaluated the shear destruction of the web wall and compressive crash of the flange wall were assumed as the fracture modes, and. As a result, it was shown that the investigated method is efficient for more accurate seismic PSA estimation.

Keywords: Seismic PSA, 3D FEM, Nonlinear analyses, Soil-structure interaction, Basemat uplift, Lumped mass model

1 はじめに

2006年9月の原子力発電施設の耐震設計審査指針改訂¹⁾において、耐震設計の基準となる地震動を上回る地震動の影響により発生するリスク(残余のリスク)の存在が指摘された。この定量的評価のため、確率論的安全評価(PSA)等の最新の知見に基づく評価手法の積極的な取入れと、その手法の確立に向けた精力的な取組みが求められている。

2007年9月には地震PSAの実施基準として「原子力発電所の地震を起因とした確率論的安全評価実施基準:2007」²⁾(以下、PSA実施基準という)が発行された。その中では、これまでの研究成果に基づき、地震PSAを実施する場合の考え方、満足すべき要件及び具体的方法が整理されている。地震PSAで行われる一連の解析は、大きく以下の3個に分類できる。

- 1) 地震ハザード評価：サイトで想定される地震動強さと年超過発生頻度の関係を評価する。

*1 技術研究所 主任研究員 博士(工学)

*2 技術研究所 博士(工学)

*3 技術研究所

*4 関西電力株式会社 原子力事業本部

*5 関西電力株式会社 原子力事業本部 リーダー

*6 株式会社ニュージェック 建築グループ

- 2) フラジリティ評価：地震動強さのレベルごとの、建屋・機器・配管等の条件付損傷確率を評価する。
- 3) 事故シーケンス評価：地震等の起因事象から事故に至る経路を想定し、1), 2) の結果を用いて事故発生頻度を評価する。

このうち建屋フラジリティ評価において、実施基準では評価方法として、①現実的耐力と現実的応答による方法、②現実的耐力と応答係数による方法、③耐力係数と応答係数による方法、の3種が示されている。地震応答解析モデルとしては、このうち最も詳細な方法である①においても、質点系SRモデル（例えば図1 (a)）を想定している。

実際の建屋は3次元的に複雑な形状をしている場合があり、このような構造物の大地震時の挙動（特に局部的挙動）を精度良く評価するためには、3次元モデル（図1 (b) 参照）を用いた動的非線形解析が行われるようになってきている。

著者等は、これまでにPWR3LOOP型原子炉建屋を対象に詳細な3次元FEMモデルを作成し、水平地震動に対する動的非線形解析を行ってきた³⁾。また、設計レベルの地震動を増大させて入力することにより、建屋の損傷の進展状況を把握し、代表的な設計用モデルである質点系モデルとの性状比較を行った。特に、質点系モデルでは、復元力特性としてRC耐震壁の実験に基づき設定された最大点指向型の履歴モデル⁴⁾を用いた場合、弾性時の減衰定数をFEMモデルと同一とすると、強非線形領域において履歴吸収エネルギーが小さく評価される傾向があることを示した⁵⁾。

一方、Nakamura等⁶⁾は、線形ソリッド要素を用いて地盤の3次元FEMモデルを作成し、地盤と基礎の間のジョイント要素を適切に設定することにより、質点系建屋モデルの浮上り挙動を検討した。その結果、この解析モデルによる接地率及び誘発上下動（基礎浮上りに伴い生じる上下動）の時刻歴波形が、理論的な解法であるグリーン関数法の結果とほぼ一致し、精度が良好であることを確認した。

さらに著者等⁷⁾は、この地盤FEMモデルと非線形3次元FEMの建屋モデル及び基礎浮上り挙動を表す上記のジョイント要素を組合せて用い、地震動を水平・鉛直同時に入力した解析を行い、建屋の水平応答や基礎浮上り挙動に及ぼす鉛直地震動の影響を検討した。

本報では、これらの知見に基づき、地震PSAの建屋フラジリティ評価に、非線形3次元FEMモデルを用いた場合の有効性について検討を行う。このためには、設計基準地震動を大きく超えた入力レベルに対する応答解析が必要である。検討においては、入力地震動を設計レベル（最大加速度：水平500Gal、鉛直300Gal）から段階的に係数倍し、最大7倍（水平3500Gal、鉛直2100Gal）まで上げて応答解析を行う。各入力レベルに対して、解析は、水平単独入力、鉛直単独入力、水平・鉛直同時入力の3ケースを実施する。このうち水平・鉛直同時入力を、実現象に最も近い基本ケースと考え、他ケースと比較する。

解析では、ジョイント要素を用いて基礎の浮上りを考慮する。ただし、基礎底面と地盤を接着し基礎浮上りを止めた場合の解析も実施し、基礎浮上りが建屋の応答に及ぼす影響を評価する。また建屋のフラジリティ評価では、RC耐震壁を対象とし、破壊モードとしてウェブ壁のせん断破壊とフランジ壁の圧壊を想定し損傷確率を計算する。

検討は以下の項目について行う。

- ①大入力レベルの水平・鉛直同時入力時の建屋の応答性状

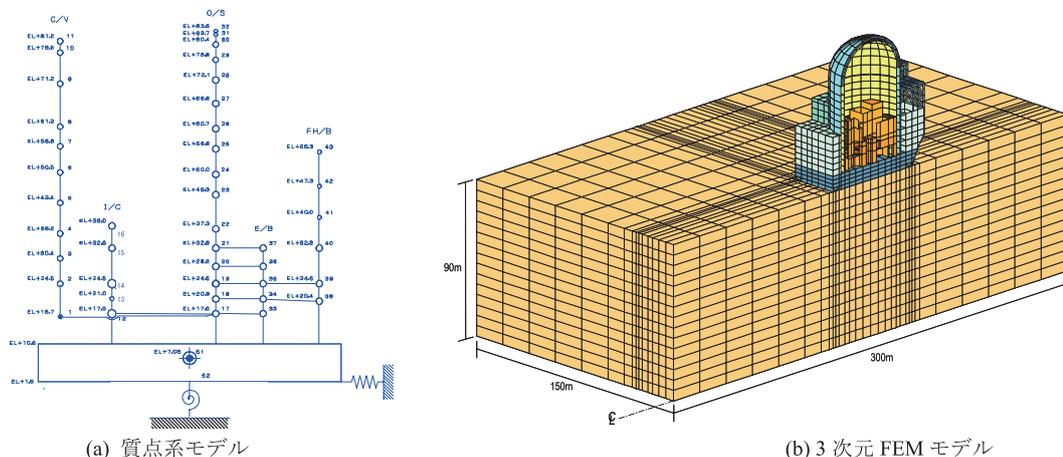


Fig.1 解析モデル
Analysis models

水平・鉛直同時入力で、入力レベルを7倍とした場合の、建屋の応答性状を検討する。

②水平単独入力時や鉛直単独入力時との応答性状の比較

一般に原子力施設の設計や地震PSAでは、水平単独入力時や鉛直単独入力時の解析結果に基づき評価される。そこで①の結果に対し、水平単独入力時の応答性状や、鉛直単独入力時の応答性状を比較する。

③基礎浮上りを考慮しない場合との応答比較

①の応答結果に対し、基礎浮上りを考慮しない場合の応答性状を比較し、基礎浮上りが建屋の応答に及ぼす影響を評価する。

④質点系SRモデルとの比較

原子力施設の設計や地震PSAに用いられる、一般的な質点系SRモデルで水平単独入力時の解析を行い、①と応答性状を比較する。

⑤建屋フラジリティ評価

上記の各ケースについてウェブ壁のせん断破壊とフランジ壁の圧壊を想定し（ただし質点系SRモデルはせん断破壊のみ想定）、損傷確率を計算し、建屋フラジリティ曲線を算定する。

2 解析モデルおよび解析条件

解析する3次元FEMモデル及び比較検討に用いる質点系モデルを図1に示す。いずれも地盤建屋連成系モデルとし、基礎の浮上りも考慮する。

建屋はPWR型の原子炉建屋（R/B）である。この建屋は、外部遮蔽建屋（O/S）、内部コンクリート（I/C）、燃料取扱建屋（FH/B）、外周建屋（E/B）、原子炉格納容器（C/V）から構成される複合建物である。図2に各建屋の位置を、表1に各建屋の略号と構造を示す。

2.1 質点系モデル

質点系モデルは、図1（a）に示す、曲げせん断型SRモデルとする。O/S、E/B、FH/BのRC部には、曲げ成分とせん断成分に文献4の復元力特性を考慮する。地盤ばねは振動アドミッタンス理論⁸⁾により水平・回転成分を算定し、回転成分には基礎浮上り非

Table.1 各建屋の略号と構造
Abbreviations and materials for each building

建屋	略号	構造
外部遮蔽建屋	O/S	RC
内部コンクリート	I/C	RC
燃料取扱建屋（上部）	FH/B	Steel
燃料取扱建屋（下部）	FH/B	RC
外周建屋	E/B	RC
原子炉格納容器	C/V	Steel

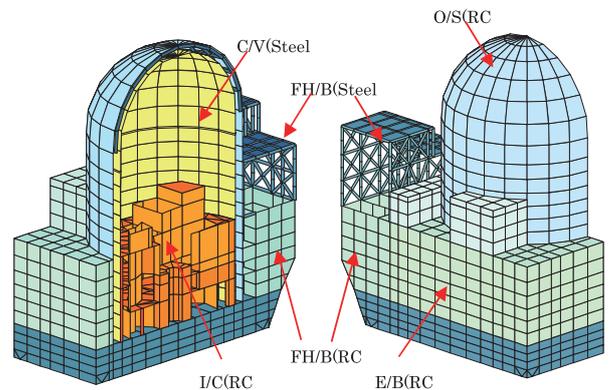


Fig.2 原子炉建屋（R/B）を構成する各建屋の位置
Position of each building consists of the reactor building（R/B）

Table.2 主要な物性値一覧（現実的な物性中央値）
Main physical properties（realistic material median）

地盤	せん断波速度	ポアソン比	密度	—
	2200 (m/s)	0.33	2.7 (t/m ³)	—
コンクリート	ヤング係数 ¹⁾	ポアソン比	密度	最大応力時歪
	25.6 (kN/mm ²)	0.2	2.35 (t/m ³)	$\epsilon_0 = 2.5/1000$
	圧縮強度 ¹⁾	引張り強度	圧縮第1折点	圧縮終局時歪
34.0 (N/mm ²)	1.58 (N/mm ²)	$\sigma_{c1} = \sigma_c/2$	$\epsilon_u = 10/1000$	
鉄筋及び鋼材	ヤング係数	ポアソン比	密度	鉄筋降伏強度 ²⁾
	205.8 (kN/mm ²)	0.3	8.0 (t/m ³)	377.3 (N/mm ²)
減衰定数	地盤	鉄筋コンクリート	鋼材（C/V）	鋼材（FH/B上部）
	0%	FEM:3%, SR:4.9%	1%	2%

1) コンクリート圧縮強度は、設計基準強度の1.39倍とする。またヤング係数は、圧縮強度の増加を反映して割増する。

2) 鉄筋降伏強度は、規格降伏点の1.1倍とする。

線形⁹⁾を考慮する。減衰は歪エネルギー比例型とし、表2の各構造部材の減衰定数を用いる。

2.2 3次元FEMモデル

本3次元FEMモデルを図1 (b) に示す。水平加振方向の平行面で対称となる1/2モデルとする。建屋の壁、床部材はシェル要素、梁・柱・ブレース部材はビーム要素、基礎版及び地盤はソリッド要素を用いてモデル化する。基礎底面と地盤間にジョイント要素を配置し基礎浮上りを評価する。各部のモデルの詳細を以下に示す。

(1) 建屋モデル

O/S, C/V, I/C, E/Bは底部が基礎版で一体となっているが、耐震壁はエキスパンションジョイント等で分けられているため、この部分の節点を二重節点とし、それぞれの建屋を分離する。

基礎版は版厚が9mと厚いため、線形のソリッド要素で厚さ方向に4分割する。O/Sと基礎版については、シェル要素とソリッド要素との回転変形の連続性を図るため、O/Sのシェル要素を基礎版厚の1/2まで埋め込む。

耐震壁の非線形性を考慮するため、O/S, E/B, FH/BのRC部は、鉄筋とコンクリートを層状に置換した積層シェル要素でモデル化する (図3参照)。耐震壁のコンクリートと鉄筋のモデル化方法の概要を以下に示す。詳細は文献7を参照されたい。

材料の非線形性は、面内の応力-歪関係について考慮し、面外のせん断変形成分は線形として扱う。

ひび割れ前のコンクリートは、一軸応力-歪関係を図4のように折れ線で近似し、図5に示すようにDrucker-Pragerの降伏条件に従う弾塑性体とする。ひび割れはSmeared Crackを仮定し、その発生は引張主応力度に基づいて判定する。図中の σ_{cr} はひび割れ発生応力であり、対応する歪を ϵ_{cr} とする。第2方向のひび割れは、第1方向と直交方向に生じるものとする。

ひび割れ発生後のコンクリートは、ひび割れ面直交および平行方向の軸ばねと、ひび割れ面に沿うせん断ばねによりモデル化する。

図6に、ひび割れ後のコンクリートの軸ばねの応力-歪包絡曲線を示す。ひび割れ平行方向の圧縮側剛性および圧縮側強度は一定値 λ で低減させる。

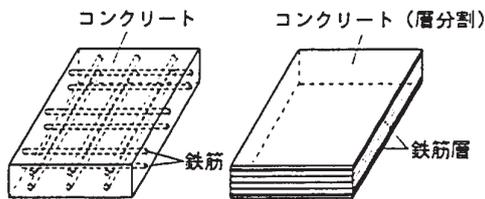


Fig.3 積層シェル要素
Outline of layered shell element

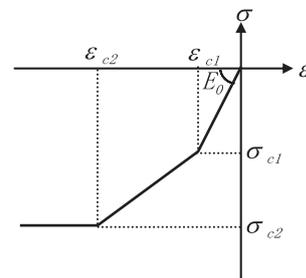


Fig.4 ひび割れ前のコンクリートの一軸応力-歪関係
Uni-axial stress-strain of concrete before cracking

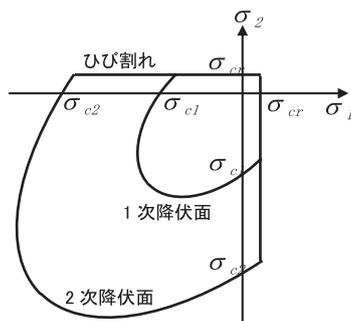


Fig.5 ひび割れ条件と降伏条件
Crack and yield surface

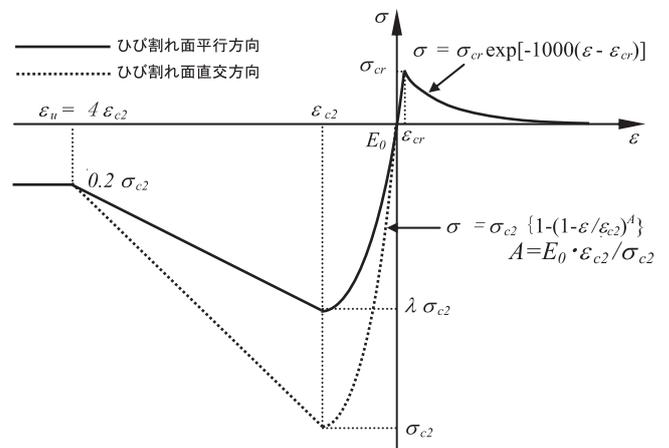


Fig.6 ひび割れ後のコンクリートの一軸応力-歪関係
Uni-axial stress-strain of concrete after cracking

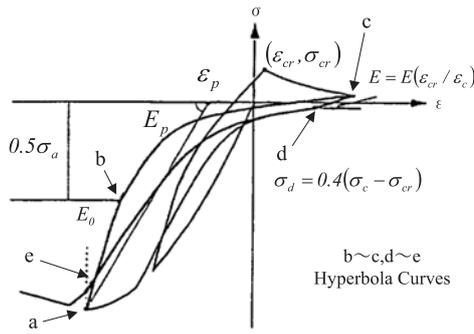


Fig.7 ひび割れ後のコンクリートの繰返し時の履歴特性
Hysteresis curve of concrete for cyclic loading after cracking

軸ばねの繰返し応力時の履歴特性は、Stevens等¹⁰⁾ およびKarsan等¹¹⁾ の検討に基づき図7の双曲線を用いて近似する。ひび割れを生じた要素のせん断剛性 (G_{12}) は、山田・青柳のひび割れ面のせん断伝達剛性に関する提案式¹²⁾ を用いる (図8参照)。

鉄筋は配筋方向に対する単軸材料とし、図9に示すバイリニア型の復元力特性とする。第2勾配は初期剛性の1/100とし、移動硬化則を適用することによりバウシンガー効果を考慮する。鉄筋とコンクリート間は完全付着を仮定する。

このRC耐震壁の非線形解析モデルは、これまで繰返し載荷実験や、動的震動試験等の多くのシミュレーション解析に適用され、良好な精度で応答を評価できることを確認している^{たとえば13-16)}。

本報では、O/S, E/B, FH/B下部のRC耐震壁に上記の非線形要素を適用する。基礎版, I/C, 鋼製C/V, FH/B上部鉄骨部は線形部材とする。以降の応答評価および fragility 評価では、円筒型壁としてO/S, ボックス型壁としてE/Bを代表とし、検討を行う。

減衰はRayleigh減衰を用い、O/Sの水平1次固有振動数と鉛直1次固有振動数において表2の減衰定数を用いる。

(2) 地盤モデル

3次元FEMモデルの地盤部は、ソリッド要素を用いて作成される地盤FEMモデルに、建屋基礎の浮上り挙動を表すために、鉛直自由度について圧縮剛性は極めて高いが引張剛性はゼロであるジョイント要素を付加したものとする。この地盤モデルは文献7で用いたものと同じである。

ジョイント要素の非線形特性を図10に示す。また、地盤モデルの境界条件を図11に示す。側面は粘性境界とし、モデル側方の同一物性の自由地盤と結ばれる。モデル底面も粘性境界とする。

文献7では、地盤インピーダンスの理論解 (振動アドミタンス理論) との対応評価や、地盤モデル上に設置した基礎剛の質点系建屋モデルの応答性状評価、地盤モデル上に設置した無質量剛基礎のM-θ (モーメント-回転角) 関係による浮上り性状評価等により地盤モデルの妥当性を確認している。詳細は同文献を参照されたい。

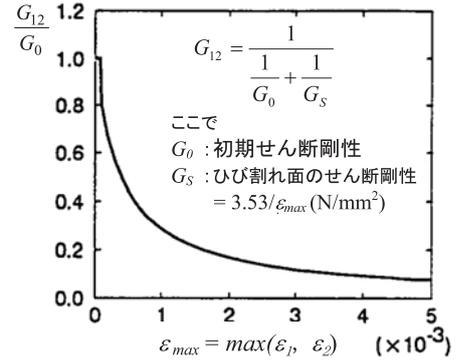


Fig.8 ひび割れ後のせん断伝達剛性
Shear stiffness after cracking

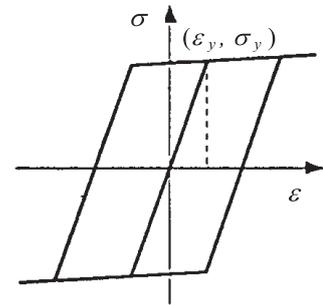


Fig.9 鉄筋の履歴特性
Hysteresis curve of re-bar after cracking

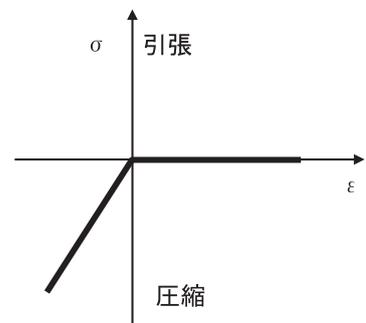


Fig.10 ジョイント要素の非線形特性
Nonlinear characteristics of joint element

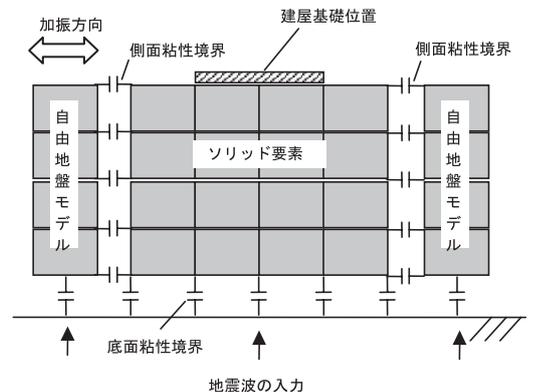


Fig.11 地盤FEMモデルの境界条件
Boundary conditions of the FEM soil model

2.3 想定建物

応答解析に用いる材料の物性値は、既往のPSAの検討例¹⁷⁾に基づき、コンクリート強度、同減衰定数、地盤せん断波速度及び鉄筋降伏強度の変動を考慮して設定した現実的な物性中央値（表2参照）を用いる。

RCの減衰定数は文献16の知見に基づき以下とする。質点系SRモデルでは非線形時の履歴吸収エネルギーが小さいことを勘案し中央値4.9%（平均値5%）とする。3次元FEMモデルでは弾性時の実建屋の性状に基づき3%とする。

2.4 入力地震動

地震PSAの検討では通常、想定されたサイトにおける一様ハザードスペクトルに適合した模擬波を用いる。本研究では、これとほぼ同等と考えられる検討用地震動（文献7の入力地震動と同一、水平波の最大加速度500Gal、鉛直波の最大加速度300Gal、継続時間80.0s、時間刻み0.01s、）を係数倍して用いる。図12に、水平波、鉛直波の加速度時刻歴波形と加速度応答スペクトル（ $h=5\%$ ）を示す。

これらの地震動は、地盤モデルの地表面位置で定義されるものであるが、本研究の地盤建屋連成系モデルを用いる場合、地盤モデル底面位置で地震動を設定することとなり、地表面位置の応答波が上記とずれる可能性がある。そこで入力地震動の補正を行い、地表面中央位置で上記地震動が応答波として得られるような補正波を作成し、これを地盤モデル底面に入力する。この補正波の妥当性は文献7で確認している。

2.5 解析条件

質点系モデル、3次元FEMモデルとも解析は、Newmark- β 法（ $\beta=1/4$ ）を用い、収束計算は修正Newton-Raphson法とする。解析時間刻み Δt は0.002秒とし、入力地震動の最初の40秒間について解析を行う。

3 建屋フラジリティ評価の設定条件

3.1 応答のばらつきの方

応答のばらつきは、偶然的不確かさ（ β_r ）と認識的不確かさ（ β_u ）とを分けて評価する。本報では β_r および β_u は以下とする。

三平等¹⁸⁾は、質点系モデルの建屋応答の β_r について検討を行い、コンクリート強度、同減衰定数、地盤せん断波速度を変動パラメータとしたときの、最大応答せん断歪の β_r が0.2程度となることを示した。本報ではこれに基づき、最大応答せん断歪の β_r を0.2とする。また最大応答上下応力の β_r もこれに合わせて0.2とする。

また美原等¹⁹⁾は質点系モデルの建屋応答の β_u について検討を行い、現状では0.15とすることが望ましいとしている。一方中村等¹⁶⁾は、詳細な3次元FEM解析に対する質点系モデルの強非線形域のモデル化誤差を0.1程度と推定している。そこで本報では、質点系SRモデルの β_u としては0.15、FEMモデルの β_u としては、0.15からこの値を除いた $\sqrt{0.15^2 - 0.1^2} = 0.11$ を用いる。

3.2 損傷モードと耐力の設定

PSA実施基準²⁾解説66では、一般的な原子力発電所建屋の支配的な損傷モードとして耐震壁のせん断損傷を上げている。また、耐震壁の全体も損傷に比較して、局部損傷が建屋損傷に与える影響は小さいとしている。

本報では建屋の損傷モードとして、せん断破壊に加え曲げ破壊及び圧縮破壊を考慮する（表3参照）。局所的な要素レベルの損傷よりも層全体の損傷を評価するため、各層のせん断歪や軸応力は、対応するウェブ部やフランジ部で平均して評価を行うこととする。フランジ部の平均は、北側・南側で別々に計算を行う。

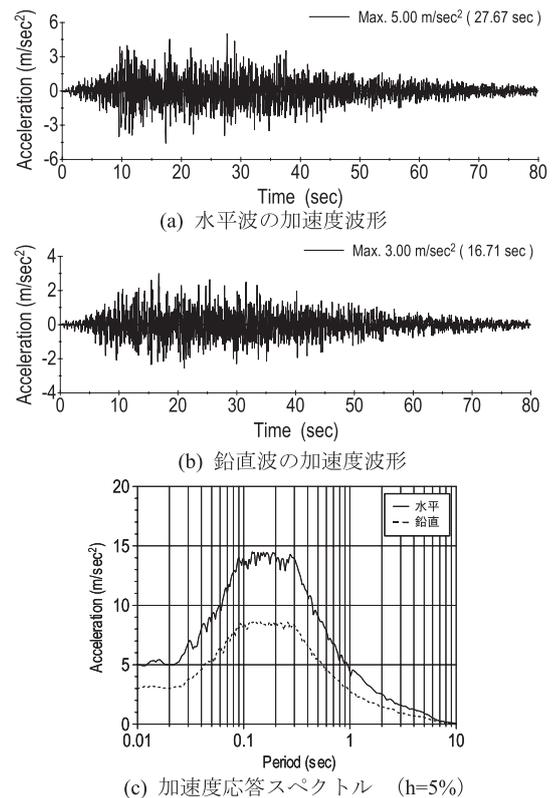


Fig.12 入力地震動
Input ground motion

Table.3 本報で評価する損傷モード
Fracture modes considered in this paper

入力方向	損傷モード	評価の指標	耐力値
水平単独入力及び 水平鉛直同時入力	建屋各層の耐震壁ウエ ブ部のせん断破壊	耐震壁ウエブ部のせん 断歪の平均値	耐震壁の終局せん断歪
	建屋各層の耐震壁フラン ジ部の曲げ破壊	耐震壁フランジ部の上 下応力の平均値	コンクリートの終局圧 縮応力
鉛直単独入力及び 水平鉛直同時入力	建屋各層の耐震壁の圧 縮破壊		

Table.4 耐力（耐震壁の終局せん断歪と圧縮強度）の中央値とばらつき
Median and variability of strength
(ultimate shear strain and compression strength of bearing wall)

耐力の指標		平均値	変動係数	中央値	対数標準偏差
せん断歪	ボックス壁	$5.36 \times 10^{-3} \text{rad}$	0.24	$5.21 \times 10^{-3} \text{rad}$	0.24
	円筒壁	$9.77 \times 10^{-3} \text{rad}$	0.32	$9.30 \times 10^{-3} \text{rad}$	0.32
圧縮強度		34.0 N/mm ²	0.13	33.7 N/mm ²	0.13

表4には、PSA実施基準²⁾ 付属書5（規定）および付属書9（規定）に基づき、耐力値として用いる耐震壁の終局せん断歪とコンクリートの圧縮強度の平均値とばらつきを示す。耐震壁は積層シェル要素を用いてモデル化しているため、いずれの場合も板厚方向最外部のコンクリートの値を用いる。

3.3 フラジリティ曲線の算定

各解析ケースにおけるFEMモデルと質点系モデルのフラジリティ曲線は、以下のように算定する。

まず解析を行った入力加速度レベル毎に、損傷確率を図中にプロットする。損傷確率は、応答値と耐力値の偶然的不確かさ（ β_r ）を考慮して算定する。プロットされた点を最小2乗法により対数正規累積分布関数に近似し、これをフラジリティ曲線とする。

4 大入力時の建屋の応答性状

本章では、大入力時の例として7倍入力（最大加速度：水平3500Gal, 鉛直2100Gal）時の建屋の応答性状を評価する。図13に最大応答値を評価する位置を示す。文献7では、建屋の代表点として図中の○位置での応答を評価した。本報では、建屋の局所ではなく同一高さレベルの平均的な応答を評価することを重要と考え、高さレベルごとに、図中の●位置での応答を時刻ごとに平均し全時刻から最大応答値を抽出する。

また建屋フラジリティ評価のための損傷評価に用いる耐震壁のウエブ部、フランジ部は図14のように設定する。O/Sは平面的に全周を90度毎に4分割し、水平加振方向（南北方向）をフランジ部とする。図14の1/2モデルでは、南側、北側各々対称面から45度分がフランジ部、残りの90度分がウエブ部となる。損傷は各ウエブ部、フランジ部について、時刻ごとの各部の要素の平均値を評価する。

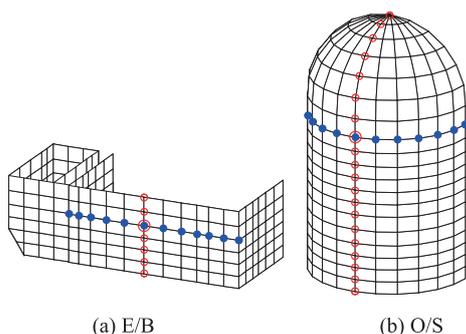


Fig.13 最大応答値を評価する位置
Estimation positions for maximum response values

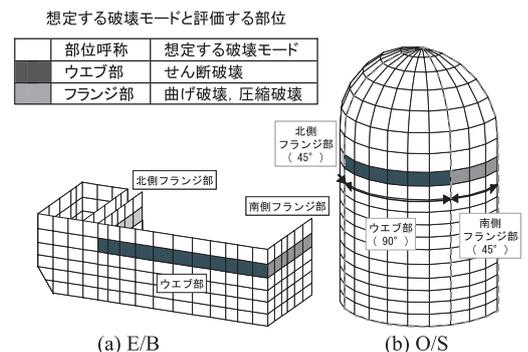


Fig.14 損傷評価に用いる破壊モードと部位
Fracture modes and damage estimation positions

4.1 基本ケースの応答性状

まず実現象に最も近いと考えられる、水平鉛直同時入力で浮上りを考慮した場合を基本ケースとして検討する。図15に7倍入力時の基本ケースの最大水平加速度応答及び最大鉛直加速度応答を示す。一般的に建屋の加速度応答は、建屋の上部ほど応答が大きくなる場合が多い。しかし図15の結果は、建屋の上部から下部まで概ね同程度の応答となっている。これは建屋が大きく非線形化したためと考えられる。

また図13に○で示した代表点位置の応答値も、同一レベルの●位置で平均した応答値もほぼ同様の結果となっている。このため以降の検討では、耐震壁の全体的な性状を反映した同一レベル平均の値を用いて評価を行う。

図16に同ケースのコンクリートひび割れ図を示す。O/S、E/Bともほぼ全要素で2方向のひび割れ発生が見られ、建屋の塑性化が進んでいるものと考えられる。

図17に同ケースの建屋の損傷指標として、(a)耐震壁ウェブ部のせん断歪と、(b)フランジ部の圧縮応力を示す。(a)ではO/SのEI+37.3~50.0 (E/Bに拘束されたレベルのやや上部)の塑性化が顕著であり、ウェブ部平均値で、 10×10^{-3} radに達し円筒壁の耐力中央値 9.30×10^{-3} radを超えている。またE/Bでもボックス壁の耐力中央値 5.21×10^{-3} radに近づいている。また最大損傷要素の値は、これよりさらに大きい、全体的な傾向はウェブ部平均値とほぼ同様である。

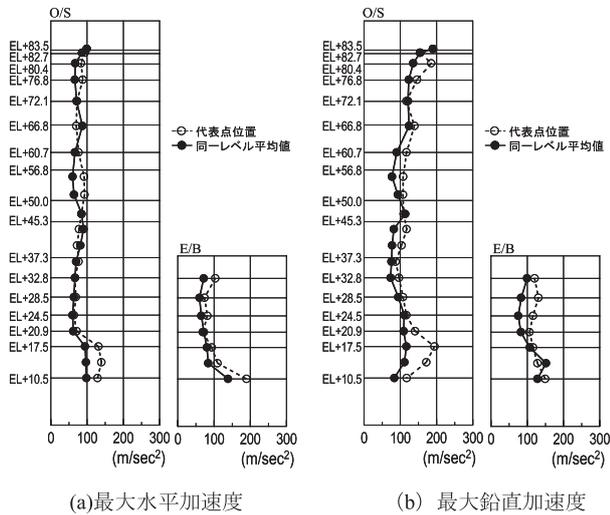


Fig.15 大入力時の応答性状 (水平鉛直同時入力, 浮上り考慮, 入力7倍)
Response behavior for large input motion (simultaneous input, considering uplift, 7 times input)

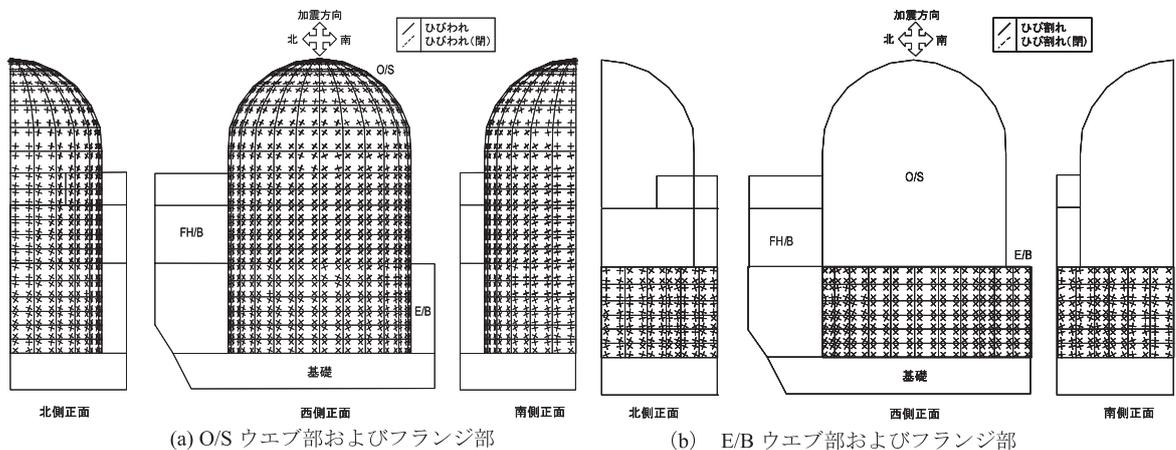


Fig.16 大入力時のコンクリートのひび割れ状態 (水平鉛直同時入力, 浮上り考慮, 入力7倍)
Cracking condition for large input motion (simultaneous input, considering uplift, 7 times input)

(b)では、各フランジ部の圧縮応力を示す。耐力中央値である 33.7N/mm^2 と比べると、各フランジ部の平均値は最大でも 15N/mm^2 程度と1/2以下の値となっている。この傾向は他のケース（水平単独入力や鉛直単独入力の場合、あるいは浮上りを無視した場合等）でもほぼ同様で、圧壊が生じる確率が極めて小さい結果となっている。これより以降の検討では、損傷評価としてはウエブ部のせん断歪を検討することとする。

4.2 水平単独入力時及び鉛直単独入力時との比較

図18に基本ケースの結果と、水平単独入力及び鉛直単独入力の結果を比較して示す。(a)の最大水平加速度及び(c)の最大せん断歪については、水平単独入力の結果と比較し、良く対応する結果となっている。(b)の最大鉛直加速度については鉛直単独入力の結果と比較し、同様に良く対応する結果となっている。

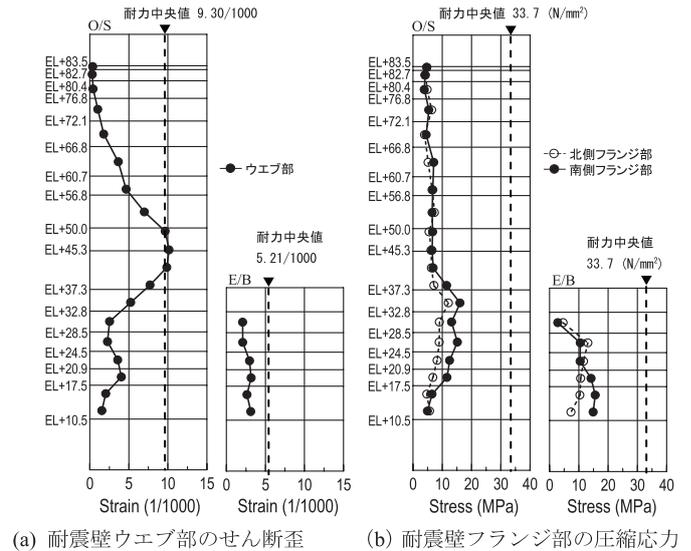


Fig.17 大入力時の損傷状態（水平鉛直同時入力、浮上り考慮、入力7倍）
Damage condition for large input motion (simultaneous input, considering uplift, 7 times input)

4.3 浮上りを無視した場合との比較

図19に、基本ケースの結果と、基礎浮上りを無視した場合の結果を比較して示す。(a)の最大水平加速度及び(c)の最大せん断歪については、両者の結果は良好に対応する。しかし(b)の最大鉛直加速度については、基本ケースの結果は、浮上りを無視した場合の結果に比してやや差異がある。

4.4 接地率の比較

図20に各ケースの接地率を比較して示す。基本ケース（水平鉛直同時入力）では、1倍入力時は75%であるが2倍入力時は27%に低下し、3倍以上の入力では5%以下となる。これに対し水平単独入力では、1倍入力時と3倍入力時以上ではほぼ同様の結果となるが、2倍入力時では、52%と基本ケースと差異が大きい。

既往の研究では、水平単独入力で接地率50%程度以上となる場合には、接地率に与える鉛直動入力の影響は小さいと指摘されている。これに対し、本報の2倍入力時の結果は大きな差異が生じている。この理由は以下と考えられる。これまでの検討では、鉛直動は水平動の50~60%程度の振幅で300Gal以下である場合が多かった。これに対し本報では、600Gal（重力加速度の約60%）の鉛直動を与えており、従来の検討よりも鉛直動の振幅が大きかったためと考えられる。

本報では、鉛直単独入力の場合も解析している。4倍入力以上では、接地率が0となっている。本解析ではこのように全ジョイント要素が引張り域に入り、建屋が地盤からジャンプした場合でも結果が妥当なものであることを確認している。

4.5 質点系SRモデルとの比較

図21に、3次元FEMモデルの基本ケースの結果と、質点系SRモデルに水平単独入力7倍入力した場合の結果を比較する。(a)の最大水平加速度では、FEMモデルとSRモデルの結果は極めて良く対応している。また(b)の最大せん断歪では、O/S部に関してはFEMモデルとSRモデルの結果は概ね対応する。しかしE/Bではほぼ全層でSRモデルの結果はFEMモデルに対してやや差異がみられる。以上より、質点系SRモデルの大入力時の応答は、3次元FEMモデルの結果に対し、全体として概ね良く対応するといえる。

また図20の接地率も、質点系SRモデルの結果は4倍入力以上で10%程度に留まっているが、FEMモデルの水平単独入力の結果と概ね対応している。

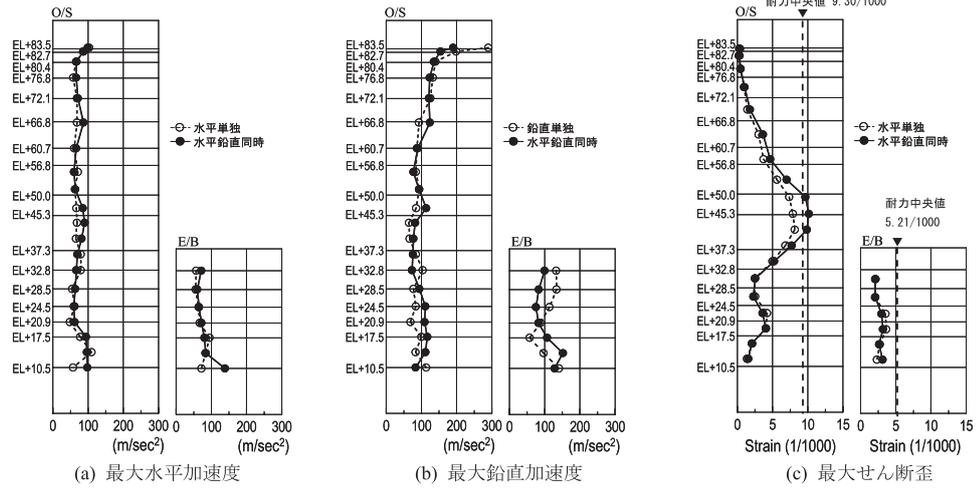


Fig.18 水平鉛直同時入力時と水平及び鉛直単独入力時の最大応答値の比較 (浮上り考慮, 入力7倍)
Comparison of maximum responses between simultaneous input and vertical input (considering uplift, 7 times input)

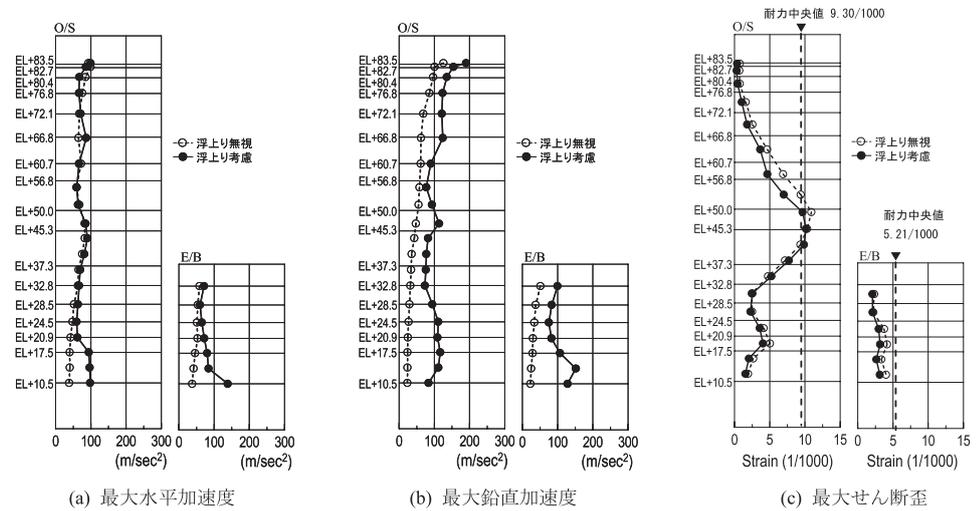


Fig.19 基礎浮上りを考慮した場合と無視した場合の最大応答値の比較 (水平鉛直同時入力, 入力7倍)
Comparison of maximum responses between when uplift is considered and when neglected (simultaneous input, 7 times input)

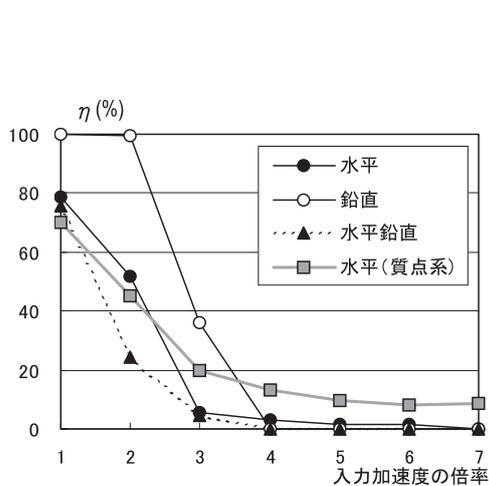


Fig.20 接地率の比較
Comparison of ground contact ratio

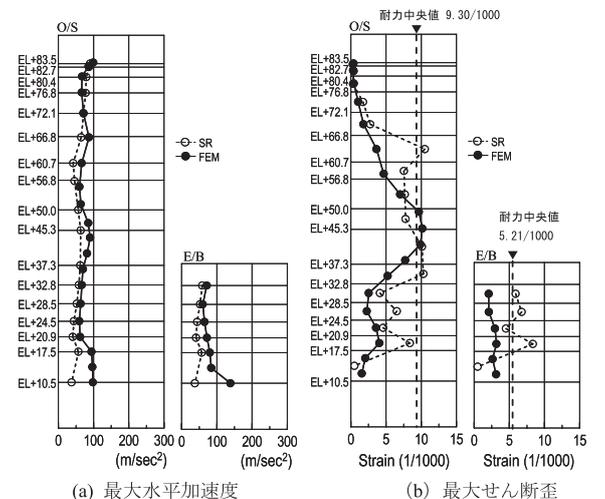


Fig.21 3次元FEMモデルと質点系SRモデルの最大応答値の比較 (FEMは水平鉛直同時入力, 浮上り考慮, 入力7倍)
Comparison of maximum responses between 3D FEM model and lumped mass SR model (simultaneous input for FEM model, considering uplift, 7 times input)

5 建屋フラジリティ評価

図22は、基本ケースのO/S, E/Bのウェブ部各層毎に算定したフラジリティ曲線のうち、O/S, E/Bの各々について最も損傷確率の高い曲線を示したものである。これらのうちO/Sが最もクリティカルである。

図23は水平単独入力の場合と水平鉛直同時入力の場合の比較、図24は浮上りを考慮した場合と無視した場合の比較である。いずれの図でも、クリティカルなO/Sにおいてはフラジリティ曲線の差異は小さい。これより、鉛直動や基礎浮上りが建屋のフラジリティ評価に与える影響は比較的小さかった。

図25は、FEMモデルの基本ケースと水平単独入力の質点系SRモデルとの比較である。質点系SRモデルの結果は、同一入力では全体的にFEMモデルの結果より損傷確率が大きくなった。またO/SよりE/Bの方が、損傷が生じやすくなっており、この傾向は図21 (b)

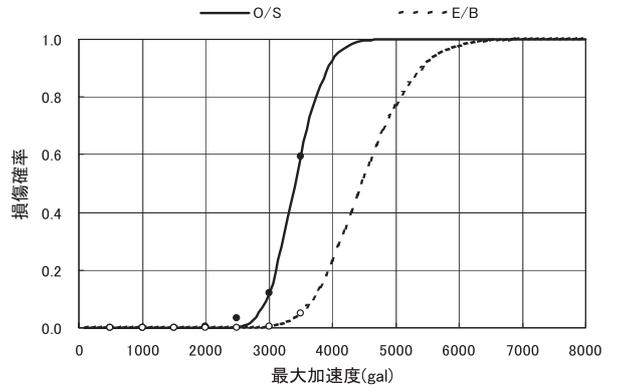


Fig.22 水平鉛直同時入力時（浮上り考慮）の建屋各部のフラジリティ曲線
Fragility curves of each position of the building for simultaneous input (considering uplift)

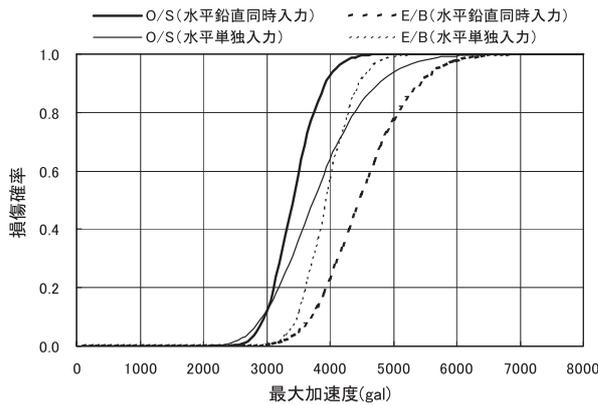


Fig.23 水平鉛直同時入力時と水平単独入力時のフラジリティ曲線の比較
Comparison of fragility curves between simultaneous input and horizontal input

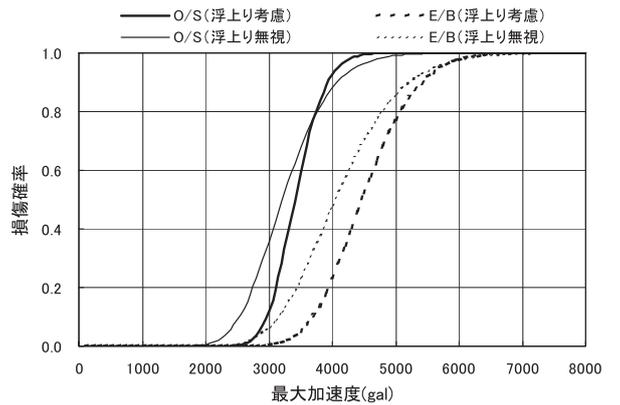


Fig.24 基礎浮上りを考慮した場合と無視した場合のフラジリティ曲線の比較
Comparison of fragility curves between when uplift is considered and when neglected

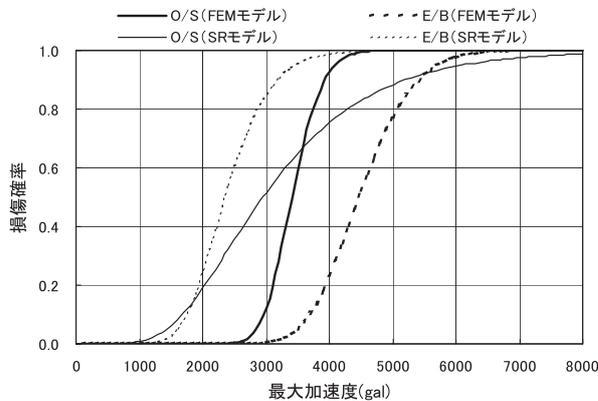


Fig.25 FEMモデルと質点系SRモデルのフラジリティ曲線の比較
Comparison of fragility curves between 3D FEM model and lumped mass SR model

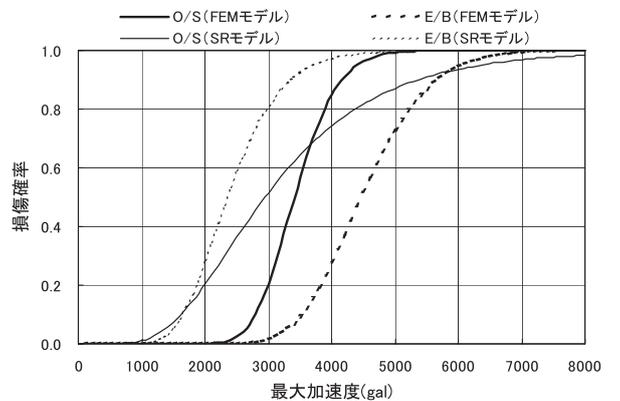


Fig.26 FEMモデルと質点系SRモデルのコンポジット・フラジリティ曲線の比較
Comparison of composite fragility curves between 3D FEM model and lumped mass SR model

の結果に対応するものと考えられる。以上の結果、質点系SRモデルのフラジリティ曲線は、FEMモデルに対して損傷を大きく評価する傾向があり、特にE/Bでやや差異が大きかった。

図26は、図25の結果に3.1節の βu を考慮してコンポジット・フラジリティ曲線を算定したものである。 βu の値としては、質点系モデルで0.15、FEMモデルで0.11を用いている。その結果、図25から大きな性状の変化はなく、ほぼ同様の結果となった。

6 まとめ

本報では、非線形3次元FEMモデルを用いて、想定した原子力発電所建屋の大入力時の地震応答解析を行い、地震PSAの建屋フラジリティ評価を試みた。まず、水平最大加速度を3500Galまで上げた応答解析を行い、鉛直入力動や、基礎浮上りが応答性状に与える影響を評価した。またSRモデルの応答結果との比較も行った。

さらに、破壊モードとしてウェブ壁のせん断破壊とフランジ壁の圧壊を想定し、建屋フラジリティ評価を試みた。以上を通じて、想定した建屋モデルに関し以下の知見が得られた。

- 1) 想定するRC耐震壁の損傷モードとしては、せん断破壊が曲げ破壊や圧縮破壊より先行した。
- 2) せん断歪による評価では、水平単独入力と水平鉛直同時入力のフラジリティ評価の差は小さく、鉛直入力の影響は比較的小さかった。
- 3) フラジリティ評価への基礎浮上りの影響は比較的小さかった。
- 4) フラジリティ評価では、質点系SRモデルはFEMモデルよりも損傷を大きく評価する傾向がみられた。

これらより、非線形3次元FEMモデルによる建屋フラジリティ評価法は、より高精度な地震PSA評価のため有効性が高いものと考えられる。

参考文献

- 1) 原子力安全委員会：「発電用原子炉施設に関する耐震設計審査指針」等の耐震安全性に係る安全審査指針類の改訂等について、18安委第59号、平成18年9月19日
- 2) 日本原子力学会：日本原子力学会標準 原子力発電所の地震を起因とした確率論的安全評価実施基準、2007、2007.9
- 3) Kasuga, Y., Kambayashi, A., Tsunashima, N., et al.: Nonlinear seismic response of a PWR-type reactor building simulated by a 3-D FEM model, Proc. of 12th WCEE, Paper No. 1091, 2000.
- 4) 日本電気協会：「4.2鉄筋コンクリート耐震壁の復元力特性の評価法」、原子力発電所耐震設計技術指針JEAG4601-1991追補版, pp.79-97, 1991.6
- 5) 春日康博, 綱島直彦, 尾崎昌彦, 他：大規模鉄筋コンクリート構造物の地震時非線形挙動に関する解析的研究, 構造工学論文集, Vol.49B, pp.193-202, 2003.3
- 6) Nakamura, N., Ino, S., Kurimoto, O. and Miake, M.: An Estimation Method for Basemat Uplift Behavior of Nuclear Power Plant Building, Nuclear Engineering and Design, Vol.237, pp.1275-1287, 2007.7
- 7) 中村尚弘, 山田 淳, 藪下直人, 綱嶋直彦, 鈴木琢也, 中野富夫：基礎浮上りを考慮した3次元FEMモデルによる原子力施設建屋の水平・鉛直同時入力時の応答性状に関する検討, 構造工学論文集Vol.54B, pp.581-589, 2008.3
- 8) 田治見 宏：耐震理論に関する基礎的研究, 東京大学生産技術研究所報告, 第8巻, 第4号, pp.170-215, 1959
- 9) 日本電気協会：「5. 建屋の地震時の基礎浮上りの評価法」、原子力発電所耐震設計技術指針JEAG4601-1991追補版, pp.131-138, 1991.6
- 10) Stevens, I.D., Uzumeri, S.M. and Collins, M.P.: Analytical Modeling of Concrete Subjected to Monotonic and Reversed Loadings, Department of Civil Engineering, Publication No.87-1, University of Toronto, 1987.2
- 11) Karsan, I.D. and Jirsa, J.O.: Behavior of Concrete under Compressive Loading, Journal of Structural Division, ASCE, pp.2543-2563, 1969.12
- 12) 山田一字, 青柳征夫：ひび割れ面におけるせん断伝達機構, 第2回RC構造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.19-28, 1983
- 13) 大宮幸男, 矢花修一, 金澤健司, 谷口 元, 上林厚志：鉄筋コンクリート耐震壁の静的繰返し解析 その1～2, 日本建築学会大会梗概集, pp.835-838, 1995.8

- 14) Ueda, M., Seya, H., Ohmiya, Y., Taniguchi, H. and Kambayashi, A.: Nonlinear Analysis on RC Shear Wall Shaking Table Test, Proc. 14th Int. Conf. Struct. Mech. Reactor Tech., pp.433-440, 1997.8
- 15) 中村尚弘, 春日康博, 網嶋直彦, 他: 水平繰返し加力を受ける鉄筋コンクリート耐震壁のエネルギー消費に関する解析的研究, 日本建築学会構造系論文集No.565, pp.87-94, 2003.3
- 16) 中村尚弘, 伏見 実, 宮崎 覚, 日野吉彦, 藤田 豊, 杉田浩之, 森山健一, 鈴木琢也: 原子力発電所建屋のフラジリティ評価における建屋の強非線形域でのモデル化誤差の検討, 日本建築学会技術報告集No.26, pp.499-504, 2007.12
- 17) 岡崎 敦, 吉田伸一, 政尾 亨, 瀬谷 均, 他: 原子炉建屋の損傷度評価法に関する検討 その1~その4, 日本建築学会大会梗概集, pp.1651-1658, 1994
- 18) 三明雅幸, 小林和禎, 水野 淳, 杉田浩之, 美原義徳: 原子力発電所建屋のフラジリティ評価における不確かさの検討 その1 偶然的な不確かさの影響に関する検討, 日本建築学会大会梗概集, pp.1103-1104, 2005
- 19) 美原義徳, 伏見 実, 宮崎 覚, 杉田浩之: 原子力発電所建屋のフラジリティ評価における認識的不確かさに関する研究 その3 まとめ, 日本建築学会大会梗概集, pp.1083-1084, 2007