耐震性能評価のための動的解析の妥当性確認 ~ASME V&V10.1の指標による検討事例~

一井 康二1・中瀬 仁2・中村晋3

¹正会員 関西大学教授 社会安全学部 (〒569-1098 大阪府高槻市白梅町 7-1) E-mail: ichiik@kansai-u.ac.jp

²正会員 東電設計株式会社 新領域研究開発推進室 (〒135-0062 東京都江東区東雲 1-7-12 KDX-9F) E-mail: nakase@tepsco.co.jp

³正会員 日本大学教授 工学部 (〒963-8642 福島県郡山市田村町徳定字中河原 1) E-mail: nakamura.susumu@nihon-u.ac.jp

土木学会地震工学委員会「地盤・構造物の非線形地震応答解析法の妥当性確認/検証方法の体系化に関 する研究小委員会」では、非線形地震応答解析の妥当性確認(Validation)と検証(Verification)の手順を 検討し、事例のとりまとめを行っている.具体的な妥当性確認の手順や指標は、米国機械学会(ASME) のガイドラインを参考にしているが、土木構造物と機械の違いに加えて、地盤や地震動のように不確かさ の度合いが大きなものを扱うため、ASMEのアプローチをそのまま適用することは困難である.本稿では、 耐震性能照査に用いられる二次元の動的解析を対象として、既往の計算事例をもとに ASME の妥当性確認 アプローチの定量化指標を適用した事例を紹介する.

Key Words: Verification, effective stress analysis, liquefaction, sea wall, quay wall

1. はじめに

土木学会地震工学委員会「地盤・構造物の非線形地震 応答解析法の妥当性確認/検証方法」の体系化に関する 研究小委員会(以下,地盤応答 V&V 委員会)では,地 盤・構造物の非線形地震応答解析の品質や信頼性向上の ための妥当性確認(Validation)と検証(Verification)を 実施するための手順を検討し,実際の事例のとりまとめ に取り組んでいる.

このような妥当性確認や検証が求められる理由は、 1995年兵庫県南部地震以降に耐震性能に基づく耐震設計 手法が実務に取り入れられてきたことを背景としている。 例えば、港湾構造物では、国内の設計基準 ¹⁾のみならず、 国際機関 PIANC の耐震設計ガイドライン ²⁾や、ISO 準拠 の設計事例 ³においても、動的解析を用いて耐震性能を 照査する枠組みが提示されている。

しかし,耐震設計の実務に既に導入されているにもか かわらず,動的解析の妥当性(あるいは精度)が定量的 に議論された例はあまりない.もちろん,被災事例や無 被災事例,模型実験結果などが良好に再現できることを 確認した上で実務設計に用いていることが原則となって いる.しかし,既往の事例を良好に再現できることは妥 当性確認の一部であり、将来の地震発生時の挙動を両王 に評価できるかどうかは予測性能の問題であって、予測 性能まで含めた妥当性確認の手順や妥当性評価の指標は 確立されていない.なお、技術者へのアンケートから、 計算プログラムというよりユーザーの技術者の能力等が 計算結果に大きく影響を及ぼす⁴と考えられている.

他分野では、米国機械学会(ASME),日本計算工学 会、日本原子力学会などで、数値解析の妥当性確認と検 証方法に関する学会標準^{3,60,7}が作成され、構造解析や流 体解析などの工学シミュレーションに対する品質や信頼 性の保証に関する取り組みが実施されている.しかし、 地盤や構造物を含む地震応答解析では、地盤や地震動の ように不確かさの度合いが大きなものを含むため、他分 野の検討方法をそのまま適用することが可能かどうかは 定かではない.

そこで、本稿では耐震性能照査に用いられる二次元の 動的解析を対象とし、既往の計算事例をもとにASMEの 妥当性確認アプローチを適用した結果を紹介する.そし て、耐震性能評価にも散られる動的解析の計算結果の妥 当性に関する指標の計算例を示す.



図-1 神戸港 RF3 岸壁の被災状況⁸と岸壁の機能低下

2. 対象とする構造物と評価指標

護岸構造物には、重力式岸壁、矢板式岸壁、もたれ壁 式の護岸などの多くの種類があり、それぞれ、地震時の 挙動や被災パターンが異なる.本事例では、紙面の都合 から重力式岸壁を主な対象とし、必要に応じて他の構造 形式の検討事例を紹介する.図-1 に、重力式岸壁の典 型的な被災パターンとして、1995年兵庫県南部地震にお ける神戸港 RF3 岸壁の被災状況断面図[®]と、被災によっ て生じる岸壁の機能低下の例を示す.岸壁のケーソンの 海側への水平変位と傾斜により、岸壁上に設置されてい るクレーンの海側脚が海側に移動してクレーンの機能不 全・倒壊を引き起こすほか、ケーソン背面に段差が生じ ることにより荷役車両の通行が阻害される.したがって、 岸壁の残存機能はケーソンの海側への水平変位と傾斜の 程度に依存するため、評価指標としては岸壁天端の変形 量(水平変位及び沈下量)に着目することが妥当である.

実際に、耐震性能に基づく岸壁の耐震設計では、ケー ソン天端の変形量を指標に含めた性能規定が行われてい る^{12,3}.

3. 解析プログラムの概要と検証

(1) 本検討で用いた解析プログラムの概要

解析コードには FLIP ROSE⁹を用いた.本解析コード は、1988年に運輸省港湾技術研究所において開発された 平面歪状態を対象とする有効応力法に基づく二次元地震 応答解析プログラム (FLIP: Finite element analysis of Llquefaction Program)が基本である.当初の構成モデルは、1990 年の港湾空港技術研究所報告¹⁰および 1992年の Soils and Foundations¹¹⁾に記されている.一言でいえば、累積塑性

せん断仕事に応じた有効応力の低下をモデル化し、地盤 の軟化によるひずみ増加が評価可能である. この構成モ デルは、マルチスプリングモデル要素とよばれる要素に 組み込まれ、安定性に優れた解析を実現可能とした. し かし、構成則における液状化の進行のモデル化において、 非排水条件での解析が前提であり、地盤内の間隙水の移 動に伴う地盤挙動の評価等は不可能であった. その後, 間隙水の移動に伴う地盤挙動の変化等も考慮できる構成 モデル¹²が,カクテルグラスモデル要素とした追加され た. さらに、有限変形理論に基づく定式化を行った解析 コードも開発され、有限変形理論に基づくものが FLIP TULIP, 微小変形理論に基づく従来のものが FLIP ROSE と呼ばれている. ただし、本稿では、検証と妥当性確認 の流れを紹介するという目的から、最新の解析コードを 用いた高度な解析事例ではなく、マルチスプリングモデ ル要素を用いた解析のみを利用した検討事例を紹介する. なお、マルチスプリングモデル要素を用いた解析の手順 や数多くの解析事例が別途まとめられており^{13,14},本稿 はこれらの検討事例を主に用いて再編集し、検討を加え たものであることを注記しておく.

(2) 解析プログラムの検証

解析プログラムの開発過程においては、意図したとお りの挙動を要素が示すかどうかについての確認がこまめ に行われている.しかし、詳細なプログラムの検証を紹 介することは本稿で意図するところではない.

解析プログラムの検証において課題となるのは、プロ グラムのバージョンアップ時である.実際、FLIP ROSE においても、プログラムのバージョンアップはかなりの 回数行われている.毎回のバージョンアップの検証はプ ログラムに手を加えた部分に着目して行っているため、 全ての項目の検証をバージョンアップのたびに実施して いるわけではない.現実的には、全ての項目の検証をマ イナーな変更のたびに行うことは不可能である.

また、コンパイラーの違い(さらには同じコンパイラ ーであってもオプションの設定の違い)で解析結果が若 干異なることがある点も課題である。例えば、ケーソン 背面や底面にはジョイント要素が用いられる。しかし、 このような要素は強い非線形性を示し、剥離が生じた場 合と生じない場合で、要素挙動に大きな差が生じる。一 方で、コンパイラーによっては計算の最適化の度合いに よって計算手順が変化し、微小な値の違いが生じること がある。このため、剥離判定のタイミングにずれが生じ ることで、解析結果に微少な差異が生じることがある。 実務設計レベルでは無視できるほどの差異であっても、 検証という観点では気になることもあり、注意が必要で ある。

4. 初期地盤・構造モデルの妥当性確認

(1) 地層構成の設定や土層分割の妥当性確認

まず,地層構成の設定や土層分割の妥当性確認につい て述べる.実際の解析手順としては,最初に解析領域の 設定の一つとして基盤面を設定する.ここで,解析上の 基盤面については,工学的基盤を設定することが一般的 であり,土質柱状図をもとに基盤面を設定することが多 い.そして,次に土質調査により得られた土質分布に応 じて,解析領域を分割する.このとき,もし面的な土層 の分布が把握できているなら,それを考慮した土層分割 が望ましい.しかし,このためには高密度のボーリング やサウンディングが必要となり,一般には限られた本数 の土質柱状図から地層構成を推定し,土層分割を行う.

この土層分割を適切に行うために必要な土質柱状図の 数を定量的に示すことは困難である.各地点の特性(地 形・地質)により,地層構成の平坦性は異なるためであ る.プロジェクトの重要度(および重要度に対応した予 算)と,地形・地質の平坦性から,必要と思われる本数 の土質柱状図を確保するようにしたいが,定量的な目安 があまりないため現実的には難しいであろう.そこで, 限られたデータから設定した地層構成・土層分割の妥当 性を何らかの方法で確認することができるとよい.

解析対象が過去にいくつかの地震を経験しており、そ の時の挙動を再現することができれば地層構成・土層分 割の妥当性を(解析に用いる土質定数の妥当性も含めて) 間接的に確認することができる.しかし、そのような事 例はめったにない.そこで、次善の策として、常時観測 される微小な地盤震動(常時微動)の再現解析を行うこ とで、地層構成・土層分割の妥当性を確認することがある.

常時微動とは、車両通行等に起因して発生した振動が 表面波(特にレイリー波)として表層地盤内を伝搬する ものと考えられている.そこで、想定した地層構成・土 層分割にもとづいて幅広い解析領域を設定し、解析対象 から離れた地点を加振することで表面波を発生させ FLIP ROSEで常時微動の解析を行った例¹⁵がある.この とき、解析対象地点での振動を抽出し、実際の常時微動 計測結果と比較する.このように、常時微動計測結果な どを用いることで、地層構成・土層分割の妥当性を間接 的に確認することは不可能ではない.しかし、各土層の 物性値の値の妥当性も含めた妥当性確認であり、地層構 成・土層分割の妥当性確認のみを単独で行うことはでき ない.また、精度の良い常時微動計測が可能な場所に限 定されるという問題もある.

(2) 初期応力状態の妥当性確認

次に、各地盤要素の初期の応力状態の妥当性確認の例 を述べる.地盤内の応力状態は、地震時の地盤変形の様 相に大きく影響する.例えば、軸圧一定試験の結果¹⁰な どで確認できるように、盛土直下の土要素は大きな軸差 せん断を初期状態から受けているため、加振による水平 方向のせん断を受けたとしても、水平方向のひずみでは なく軸方向のひずみの増加が卓越する.したがって、各 地盤要素の初期の応力状態の妥当性を確認することは重 要である.

図-2 には、ケーソン式岸壁について初期の応力状態の妥当性を確認した例¹⁷を示す。例えば、図-2では、以



図-2 各地盤要素の初期の応力状態の妥当性確認の例り



図-3 複数の技術者が設定した構成モデルのパラメータによる液状化強度曲線の評価結果18

下の①~③の点が実現象と整合していると考えられる.

① ケーソンより海側の地盤で地盤要素の水平方向応 カ(図中の Sigmax の値)と鉛直方向応力(図中の Sigma y の値)がほぼ等しく,ケーソン重量を支えるケーソン 直下地盤の側圧の増加による水平方向応力の増加と考え られる.

② ケーソン底面の鉛直方向応力(図中の Sigma y の値) は海側の端部で大きくなり、ケーソン背面土圧の作用に よる端し圧の増加によるものと考えられる.

③ ケーソン背後地盤の水平方向応力(図中の Stress の 値)は、設計で考慮される主働土圧の値(土圧係数 Ko= 0.3 程度)にほぼ等しい.これに対し、ケーソンから離 れた位置での水平方向応力は、静止土圧係数 Ko=0.5 と して設計で想定される水平方向応力の値にほぼ等しい.

なお、実際の地盤内の応力状態は対象構造物の建設過 程にも依存することに注意する必要がある.例えば、矢 板式岸壁の場合、海底地盤に矢板を打ち込んだ後に背面 を埋め立てる場合(背面埋立式)と、陸上で矢板を打ち 込んだ後に前面を掘削する場合(前面掘削式)があり、 断面図がほぼ同様であっても、応力状態が異なる.例え ば、1983年日本海中部地震における秋田港大浜1号岸壁 (前面掘削式)と大浜2号岸壁(背面埋立式)で被災の

有無が異なっており、初期の応力状態の違いも影響した と考えられる.

5. 解析モデルの妥当性確認

(1) 構成モデルのパラメータ設定の妥当性確認

構成モデルのパラメータは、各種の地盤調査結果に基 づいて設定する.なお、護岸構造物のようにわりと単純 な構造物であっても、考慮すべき構成モデルは地盤要素 だけではなく、コンクリートの要素やコンクリートと地 盤の境界面(ジョイント要素)など多岐にわたる.コン クリートであれば(亀裂が生じない限り)ほぼ線形の挙 動を示すと仮定してもよいが、地盤要素にも基礎捨石の ように粒状体の性質を強く示すものから、セメント固化 処理土のようにコンクリートに近い挙動が想定されるも のがあり、十分な注意が必要である.

また、液状化地盤だけを対象としても様々な種類のパ ラメータがあるが、大別して、試験結果から直接的に値 を定めることが可能なパラメータ(湿潤密度など)と、 試験結果などを再現できるように試行錯誤的に値を定め るパラメータ(液状化特性に関する液状化パラメータな ど)がある.さらに、拘束圧に依存する物性(N値、せ ん断剛性、正規圧密粘土のqu値等)については、各土層 内で単純に平均値を採用することが必ずしも妥当ではな いため、パラメータの設定には技術者の工学的判断が大 きく関与し、妥当性を確認することは簡単ではない.

このため、構成モデルのパラメータの妥当性の確認は、 個々のパラメータの妥当性について確認するのではなく、 全てのパラメータが設定された後、要素試験などの挙動 を再現できるかどうかによって確認することになる.

実務的には、液状化判定等を目的として液状化強度曲線が求められているため、図-3に示すように液状化強度曲線に適合するようにパラメータが設定される¹⁸.このとき、液状化強度曲線を複数のひずみレベルで定義しておくことで、小ひずみから大ひずみまでの地盤挙動をうまく再現できるようにパラメータを設定することができる.

しかし、実際の要素試験から得られる液状化強度曲線 には、サンプリングの地盤の乱れなど様々な影響が含ま れているため、解析結果が要素試験結果の完全な再現と なるようにパラメータを設定することは難しい.例えば、 図-3 は Site A と Site B の 2 地点を対象に複数の技術者が 構成モデルのパラメータを設定した結果¹⁵である(ただ し、ここでは液状化に関するパラメータ以外は全技術者 で共通の与条件とした).Site A では 8 人の技術者が参 加し、かなり安全側(液状化強度を小さめ)に評価した 技術者 1 名を除くと、設定したパラメータで再現解析を 行った際の液状化強度曲線はほぼ一致している.しかし、 Site B では、液状化試験結果に外れ値があることもあり、 技術者によって再現解析による液状化強度曲線がおおき





表-1 解析結果に及ぼす不確実さの要因の 特性評価と解析ケースの設定^{14を編集}

分類	解析結果に大きく影響する諸	解析ケース
	要因	
①砂の力学モデル	a. 変相線を超えた応力空間	ケースA:従来モデル
	におけるせん断仕事の負のダ	ケース B:修正モデル
	イレタンシーへの寄与評価法	ケース C:修正モデル
	の違い	
②二相系の運動方程式とその	b. 応力-ひずみ関係の非線	ケース A:従来モデル
数值解析法	形反復法の違い	ケース B:修正モデル
		ケース C:修正モデル
	c. ジョイント要素の滑り挙	ケースA:従来モデル
	動へのレーレー減衰の影響の	ケース B:修正モデル
	評価方法の違い	ケース C:修正モデル
	その他, 微小レーレー減衰の	全ケースについて, 微小レー
	値の違いや大変形効果の影響	レー減衰の影響を考慮
	の考慮の有無	
③境界条件・接触条件・杭一	境界条件の位置や杭一地盤相	境界条件は全ケースで固定
地盤相互作用系のモデル	互作用系における3次元効果	(ベストな条件を想定)
	の考慮の有無	杭構造は存在しない
④初期状態の設定法	地層断面・土層分割の違いや	境界条件は全ケースで固定
	初期応力状態の評価法の違い	(ベストな条件を想定)
⑤砂以外の土や材料あるいは	d. 捨石の力学モデル	ケース A: 従来モデル
各種部材に関する力学モデル		ケース B: 従来モデル
		ケース C:修正モデル

くばらついている.

このように、液状化試験結果の再現によって構成モデ ルのパラメータがおおむね妥当であるかどうかを確認で きることがわかる.しかし、構成モデルのパラメータの 妥当性を単独で定量的に評価することは難しく、その他 の影響要因と合わせて、全体の解析結果の妥当性を評価 していく必要があるともいえる.

(2) 応答解析の再現性:実測値のばらつきと不確かさの特性評価(Characterization)

図-1 に重力式岸壁の典型的な被災パターンとして, 兵庫県南部地震における六甲アイランド RF3 岸壁の被 災断面図を示した.本バースは,22 個のケーソンで構 成されたバースであり,ケーソンごとに被災変形量が異 なる.比較的同様の条件と考えられるケーソン No.7 か ら No.21 について、実際のケーソンごとの変形量をまと めたものが図-4 である. 妥当性確認において比較対象 となる被災事例においても、比較すべき変形量の値に幅 があることがわかる.

このような実際の変形量のばらつきの要因については いくつかの理由が考えられる.図-4の例では、端部で の変形量が小さいことから、境界部で隣接するケーソン の影響やコーナー部の3次元効果の影響が推定される. また、地層構成・地盤条件が法線に沿って変化していた 可能性も否定できない.特に建設時の背後埋立が同時 に施工されるわけではないから、施工手順等に依存して、 背後地盤が不均質になっている可能性は高い.

実際の解析にあたっては、地震動の設定や、地盤条件の設定が必要であり、これらの解析条件の設定が解析結果に影響を与える.したがって、解析結果の不確かさの要因をリストアップし、それぞれの特性を評価(characterization)しておくことが望ましい.

例えば,**表-1** は不確実さの要因をリストアップし, その特性評価を行いながら,解析ケースを検討した例で ある¹⁴. ただし,地震動や物性値の設定については行っ ておらず,この例では主として構成則の見直しと時間積 分法の改良,捨石部材の物性値を検討課題としている.

この例で、①は、構成モデルに起因した不確かさであ り、この例(要因 a) は初期せん断の影響をどのように モデル内で評価するかについての議論である.実際には 同じ構成モデル内でもパラメータで調節することが可能 なため、モデルの不確かさなのか、パラメータの不確か さなのかの区別は難しい.ただ、前述したように、初期 応力状態や拘束条件を変化させながら数多くの要素試験 を実施することは実務的には難しく、全てのバリエーシ ョンまで考慮して要素試験の再現解析を行うことはでき ない.したがって、構成モデルの妥当性確認であっても、 要素試験の再現解析だけで完結するのではなく、実際の 構造物の再現解析によって行う必要がある.

②は、計算手順の設定に起因した不確かさである.数 値解析では空間や時間を離散化し、近似的に解を求める 方法であるから、離散化の程度や近似の程度で結果が異 なる.要因bは反復計算の丁寧さについての設定条件の 違いである.要因cは、ケーソン背面のジョイント要素 の滑り挙動についての設定条件の違いである.なお、数 値計算の安定化に用いる微小レーレー減衰の値(与え方) の影響もこの範疇に含まれる.また、本検討では考慮し ていないが微小変形理論に基づく定式化の影響(大変形 効果の考慮の有無の影響)なども考えられる.

③は、境界条件や、杭一地盤相互作用系における3次 元効果の考慮方法に起因した不確かさである。境界条件 には、底面境界と側方境界があり、境界をどの位置に設 定するかという不確かさも含まれる。

	ケーソン	ケーソン	ケーソン	ケーソン	ケーソン
	上部工	上部工	底部	残留回転角	背面上部
	前出し量	沈下量	前出し量		地表面段差
	(cm)	(cm)	(cm)	(度)	(cm)
ケースA	371/541	149/251	343/462	1.22/3.39	0⁄0
ケースB	240/264	55/58	160/174	3.46/3.84	86/63
ケースC	285/308	63/71	192/212	3.99/4.12	107/69
実測値(最大値)	464	198	238	6.4	200
実測値(平均値)	370	158		3.1	-

表-2 解析条件の異なる解析結果の例14

※1 一つのセルの二つの値は、左側がβ=0.002、右側がβ=0.001 に対応する。

※2 回転角は、ケーソン頭部が海側に傾くのを正とする。

また、杭一地盤相互作用系の不確かさは、3次元解析 であればあまり問題とならないが、実務的には2次元の 平面ひずみ解析を用いることが多く、大変形時に地盤が 杭間をすり抜けるなどの複雑な現象を再現することは難 しい.すり抜けが生じない場合は杭ではなく矢板構造と 同様となる.近似的にすり抜けを考慮した2次元解析手 法¹⁹も提案されているが、不確かさが存在することは否 めない.なお、神戸港RF3岸壁のようなケーソン式岸壁 では杭構造がないため、考慮する必要はない.

④は、前述した初期地盤・構造モデルの妥当性に関す る不確かさである.

⑤は、地盤要素以外の構成モデル(および物性値の設 定)に起因した不確かさである. RF3岸壁のようなケ ーソン式岸壁では、ケーソン直下の捨石基礎の挙動が変 形量に大きく影響すると考えられ、捨石のモデル化を要 因 d として検討している.

これらの不確かさの要因の多くには、プログラムのバ ージョンアップの時期等にも依存するが、それぞれの時 点で最も推奨される解析条件が存在すると思われる.た だ、技術者によってはベストと考える解析条件が異なる 場合もある.したがって、解析結果の不確かさを議論す るためには、基本的には当該時点でベストと考えられる 条件を選択した上で、技術者によって解析条件が異なる 可能性がある解析条件を考慮した解析ケースの設定が妥 当であろう.

そこで、表-1の例では、プログラムのバージョンア ップに伴う3ケースの比較をベースとし、技術者によっ て解析条件が異なる可能性がある微小レーレー減衰の値 を変化させた解析を実施することとした.ケースAは、 全ての要因について従来モデル、ケースBは要因a~cに ついて改良モデルだが要因dのみ従来モデル、ケースC は全影響要因について改良モデルを採用している.もち ろん、改良モデルがベストであると考えてられており、 ケースCがプログラムのバージョンアップ後では推奨モ デルとなる.また、境界条件や初期状態の設定法につ いては、不確かさの要因としては考慮せず、ベストと思 われる形で設定した.土要素などの各構成モデルの物性 値も同様にベストと思われる値を設定している.なお、 それぞれの項目の従来モデルと修正モデルの違いの詳細 は、本稿で議論したい項目ではないため、必要に応じて 参考文献¹⁰を参照されたい.

実際の解析においては種々の不確かさ要因があり、ど のレベルまで不確かさを考慮するべきかの判断は難しい. そこで、このような不確かさの要因の特性評価を行った うえで解析ケースを設定することが重要であると考えら れる.

実際の解析結果を, 表-2 に示す. 理想的には推奨モ デル (ケース C) が最も実測に近い結果を示すことが望 ましいが、それほど単純ではない.評価指標としていた 岸壁天端の変形量(水平変位である前だし量と沈下量) だけをみれば、実測値にばらつきがあることを考慮して も、従来モデルのケースAが最も実測に近い.しかし、 ケーソン背面のジョイント要素の挙動の違いからか、ケ ーソンの回転挙動に違いがみられ、残留回転角はケース A では過小評価されている.また、ケーソン背面の地盤 の剥離や滑り挙動が抑制されたため、ケーソン背後の段 差を適切に評価できていない、この観点からは、改良法 を適用したケースCが最も適切な結果を示している. な お、ケーソン背面のジョイント要素の挙動に関してはケ ースBでも改良法が適用されているが、ここで示した3 ケースの中では最も実測と異なる結果を示している.ケ ースAでそれなりの再現性が確保できていたため、部分 的な改良はかえって全体挙動のバランスを崩し、再現性 の低下につながったものと考えられる.

なお, 表-2 では, 変形量の比較のみを示しているが, 変形量などの評価指標を比較する前に変形モードなどの 全体挙動が整合しているかどうかを確認する必要がある. 例えば, 図-1 に示した重力式岸壁の典型的な被災パタ ーンでは,ケーソンが基礎捨石地盤にめり込みながら海 側へ変位するため,ケーソン前面海底面の基礎捨石が盛 り上がるような様相を呈していたことがダイバーによる 調査で確認されている.また,ケーソンの移動に伴いケ ーソン直配後の液状化の程度は,ケーソンから離れた背 後地盤の液状化の程度に比べて軽微なものにとどまって いる.このような観測事実を計算結果と比較することで, 全体挙動の適合性を確認することが再現性の定量化 (Quantification)の前に必須である.

(3) 応答解析の再現性:不確かさの定量化 (Quantification)

次に再現性の定量化(Quantification)を行った例を示 す.ここでは、ASME V&V 10.1-20123.4.20)の Validation approach に基づく検討例を示す.まず、図-4 に示した各ケ ーソンの変位の実測値から、水平変位および沈下量のそ れぞれに対して、累積確率密度分布 ($F_{SRQ^{exp}}(y)$)を 作成する.



(b) 天端の沈下量

図-5 神戸港 RF3岸壁のケーソン天端変位の実測値の 累積確率密度分布

なお、各ケーソンの両端で変位量が測定されているが、 平均値を求めて各ケーソンの変位量とした.こうして求 めた実測値の累積確率密度分布 ($F_{sRQ^{exp}}(y)$)を図-5 に示す.

次に計算結果の累積確率密度分布 ($F_{SRQ^{exp}}(y)$) を 作成する.比較対象としては,推奨モデルを用いた計算 結果 (ケース C) と,解析条件の異なる全ケース (ケー ス A~ケース C のすべて)を考慮したケースを考える.

推奨モデルにおいては、微小レーレー減衰を変化させ た2通りの計算結果がある.そこで、この2つの計算結 果が下限及び上限を与えていると仮定し、その間の確率 密度が一定であると仮定した.つまり、最小値における 累積確率密度が0%、最大値における累積確率密度を 100%とした.なお、実務設計においても微小レーレー 減衰の値を適切に決めることは難しく、このように下限 と上限を求めたうえで比較検討していくことは有効であ ると考えられる.

一方で、ケースAからケースCまでの全ケースと比較 する場合は、全部で6種類の計算結果となる.この時は、 最小値に相当する累積確率密度は1/6=16.7%となる.乱 数などを用いて物性値を変化させた解析ケースを多数発



図-6 ケーソン天端変位の実測値と解析結果の累積確率密 度分布の比較(推奨モデル)

生させる場合は問題とならないが、ほぼベストと考えら れる解析条件での限られた解析ケースにおいて、計算結 果の確率密度分布を想定する場合は、注意が必要である.

推奨モデルとの比較結果を図-6 に示す. ほぼベスト と思われる条件での解析結果であるから,解析結果のば らつきは実測値のばらつきに比べても小さい. そして, ASME V&V 10.1-20123.4.20)の Validation approach にもとづき, 図-6 のハッチ部分に相当する累積確率密度分布の差の 面積を用いて,式(1)のようにシステム応答量の計測基 準 M^{SQ} 表求め,不確かさの定量化(Quantification)を 行う.

$$M^{SQR} = \frac{1}{\left|\overline{SRQ}^{\exp}\right|} \int_{-\infty}^{\infty} \left|F_{SRQ^{\operatorname{mod}}}(y) - F_{SRQ^{\exp}}(y)\right| dy \quad \vec{x}(1)$$

ここで、 $|SRQ^{exp}|$ は計測値の平均値であり、yは比較 対象の評価指標である.

実際にシステム応答量の計測基準 *M^{SQR}* を求めると, 水平変位で 25.1%, 沈下量で 54.8%であった. このシス テム応答量の計測基準 *M^{SQR}* は,累積確率密度分布が 同じときはゼロ,交差しない場合は平均値の差,それ以



図-7 ケーソン天端変位の実測値と解析結果の累積確率密 度分布の比較(全ケース)

外の時は実測と計算値の分布の差の絶対値の最小期待値 に相当するといわれている.このケースでは,累積確率 密度分布がクロスしているが,実測の平均値とは異なる 変位量のレベルでクロスしている.このため,実測の平 均値(累積確率密度で 50%のあたり)に対する誤差と して考えると,水平変位で約 25%,沈下量で約 50%と いう誤差評価は,ほぼ妥当なのではないかと考えられる. 次に,全ケースの解析結果との比較結果を図-7 に示 す.こちらは,必ずしもほぼベストと思われる条件での 解析結果ではないため,解析結果のばらつきは推奨モデ ルの時よりも大きい.また,同様に実際にシステム応答 量の計測基準 *M^{SQR}*を求めると,水平変位で 19.8%, 沈下量で 44.5%であった.実測値がばらついているため,

ばらつきが生じるような解析結果になったほうが、この 指標の値が小さくなる点が興味深い.ただ、実測値がば らつくメカニズムは不明瞭であり、明瞭な理屈がないま ま解析結果を適当にばらつかせても意味はないであろう.

ただし、ここで用いたマルチスプリングモデル要素に よる液状化解析は非排水条件の解析であり、表-2 に示 した変形量は入力地震動終了時点の残留変形量である. 模型実験などの経験から、入力地震動が終了した後は水 平変位量はあまり変化しないと考えられるが、沈下量は



図-8 過剰間隙水圧の消散による圧密沈下を加算した 沈下量の累積確率密度分布の比較

液状化地盤の過剰間隙水圧の消散に伴って増加する.最新のカクテルグラスモデル要素を用いれば過剰間隙水圧の消散過程の解析や,消散後の圧密沈下量の算定も可能であるが,簡易的には液状化対象層の3%程度の沈下を計算結果に上乗せすることで,簡便に評価することも多い.本ケースでは,13.4mのケーソン直下置換砂層が液状化対象層であり,0.4m程度の沈下量増加があったと考えられる.この場合,沈下量の比較は図-8に示すようになり,沈下量の誤差評価は推奨ケースで31.5%,全ケースで28.5%となる.

6. 予測性能の評価

被災事例などの解析では、不確かさの要因であるパラ メータの値などをチューニングすることで、再現性を向 上することが可能である.しかし、実務設計においては、 被災事例や実験と異なる作用や条件に対して応答を予測 し、その不確かさも評価することが望ましい.つまり、 条件が異なった場合に再現性がどの程度まで保持される かという視点で予測性能の評価である.

そこで、地盤条件が異なった場合のパラメータ設定に



図-9 異なる解析対象(岸壁や盛土)と異なる地震動によ る解析結果の違い(平均値)¹⁹



関する検討例と、断面形状が変化した場合の検討例を示 す.

既に図-3 に示したように、複数の技術者が構成モデルのパラメータを設定した場合、設定されたパラメータは同一ではない.そこで、これらのパラメータの値の違いが、変形量の評価結果の違いにどの程度まで反映されるかが検討されている.検討対象は、Site A と Site B の2地点に対してパラメータがされていて、Site A では 8 種類のパラメータ、Site B では 10 種類のパラメータが設定されている.このパラメータを岸壁や盛り土などの4種類の構造物の液状化対象地盤の入力物性値として利用し、継続時間などの特性が異なる3種類の地震動で解析を行った.解析結果の1例として、各断面・入力地震動ごとの変形量の平均値を図-9に示す¹⁹.

液状化強度の小さな Site A の方が, Site B より変形量が 大きくなる結果となる.ただ,変形量の増加程度は断面



図-11 1993 年釧路沖地震における釧路港西港 第二埠頭東側岸壁の被災断面図²⁰

表-3 釧路港西港第二埠頭東側岸壁の解析結果¹⁴⁾

Case	天端の水平	天端の沈下	傾斜角
	変位 (m)	量 (m)	(度)
ケースA	0.14	0.033	0.13
ケースC	0.13	0.018	0.06
観測値	-0.01~0.05	0.24~0.32	微小

形状や入力地震動ごとに異なっている. これは極めてリ ズナブルな結果であり, Site A と Site B での地盤条件の変 化に伴う変形量の変化が,定性的には適切に予測できて いることを示している. しかし,被災事例や無被災事例 の解析ではないため正解があるわけではなく,再現性の 程度が条件の変化に対して,どの程度まで担保されてい るのかは評価できない.

図-10 に各解析条件における技術者の違いによる予測 結果のばらつきを変動係数として示す¹⁸⁾.変動係数の値 は、平均的な変形量の程度に依存し、変形量が大きいほ ど小さい.つまり、解析条件が異なることで予想される 変形量が変化すれば、変動係数として評価した不確かさ の程度も変化していることになる.したがって、予測性 能を議論するには、変形量の大きな事例(被災事例)と あわせて、変形量の小さい事例(無被災事例)を評価す ることが重要であり、変形量の大きなものから小さなも のまで再現計算することで、予測性能の議論が可能にな るともいえる.

次に、無被災事例の再現計算例を示す.図-11 に釧路 港西港第二埠頭東側岸壁の被災断面図を示す.ここでは センチメートル・オーダーの変形が生じているが、ほぼ 無被災岸壁といってもよい.神戸港RF3岸壁の例と同様 の手順で解析を行い、条件を変えた2ケース(ケースA とケースCに相当)の解析結果を表-3に示す.

なお、ここでは微小レーレー減衰の値を変えた検討は 実施していない. どちらの条件でもあまり違いはなく、



図-12 ケーソン天端変位の実測値と解析結果の累積確率密 度分布の比較(釧路港岸壁)

実際の変形量を過大に評価しているといえる.しかし, この程度の変形量では無被災とみなすことができるため, ほぼ整合した結果だと解釈している.

神戸港 RF3 岸壁のケースと同様に再現性の定量化 (Quantification) を行った結果を図-12 に示す.ただし, ここではケースAとケースCの2通りしか計算結果がな いため,それぞれを上限値及び下限値として取り扱った. また,水平変位に関しては変形量が負の値となる場合が あり,累積確率密度が0となる点は原点ではなく,観測 された最小の値(負の値)となるように調整している. 誤差評価の値は,水平変位で321.4%,沈下量で93.1%で あった.もともとの観測値の値が小さいため,極めて大 きな誤差となっている.実務設計で許容される誤差の性 格を考えると,変形量が小さい場合にはシステム応答量 の計測基準 いれると読差評価はあまり実態にそぐ わないのではないかと考えられる.

以上の結果を、予測性能の評価という観点でまとめる と次のようになる.まず、計算結果の不確かさに大きな 影響を及ぼす可能性のある要因として残るものは、要素 試験結果にフィッティングするように構成モデルのパラ メータを設定する場合、フィッティングの程度により設 定値が異なるという点である.この点について、本稿で 示した事例では、誤差の大きさのレベルが計測された変 形量のレベルにより変化するという傾向を示した.すな わち、図-10 に変動係数で示したように、変形量が小さ いときは誤差が大きく、変形量が増加するにつれて誤差 が小さくなるという傾向である.

また,本稿の事例では,変形量の小さな釧路港西港第 二埠頭東側岸壁の事例では誤差が大きく,変形量の大き な神戸港 RF3 岸壁の事例では誤差が小さくなった.

つまり、予測性能の評価結果は、予測したい変形量の レベルによって異なるといえる.ここで、予測したい変 形量のレベルは、耐震性能設計において照査したい要求 性能によって異なる.例えば、重力式係船岸の性能規定 の例³において、使用性に相当する Degree Iの被災レベル だと岸壁高さの 1.5%、すなわち岸壁高さが 10~20 mの 大型岸壁で 15~30 cm程度の変形量が照査対象となる. このときの誤差レベルは変動係数で 1.0 程度、つまり、 倍半分程度の精度といえる.一方で、安全性に相当する Degree III の被災レベルだと岸壁高さの 5~10%、すなわ ち岸壁高さが 10~20mの大型岸壁で0.5~2.0m程度の変 形量が照査対象となる.このときの誤差レベルは変動係 数で 0.1 程度、つまり、10%程度の誤差といえる.

数値解析ではベストと思われる解析条件での計算を行 うことが一般的である.地盤の物性値のばらつきの程度 があらかじめわかっている場合はモンテカルロシミュレ ーションなどで物性値のばらつきの影響を考慮した解析 も可能であるし、微小レーレー減衰のように適切な値が 求まりにくい場合は上限値や下限値を設定した解析も可 能であるが、どちらも一般的ではない.ベストと思われ る手法で解析し、ベストと思われる推定値を算出した上 で、解析結果のばらつきが存在するものと理解しておく 方が現実的であろう.

既に示した神戸港 RF3 岸壁と釧路港岸壁のそれぞれの ケースに対し、ベストと思われる解析結果に変動係数で 0.1 (釧路港) および 1.0 (神戸港) のばらつきを考慮し た場合の、誤差評価の結果を図-13 と図-14 に示す.

釧路港のケースは無被災事例なので安全性評価,神戸 港のケースは被災事例なので使用性の評価と考えて,ば らつきの程度を変えている.なお,神戸港RF3岸壁につ いては微小レーレー減衰を2通りに変化させた解析が実 施されているため,その平均値をベストの解析条件での 計算結果と仮定した.また,沈下量には過剰間隙水圧の 消散に伴う圧密沈下量を加算している.

誤差評価の値は、安全性を評価する神戸港のケース の水平変位で19.6%、沈下量で30.2%、使用性を評価す る釧路港のケースの水平変位で345.2%、沈下量で96.2% であった.使用性の評価における誤差の値が課題である が、極めて小さい値となる実測値の平均値を|SRQ^{eep}| として指標を計算しているためである.そこで、安全性 の評価の基準となる変位量として、仮に19.5 cm(岸壁 高さ13 mの1.5%)を|SRQ^{eep}|として計算すると、水



図-13 推奨モデルの解析結果にばらつきを考慮した場合と 実測値の累積確率密度分布の比較(神戸港 RF3 岸壁)

平変位で56.6%, 沈下量で133.1%であった.

したがって,誤差評価や予測性能の評価は,予測した い変形量のレベルによって異なるが,概ね誤差のレベル は,使用性に相当する被災レベルで 50~100%程度(倍 半分程度の精度),安全性に相当する被災レベルだと 10~30%程度の誤差といえる.

7. おわりに

本稿では、非線形地震応答解析の妥当性確認 (Validation)と検証(Verification)の手順に関連して、 解析プログラムの検証、初期地盤・構造モデルの妥当性 確認、解析モデルの妥当性確認の観点から重力式護岸の 事例を述べてきた.

解析プログラムの検証に関しては、バージョンアップ 時に検証すべき項目の範囲、それから、コンパイラーの 違いによる微少な解析結果の違いをどう考えるかが課題 となる.また、初期・地盤構造モデルの妥当性確認に関 しては、常時微動計測結果の利用などの手法が提案され ているものの、設計実務において妥当性の確認に用いる ことのできるデータの取得例はほとんどなく、確認の手 順が未整備であるといえる.この点については、物理探 査などの地盤調査手法との連携を実務設計でも検討して



図-14 推奨モデルの解析結果にばらつきを考慮した場合と 実測値の累積確率密度分布の比較(釧路港岸壁)

いく必要がある.

解析モデルの妥当性確認に関しては、構成モデルのパ ラメータ設定の妥当性確認、応答解析の再現性、予測性 能の観点からの議論が必要である. ASMEの V&V10.1 に 示された指標を用いた定量的な誤差評価は可能であった が、変形量のレベルにより誤差のレベルが大きく異なる ことが示された. つまり、実際の耐震性能設計では照査 対象となる変形量のレベルが要求性能によって異なるた め、ASMEの V&V10.1 の指標で予測性能の議論を行う際 には、要求される予測性能のレベルに注意して議論を行 う必要がある.

今回の事例では、予測性能のレベルが、使用性に相当 する被災レベルで 50~100%程度(倍半分程度の精度), 安全性に相当する被災レベルだと 10~30%程度の誤差 と評価された.しかし、限られた事例による検討結果で あり、構造形式や地震動特性、地盤条件の違いにも注意 して、さらに検討事例を蓄積して議論を行うことが望ま しい.

謝辞:本稿の検討は,FLP研究会やFLPコンソーシア ムのWGの検討成果をもとにしている.また,土木学 会・V&V小委員会の皆様からは有益な助言を頂いた. ここに記して謝意を表します.

参考文献

- 社団法人日本港湾協会監修:港湾の施設の技術上の 基準・同解説、2007.
- 2) PIANC: Seismic design guidelines for port structures, Balkema, 2001.
- ISO/TR 12930: 2014, Seismic design examples based on ISO 23469, 2014.
- 4) 一井康二: FEM の設計への利用と方向性, 土と基礎, Vol.53(8), pp.10-12, 2005.
- ASME: An illustration of the Concepts of Verification and Validation in Computational Solid Mechanics, ASME V&V 10.1, 2012.
- 一般社団法人日本計算工学会:工学シミュレーションの標準手順,2015.
- 一般社団法人日本原子力学会:シミュレーションの 信頼性確保に関するガイドライン, 2015.
- 8) 稲富隆昌,善功企,外山進一,上部達生,井合進, 菅野高弘,寺内潔,横田弘,藤本健幸,田中祐人, 山崎浩之,小泉哲也,長尾毅,野津厚,宮田正史, 一井康二,森田年一,南兼一郎,及川研,松永康男, 石井正樹,杉山盛行,高橋信彦,小林延行,岡下勝 彦:1995年兵庫県南部地震による港湾施設等被害報 告,港湾技術研究所資料, No.857, 1997.
- 9) FLIP コンソーシアム: https://www.flip.or.jp/index.html (確認 2020 年 8 月 24 日)
- 10) 井合進,松永康男,亀岡知弘:ひずみ空間における 塑性論に基づくサイクリックモビリティーのモデル, 港湾技術研究所報告,第 29 巻第 4 号, pp.27-56, 1990.
- Iai, S., Matsunaga, Y., and Kameoka, T. (1992): Strain space plasticity model for cyclic mobility, Soils and Foundations, 32(2), pp. 1-15.
- 12) Iai, S., Tobita, T., Ozutsumi, O., and Ueda, K. (2011): Dilatancy of granular materials in a strain space multiple mechanism model. International Journal for Numerical and

Analytical Methods in Geomechanics, 35(3), pp. 360-392.

- 13) 第四期 FLIP 研究会 14 年間のまとめ WG 編: 液状化 解析プログラム FLIP による動的解析の実務~マルチ スプリング要素の実務への適用における検討成果~ 【理論編】, https://www.flip.or.jp/file/riron.pdf (確認 2020 年 8 月 24 日)
- 14) 第四期 FLIP 研究会 14 年間のまとめ WG 編: 液状化 解析プログラム FLIP による動的解析の実務~マルチ スプリング要素の実務への適用における検討成果~ 【事例編】, https://www.flip.or.jp/file/jirei.pdf(確認 2020 年 8 月 24 日)
- 15) 秦吉弥、一井康二、村田晶、野津厚、宮島昌克、常田賢一、 常時微動計測を利用した道路盛土のせん断波速度の評価 -2007 年能登半島地震で被災した能登有料道路を例とし て一、日本地すべり学会誌、48(6)、pp.14-21、2011.
- 16) Matsuo, O., Shimazu, T., Uzuoka, R., Mihara, M., Nishi, K.: Numerical Analysis of Seismic Behavior of Embankments Founded on Liquefiable Soils, Soils and Foundations, Vol.40, No.2, pp.21-39, 2000.
- 17) 一井康二,井合進,森田年一:兵庫県南部地震にお けるケーソン式岸壁の挙動の有効応力解析,港湾技 術研究所報告, Vol. 36, No. 2, pp.41-86, 1997.
- 18) 三上武子,一井康二,植村一瑛,仁科晴貴: 耐震性検討の ための数値解析におけるパラメーター設定について の課題, 地盤と建設, 27(1), pp.81-88, 2009.
- 19) 小堤治, 溜幸生, 岡由剛, 一井康二, 井合進, 梅木 康之:2 次元有効応力解析における杭と液状化地盤 の相互作用のモデル化, 第38回地盤工学研究発表会, 2003.
- 20) 上田茂,稲富隆昌,上部達生,井合進,風間基樹, 松永康男,藤本健幸,菊池喜昭,宮井真一郎,関口 信一郎,藤本義則:1993 年釧路沖地震港湾施設被害 報告,港湾技研資料, No.766, 1993.

A VALIDATION OF DYNAMIC FEM ANALYSIS WITH THE QUANTIFICATION METHOD IN ASME V&V 10.1

Koji ICHII, Hitoshi NAKASE and Susumu NAKAMURA

Appropriate validation methods for numerical analysis are necessary for performance-based seismic design practice. This paper introduced a validation case study of dynamic FEM analysis with the validation approach indicated in ASME V&V 10.1. The results indicated that the index proposed in ASME approach is possible for the seismic design cases of quay walls. However, the estimated error leveld depends on the range of possible deformation, i.e., 10~30 % error for large deformation and 50~100 & error for neglizible level deformation. Thus, the quantification of validation shall be carefully considered with the expected performance level of the structure.