



日本原子力研究開発機構機関リポジトリ
Japan Atomic Energy Agency Institutional Repository

Title	鉄筋コンクリート耐震壁に対する等価線形解析の適用性検討; 原子炉建屋耐震壁終局応答試験の三次元有限要素法シミュレーション解析
Author(s)	市原 義孝, 中村 尚弘, 森谷 寛, 堀口 朋裕, 崔 炳賢
Citation	日本原子力学会和文論文誌, 21(1), p.1-14
Text Version	出版社版
URL	https://jopss.jaea.go.jp/search/servlet/search?5071218
DOI	https://doi.org/10.3327/taesj.J20.038
Right	日本原子力学会

鉄筋コンクリート耐震壁に対する等価線形解析の適用性検討： 原子炉建屋耐震壁終局応答試験の三次元有限要素法シミュレーション解析

市原 義孝^{1,2,†}, 中村 尚弘^{2,*}, 森谷 寛¹, 堀口 朋裕³, 崔 炳賢⁴

Applicability of Equivalent Linear Analysis to Reinforced Concrete Shear Walls:

3D FEM Simulation of Experiment Results of Seismic Wall Ultimate Behavior

Yoshitaka ICHIHARA^{1,2,†}, Naohiro NAKAMURA^{2,*}, Hiroshi MORITANI¹,
Tomohiro Horiguchi³ and Byunghyun Choi⁴

¹Regulatory Standard and Research Department, Secretariat of Nuclear Regulation Authority, 1-9-9 Roppongi, Minato-ku, Tokyo 106-8450, Japan

²Graduate School of Advanced Science and Engineering, Hiroshima University, 1-4-1 Kagamiyama, Higashi-Hiroshima-shi, Hiroshima 739-8527, Japan

³Terrabyte Corporation, 3-10-7 Yushima, Bunkyo-ku, Tokyo 113-0034, Japan

⁴Nuclear Safety Research Center, Japan Atomic Energy Agency, 2-4 Shirakata, Tokai-mura, Ibaraki 319-1195, Japan

(Received March 22, 2021; accepted in revised form August 6, 2021; published online December 10, 2021)

In this study, we aim to approximately evaluate the effect of nonlinearity of reinforced concrete structures through seismic response analysis using the equivalent linear analysis method. A simulation analysis was performed for the ultimate response test of the shear wall of the reactor building used in an international competition by OECD/NEA in 1996. The equivalent stiffness and damping of the shear wall were obtained from the trilinear skeleton curves proposed by the Japan Electric Association and the hysteresis curves proposed by Cheng et al. The dominant frequency, maximum acceleration response, maximum displacement response, inertia force-displacement relationship, and acceleration response spectra of the top slab could be simulated well up to a shear strain of approximately $\gamma = 2.0 \times 10^{-3}$. The equivalent linear analysis used herein underestimates the maximum displacement response at the time of ultimate fracture of approximately $\gamma = 4.0 \times 10^{-3}$. Moreover, the maximum shear strain of the shear wall could not capture the locally occurring shear strain compared with that of the nonlinear analysis. Therefore, when employing this method to evaluate the maximum shear strain and test results, including those during the sudden increase in displacement immediately before the fracture, sufficient attention must be paid to its applicability.

KEYWORDS: three-dimensional, finite element method, seismic analysis, simulation, reinforced concrete, reactor building, seismic shear wall, equivalent linear analysis, nonlinear analysis, ultimate response test

I. はじめに

原子炉建屋に代表される原子力発電所施設の多くは、放射線に対する遮蔽機能が要求されることから、一般建築物

に比べ壁厚の大きい鉄筋コンクリート(RC)による耐震設計が行われる。このようなRC耐震壁を主構造とした建屋の耐震設計において、三次元有限要素法(FEM)による地震応答解析は、地震時の建屋の挙動を精度よく詳細に把握する方法として、極めて有用な手段の1つとなっている。筆者らはこれまでに、改良型沸騰水型原子炉の原子炉建屋を対象に、周辺地盤も含め詳細なモデル化を行った三次元FEMモデルを用いて、建屋-地盤相互作用を考慮した2007年新潟県中越沖地震のシミュレーション解析を行い、地下外壁側面の地盤のはく離・滑りが建屋の最大応答

¹ 原子力規制庁 長官官房技術基盤グループ

² 広島大学大学院 先進理工系科学研究科

³ (株)テラバイト 技術部

⁴ (国研)日本原子力研究開発機構 安全研究センター

[†] 現在, (株)竹中工務店 原子力火力本部(Power Eng. Dept., Takenaka Corp.)

* Corresponding author, E-mail: naohiro3@hiroshima-u.ac.jp

加速度や床応答加速度スペクトルに与える影響を検討してきた¹⁾。しかし、これら三次元 FEM モデルによる地震応答解析は、既往の検討成果^{2~4)}を参考に、建屋の挙動を線形と仮定した解析であり、RC 耐震壁の非線形挙動までを考慮した検討は行われていない。このため、今後、幅広い入力地震動レベルを対象とした地震応答解析から建屋の三次元的な応答特性を精度よく評価するためには、地下外壁側面の地盤のはく離・滑り等の非線形挙動のみならず、RC 耐震壁の非線形挙動までを考慮した地震応答解析を行い、建屋の詳細な非線形挙動を明らかにしていくことが耐震安全性評価手法の高度化を図る上でも重要になる。なお、ここでいう建屋の三次元的な応答特性とは、地震時に建屋全体が平面的に回転するねじれ挙動に加え、個々の床や壁の変形、直交する壁の影響を考慮した外壁や内壁の変形、建屋側面や底面の土圧の影響を考慮した地下外壁および基礎スラブの変形をいい、建屋各部に分布する質量を各階の床位置に集中させ、その間の剛性を梁要素で代表させた質点系モデルや二次元 FEM モデルでは表すことのできない建屋および地盤の応答特性をさす。

RC 耐震壁の非線形挙動を考慮した地震応答解析に関しては、これまでに主として RC 材料の非線形性を種々の構成則に組み込んだ FEM による検討が行われ、静的繰り返し載荷試験や動的加振試験等のシミュレーション解析から、試験結果と良好な対応関係が得られることが確認されている。(例えば、Song *et al.*⁵⁾)原子力発電所施設建屋においては、1996 年に経済協力開発機構の原子力機関(OECD/NEA)の主催で日本の原子力発電技術機構(NUPEC)から提供された I 型断面耐震壁の振動台試験(NUPEC 振動台試験)の国際解析コンペ⁶⁾が行われ、RC 構成則を組み込んだ積層シェル要素による動的なシミュレーション解析結果が報告されている^{7~10)}。ここで、積層シェル要素とは、異なる性質の層をもつ積層平板のシェル要素である。これら検討では、RC のコンクリートと鉄筋を板厚方向に層状に置換することで、その非線形性を考慮した解析が行われている。この NUPEC 振動台試験を対象としたシミュレーション解析について、Ueda *et al.*¹¹⁾は、三次元 FEM 非線形解析コード NAPISOS を用いた検討から終局状態までの加速度応答波形および変位応答波形が試験結果とよく一致した関係にあることを確認している。この他に最近では、Nakamura *et al.*¹²⁾、秋田¹³⁾、Richard *et al.*¹⁴⁾による別の原子力発電所施設建屋の RC 耐震壁を対象とした解析例が報告されている。

これら静的繰り返し載荷試験もしくは動的加振試験のシミュレーション解析では、荷重-変形関係や時刻歴応答波形等、試験結果と良好な対応が得られているものの、シミュレーション解析と同程度の解析精度を得るためには、個々の有限要素に適用するコンクリート材料等の力学モデルの基礎的な検証や適用性の確認が要求されるとともに、使用するモデルが導出された前提条件や適用範囲を十分に

把握する必要がある。また、原子炉建屋を三次元 FEM で詳細にモデル化した地震応答解析モデルに材料構成則による非線形特性を適用する場合には、計算時間が著しく増大するため、今日の高性能コンピュータを用いても 1 度の解析に数週間を要することも珍しくない。一方、原子力発電所施設建屋の三次元的な応答特性を詳細に把握するためには、周辺地盤や建屋-地盤相互作用の影響を考慮した十分な数の地震応答解析が必要になるため、これら検討が格段に難しくなる。このため、原子炉建屋等の原子力発電所施設の非線形挙動を三次元 FEM モデルにより詳細に把握する場合には、解析精度の確保を前提に、計算負荷低減につながる新たな手法を検討する必要がある。

これら既往の精緻な検討に対し、米国土木学会(ASCE)が規定する ASCE/SEI4-16¹⁵⁾では、原子力発電所施設建屋の RC の非線形性を簡易に評価する方法として、Multi-step method を推奨している。この Multistep method は、前述の時間領域における非線形系の応答を等価な線形系の応答に置き換える手法であり、初期剛性による解析とひびわれの影響を考慮した 2 回の解析から、RC 部材の剛性低下が建屋応答に与える影響を評価している。しかし、この Multistep method は、ひびわれによる RC 部材の剛性低下を一律 0.5 倍の低減係数で考慮しており、実用的な手法である反面、その設定根拠に乏しく、実際の建屋応答の精度については不明確と考えられる。これに対し Ghiocel *et al.*^{16~18)}は、RC 材料の非線形性の影響を考慮した三次元 FEM モデルの計算負荷低減につながる新たな手法として、振動数に依存しない複素減衰を用いた周波数領域での線形解析を基本とする、RC 建造物の復元力特性および履歴曲線を組み合わせた繰り返し計算による等価線形化法を提案している。この周波数領域での線形の応答解析の繰り返し計算から、RC 材料の非線形性の影響を復元力特性および履歴曲線により考慮する手法は、SHAKE¹⁹⁾や Kausel *et al.*²⁰⁾および Yoshida *et al.*²¹⁾の地盤材料の非線形性をせん断ひずみに応じた等価剛性および等価減衰により近似的に考慮する等価線形解析と同様の考え方である。国内の地盤の等価線形解析においては、支持地盤の剛性低下率の平均値で 0.7 の下限値が適用範囲として示されており²²⁾、原子炉建屋等の原子力発電所施設を対象とした三次元 FEM モデルの計算負荷低減に対しても同様の大きな成果が見込める。しかし、Ghiocel *et al.* の等価線形解析は、簡易な RC 建造物を対象とした非線形解析結果との比較しか行われておらず^{16~18)}、三次元 FEM による実際の原子炉建屋の応答解析に適用する場合には、その適用範囲について試験結果との照合を通した十分な検証が必要になる。

したがって本報では、原子炉建屋等の原子力発電所施設の三次元的な応答特性を詳細に把握するための RC 材料の非線形性の影響を近似的に評価するという観点で、等価線形解析手法の RC 耐震壁への適用性を検討する。なお、検討に使用する試験結果は、原子力発電所施設建屋に関連

し、かつ、各種情報が開示されている信頼性の高いデータを選定する必要がある。そこで本報では、1996年にOECD/NEAによる国際解析コンペ⁶⁾で使用されたNUPEC振動台試験を対象として選定し、新たに地震応答解析を実施した。具体的には、弾性から塑性、終局に至るまでの5つの加振レベルに対応した非線形解析および等価線形解析から、それぞれの解析法の精度を検証した。さらに、本報では、試験体上部スラブの卓越振動数、応答加速度、応答変位、慣性力-変位関係、床応答スペクトルおよびRC耐震壁の最大せん断ひずみの試験結果との比較から、それぞれの解析法の特徴を考察した。

II. NUPEC 振動台試験の概要

1. RC 耐震壁の試験体の概要

原子力発電所施設建屋を対象としたRC耐震壁の多くは、柱・梁を主体とする一般建築物のRC耐震壁と比べ、壁厚が大きく、配筋量も多い。このような特徴を踏まえた試験体の破壊形式は、既往の試験結果および事前の予備解析結果から、耐震壁のせん断すべり破壊と考えられ²³⁾、NUPEC振動台試験では、同破壊モードを考慮した模擬地震波による加振計画が立案された。Fig. 1に旧多度津工学試験所の大型高性能振動台で行われたNUPEC振動台試験のRC耐震壁の試験体概要を示す。なお、本解析ではU-1の試験結果を対象にシミュレーション解析を実施する。

試験体の壁部分の形状は、ウェブ寸法が75 mm × 3,000 mm、フランジ寸法が100 mm × 2,980 mm、内法寸法が2,020 mm、シアスパン比 M/QD が0.8である。重錘は、試験体の上部スラブに付加するものとし、その重さは、壁の軸方向応力度が $\sigma_o = 1.47$ MPa (0.15 kgf/mm²) となるように定めている。その設置状況は、Fig. 1に示すとおりであり、上部スラブの回転慣性を小さくして回転の影響を極力小さくするために、重錘が中央位置に寄せられている。試験体の上部スラブウェブ側側面の中央付近に

は、加振試験中に得られた水平変位波形および加速度波形を記録する変位計および加速度計が設置され、基礎スラブ上端との相対変位および絶対加速度が計測されている。

ウェブ壁およびフランジ壁のコンクリートには、最大粒径10 mm以下の豆砂利を用いたコンクリートが使用され、基礎スラブおよび上部スラブには、呼び強度25.0 MPa (2.55 kgf/mm²)のレディーミクストコンクリートが使用されている。コンクリートの材料試験は、加振試験開始時に行われ、その平均圧縮強度はウェブ壁およびフランジ壁で28.6 MPa (2.92 kgf/mm²)、基礎スラブで36.9 MPa (3.76 kgf/mm²)、上部スラブで28.2 MPa (2.88 kgf/mm²)であった。ウェブ壁の壁筋比(コンクリート断面積に対する鉄筋断面積の比率)は、縦・横ともに $p_v = p_h = 1.2\%$ 、使用する鉄筋はD6@70(異形鉄筋、公称直径6.35 mm、間隔70 mm)のダブル配筋である。鉄筋の降伏強度は、材料試験結果より、平均で383 MPa (39.1 kgf/mm²)であった。

2. 加振試験の概要

NUPEC振動台試験では、Fig. 1に示す試験体に弾性から塑性、終局に至るまでの5つの加振レベル(RUN1からRUN5)による模擬地震波を用いた破壊試験が行われた。NUPEC振動台試験で対象となったRUN1からRUN5までの加振レベルを以下に示す。

- RUN1：微小振幅レベルならびに弾性範囲
- RUN2(RUN2d)：せん断ひびわれ発生時のひずみレベル(せん断変形角が0.24/1,000 rad程度)
- RUN3：せん断降伏発生時のひずみレベル(せん断変形角が0.72/1,000 rad程度)
- RUN4：せん断変形角が2/1,000 rad程度
- RUN5：最大耐力近傍(せん断変形角が4/1,000 rad程度)

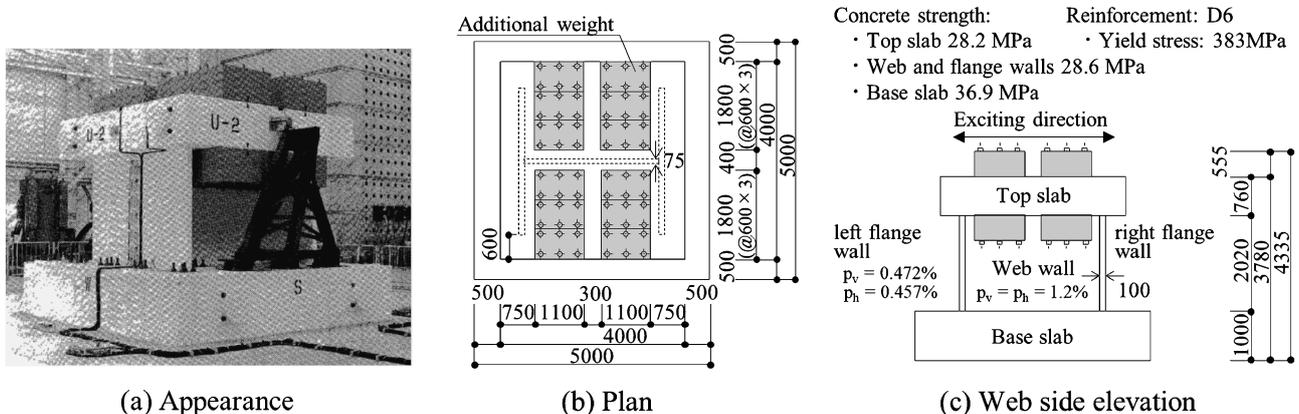


Fig. 1 Depiction of the test setup of reinforced concrete (RC) shear wall (a) Appearance, (b) Plan, (c) Web side elevation²³⁾.

このとき、RUN2については、得られた応答が上述の加振レベルより小さかったため、RUN3の前にRUN2dが追加で実施されている。本報では、RUN1からRUN5の加振レベルのうち、弾性挙動をしていると考えられるRUN1、RC耐震壁の損傷度合いが大きいRUN4およびRUN5を中心にシミュレーション解析結果を報告する。

3. 入力波の概要

Figure 2にRUN1からRUN5の模擬地震波の加速度時刻歴波形および加速度応答スペクトルを示す。模擬地震波は、試験体の初期弾性域から最大耐力域までの周期領域(約0.07 sから0.25 s)で加速度応答スペクトルが平坦になるよう、目標とするスペクトル形状を定め作成されている。その入力の大きさは、RUN1で0.054 G、RUN2dで

0.310 G (\equiv RUN1 \times 5.7), RUN3で0.358 G (\equiv RUN1 \times 6.6), RUN4で0.588 G (\equiv RUN1 \times 10.9) およびRUN5で1.254 G (\equiv RUN1 \times 23.2)である。模擬地震波の継続時間は12秒、時間刻みは0.001秒、入力方向は水平方向(ウェブ壁面内方向)である。

4. 試験結果の概要

Figure 3にRUN1からRUN5終了時のひびわれ状況を示す。U-1試験体では、RUN1終了時にウェブ壁脚隅角部に小さな斜めひびわれが確認され、RUN2d終了時にウェブ壁中央部に斜めせん断ひびわれが発生した。RUN3からRUN4にかけてせん断ひびわれの本数が増えはじめ、RUN5でウェブ壁脚部付近にせん断すべり破壊が生じた。その範囲は、ひびわれが集中する脚部よりやや上部

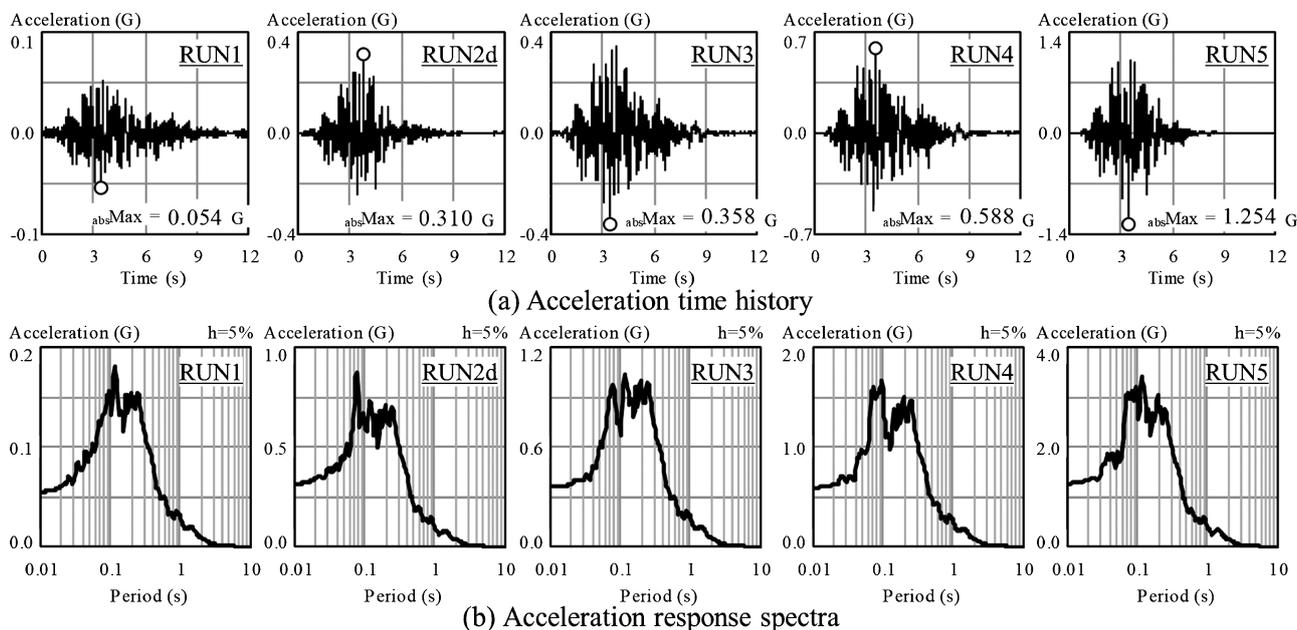


Fig. 2 Artificial earthquake motions²³⁾
(a) Acceleration time history, (b) Acceleration response spectra.

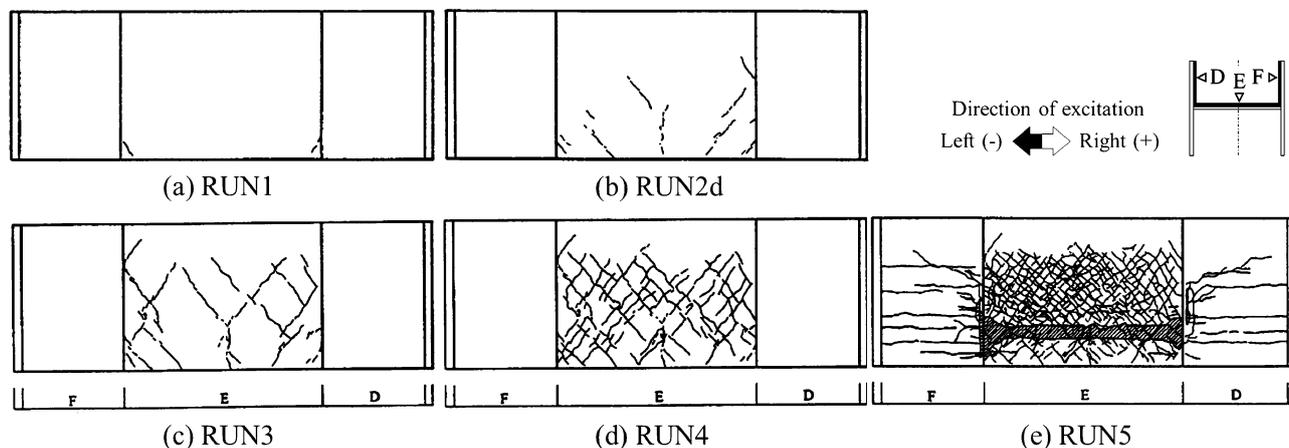


Fig. 3 Visual observation of cracks for (a) RUN1 (b) RUN2d (c) RUN3 (d) RUN4 and (e) RUN5²³⁾

(基礎スラブより高さ約 40 cm)に位置し、ウェブ壁を拘束するフランジ壁や基礎スラブの影響とみられる破壊形状が確認された。せん断すべり破壊によって生じたコンクリートの崩落範囲を Fig. 3(e)に斜線で示す。

III. RC 耐震壁のモデル化と地震応答解析手法

1. RC 耐震壁のモデル化

Figure 4 に RC 耐震壁の三次元 FEM モデルおよび基礎固定時の一次の固有モードを示す。図中の EQ モデルは、等価線形解析で使用した三次元 FEM モデル、図中の NL モデルは、非線形解析で使用した三次元 FEM モデルを示す。

EQ モデルの壁体部は材料特性を線形としたシェル要素、NL モデルの壁体部は材料特性を非線形とした積層シェル要素でモデル化し、基礎スラブ、上部スラブおよび重錘は線形のソリッド要素で EQ モデル、NL モデルともにモデル化した。EQ モデルの作成および解析には、米国機械学会 (ASME) が定める原子力の品質保証規格 NQA-1 (Nuclear Quality Assurance-1) に準拠した ACS SASSI²⁴⁾ を、NL モデルの作成および解析には FINAS/STAR²⁵⁾ を用いた。なお、EQ モデルの固有値解析には、ANSYS²⁶⁾ を用いた。また、ACS SASSI による EQ モデルの解析では、試験と同様の基礎固定による境界条件を直接設定することができないため、基礎固定と同等の条件となるよう十分剛な地盤を EQ モデルの下にモデル化した。

壁体部の要素分割は、試験体上部スラブ中央付近の観測点の応答を精度よくシミュレーションすることを念頭に、ウェブ壁の高さ方向で 6 分割程度、辺長比で最大 1 : 3 程度とする基本方針を定め、加振方向に 150 mm から 500 mm、高さ方向に 200 mm から 500 mm の範囲でモデル化を行った。振動解析の場合、要素分割は試験体の変形を求める程度の分割でよく、応力集中を求めるほど密にする必要はないものの、比較するモデルの固有モードや固有振動数は一致している必要がある。このため、EQ モデル、NL モデルの基礎位置を固定し、初期剛性に基づく固

有値解析を実施した。

EQ モデルおよび NL モデルの固有振動数は、試験の 13.2 Hz と比較してそれぞれ 13.3 Hz と 14.1 Hz であり、NL モデルがわずかに高めである。これは、NL モデルに設定している双曲線型の非線形特性の影響であり、後述する RUN1 の伝達関数から求まる卓越振動数と試験結果の 13.2 Hz が一致するよう初期剛性を設定しているためである。EQ モデルと NL モデルの一次の固有モードは、ウェブ壁のせん断変形が卓越しており、使用する有限要素やメッシュサイズ等のモデル化の違いによる影響は小さいことがわかる。

2. 等価線形解析手法

地盤の等価線形解析では、強震時の非線形サイト特性を評価するため、せん断弾性係数 G 、減衰定数 h の動的変形特性が必要となる。地盤の動的変形特性は、せん断弾性係数 G もしくは減衰定数 h のひずみ依存特性 (G - γ 関係、 h - γ 関係) によって表され、室内試験や修正 Ramberg-Osgood モデル等の力学モデル (復元力特性および履歴曲線) により設定される。本報では、地盤の等価線形解析と同様に RC 耐震壁の G - γ 関係、 h - γ 関係を評価するため、原子炉建屋等の原子力発電所施設の動的変形特性を適切に表現した復元力特性および履歴曲線から等価剛性および等価減衰の評価を行う。Fig. 5 に本手法の計算手順を示す。ここで、 α はせん断ひずみ調整係数、 β は減衰調整係数を示す。非線形せん断パネルのモデル化に当たっては、Fig. 4 に示す耐震壁モデルのウェブ壁を上下 2 枚に等分割し、それぞれ Panel A, Panel B と設定した。

ウェブ壁の Panel A および Panel B の等価剛性および等価減衰の評価には ACS SASSI の Option NON²⁷⁾ を適用する。Option NON は、ACS SASSI に実装されている解析機能の 1 つであり、非線形せん断パネル内の面内せん断ひずみから、パネルごとの等価剛性および等価減衰を評価する機能である。ここで、非線形せん断パネルとは、解析者が設定する壁面内の線形のシェル要素のグループであ

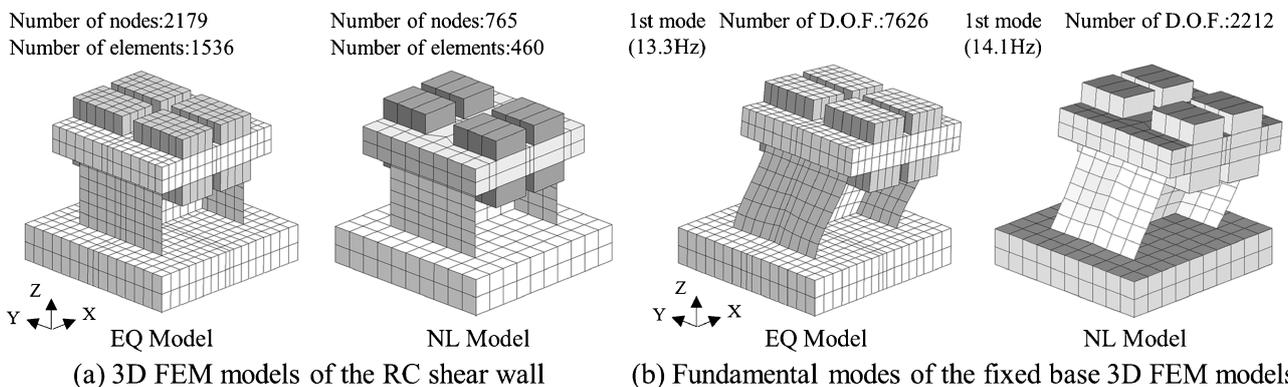


Fig. 4 (a) 3D finite element method (FEM) models of the RC shear wall and (b) fundamental modes of the fixed base 3D FEM models

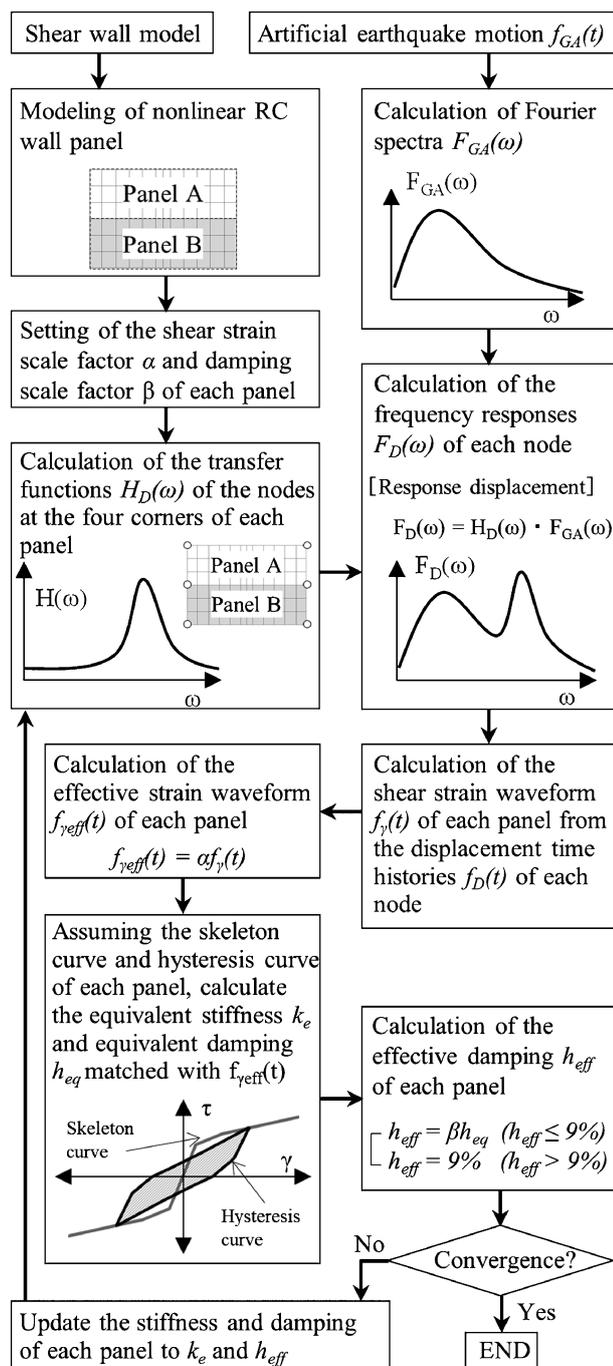


Fig. 5 Calculation procedure of equivalent linear analysis

る。面内せん断ひずみは、このグループ4隅の節点の相対変位から計算される。

RCの等価線形解析として、Fig. 6に示すRC耐震壁の復元力特性と履歴曲線を想定した。ここで、 k_0 は初期剛性、 k_e は等価剛性、 h_{eq} は等価減衰定数、 h_0 は初期減衰定数、 ΔW は履歴ループの1サイクル当たりの消費エネルギー、 W は等価ポテンシャルエネルギー、 β は複素減衰定数、 k は複素ばねの実部、 k' は複素ばねの虚部、 F_c はコンクリートの圧縮強度、 G はコンクリートのせん断弾性係数、 p_v, p_h は縦、横筋比、 σ_y は鉄筋降伏応力度、 M/QD

はシアスパン比を示す。等価剛性は、履歴ループにおける変位最大点と原点を結ぶ割線剛性で与える。等価減衰を表す等価減衰定数は、履歴ループの1サイクル当たりの消費エネルギー ΔW と等価ポテンシャルエネルギー W の関係に初期減衰定数 h_0 を与えて求める。

RC耐震壁の復元力特性は、原子炉建屋を対象に実施されたボックス壁や円筒壁等の試験データに基づき設定された原子力発電所耐震設計技術指針²⁸⁾(JEAG4601)の3折れ線のスケルトンカーブとした。ここで、スケルトンカーブの第1折点はRC耐震壁中央付近にせん断ひびわれが生じ始める目安値、第2折点は鉄筋が降伏し始める目安値、第3折点は終局破壊に至る目安値を示す。なお、Fig. 6中の復元力特性はJEAG4601²⁸⁾の工学単位系をSI単位系に変換したものである。履歴曲線は、Option NONに実装されている履歴ルールのうち、Cheng *et al.*が提案するCheng-Mertz shear model²⁹⁾(CMSモデル)とした。このCMSモデルは、低層のRC耐震壁を対象として実施された試験データに基づき定められた履歴ルールであり、荷重-変形関係やひずみエネルギーの解析で試験結果と遜色のない結果が得られている²⁹⁾。また、履歴ルール等の設定方法も詳細に文書化されており、米国エネルギー省(DOE)や米国土木学会(ASCE)等の原子力に関連する検討に対しても適用実績がある¹⁸⁾。

SHAKE¹⁹⁾に代表される地盤の等価線形解析では、有効ひずみを求める際にひずみ波の最大値に乗ずる係数(有効ひずみ係数)をパラメータ設定する必要がある。Option NONによるRCの等価線形解析でも、等価剛性および等価減衰を求める際に非線形せん断パネルのモデル化とせん断ひずみ調整係数、減衰調整係数のパラメータ設定が必要になる。ここで、せん断ひずみ調整係数は、せん断ひずみ波に乗じる係数であり、地盤の等価線形解析における有効ひずみ係数に相当する。開発元からは、経験的な値として0.80が推奨され²⁷⁾、各非線形せん断パネルに同一の値が適用される。減衰調整係数は、地盤の等価線形解析にはみられないACS SASSI独自のパラメータである。履歴ループの面積から求める等価減衰に乗じる係数であり、減衰が過大に設定されることを防ぐ低減係数としての役割がある。

これら調整用のパラメータの決定に当たって、RUN2dおよびRUN3の試験結果を対象に感度解析を実施した。本報の目的である原子炉建屋等のRC耐震壁への等価線形解析の適用性を評価するためには、最大応答加速度を精度よく評価する必要がある。このため、せん断ひずみ調整係数については、0.60から0.90までの値に対する感度解析を行い、RUN2dおよびRUN3の最大応答加速度の試験結果を最も良好に説明する係数として0.70を採用した。一方、減衰調整係数については、その影響がほぼみられなかったため、調整を行わない値として1.0の値を用いた。非線形せん断パネルは、耐震壁の上部と下部で塑性進展具

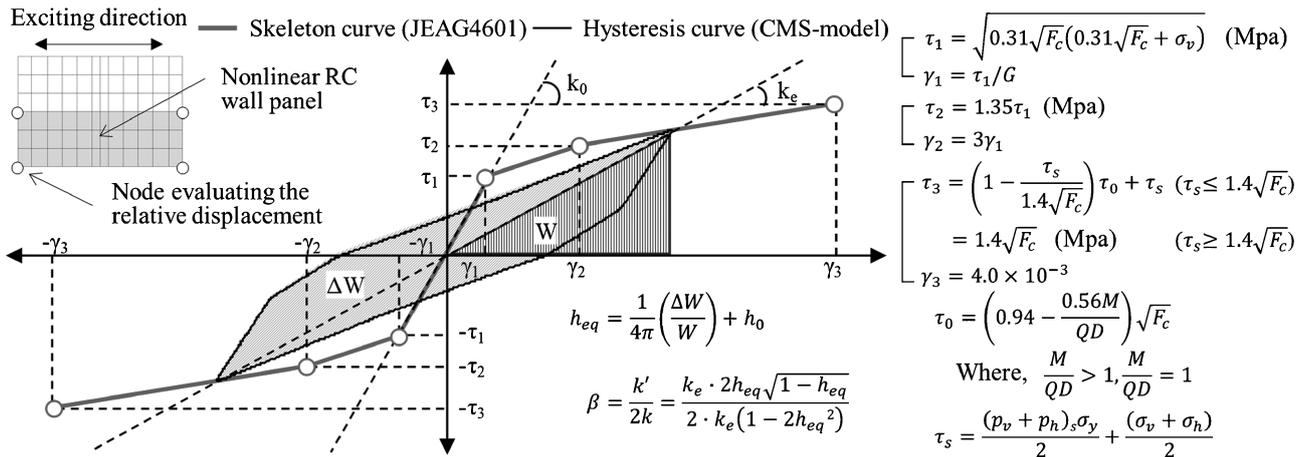


Fig. 6 Relationship between restoring force characteristics and hysteresis curve of RC shear walls

合の違いが想定されたことから、パネルのアスペクト比が3程度となり、耐震壁の上部、下部で等価剛性および等価減衰の繰り返し計算が可能なモデル化とした。なお、ここでいう耐震壁の上部と下部の塑性進展具合の違いとは、Fig. 3に示すRC耐震壁のひびわれ状況から推定される耐震壁内部の剛性低下のばらつきをいい、RUN1からRUN5までのひずみレベルを想定した場合に耐震壁脚部から高さ方向に進展するせん断ひびわれの発生状況をさす。

Table 1にRUN1からRUN5のEQモデルの等価剛性および等価減衰を示す。このとき、等価剛性および等価減衰は、上下の非線形せん断パネルの平均値から求めた。また、参考として、RUNごとの剛性低下率 k_e/k_0 および複素減衰定数 β を併記した。なお、解析における等価減衰は、複素剛性として考慮した。ここで、RUN1は線形解析のため、Table 1に示す等価剛性および等価減衰は初期剛性および初期減衰を表す。

RUN4までの等価減衰は、上述の感度解析を踏まえ、最大応答加速度だけでなく最大応答変位までもよく説明できる値として、等価減衰の上限に関する感度解析を行い、9%のカットオフを設けた。9%のカットオフの設定に当たっては、ASCE/SEI4-16¹⁵⁾のRC構造物のResponse Level 3(JEAG4601²⁸⁾で定めるスケルトンカーブの第2折点以降のひずみレベルに相当)で定める10%の減衰定数を参考に、その値以下の範囲で設定した。一方、RUN5については、試験結果がRC耐震壁の終局破壊に至っていることおよびカットオフを設けても最大応答変位を良好に説明することができなかったことから、減衰定数のカットオフを設けなかった。等価線形解析の繰り返し計算は、n-1回目とn回目の等価剛性の変化が1%以下もしくは、繰り返し回数上限を9回とすることを収束条件とした。収束回数が9回を超える場合には、等価剛性の変化が最も小さい収束条件を採用した。

Table 1 Equivalent stiffness and equivalent damping for EQ Model

Run No.	Effective shear strain γ_e ($\times 10^{-6}$)	Equivalent stiffness k_e (MPa)	Stiffness reduction coefficient k_e/k_0	Equivalent damping factor h_{eq} (%)	Hysteretic damping factor β (%)
RUN1	127	996	1.00	1.00	1.00
RUN2d	421	814	0.82	6.85	6.90
RUN3	614	589	0.59	9.00	9.11
RUN4	1,400	330	0.33	9.00	9.11
RUN5	4,010	176	0.18	17.7	18.6

3. 非線形解析手法

RC材料の非線形性を解析で考慮するため、RCを層状に置換した積層シェル要素によるモデル化を行う。(Fig. 7(a))このとき、RC材料の非線形性は、ウェブ壁の面内の応力-ひずみ関係のみで考慮し、面外の変形やフランジ壁の変形は線形として取り扱う。ウェブ壁のコンクリートは、FINAS/STARに実装されている力学モデルとして、引張特性に出雲らのモデル³⁰⁾(Fig. 7(b))、圧縮特性に前川らのモデル³¹⁾(Fig. 7(c))を与えた。ひびわれは、前川らの疑似直交2方向のSmearred Crackモデル³¹⁾とし、その発生は引張主応力度に基づいて判定した。ひびわれが生じた要素のせん断剛性は、前川らのひびわれ面のせん断伝達関数に関する提案式³¹⁾を用いた。

コンクリートの圧縮強度は試験結果と同一とし、最大圧縮応力時までの応力-ひずみ関係は圧縮側の試験結果と一致させた。コンクリートの引張強度は試験結果と同一とし、鉄筋との付着に関するパラメータ C は2.0とした。ここで、パラメータ C はコンクリートのひびわれとひびわれの間で作用する付着力によって鉄筋からコンクリートへ引張力が伝達される物理的な現象を表し、その大きさによってRCにひびわれが生じた後のコンクリートの引張負担能力が決定される。出雲らのモデル³⁰⁾は最大引張応力到

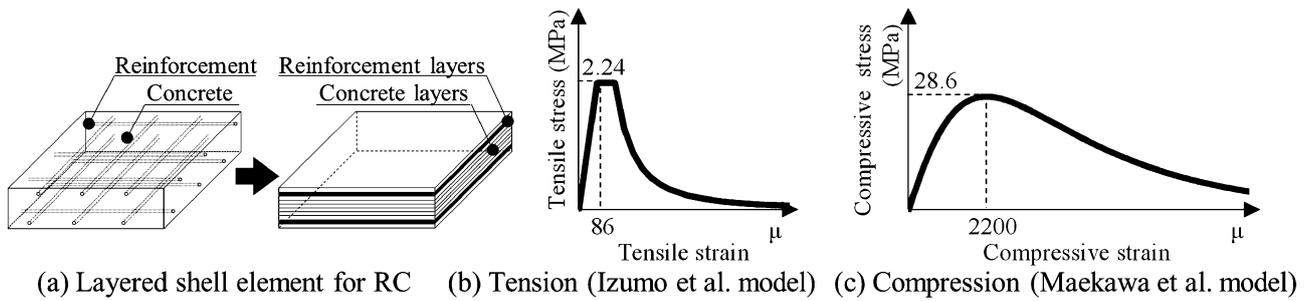


Fig. 7 Modeling of nonlinear characteristics of RC shear walls

(a) Layered shell element for RC, (b) Tension (Izumo *et al.* model³⁰⁾, (c) Compression (Maekawa *et al.* model³¹⁾).

達後、引張側のひずみ ε_t が $2\varepsilon_t$ の領域まで応力-ひずみ関係はフラットな形状とし、 $2\varepsilon_t$ 以降で低減するモデルとした。鉄筋は配筋方向に対する単軸材料とし、バイリニア型の復元力特性とした。このとき、復元力特性の第2勾配は初期剛性の1/100に設定した。鉄筋とコンクリート間の付着すべりは非考慮(完全付着)とし、その影響をパラメータ C で考慮することとした。

時間積分法はNewmark- β 法とし、 β 及び γ の係数はそれぞれ $\beta=1/4$ 、 $\gamma=1/2$ とした。非線形解析の反復方法は解析ステップごとに剛性を変化させる接線剛性法とし、3回まで収束を求めた。3回に達しても収束が得られない場合には、残差力を次の解析ステップに持ち越した。解析時間刻みの大きさは、弾性域でのRUN1の感度解析の結果から、RUNごとの塑性進展具合に合わせた設定とし、RUN1で0.002秒、RUN2dおよびRUN3で0.0005秒、RUN4およびRUN5で0.0002秒とした。減衰は、初期剛性比例型の内部粘性減衰とし、事前に実施した感度解析から、試験結果を最もよく説明することができる値として、試験結果の13.2 Hzに対して0.8%を仮定し、すべてのRUNで同一とした。各RUNの解析は、RC耐震壁の振動台試験の加振順序に合わせ、自重解析を行った後に、それぞれのRUNに至るまでの解析を段階的に1つずつ実施した。このとき、RUN1はほぼ弾性挙動であるため、この段階的な解析ではRUN1の解析を省略し、RUN2dから順に模擬地震波を入力した。

EQモデルの解析には、DELLのパーソナルコンピュータ(CPU: Intel(R) Xeon(R) CPU E5-1650 v3 @3.70 GHz, メモリ: 128 GB)を、NLモデルの解析には、HPのパーソナルコンピュータ(CPU: Intel(R) Xeon(R) CPU E5-1630 @3.70 GHz, メモリ: 32 GB)を使用した。

EQモデルの計算時間については、使用したパーソナルコンピュータの性能に差があるため、直接の比較は難しいものの、NLモデルに比べ0.70倍から0.10倍程度(RUN1からRUN5)の短縮がみられた。

IV. 三次元FEMモデルを用いたシミュレーション解析によるRC耐震壁の応答性状

本報では、RC材料の非線形性の影響を、三次元FEMモデルを用いて、近似的に等価線形解析による地震応答解析で説明することを目的として、NUPEC振動台試験のシミュレーション解析を実施した。

Table 2にRUN1からRUN5の卓越振動数、上部スラブの最大応答加速度および最大応答変位の解析結果と試験結果の比較を示す。ここで、卓越振動数 f_0 は、基礎下端に入力する模擬地震波に対する上部スラブの応答波形のフーリエスペクトル比(伝達関数)から計算した。ただし、RUN5は、RC耐震壁が終局破壊に至っていることを踏まえ、終局破壊以前の解析結果(0.0秒からおよそ3.9秒までの解析結果)を用いて伝達関数、最大応答加速度、最大応答変位を計算した。最大応答変位は、振動台試験と同じ基礎スラブ上端中央付近からの相対変位として評価した。

Table 2より、RUN4のEQモデルの最大応答変位、RUN2dのNLモデルの最大応答変位で試験結果との差異がやや大きいものの、RUN5のEQモデルの最大応答変位を除けば、いずれの解析ケースも、最大応答加速度で試験結果との差異が10%以内、最大応答変位で25%以内に収まっており、既往の同一試験を対象としたシミュレーション解析結果^{10,11,32,33)}と比較しても、遜色のない結果が得られた。なお、EQモデルの最大応答変位は、RUN4およびRUN5で過小評価となっているが、この傾向は、II章で設定したせん断ひずみ調整係数をRUN2dおよびRUN3の最大応答加速度に最もよく一致するよう定めたことが一因である。このため、RUN5で終局破壊前に計測された最大応答変位は、18.2 mmであるが、EQモデルの最大応答変位はこれを大きく下回る結果となった。このせん断ひずみ調整係数の設定によっては、試験結果の最大応答変位に最もよく一致するよう解析条件を定めることも可能ではあるが、単に係数を調整した場合、最大応答加速度を過大評価することにつながるため、留意が必要である。等価線形解析の適用性を考える上では、II章で定めたせん断ひずみ調整係数他、パラメータの設定は、1つ

Table 2 Comparison of test and model dominant frequency (f_0), maximum acceleration response, and maximum displacement response of the top slab (The values in parentheses indicate the analysis/test ratio.)

Run No.	Input Acc. (G)	Test (max. value)			Analysis (max. value) ^{d)}					
		f_0 ^{a)} (Hz)	Acc. (G)	Disp. (mm)	EQ Model			NL Model		
					f_0 (Hz)	Acc. (G)	Disp. (mm)	f_0 (Hz)	Acc. (G)	Disp. (mm)
RUN1	0.054	13.2	0.212	0.29	13.3 (1.01)	0.207 (0.98)	0.28 (0.97)	13.2 (1.00)	0.208 (0.98)	0.29 (1.00)
RUN2d	0.310	— ^{b)}	0.619	1.05	12.2 (—)	0.618 (1.00)	0.98 (0.93)	11.4 (—)	0.628 (1.01)	1.29 (1.23)
RUN3	0.358	11.3	0.718	1.63	10.7 (0.95)	0.663 (0.92)	1.39 (0.85)	10.9 (0.96)	0.699 (0.97)	1.73 (1.06)
RUN4	0.588	9.0	0.899	3.72	8.42 (0.94)	0.904 (1.01)	3.04 (0.82)	9.54 (1.06)	0.955 (1.06)	3.69 (0.99)
RUN5 ^{c)}	1.254	7.7	1.37	18.2	6.29 (0.82)	1.35 (0.99)	8.18 (0.45)	7.81 (1.01)	1.27 (0.93)	18.1 (0.99)

^{a)} Dominant frequency of the test result was calculated by obtaining the transfer function from the small amplitude vibration test.
^{b)} Small amplitude vibration test to calculate the dominant frequency was not conducted before RUN2d because the specimen responses in the previous steps (RUN1 and RUN2) were in the elastic region.
^{c)} The results of RUN5 were calculated as the maximum response values for the results up to around 3.9 s before the ultimate fracture.
^{d)} The color of each cell indicates the maximum difference from the test results, with: 25% or more, black; 15% or more, gray; and less than 15%, no color.

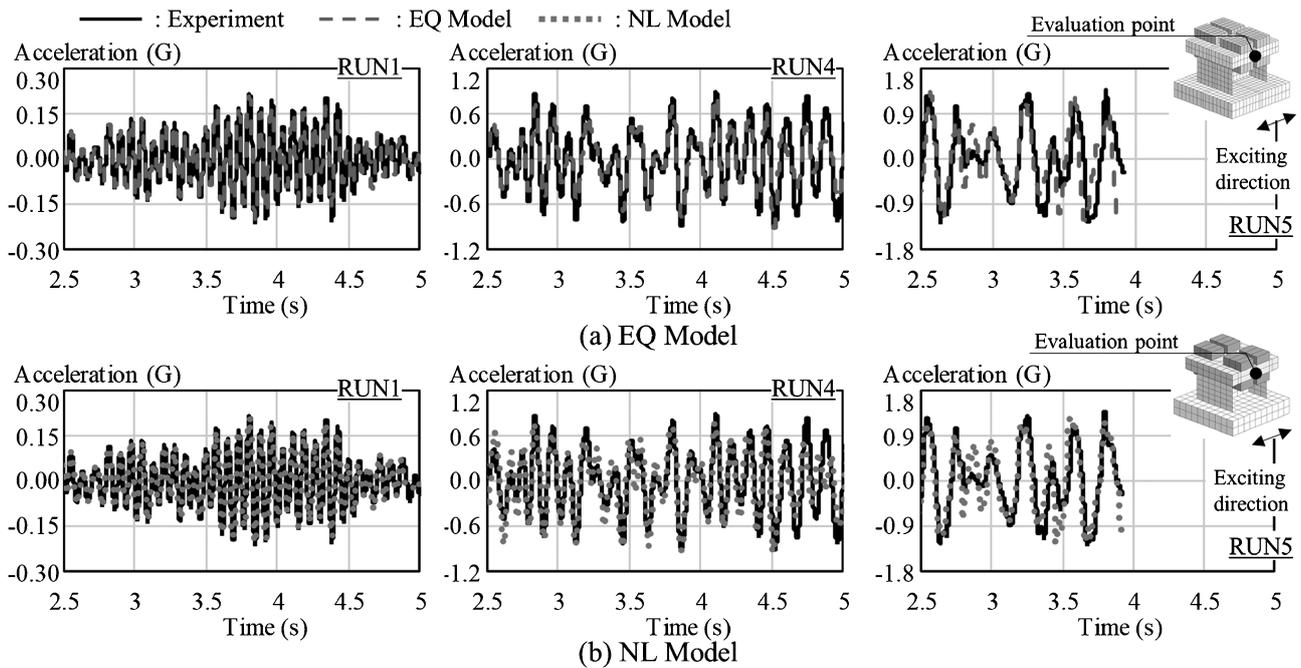


Fig. 8 Comparison of analysis and test on acceleration response of top slab for (a) EQ Model and (b) NL Model

の知見として捉えることはできるものの、これら設定について、改良の余地は十分に残されているものと考えられる。

Figures 8, 9それぞれに RUN1, RUN4 および RUN5 の上部スラブの加速度応答波形, 変位応答波形の試験結果と解析結果の比較を示す。

RUN1 は弾性挙動を示していると考えられ, 試験結果と解析結果で良好な対応関係にあり, 最大値や波形形状も合致している。RUN4 は, 加振レベルを 2.0×10^{-3} 程度に設定していることから, RC 耐震壁のせん断ひびわれの

本数が急激に増え始めており, RUN1 に比べ波形の長周期化がみられる。解析結果は, いずれのモデルも 4.5 秒付近まで試験結果の波形形状をよく再現しており, その傾向をよく捉えているものの, 4.5 秒以降は, 解析結果と試験結果の間で差異が大きい。これは, 4.5 秒の直前に試験結果が最大応答加速度を経験していることから, 試験結果の塑性進展具合を解析でうまく捉えられていないことが一因と考えられる。RUN5 では, 3.9 秒付近で試験体にせん断すべり破壊が生じ, 試験結果ではそれ以降, 波形が長周期化している。加速度応答の解析結果は, いずれのモデルも

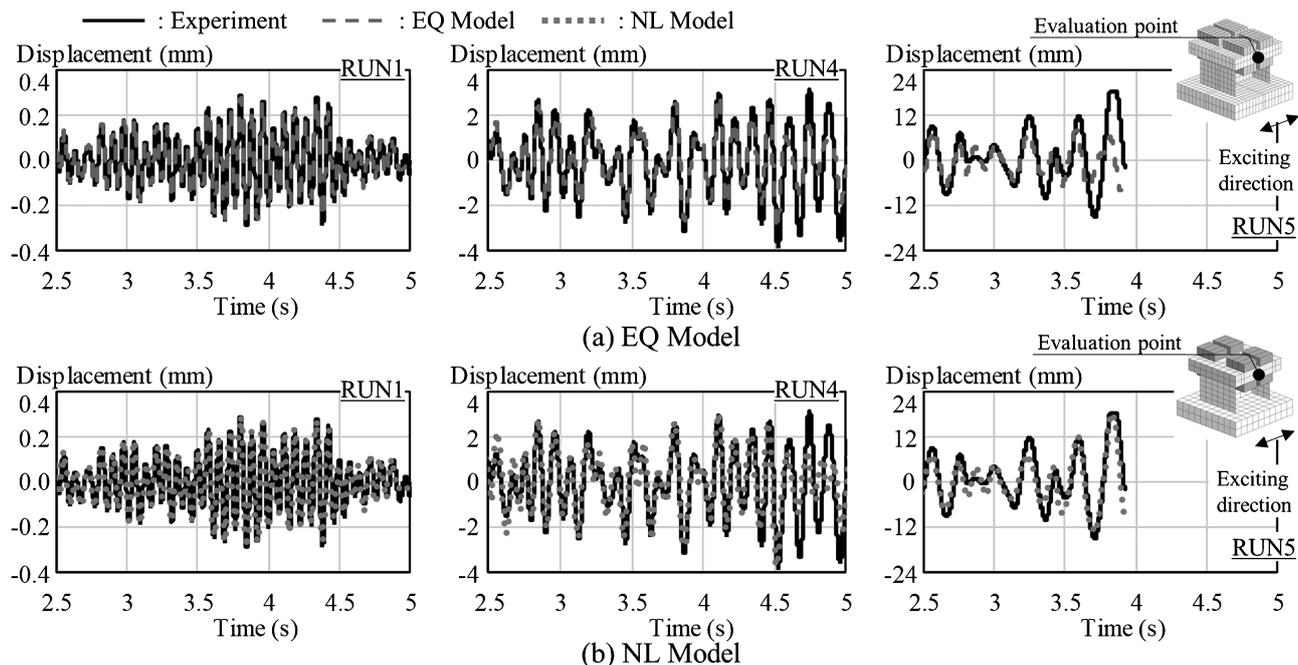


Fig. 9 Comparison of analysis and test on displacement response of top slab for (a) EQ Model and (b) NL Model

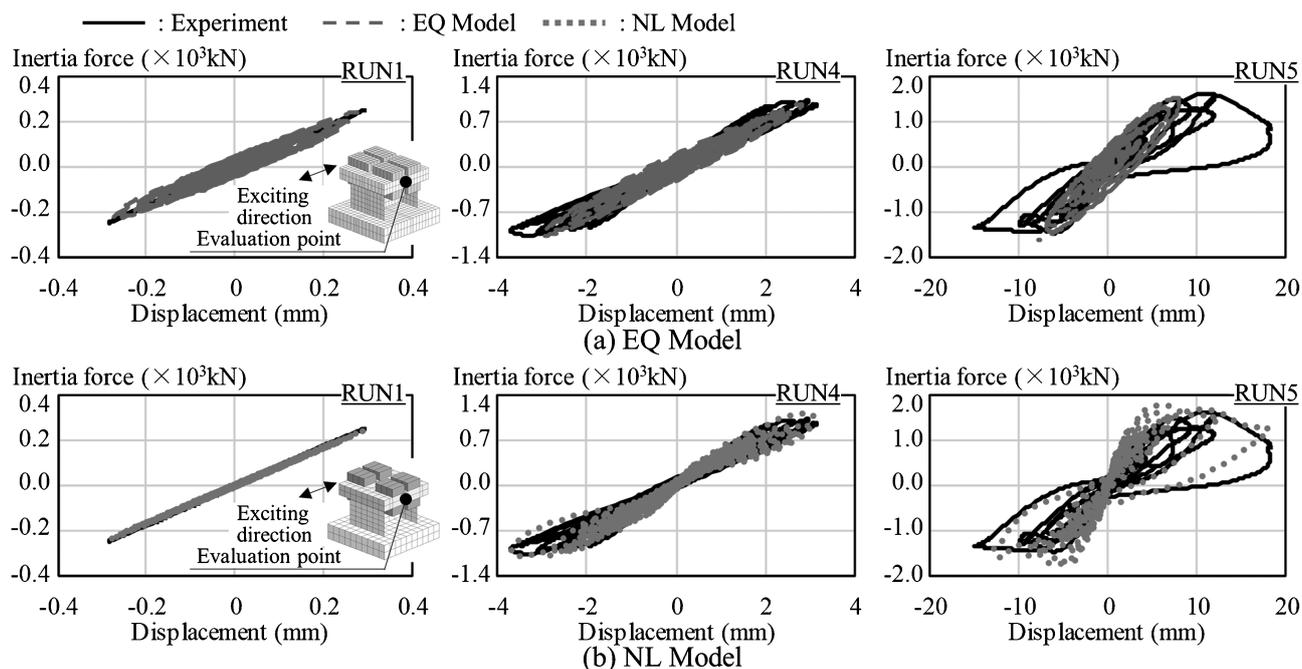


Fig. 10 Comparison of analysis and test on inertia force-displacement relationships for (a) EQ Model and (b) NL Model

試験体にせん断すべり破壊が生じる 3.9 秒付近までその傾向をよく再現している。一方、変位応答は、NL モデルで良好な対応関係を示しているものの、EQ モデルでは破壊直前の最大値を十分に再現しきれていない。これは、せん断ひずみ調整係数等の値を試験結果の最大応答加速度によく一致するよう設定したことが一因と考えられるものの、試験結果に含まれる破壊に至る直前の急激な応答の変化に対しては、等価線形解析の適用限界と考えられる。

Figure 10 に RUN1, RUN4 および RUN5 の加速度応答波形に上部スラブと付加マスの質量を乗じて求めた慣性力と上部スラブの変位応答波形の関係を示す。なお、EQ モデルの解析は、複素剛性に履歴減衰が含まれているため、完全な線形関係を示さず、楕円状のループを描く結果となっている。また、RUN5 では、試験結果が 3.9 秒付近で最大耐力に達した後、大きな履歴ループを描くため、本図においては最大耐力に達するまでの波形を用いて慣性

力-変位応答関係の比較を行った。

RUN1は線形であり、NLモデルに比べEQモデルの履歴ループの膨らみがやや大きい。RUN4では、耐震壁の非線形化がかなり進行しており、試験結果の履歴ループの膨らみが顕著になっている。いずれのモデルも最大慣性力付近まではその傾向をよく捉えている。しかし、EQモデルでは試験結果に含まれる履歴ループの膨らみを十分に現しきれていない。RUN5では、試験結果の変位応答がおよそ10 mmに達したときに最大耐力が表れ、その後、大きな履歴ループを描くとともに、非線形性が強くなっている。いずれのモデルも試験前半の最大耐力までは比較的よく再現している。一方で、NLモデルでは変位応答がおよそ5.5 mmのときに最大耐力に達しており、試験結果の履歴ループと比較して最大耐力に達するまでの傾き(剛性)に差がある。これは、Fig. 8およびFig. 9より、試験結果が最大応答加速度に達するより前にNLモデルが最大応答加速度を示しているためと考えられ、NLモデルの変位応答が試験結果の変位応答に比べ小さいことから、NLモデルの剛性が試験結果の剛性に比べやや高く設定されていることが一因と考えられる。試験後半の最大耐力に達した後は、破壊が進行し、試験結果にさらに大きな履歴ループが現れ始める。NLモデルでは、最大耐力に達した後の比較的大きな履歴ループに対しても良好な対応関係がみられ、その傾向をよく追跡している。一方で、EQモデルはその傾向を十分に再現することができていない。

Figure 11にRUN1、RUN4およびRUN5の上部スラブの加速度応答スペクトル(減衰定数 $h=5\%$)の試験結果と解析結果の比較を示す。

RUN1は、これまでの比較でみられたように、応答スペクトルが試験結果とよく一致する。RUN4では、試験体の非線形性がかなり進展しているため、試験結果のピーク位置が長周期側にずれるとともに、RUN1でみられた単峰のピークが2つに分割されている。RUN5では、このピークが3つに分割され、中央のピークが最も大きい。これは、応答スペクトルを求める際に加振時間すべてのデータを使用しているためであり、加振初期に現れる低周期側のピークが、加振中に進行する試験体の塑性状況に応じて長周期側に移行しているものと考えられる。RUN4の解析結果は、いずれのモデルも0.1秒付近の試験結果のピークと一致しており、加振初期の応答をよく捉えている。RUN5では、NLモデルで3つに分割された試験結果のピークをよく再現しているのに対し、EQモデルでは中央付近のピークと良好な対応関係にある。EQモデルは、加振中に現れるせん断すべり破壊等の急激な応答の変化を再現することができないため、平均的な応答である中央付近のピークを捉えているものと考えられる。

Figure 12にRUN4およびRUN5のウェブ壁の最大せん断ひずみのEQモデルとNLモデルの比較を示す。

NLモデルは、シェル要素ごとにRC材料の非線形性を考慮しているため、RUN4で $\gamma=2.0 \times 10^{-3}$ を超える要素が耐震壁の対角線上に現れ、破壊が耐震壁脚部から進展していく様子がわかる。RUN5では、耐震壁上部を除くすべての範囲で破壊を示すせん断ひずみ $\gamma=4.0 \times 10^{-3}$ を超える要素が現れており、特に耐震壁中央部から下部にかけて最大せん断ひずみが $\gamma=5.0 \times 10^{-3}$ を超えている。その傾向は、Fig. 3に示すRUN4終了時およびRUN5終了時

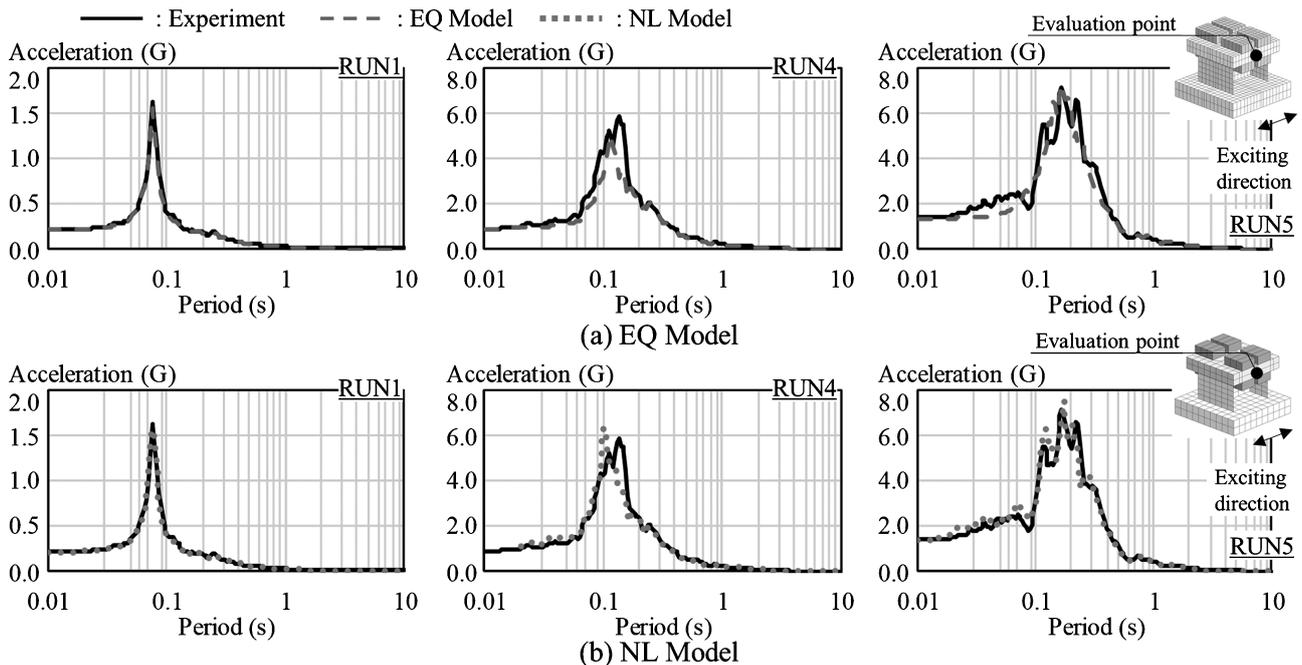


Fig. 11 Comparison of analysis and test on acceleration response spectra of top slab for (a) EQ Model and (b) NL Model

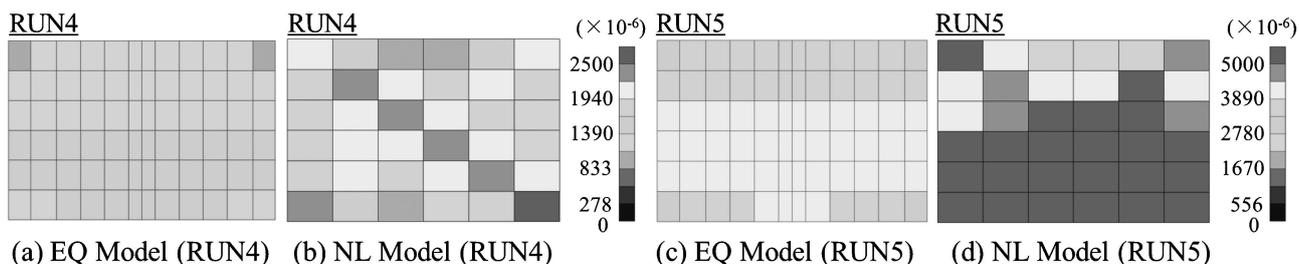


Fig. 12 Comparison of maximum shear strain of web wall for (a) EQ Model (RUN4), (b) NL Model (RUN4), (c) EQ Model (RUN5), and (d) NL Model (RUN5)

のひびわれ状況と比較して、試験結果にみられる耐震壁脚部よりやや上部、中央寄りに発生したせん断すべり破壊を再現するまでには至らないものの、ある程度精度よく塑性進展具合を捉えることができているものと考えられる。一方で、EQモデルは、Fig. 5に示すとおり、ウェブ壁の上下を2枚の非線形せん断パネルに等分割し、それぞれのパネルに対して等価剛性および等価減衰を評価しているため、RUN4、RUN5の最大せん断ひずみの評価においては、耐震壁上部と下部で非線形せん断パネルを用いたことによる差が生じている。このとき、ウェブ壁内部の塑性化の程度は、耐震壁下部の方が大きく、最大せん断ひずみはRUN4で $\gamma=1.5 \times 10^{-3}$ 程度、RUN5で $\gamma=4.1 \times 10^{-3}$ 程度を示している。その傾向は、Fig. 3のひびわれ状況と比較して、パネルごとに等価剛性を評価している影響もあり、その範囲内である程度平均化された概略的な塑性進展具合を再現しているものと考えられる。

V. まとめ

原子力発電所施設のRC耐震壁の非線形挙動を考慮した三次元FEMによる地震応答解析では、これまでRC構成則を用いた非線形解析が一般的に行われてきた。一方、海外では、振動数に依存しない複素減衰を用いた周波数領域での建屋-地盤相互作用解析が主流のため、Multistep methodやGhiocel *et al.*^{16~18)}等の等価線形的なアプローチにより、その非線形性を近似的に考慮する試みが行われてきた。本報は、このうち後者の考えに基づき、過去にOECD/NEAによる国際コンペで使用されたNUPEC振動台試験を対象に、弾性から終局に至るまでの試験結果(RUN1からRUN5)に対する等価線形解析の適用性を検討した。なお、本報では、比較のためにRC構成則による非線形解析も実施し、等価線形解析と同様の視点で考察を行った。その結果、以下に示す知見が得られた。

- (1) NLモデルによる非線形解析は、既往のシミュレーション解析結果と比較して同程度の精度で最大応答加速度および最大応答変位を再現することができた。また、RUN1からRUN5までの弾性から終局に至るまで(せん断ひずみ $\gamma=4.0 \times 10^{-3}$ 程度まで)の卓越振動数、最大応答加速度および最大応答変位

の試験結果とよく一致した。さらに、応答加速度および応答変位の波形形状、慣性力-変位関係、加速度応答スペクトル、RC耐震壁のせん断ひずみにおいても試験結果と良好な対応関係が得られた。

- (2) これに対しEQモデルは、復元力特性にJEAG4601のスケルトンカーブ、履歴曲線にCMSモデルを用い、せん断ひずみ調整係数に0.70を採用することで、NLモデルと同等の最大応答加速度をRUN5まで再現することができた。最大応答変位については、等価減衰の上限に9%のカットオフを設けることで、RUN4(せん断ひずみ $\gamma=2.0 \times 10^{-3}$ 程度まで)までの最大応答変位に良好な対応関係がみられた。さらに、RUN1からRUN4までの卓越振動数、応答加速度および応答変位の波形形状、慣性力-変位関係、加速度応答スペクトルにおいてもNLモデルと同等の試験結果を再現することができた。一方で、RUN5のせん断すべり破壊時の応答性状は、試験結果に含まれる破壊直前の急激な応答特性の変化に伴う変位の増大までは再現できず、NLモデルよりも応答変位を過小評価する結果となった。
- (3) (2)に示すとおり、EQモデルは、RUN4までの応答でNLモデルと同程度の応答が期待できるものの、現状、以下のような課題があるものと考えられる。
 - ・ 本報における等価剛性および等価減衰の設定は、JEAG4601のスケルトンカーブ、CMSモデルに依存しているため、地盤の等価線形解析でみられる任意のG- γ 曲線およびh- γ 曲線に対応した評価となっていない。また、その設定は、複数の要素を1つにグルーピングした非線形せん断パネルに対して行われるため、要素ごとに収束計算を行う非線形解析結果と比較して、局所的に生じる最大せん断ひずみを捉えることができていない。
 - ・ 地盤の非線形解析では、等価線形解析の適用範囲として支持地盤の剛性低下率の平均値で0.7の下限值が示されているものの、RCの等価線形解析においては同様の下限値が示されていない

い。本報で一応の適用範囲を示したものの、せん断ひずみ調整係数や減衰調整係数、非線形せん断パネル等の設定に関するより定量的な検討が必要である。

以上、本報では、RC材料の非線形性の影響を近似的に評価する等価線形解析手法に着目し、(2)に示す解析条件を設定することで、RUN4(せん断ひずみ $\gamma=2.0\times 10^{-3}$ 程度)までの非線形解析結果と同等の解析精度が得られることを確認した。原子力発電所施設建屋の耐震安全性評価では、基準地震動 S_g に対する検討としてRC耐震壁に対し $\gamma=2.0\times 10^{-3}$ 以下の許容限界を定めており²²⁾、RUN4までの解析精度があれば、本手法は十分有用であるといえる。一方で、本手法は、せん断ひずみ調整係数他、パラメータ設定が限定的であり、限られたケースでの検討であることから、1つの知見として捉えることはできるものの、原子炉建屋等の原子力発電所施設に適用するためには、より複雑な建屋やそのほかの試験結果との照合を通じた十分な検証が必要であると考えられる。これについては、今後の課題としたい。

本論の作成に当たっては、日本原子力研究開発機構の西田明美氏、塩見忠彦氏に解析等で多大な御協力を頂きました。ここに記して謝意を表します。

— 参考文献 —

- 1) Y. Ichihara, H. Moritani, K. Kobayashi, H. Yamazaki, M. Ohashi, *Analysis of Influential Factors that Contribute to Precise Estimation of Three-Dimensional Seismic Building Behavior of Nuclear Facilities and Examinations of Applicability of its Setting Methods*, NRA technical report series, No. NTEC-2021-4002, NRA (2021), [in Japanese].
- 2) K. Watanabe, R. Kikuchi, G. Toned, K. Motohashi, A. Suzuki, "The simulation analysis of the reactor buildings on Chuetsu-oki earthquake at Kashiwazaki-Kariwa Nuclear Power Plant: Part 3 results of analysis of the R/B Unit 7," *Summaries of Tech. Pap. Annu. Meeting Architectural Inst. Jpn.*, 1023-1024 (2008), [in Japanese].
- 3) K. Hijikata, R. Kikuchi, Y. Nukui, A. Imamura, F. Yagishita, T. Mase, H. Yoshida, K. Yoshida, K. Koyamada, T. Shiomi, "Dynamic Response of Unit No.7 Reactor Building during the Niigataken Chuetsu-oki earthquake in 2007," *J. Struct. Constr.*, AIJ, **76**[660], 319-327 (2011), [in Japanese], <https://doi.org/10.3130/aijs.76.319>.
- 4) International Atomic Energy Agency (IAEA), *Guidance Document PART 1: K-K Unit 7 R/B Structure-Phase I, II and III*, IAEA, Vienna (2012).
- 5) C. Song, K. Maekawa, "Dynamic nonlinear finite element analysis of reinforced concrete," *J. Faculty Eng.*, The University of Tokyo (B), **XLI**, 1, 73-158 (1991).
- 6) OECD/NEA/CSNI, *Seismic Shear Wall ISP NUPEC's Seismic Ultimate Dynamic Response Test - Comparison Report*, NEA/CSNI/R (96)10, OECD/GD (96)188 (1996).
- 7) Y. Kitada, K. Akino, K. Terada, H. Aoyama, A. Miller., "Report on seismic shear wall international standard problem organized by OECD/NEA/CSNI," *Trans. 14th Int. Conf. on Structural Mechanics in Reactor Technology*, 321-332 (1997).
- 8) N. Ile, J. M. Reynouard, E. Fleury, O. Merabet, C. Duval., "Dynamic nonlinear 2D and 3D analysis of RC shear wall under seismic loading," *Trans. 14th Int. Conf. on Structural Mechanics in Reactor Technology*, 393-400 (1997).
- 9) D. Aquaro, G. Forasassi, C. Harghel, "Ultimate seismic analysis of shear walls by a FEM code," *Trans. 15th Int. Conf. on Structural Mechanics in Reactor Technology*, VIII-298-304 (1999).
- 10) K. Naganuma, K. Yonezawa, O. Kurimoto, H. Eto, "Simulation of nonlinear dynamic response of reinforced concrete scaled model using three-dimensional finite element method," *13th World Conf. on Earthquake Engineering* (2004).
- 11) M. Ueda, H. Seya, H. Taniguchi, A. Kambayashi, "Nonlinear analysis on RC shear wall shaking table test," *Trans. 14th Int. Conf. on Structural Mechanics in Reactor Technology*, 433-440 (1997).
- 12) N. Nakamura, N. Tsunashima, T. Nakano, E. Tachibana, "Analytical study on energy consumption and damage to cylindrical and I-shaped reinforced concrete shear subjected to cyclic loading," *Eng. Struct.* **31**, 999-1009 (2009). <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2008.12.013>.
- 13) S. Akita, N. Nakamura, M. Miake, T. Suzuki, T. Kinoshita, T. Nakano., "Study of damage index of reinforced concrete shear wall based on consumed energy using 3D FEM," *AIJ J. Technol.*, **19**[41], 77-82 (2013), [in Japanese], <https://doi.org/10.3130/aijt.19.77>.
- 14) B. Richard, F. Voldoire, M. Fontan, J. Mazars, T. Chaudat, S. Abouri, N. Bonfils., "SMART 2013: Lessons learned from the international benchmark about the seismic margin assessment of nuclear RC buildings," *Eng. Struct.*, **161**, 207-222 (2018). <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2015.11.029>.
- 15) American Society Civil Engineering (ASCE), *Seismic Analysis of Safety-Related Nuclear Structures/American Society of Civil Engineers*, ASCE/SEI 4-16, ISBN (print): 9780784413937 (2017).
- 16) D. Ghiocel, L. Todorovski, "Fast nonlinear seismic soil-structure interaction (SSI) analysis of nuclear shear wall concrete structures subjected to review level earthquake," *Trans. 22th Int. Conf. on Structural Mechanics in Reactor Technology* (2013).
- 17) D. Ghiocel, "Nonlinear seismic soil-structure (SSI) analysis using an efficient complex frequency approach," *Second Eur. Conf. on Earthquake Engineering and Seismology* (2014).
- 18) D. Ghiocel, Y. Jang, I. Lee, "Fast nonlinear seismic SSI analysis of low-rise concrete shear wall buildings for design-level (DBE) and beyond design-Level (BDBE)," *Trans. 24th Int. Conf. on Structural Mechanics in Reactor Technology* (2017).
- 19) P. B. Schnabel, J. Lysmer, H.B. Seed *et al.*, *SHAKE-A Computer Program for Earthquake Response Analysis of Horizontally Layered Sites*, Report No. EERC72-12, EERC (1972).

- 20) E. Kausel, D. Assimaki, D, "Seismic simulation of inelastic soils via frequency-dependent moduli and damping," *ASCE J. Eng. Mech.*, **128**[1] (2002), [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)0733-9399\(2002\)128:1\(34\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9399(2002)128:1(34)).
- 21) N. Yoshida, S. Kobayashi, I. Suetomi, K. Miura, "Equivalent linear method considering frequency-dependent characteristics of stiffness and damping," *J. Soil Dynamics Earthquake Eng.*, **22**[3] (2002), [https://doi.org/10.1016/S0267-7261\(02\)00011-8](https://doi.org/10.1016/S0267-7261(02)00011-8).
- 22) Japan Electric Association (JEA), *Technical Code for Seismic Design of Nuclear Power Plants JEAC-4601-2015*, JEA (2017), [in Japanese].
- 23) Nuclear Power Engineering Corporation (NUPEC), 原子炉建屋の弾塑性試験 動的復元力に係わる試験 報告書, NUPEC (1992), [in Japanese].
- 24) Ghioel Predictive (GP) Technologies, Inc., *ACS SASSI Version 4.1 (IKTR1) Main Software User Manual Revision 2*, GP Technologies Inc, New York, USA (2019).
- 25) ITOCHU Techno-Solutions Corporation, *FINAS/STAR Version2015r170210 User Manual*, ITOCHU Techno-Solutions Corporation, Tokyo, Japan (2017).
- 26) ANSYS, Inc., *Website of ANSYS, Inc.*, ANSYS, Inc. (2021), [Internet], <http://www.ansys.com/>, (cited 2021 February 6).
- 27) Ghioel Predictive (GP) Technologies, Inc., *ACS SASSI Version 3.0 (IKTR5) Main Software User Manual Revision 4*, GP Technologies Inc, New York, USA (2016).
- 28) Japan Electric Association (JEA), *Technical Guidelines for Aseismic Design of Nuclear Power Plants, JEAG-4601-1991 Supplement*, JEA (1991), [in Japanese].
- 29) Y. Cheng, G. Mertz, "Inelastic seismic response of reinforced concrete low-rise shear walls of building structures," *University of Missouri-Rolla, Department of Civil Engineering, Civil Engineering Study Structural Series 89-30*, University of Missouri-Rolla (1989).
- 30) J. Izumo, H. Shima, H. Okamura, 面内力を受ける鉄筋コンクリート板要素の解析モデル, *Concrete research and technology No.87.9-1*, 107-120 (1987), [in Japanese], https://doi.org/10.3151/coj1975.25.9_107.
- 31) K. Maekawa, N. Fukuura, "Re-formulation of spatially averaged RC constitutive model with quasi-orthogonal bi-directional cracking," *JSCE No.634/V-45*, 177-195 (1999), [in Japanese], https://doi.org/10.2208/jscej.1999.634_157.
- 32) K. Muroi, Y. Inada, T. Nagashima, M. Kanechika, K. Akino, "Dynamic restoring force characteristics of reinforced concrete shear wall in reactor building," *J. Struct. Constr.*, AIJ, No. 501, 65-72 (1997), [in Japanese], https://doi.org/10.3130/aijs.62.65_4.
- 33) K. Fukushima, N. Teramoto, N. Inoue, "Dynamic nonlinear analysis of RC shear walls by quasi-3 dimensional finite element method," *J. Struct. Eng.*, **45B**, AIJ, 305-312 (1999), [in Japanese],