

ケーソン式岸壁の地震応答に及ぼす地盤物性値と幾何学的非線形性の影響に関する感度解析

上田 恭平¹

¹正会員 博士(工学) 京都大学助教 防災研究所(〒611-0011 京都府宇治市五ヶ庄)
E-mail:ueda.kyohei.2v@kyoto-u.ac.jp

地盤・構造物系の地震時被害を数値解析により推定する場合、解析に必要な地盤物性は確定値として用いられることが多い。しかし、地盤物性のばらつきを考慮すると、その設定には常に不確実性が伴うこととなる。本研究では、ケーソン式岸壁を対象に、地震時挙動に及ぼす地盤物性値の影響を把握するため、液状化層の地盤パラメータを変化させた感度解析を実施した。その結果、ケーソン下の置換砂における内部摩擦角の不確実性が、地震後のケーソン天端の残留変形量のばらつきに最も寄与することがわかった。また、微小変形解析では地盤物性のばらつきが地震時のケーソン変形量に及ぼす影響を過大に評価してしまう危険性があり、大変形解析により幾何学的非線形性を適切に考慮することで、より合理的な耐震性能の評価が可能になることが明らかとなった。

Key Words : seismic response analysis, caisson-type quay wall, tornado diagram, Monte Carlo simulation, geometrical nonlinearity

1. はじめに

1995年の兵庫県南部地震や2011年に発生した東北地方太平洋沖地震など、我が国はこれまでに繰り返し大地震に見舞われており、各種の地盤・構造物系の社会基盤施設に被害が報告されている。港湾構造物を例にとれば、特に1995年の兵庫県南部地震における被害が顕著であった。神戸港では地表面最大加速度が水平方向で 5.4m/s^2 の強い揺れにより、コンクリート製ケーソンのような剛体ブロックで構成される構造物に、甚大な被害が生じたことが報告されている¹⁾。例えば、ケーソン式岸壁では、地震動による繰返しせん断の影響により背後の埋立地盤で液状化が発生し、最大で5mほど海側へ変形する結果となった。

また、近い将来に目を向ければ、南海トラフを震源域とする海溝型の巨大地震の発生が危惧されている。過去の度重なる地震被害の教訓から、港湾構造物などの各種社会基盤施設の耐震性能の向上が図られてはいるものの、もしこのような地震が発生すれば、甚大な被害が生じる可能性は否定できない。そのため、大地震時における構造物の被害をできる限り精緻に予測し、必要に応じてさらなる地震対策を実施することで、より一層の耐震性能の向上を図る必要がある。

港湾施設の技術基準²⁾によれば、推奨される性能照査

の方法は設計状態ごとに異なっており、レベル1地震動に対しては非線形地震応答解析法に代表される数値解析法や模型実験に基づく方法に加えて、信頼性設計法による方法が提示されている。この手法に関しては、ケーソン式や重力式の防波堤構造物等を対象に、設計要因の不確実性や目標とする信頼性指標を反映した部分係数を適切に評価するための研究が精力的に行われている^{例えば、3), 4)}。一方、レベル2地震動を対象とする場合、性能照査の方法として、模型実験や現地試験に基づく方法の他に、変形量や損傷程度を評価可能な数値解析法の適用が推奨されている。このうち、液状化に伴う地盤・構造物系の地震時被害の推定においては、地盤の強非線形現象や地盤・構造物間の動的相互作用を直接的に考慮できる点から、有限要素法を用いた有効応力解析法が最も有効な手法の一つと考えられる。

有効応力解析により地盤・構造物系の耐震性能を評価する際には、地盤や構造部材を適切にモデル化した上で、対象地点の地盤特性を正確に表現できるモデルパラメータを用いる必要がある。例えば従来からよく行われている港湾構造物の耐震性能評価では、土質試験の結果や、試験値がない場合は既往の経験式などを用いることで、パラメータの設定を行っている。この際、設定されたパラメータは確定値として用いられることが多く、地盤物性の不確実性が考慮されることは稀である。しかしなが

ら、地盤は本質的に不均質であることに加え、仮に土質試験を行ったとしても誤差の混入は避け難く、試験データを基に確定的にパラメータを決定することが必ずしも安全側の評価につながるとは言い難い^{例えは、5)}。設計外力としての地震動が大きくなっている現状も踏まえ、地盤物性の不確実性を考慮した上で耐震性能を評価することの重要性は今後益々高まるものと考えられる。

そこで本研究では、1995年兵庫県南部地震で被災した神戸港六甲アイランドのケーソン式岸壁を対象に、有効応力解析において液化化層の地盤パラメータを変化させた感度解析を行うことで、どの地盤物性の不確実性がケーソンの残留変形量といった地震応答に最も影響を及ぼすかについて検討を行った。本検討では、感度解析の手法として、Tomado diagram⁶⁾およびモンテカルロシミュレーションによる方法を採用した。なお、有効応力解析では、微小変形解析に加えて有限ひずみ理論に基づく大変形解析も併せて実施し、幾何学的な非線形性が感度解析の結果に及ぼす影響についても考察した。なお、本研究では、せん断剛性等の地盤物性のうち、どの変動がケーソン式岸壁の地震応答に及ぼす感度が大きいかについて考察するのを主な目的とするため、相関距離といった地盤物性の空間的なばらつきについては考慮外としている。

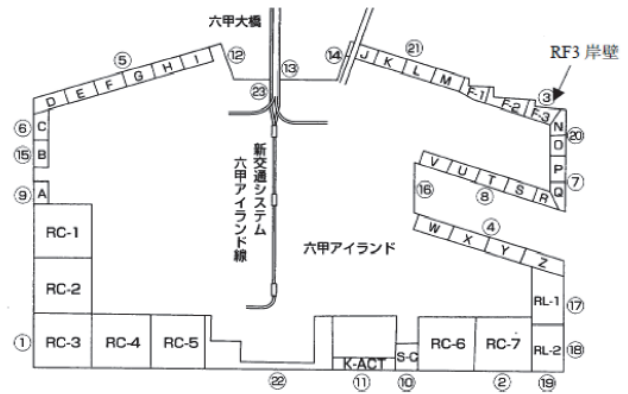


図-1 対象とするRF3岸壁の位置 (稲富ら⁷⁾)

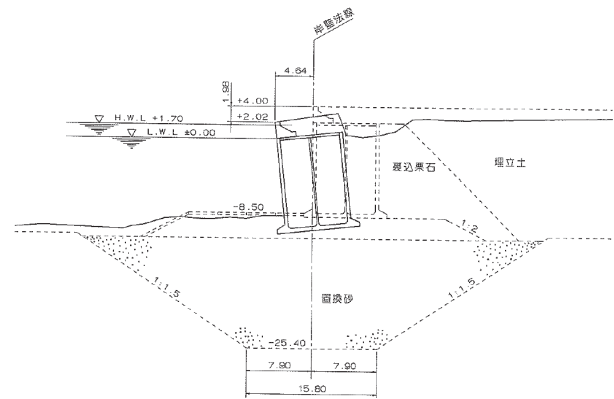


図-2 対象岸壁の被災状況断面図 (稲富ら⁷⁾)

2. 対象とするケーソン式岸壁の概要

本研究において耐震性能評価の対象とするのは、1995年兵庫県南部地震の際に被災した神戸港六甲アイランドのケーソン式岸壁 (RF3岸壁: 水深8.5m, 設計震度0.15, 床掘置換改良) である。対象としたケーソン式岸壁の位置を図-1に、岸壁の標準断面図と被災状況を図-2に示す。また、対象岸壁の諸元および被災状況 (上部工天端の前出し量, 沈下量およびケーソン傾斜角等) をまとめたものを表-1に示す。対象岸壁は15ケーソンから構成されており、それらの平均をとると、天端前出し量および天端沈下量はそれぞれ370cmと158cmであり、最大値の80%程度の値となっている。一方、ケーソン傾斜角に関しては、平均で3.1度と最大値と比較して半分程度の値となっている。これらより、前出し量, 沈下量および傾斜角のいずれに関しても、応答値はある変動幅を有していることがわかる。この主な原因としては、ケーソン下の置換砂や背後の埋立土の物性値が空間的なばらつきを有していたこと等が考えられるが、本研究では、このような実測値のばらつきの原因の分析や定量的な評価には踏み込まない。ただし、応答値が変動幅を有するという事実は、感度解析によりどの物性値の変動が地震応答に最も影響を及ぼすかについて把握しておくことの重要性を示唆するものであると考えられる。

表-1 対象岸壁の諸元と被災状況 (稲富ら⁷⁾ に基づき作成)

水深 (m)	設計 震度	ケーソン 幅 (m)	ケーソン 高さ (m)	置換砂 の層厚 (m)	天端前 出し量 (cm)	天端沈 下量 (cm)	ケーソン 傾斜角 (度)	被災変 形率 (%)	法線 方向
-8.5	0.15	8.0	11.5	13.4	464 / 370	198 / 158	6.4 / 3.1	34	東西 方向

※1 被災変形率: 最大前出し量 / (ケーソン高さ+2m) × 100%

※2 変形量や傾斜角は対象とする15ケーソンの最大値と平均値を表す

3. ケーソン式岸壁の地震応答解析

(1) 有限ひずみ理論に基づく地盤の構成モデル

本研究では、大変形時における幾何学的非線形性を適切に考慮できるよう、微小変形理論に基づくひずみ空間多重せん断モデル (マルチスプリングモデル)⁸⁾を有限ひずみ理論の枠組みに拡張した構成モデル^{9), 10)}を用い、地震時の有効応力解析を実施する。以下に、概要を示すが、詳細については既往の文献^{8), 9)}を参照されたい。

まず、微小変形理論に立脚したひずみ空間多重せん断モデルの基本形は以下のように与えられる⁹⁾。

$$\sigma' = -p\mathbf{I} + \int q(\mathbf{t} \otimes \mathbf{n})d\omega \quad (1)$$

$$\langle \mathbf{t} \otimes \mathbf{n} \rangle = \mathbf{t} \otimes \mathbf{n} + \mathbf{n} \otimes \mathbf{t} \quad (2)$$

ここに, $\boldsymbol{\sigma}'$: 有効応力テンソル, \mathbf{n} : 砂などの粒状体における接触粒子間のブランチ方向に沿う単位ベクトル, \mathbf{t} : \mathbf{n} と直行する単位ベクトル, p : 等方圧力, \mathbf{I} : 2階の単位テンソル, q : 仮想単純せん断応力, $\omega/2$: 単位ベクトル \mathbf{n} と水平方向のなす角度である. なお, 式(1)における p および q は, それぞれ以下に示す有効体積ひずみ ε' と仮想単純せん断ひずみ γ の関数として与えられる.

$$\varepsilon' = \varepsilon - \varepsilon_d, \quad \varepsilon = \mathbf{I} : \boldsymbol{\varepsilon} \quad (3)$$

$$\gamma = \langle \mathbf{t} \otimes \mathbf{n} \rangle : \boldsymbol{\varepsilon} \quad (4)$$

ここに, $\boldsymbol{\varepsilon}$: ひずみテンソル, ε : 体積ひずみであり, 粒状体特有のダイレイタンシーに起因する体積ひずみ ε_d は以下のように与えられる.

$$\varepsilon_d = (p_0 S / B)^{1-m_k} - np_0(1-S) / K_f + \varepsilon_0 \quad (5)$$

$$B = p_a \left\{ (1-m_k) K_{ma} / p_a \right\}^{1/(1-m_k)} \quad (6)$$

ここに, p_0, ε_0 : 初期状態での等方圧力と体積ひずみ, K_f : 間隙水の体積弾性係数, n : 間隙率, m_k : 体積弾性係数の拘束圧依存係数, K_{ma} : 基準等方圧 p_a での体積弾性係数である. また, 平均有効応力 σ'_m の初期値に対する比として表される状態変数 $S (= \sigma'_m / \sigma'_{m0})$ は, せん断応力比と次式で表される液状化フロントパラメータ S_0 から決定される⁹⁾.

$$S_0 = \begin{cases} 1 - 0.6(w/w_1)^{p_1} & (\text{if } w \leq w_1) \\ (0.4 - S_1)(w_1/w)^{p_2} + S_1 & (\text{if } w > w_1) \end{cases} \quad (7)$$

ここに, w_1, p_1, p_2, S_1 は, せん断応力比の下限値に関するパラメータ c_1 ⁸⁾ と合わせてダイレイタンシー特性を制御するパラメータである.

これらを幾何学的非線形性を考慮できるように拡張するにあたり, 有限ひずみ理論では物質の変形前の基準配置もしくは変形後の現配置のいずれかで定式化を行うこととなる^{9), 10)}. まず, 基準配置を採用した場合, ひずみ空間多重せん断モデルは第2Piola-Kirchhoff有効応力 \mathbf{S}' を用いて以下のとおり与えられる.

$$\mathbf{S}' = -Jp\mathbf{C}^{-1} + J^{-1}\mathbf{Q} : \bar{\mathbf{S}} \quad (8)$$

ここに, $\mathbf{C} (= \mathbf{F}^T \mathbf{F})$: 右Cauchy-Greenテンソル, \mathbf{F} : 変形勾配, $J (= \det \mathbf{F})$: Jacobian determinantであり変形前後での体積比を表す. また, 4階テンソル \mathbf{Q} および2階テンソル $\bar{\mathbf{S}}$ は, 以下のように定義される.

$$\mathbf{Q} = \mathbf{N} - \frac{1}{2} \mathbf{C}^{-1} \otimes \mathbf{C} \quad (9)$$

$$\bar{\mathbf{S}} = \int Jq \langle \mathbf{T} \otimes \mathbf{N} \rangle d\omega \quad (10)$$

ここに, \mathbf{N} は 4 階の単位テンソルである. また, 基準

配置と現配置における方向ベクトルの間には, 以下に示す関係がある.

$$\mathbf{t} = \mathbf{F}\mathbf{T}, \quad \mathbf{n} = \mathbf{F}\mathbf{N} \quad (11)$$

基準配置に基づく構成モデル (および運動方程式などの支配方程式) を用いた解析手法は, Total Lagrangian法 (これ以降, TL法と称す) と呼ばれている.

一方, 現配置におけるひずみ空間多重せん断モデルの構成関係は, 基準配置における構成式 (式(8)) をプッシュ・フォーワードすることにより与えられる.

$$\boldsymbol{\sigma}' = -p\mathbf{I} + J^{-1}\mathbf{Z} : \bar{\boldsymbol{\sigma}} \quad (12)$$

ここに, $\boldsymbol{\sigma}'$ はCauchy有効応力であり, 式(12)の右辺各項は以下のとおり表される.

$$\mathbf{Z} = \mathbf{N} - \frac{1}{2} \mathbf{I} \otimes \mathbf{I} \quad (13)$$

$$\bar{\boldsymbol{\sigma}} = \int q \langle \mathbf{t} \otimes \mathbf{n} \rangle d\omega \quad (14)$$

現配置に基づく構成モデル (および運動方程式などの支配方程式) を用いた解析手法は, Updated Lagrangian法 (これ以降, UL法と称す) と呼ばれている.

以上より, 大変形 (有限ひずみ) 解析においてはTL法とUL法の2種類の解析手法が存在する. 両者の間にはプッシュ・フォーワードとプル・バックの関係があり, 理論的には等価であるが, 数値計算では打ち切り誤差等の影響により, 両者が一致するという保証はない. そのため, 本章では従来の微小変形解析に加えてTL法とUL法による大変形解析を実施する.

(2) 解析断面およびモデルパラメータ

解析対象とする神戸港RF3岸壁の断面モデルを図-3に示す. 解析モデルの境界条件は, 底面を固定境界, 側方を粘性境界とし, 自由地盤部の解析もあわせて実施した. 入力地震動としては, 神戸港ポートアイランドの鉛直アレー地震観測網により得られた1995年の兵庫県南部地震の際の観測記録のうち, GL-32mにおけるNS成分とUD成分の加速度波形 (図-4) を用いた.

各土層に対する多重せん断モデルの変形特性に関するパラメータを表-2に示す. 同表に示すパラメータは, 既往の研究¹¹⁾を参考にして設定した. なお, ケーソン下方に設置されている基礎捨石, および, ケーソン背後の裏込石の物性値に関しては, 内部摩擦角の拘束圧依存性を表現するために見かけの粘着力を与えるとともに, 間隙水が発揮する体積剛性として非排水条件での値を低減させたものを用いる方法¹¹⁾を採用した. 次に, 多重せん断モデルにおけるダイレイタンシー特性のパラメータを表-3に示す. これらは凍結サンプリング試料を用いた液状化試験の結果 (液状化強度曲線) にフィッティングするように決定されたものである¹¹⁾.

ケーソン各部は表-4に示す線形平面要素によりモデル化し、ケーソン-土要素間に関しては、表-5に示すジョイント要素を用いて摩擦・剥離を表現することとした¹⁾。なお、地盤材料と同様にケーソン各部においても幾何学的非線形性を考慮するため、上田ら¹²⁾による有限ひずみ理論に基づく多重せん断モデル型の線形弾性体モデルを適用することとした。

解析の手順としては、まず重力の作用下での初期応力状態を求めるために自重解析を排水条件で実施し、それに引き続いて前述の地震波形を用いて非排水条件の下で地震応答解析を実施した。解析時間は20秒間とし、微小変形解析およびTL法とUL法の2種類の方法による大変形解析により地震応答解析を行った。

(3) 解析結果の比較

解析により得られた加振後の残留変形図を図-5に示す。

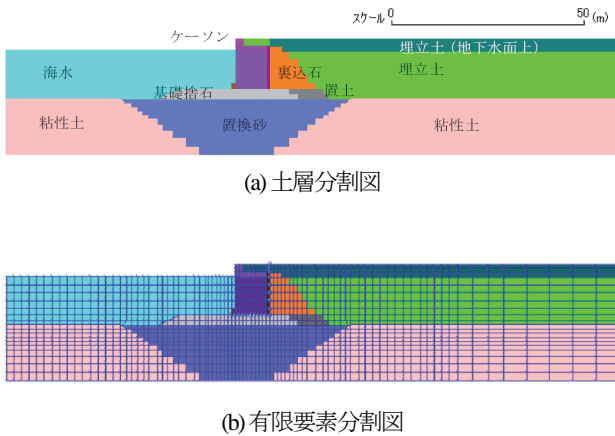


図-3 解析に用いたケーソン式岸壁モデル

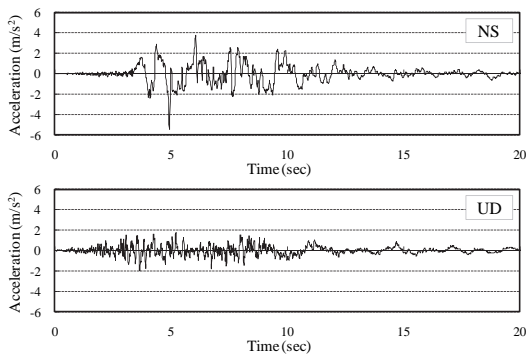


図-4 1995年兵庫県南部地震の際の観測加速度記録

表-2 多重せん断モデルにおける変形特性パラメータ

土層名	変形特性									
	湿潤密度	基準初期せん断剛性	基準体積弾性係数	基準拘束圧	拘束圧依存係数	間隙率	内部摩擦角	粘着力	履歴減衰上限値	せん断波速度
	ρ t/m ³	G_{ms} kPa	K_{ms} kPa	σ_{ms} kPa	$m_{c/mk}$	n	ϕ_r (°)	c kPa	b_{max}	V_s m/s
埋立土 (地下水面上)	1.80	79380	207000	63	0.5	0.45	36.0	0.0	0.30	197
埋立土・置土	1.80	79380	207000	63	0.5	0.45	36.0	0.0	0.30	197
置換砂	1.80	58320	152000	44	0.5	0.45	37.0	0.0	0.30	205
粘性土	1.70	74970	195500	143	0.5	0.45	30.0	0.0	0.30	135
基礎捨石・裏込石	2.00	180000	469000	98	0.5	0.45	35.0	20.0	0.30	297

まず、大変形解析ではケーソン天端の水平変位が-3.79m (TL法)と-3.84m (UL法)、鉛直変位が-1.34m (TL法)と-1.37m (UL法)であり、水平変位に関しては表-1に示す実測変位の最大値と平均値の間の値となっている。変形モードについても図-2の被災断面図と整合的であり、解析モデルやパラメータの設定が概ね適切であったことが示唆される。一方、微小変形解析では、大変形解析よりもわずかに変形量を小さく評価しているが、被災状況の再現性は良好である。このことから、少なくとも今回の解析条件では、幾何学的非線形性の影響は顕著ではな

表-3 多重せん断モデルにおけるダイレイタンシー特性パラメータ

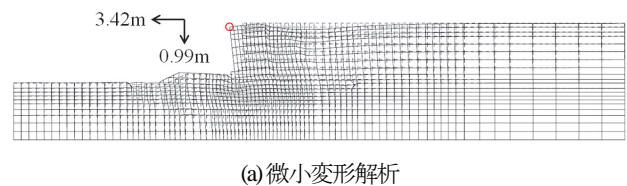
土層名	液状化特性						非排水せん断強度 q_{us} (kPa)
	変相角 ϕ_n (°)	液状化パラメータ					
		w_1	p_1	p_2	c_1	S_1	
埋立土・置土	31.0	7.50	0.45	0.85	2.20	0.005	100.0
置換砂	30.0	9.00	0.60	0.90	1.98	0.005	100.0

表-4 構造物の解析定数 (線形平面要素)

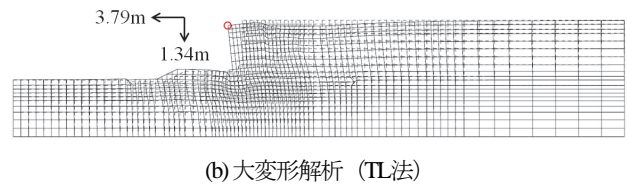
構造物	ヤング率E (kPa)	ポアソン比 ν	密度 ρ (t/m ³)
ケーソン	2.23×10^7	0.17	2.1
上部コンクリート	2.94×10^7	0.17	2.3
フーチング	2.94×10^7	0.17	0.0
ケーソン拡張部	2.23×10^7	0.17	2.0

表-5 ケーソン周囲のジョイント要素の解析定数

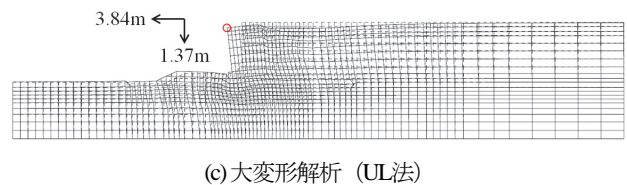
ジョイント位置	法線方向剛性 K_n (kPa/m)	接線方向剛性 K_s (kPa/m)	粘着力 c_j (kPa)	摩擦角 ϕ_j (度)
ケーソン-フーチング間	1.0×10^6	1.0×10^6	0.0	15.0
ケーソン-捨石間	1.0×10^6	1.0×10^6	0.0	31.0



(a) 微小変形解析



(b) 大変形解析 (TL法)



(c) 大変形解析 (UL法)

図-5 加振後における残留変形図の比較

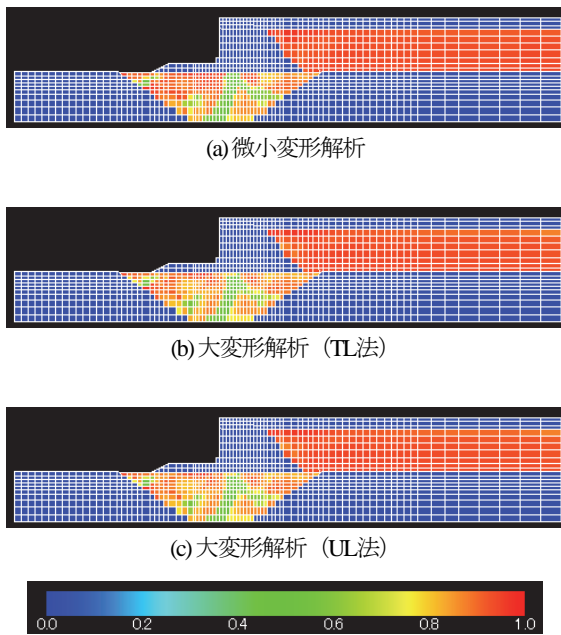


図-6 過剰間隙水圧比の最大値分布の比較

いと考えられる。

次に、大変形解析のTL法とUL法を比較すると、図-5に示す変形図に加えて、図-6に示す過剰間隙水圧比の最大値分布においても両者の結果は概ね等価である。同様の結論は防波堤を対象とした既往の研究¹³⁾でも得られていることから、次章の感度解析では大変形解析としてUL法のみを実施し、微小変形解析による結果との比較を行うこととする。

なお、本検討では図-5に示すように微小変形解析よりも大変形解析の方が変形量が大きくなったが、液状化地盤上の盛土構造物を対象にした検討⁹⁾では逆の傾向が得られている。この原因としては、例えば以下のようなメカニズムが考えられる。まず盛土構造物では、沈下が進展するに従って盛土堤体の位置エネルギーは徐々に小さくなるため、大変形解析により厳密に幾何学的非線形性を考慮することで、盛土の上載荷重に起因した液状化層の軸差変形は微小変形解析よりも抑制される傾向にある。一方、ケーソン式岸壁の場合は、背後の埋立土層が液状化することで海側（開放されている方向）に向かって側方流動のように移動し、これがケーソンの変形を引き起こしている。ここでケーソンの滑動よりも傾斜が卓越する変形モードを対象とした場合、幾何学的非線形性を厳密に考慮することでケーソンの傾斜に伴う重心位置の移動により海側への回転モーメントが増大することで、微小変形解析よりも大きな変形量が得られたものと考えられる。ただし、他にも種々の要因が混在している可能性があるため、どのような条件で微小変形解析と大変形解析の大小関係が逆転するかに関しては、今後より詳細な検討が必要である。

4. 地盤物性の不確実性を考慮した感度解析

(1) 地盤物性値の不確実性

地盤パラメータのばらつきの評価については、特に信頼性設計の分野において、これまでに多数の研究が行われている。例えば、内部摩擦角や粘着力といった強度定数に関しては、砂質土からシルト質砂、さらには粘土までを含めた種々の土質を対象にして、平均値の他にばらつきの分布型や変動係数 (COV) が評価されている^{例え、14)~16)}。これらの研究によると、内部摩擦角および粘着力ともに分布型は正規分布でモデル化でき、変動係数は9~15%程度の値をとるようである。なお、ここでの地盤パラメータのばらつきには、室内試験における計測誤差や種々の原因に起因する推定誤差の他に、空間的なばらつきの影響が含まれている。しかしながら、冒頭でも述べたように、本研究では空間的な地盤物性のばらつきは取り扱わないこととし、ある領域（具体的には図-3(a)に示す置換砂や埋立土といった各土層分割領域）内においては同一の地盤物性を仮定する。すなわち、例えば置換砂層において内部摩擦角を空間的にばらつかせるのではなく、同じ土層分割領域においてはあくまで一様な内部摩擦角を与え、その内部摩擦角をケース毎に変化させることにより、ケーソン式岸壁の地震応答に及ぼす地盤物性の感度分析を行うこととする。

本研究では、不確実性を考慮する地盤パラメータとして、埋立土層および置換砂層における質量密度 (ρ)、内部摩擦角 (ϕ)、基準せん断剛性 (G_{ma}) の合計6つの物性値を選択した。これらの平均値は表-2に示す通りであり、ばらつきの分布型は既往の研究^{14)~16)}を参考に、正規分布と仮定した。また、各パラメータの変動係数については、内部摩擦角で9~15%程度の値をとること、およびNaらの研究⁹⁾においても9~12%といった値が採用されていることから、一律COV=10%に設定した。

地盤物性の不確実性が地震後におけるケーソンの残留変形量に及ぼす影響を評価するための確率的な手法としては、Tomado diagramとモンテカルロシミュレーション（以下、MCSと略す）を用いることとした。Tomado diagramでは、地盤パラメータのばらつきの影響を評価するため、6つのパラメータごとの代表値として“平均値 $\mu \pm$ 標準偏差 σ ”（ここに、標準偏差 = 変動係数 \times 平均値）の2パターンの値を用いて地震応答解析を行った（微小変形解析と大変形解析 (UL法) の各々に対し、6パラメータ \times 2パターン = 12ケース）。一方、MCSでは、正規分布に従ってパラメータ（本検討では埋立土層および置換砂層の内部摩擦角のみ）をばらつかせ、微小変形解析と大変形解析 (UL法) に対してそれぞれ1000ケースの地震応答解析を実施した。解析に用いたモデル断面や地震動、境界条件等は前章と同一である。なお、

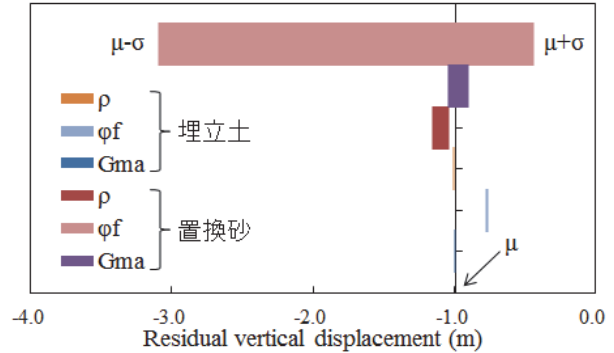
Tomado diagramの詳細については、既往の文献⁹⁾を参照されたい。

るのに対して、液状化が生じるような非線形領域の挙動に関しては限界状態、つまりせん断強度を規定する内部

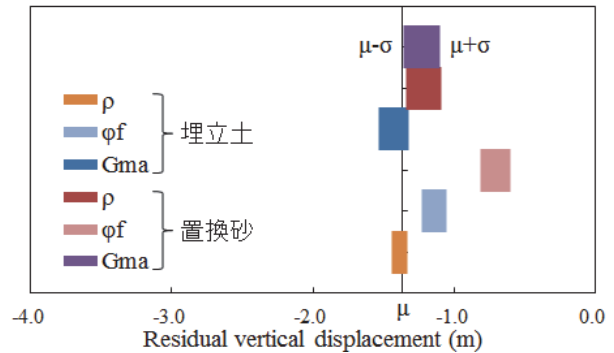
(2) Tomado diagramによる感度解析

前述の通り、Tomado diagramによる感度解析では、合計6つの地盤パラメータに対し“平均値 μ ±標準偏差 σ ”の値を用いて地震応答解析を行った。ケーソン天端の残留水平変位、残留鉛直変位、およびケーソン天端の残留傾斜角に対するTomado diagramを、図7～図9に示す。図中の横軸は解析により得られた残留変位・傾斜角であり、各々のパラメータに対して“平均値 μ +標準偏差 σ ”と“平均値 μ -標準偏差 σ ”の結果を表す2点を直線で結ぶことにより、変形量に及ぼすパラメータの影響度合いを表している。つまり、Tomado diagramで上に位置している(=ラインが長い)地盤パラメータほど、変形量に対する感度が高いと解釈することができる。なお、縦軸が横軸と交わる位置の変位・傾斜角は、平均値 μ を用いた場合の解析結果を表している。

まず、残留水平変位に関して、微小変形解析の場合には、置換砂層の内部摩擦角の変動の影響が最も大きく、次いで置換砂層の基準せん断剛性、置換砂層の質量密度の順である。基準せん断剛性よりも内部摩擦角の変動の方が応答値に与える影響が大きいという結果は既往の研究⁷⁾とも整合するものであり、この理由としては、ひずみが小さい線形領域では初期のせん断剛性が支配的にな

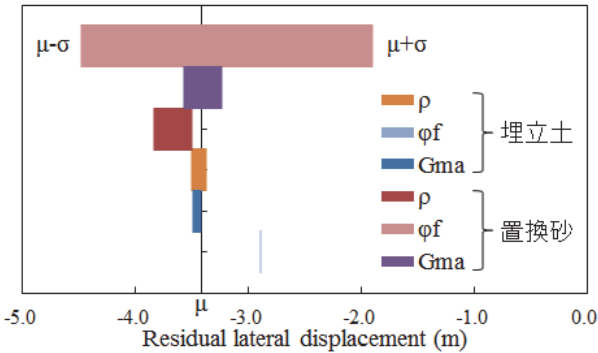


(a) 微小変形解析

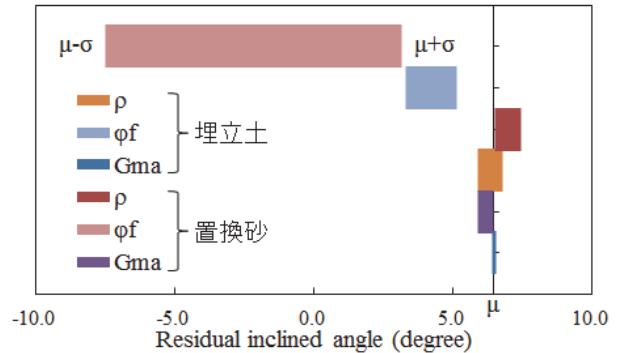


(b) 大変形解析 (UL法)

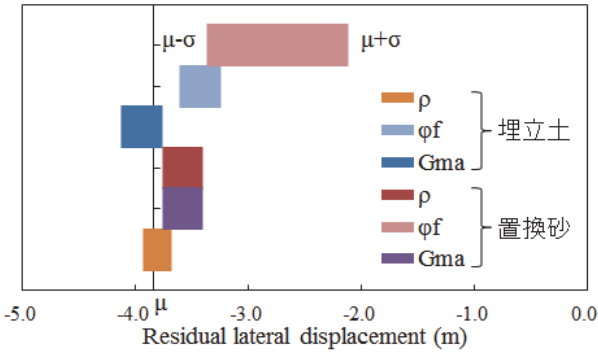
図8 ケーソン天端の残留鉛直変位に関するTomado diagram



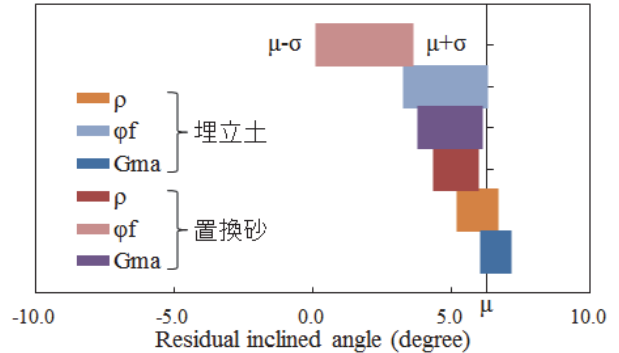
(a) 微小変形解析



(a) 微小変形解析



(b) 大変形解析 (UL法)



(b) 大変形解析 (UL法)

図7 ケーソン天端の残留水平変位に関するTomado diagram

図9 ケーソン天端の残留傾斜角に関するTomado diagram

摩擦角が重要なパラメータとなるからである。一方、大変形解析の場合には、置換砂層の内部摩擦角の変動の影響が最も大きいのは微小変形解析と変わらないが、次いで埋立土層における内部摩擦角が支配的となっている。ただし、いずれの内部摩擦角のケースにおいても、“平均値 μ ±標準偏差 σ ”を用いた場合の変位量は平均値 μ を用いた結果よりも小さく、“平均値 μ +標準偏差 σ ”と“平均値 μ -標準偏差 σ ”の間に平均値 μ を用いた場合の値が位置していない(その他にも、微小変形解析において置換砂層の質量密度を変動させたケースなども同様である)。これは、後述の図-10(a)や図-11(a)に示すように、地盤物性の変動と応答として得られる変形量の変動の間に、単調増加もしくは単調減少的な関係が成立していないことに起因するものと考えられる。

Naら⁹⁾は“平均値 μ ±標準偏差 σ ”により地盤物性のばらつきを考慮しておけば、平均値 μ を用いた場合の応答に対する変形量のばらつきを評価できると結論付けている。しかしながら、液状化のような強非線形現象を対象とする場合には、入力(地盤物性値)と出力(変形量)の関係が複雑となるために“平均値 μ ±標準偏差 σ ”の評価が必ずしも安全側になるとは限らない。特に、図-12に示すように、例えば置換砂層の内部摩擦角を変化させた場合に、置換砂層と埋立土層の非線形性(もしくは液状化)の程度によってケーソンの変形モードが滑動(図-12(b))と転倒(図-12(a)(c))の間で変化する場合には、図-7(b)のように“平均値 μ ±標準偏差 σ ”による評価では不十分であると考えられる。Tomado diagramにおいて、少なくとも平均値 μ の結果が“平均値 μ ±標準偏差 σ ”の範囲に収まっていない場合には、後述のモンテカルロシミュレーションを実施するか、検討幅を広げて“平均値 μ ±2×標準偏差 σ ”などの条件で再検討を行うといった処置が必要であろう。

次に、残留鉛直変位(図-8)に関して考察すると、微小変形解析では残留水平変位の場合と同様に置換砂層の内部摩擦角の変動の影響が支配的である。一方、大変形解析では置換砂層の基準せん断剛性の変動の影響が最も大きい、各物性値の感度にそれほど大きな差は見られず、図-8(a)と(b)を比較すると幾何学的非線形性の影響が大きいことがわかる。また図-7(b)と同様に、平均値 μ の結果が“平均値 μ ±標準偏差 σ ”の範囲に収まっていないケースが存在し、特に内部摩擦角を変動させた場合に平均値 μ からのずれが大きい。この理由は、例えば後述の図-10(b)において、埋立土層の内部摩擦角の平均値(=36°)を用いた場合に、変形量がほぼ最大となっていることから明らかである。

最後に残留傾斜角(図-9)に対しては、微小変形解析と大変形解析のいずれにおいても、置換砂層の内部摩擦角、埋立土層の内部摩擦角の順に変動の影響が大きくな

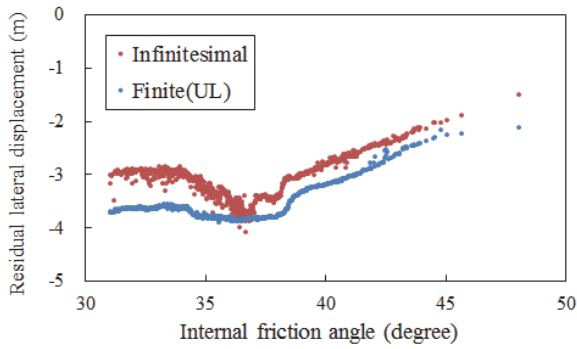
っている。しかしながら、いずれの場合も“平均値 μ ±標準偏差 σ ”の間に平均値 μ の結果が位置しておらず、入力(地盤物性値)と出力(変形量)の関係(後述の図-10(c)および図-11(c))が単調でないことを示唆している。なお、図-9(a)より、微小変形解析では傾斜角がマイナス(陸側への傾斜)になるケースが存在している。地震応答解析終了時の変形図を確認したところ、図-12(d)に示すように、置換砂層の内部摩擦角、すなわちせん断強度が小さいために、ケーソンが埋立土を背にして(ケーソン下部から)置換砂層に滑り込むような変形モードになっていることが確認された。図-9(b)の大変形解析ではマイナスの傾斜角は得られていないが、図-11(c)に示すように、さらに内部摩擦角を低減させればこのような変形モードが出現するようである。

なお、Naらの検討⁹⁾では、Tomado diagramの結果に基づきFOSM(1次近似2次モーメント法)による感度解析を併せて行っている。本論文ではFOSMによる検討は実施しないが、Tomado diagramにおいて平均値 μ の結果が“平均値 μ ±標準偏差 σ ”の範囲に収まっていない場合には、Tomado diagramそのものの評価に加えて、その結果を用いたFOSM解析による評価も妥当なものにはならないことを付記しておく。

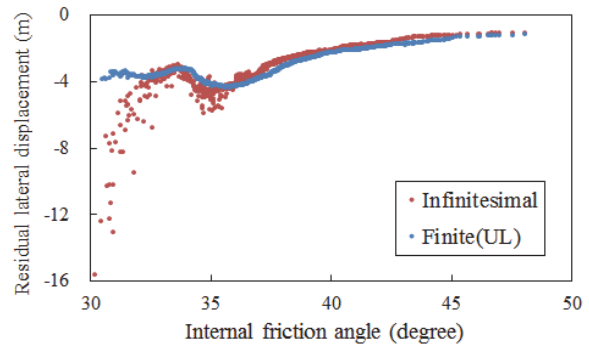
(3) モンテカルロシミュレーションによる感度解析

MCSでは、埋立土層および置換砂層における内部摩擦角を正規分布(平均値=36°および37°, 変動係数=10%)に従ってばらつかせ、それぞれ1000ケースの地震応答解析を実施した。MCSにより得られたケーソン天端の残留水平・鉛直変位および残留傾斜角を、入力として与えた内部摩擦角とともに図-10、図-11に示す。埋立土層および置換砂層のいずれの内部摩擦角をばらつかせた場合においても、前述の通り入力(地盤物性値)と出力(変形量)の関係は単調にはならず複雑なものとなっている。

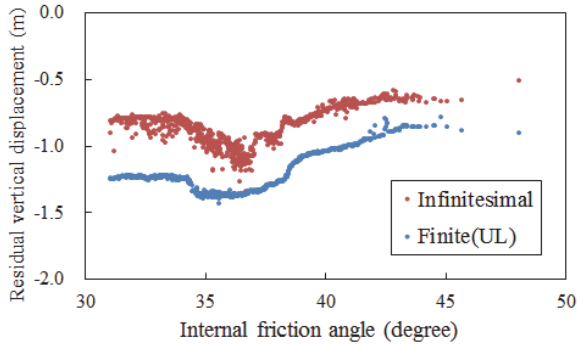
ここで微小変形解析と大変形解析の違いについて考察すると、まず埋立土層の内部摩擦角を変化させた場合には、幾何学的非線形性を考慮することで残留変位のグラフが全体的に下方に移動することがわかる(応答のばらつき幅はそれほど変わらない)。つまり、内部摩擦角の値にかかわらず、微小変形解析では残留変位を過小評価しており、幾何学的非線形性を考慮することの重要性を示す結果となった。ただし、残留傾斜角については大きな差は見られず、内部摩擦角が小さい場合に大変形解析の方がやや傾斜が進展するようである。一方、置換砂層の内部摩擦角を変化させた場合は、残留変位および傾斜角のいずれにおいても、内部摩擦角が平均値よりも大きい条件では顕著な幾何学的非線形性の影響は見られない。しかしながら、内部摩擦角が小さくなるに従い、微



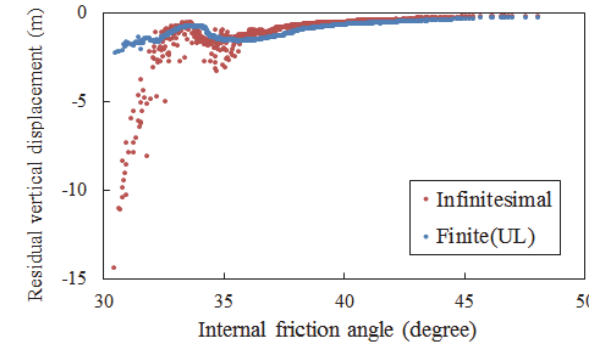
(a) ケーソン天端の残留水平変位



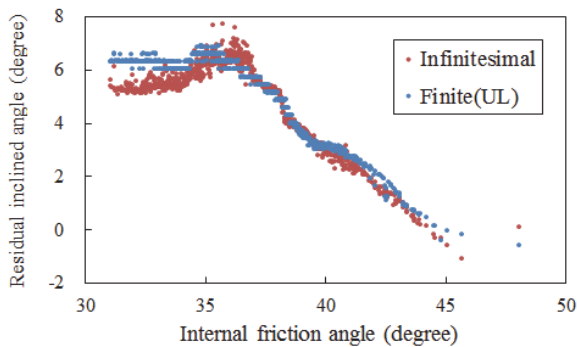
(a) ケーソン天端の残留水平変位



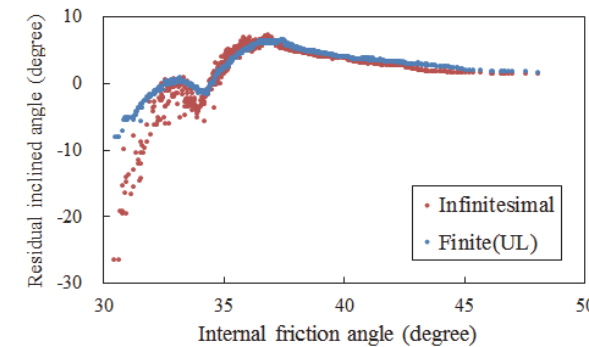
(b) ケーソン天端の残留鉛直変位



(b) ケーソン天端の残留鉛直変位



(c) ケーソン天端の残留傾斜角



(c) ケーソン天端の残留傾斜角

図-10 モンテカルロシミュレーション(埋立土の内部摩擦角を変化)により得られた各変形量

図-11 モンテカルロシミュレーション(置換砂の内部摩擦角を変化)により得られた各変形量

小変形解析では残留変位と傾斜角の急増が見られ、応答のばらつきの幅が非常に大きくなった。すなわち、幾何学的非線形性を考慮しないと応答を過大評価し、過度に安全側の設計につながる可能性があると言える。この結果は図-10とは逆の傾向であるが、3章の最後に述べた盛土の事例⁹⁾とは整合的である。幾何学的非線形性が安全側もしくは危険側のいずれに作用するかは、対象とする構造物の断面形状や周辺地盤との位置関係、変形モードなどの種々の条件によって決まると示唆されることから、今後より詳細な検討が必要であると考えられる。

次に、ケーソン天端の残留水平と鉛直変位、および残留傾斜角に対する累積分布関数を図-13と図-14に示す。図中のプロットはMCSによる結果、破線はMCSにより

得られた応答の平均値と標準偏差に基づき積率法¹⁷⁾により評価された累積分布関数である。まず、埋立土層の内部摩擦角を変化させた場合のケーソン天端の残留水平・鉛直変位について見ると、図-13(a)(b)に示すように大変形解析の分布は微小変形解析の結果を左にスライドしたような形状になっている。つまり、応答の変動係数は幾何学的非線形性の影響をそれほど受けないが、平均値に関しては大きく異なるため、レベル2地震動が作用した場合のように大きな変形が予想される際には、大変形解析により幾何学的非線形性を適切に考慮する必要があると言える。なお、畑ら¹⁷⁾の結果と同様に、MCSの結果は積率法とやや異なり、部分的に階段状に近い分布形状が見られる。畑ら¹⁷⁾の検討は1次元の土柱モデルに対する

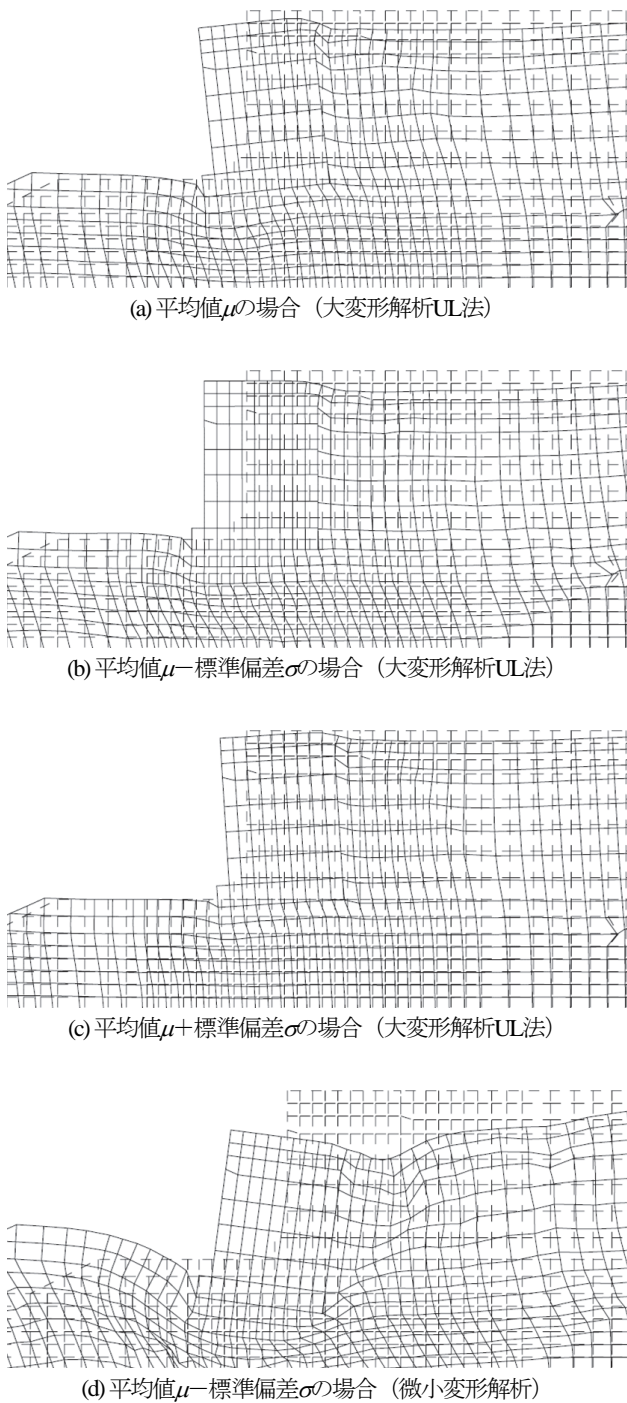
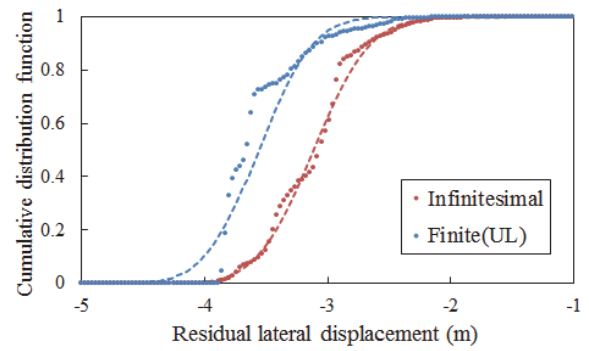
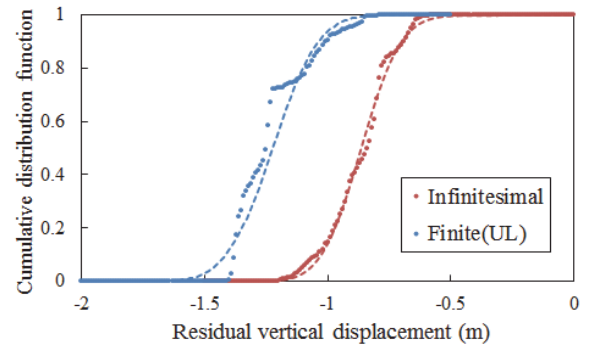


図-12 置換砂の内部摩擦角を変化させた場合の残留変形図

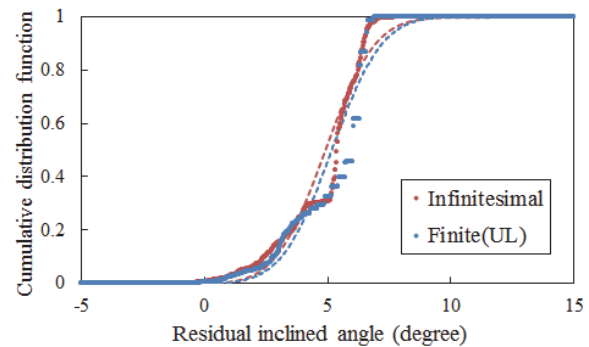
等価線形解析によるものであり、累積分布関数が応答スペクトルの形状の影響を受けることを階段状の分布の主な原因として挙げているが、本検討では2次元有効応力解析を行っているため、図-13に見られるMCSと積率法の乖離の原因として、以下のようなメカニズムが考えられる。すなわち、ある土要素が定常状態に至った場合、その要素はそれ以上のせん断応力を負担することができず、周囲の要素がその分を受け持つこととなる。一方、ひずみについては当該要素で大きく進展し、全体としての変形に大きく寄与することとなる。地盤パラメータを少し変化させたとしても、定常状態に至り残留変形に寄



(a) ケーソン天端の残留水平変位



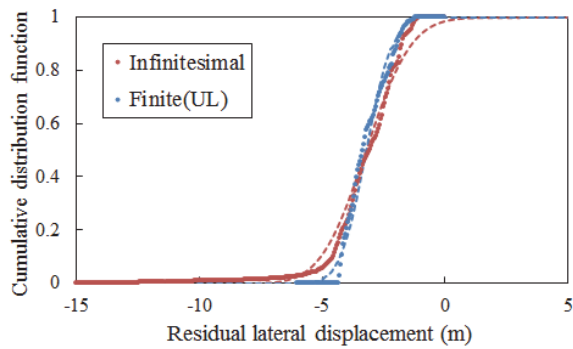
(b) ケーソン天端の残留鉛直変位



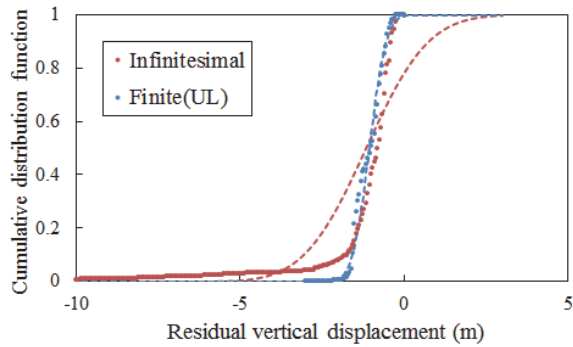
(c) ケーソン天端の残留傾斜角

図-13 モンテカルロシミュレーション(埋立土の内部摩擦角を変化)により得られた各変形量の累積分布関数

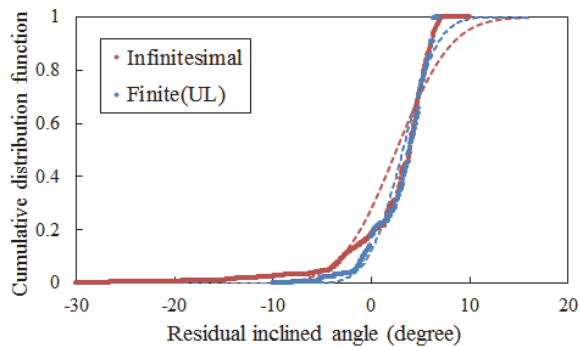
与する要素の分布が同等である限り、ケーソンの変形量には大きな違いが生じないはずである。このような場合には累積分布関数の傾きが急になるのに対し、地盤パラメータを変化させたことでそれまでとは異なる土要素も定常状態に達した場合には、変形量に急激な変化が生じるため、結果として階段状の累積分布になるものと考えられる。一方、図-13(c)のケーソン天端の残留傾斜角については、幾何学的非線形性の考慮の有無により6~7度付近における分布形状が少し変化しているものの、その影響はそれほど顕著ではない。これは、図-13(a)(b)に示すケーソン天端の残留水平および鉛直変位の分布が、ともに幾何学的非線形性の影響により一様に左にシフトしているためだと考えられる。なお、水平・鉛直変位の場合



(a) ケーソン天端の残留水平変位



(b) ケーソン天端の残留鉛直変位



(c) ケーソン天端の残留傾斜角

図-14 モンテカルロシミュレーション(置換砂の内部摩擦角を変化)により得られた各変形量の累積分布関数

合と同様に、MCSでは積率法と異なり階段状の分布が確認できる。

次に、置換砂層の内部摩擦角を変化させたケースの結果を見ると、図-14(a)に示すケーソン天端の残留水平変位については微小変形解析と大変形解析でほとんど差は生じておらず、埋立土層の物性値を変化させたケースの結果(図-13(a))とは大きく異なる。これは、少なくともケーソンの水平変位に対しては、ケーソン下の置換砂層よりもケーソン背後の埋立土層における幾何学的非線形性の影響の方が大きいことを示唆している。図-14(b)に示すケーソン天端の残留鉛直変位についても、図-13(b)で見られたような分布のシフトは生じておらず、MCSの結果を見る限りでは幾何学的非線形性の影響は

それほどないように見える。ただし、微小変形解析では内部摩擦角の値によっては5mを超えるような大きな沈下(幾何学的非線形性を考慮しないことに起因する非現実的な沈下)が生じており、このような大きな沈下量の影響で積率法による累積分布関数の形状は微小変形解析と大変形解析で異なっているのが確認できる。最後に、図-14(c)のケーソン天端の残留傾斜角に関しては、図-13(c)と同様に幾何学的非線形性の影響はそれほど大きくない。ただし、微小変形解析では幾何学的非線形性の未考慮により-10度を超えるような大きな傾斜角が得られており、MCSと積率法の結果は異なるものとなっている。なお、置換砂層の内部摩擦角を変化させた場合(図-14(c))は微小変形解析の方がケーソンが大きく傾斜する可能性があるのに対し、埋立土層の値を変化させた場合(図-13(c))には逆に大変形解析の方が内部摩擦角が小さい場合に傾斜が進展する傾向にある。すなわち、ケーソンの傾斜に対して幾何学的な非線形性を考慮することが一様に安全側もしくは危険側に作用するというわけではなく、そもそもの物性値の変化がケーソンの変形機構や変形モードにどのような影響を与えるかに依存して幾何学的非線形の影響も変化しうることを示している。

5. まとめ

本研究では、1995年兵庫県南部地震において被害を受けたケーソン式岸壁を対象に、有効応力法に基づく地震応答解析において液化化層の地盤パラメータを変化させた感度解析を実施することで、地震応答に及ぼす地盤物性値の不確実性の影響を把握した。地震応答解析では、微小変形解析に加え有限ひずみ理論に基づく構成モデルを用いた大変形解析も併せて実施し、感度解析の結果に及ぼす幾何学的な非線形性の影響についても考察した。本研究により得られた主な知見は以下のとおりである。

- (1) 被災事例解析の結果、微小変形解析では大変形解析と比べてやや変形量が小さく評価されたが、いずれも実際の被災程度に概ね合致するものであった。このことから、少なくとも今回の被災事例では、幾何学的非線形性の影響は顕著ではなかったと考えられる。
- (2) 被災事例解析により得られた変形量や過剰間隙水圧比の最大値分布から、大変形解析におけるTotal Lagrangian法とUpdated Lagrangian法は、理論的に等価であるだけでなく数値解析的にも概ね等価であることが確認された。
- (3) Tomado diagramによる感度解析より、ケーソン天端の残留水平変位と残留傾斜角に関しては、幾何学的非線形性の有無にかかわらず置換砂層における内部摩

擦角の変動の影響が最も大きいことがわかった。一方、ケーソンの残留鉛直変位については、幾何学的非線形性の影響により感度の高い物性値が異なり、必ずしも置換砂層の内部摩擦角の影響が最大になるわけではないことが示された。

- (4) 液状化のような強非線形現象を対象にTomado diagramを適用する場合、入力（地盤物性値）と出力（変形量等の応答値）の関係が複雑となり、“平均値±標準偏差”による評価が必ずしも応答のばらつきを十分な精度で評価できるとは限らないことが明らかとなった。
- (5) 埋立土層の内部摩擦角を変化させたモンテカルロシミュレーションより、微小変形解析では地震時におけるケーソン天端の残留水平・鉛直変位量を過小評価（累積分布関数で整理すると、全体として変形量が小さくなる方向にシフト）する危険性があり、大変形解析により幾何学的非線形性を適切に考慮することで、より合理的な耐震性能の評価が可能になることが明らかとなった。
- (6) 一方、置換砂層の内部摩擦角を変化させたケースでは、幾何学的非線形性の有無によって累積分布関数に大きな違いは見られなかった。これは変化させたのが同じ内部摩擦角であっても、埋立土層と置換砂層ではケーソンの変形機構や変形モードに与える地盤物性値の影響が異なるためであり、その違いに応じて幾何学的非線形の影響も変化することを示唆している。

参考文献

- 1) 阪神・淡路大震災調査報告編集委員会：阪神・淡路大震災調査報告 土木構造物の被害原因の分析 地盤・土構造物 港湾・海岸構造物等, 丸善, 1998.
- 2) 社団法人 日本港湾協会：港湾の施設の技術上の基準・同解説（上巻）, 2007.
- 3) 長尾毅：ケーソン式防波堤の外的安定に関する信頼性設計法の適用, 土木学会論文集, No.689, 1-57, 173-182, 2001.
- 4) 吉岡健, 長尾毅, 鷺尾朝昭, 森屋陽一：重力式特殊防波堤の外的安定問題に関する信頼性解析, 海岸工

- 学論文集, 第51巻, 751-755, 2004.
- 5) 土質工学会編：土質基礎の信頼性設計, 土質基礎工学ライブラリー28, 1985.
- 6) Na, U. J., Chaudhuri, S. R., and Shinozuka, M. : Probabilistic assessment for seismic performance of port structures, Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 28, 147-158, 2008.
- 7) 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, 小泉哲也他：1995年兵庫県南部地震による港湾施設等被害報告, 港湾技研資料, No.857, 1997.
- 8) Iai, S., Matsunaga, Y., and Kameoka, T. : Strain Space Plasticity Model for Cyclic Mobility, Soils and Foundations, 32(2), 1-15, 1992.
- 9) Ueda, K., Iai, S., Tobita, T., and Ozutsumi, O. : Applicability of Multi-spring Model Based on Finite Strain Theory to Seismic Behavior of Embankment on Liquefiable Sand Deposit, The 15th World Conference on Earthquake Engineering, No. 1099, Lisbon, Portugal, 2012.
- 10) Iai, S., Ueda, K., Tobita, T., and Ozutsumi, O. : Finite Strain Formulation of a Strain Space Multiple Mechanism Model for Granular Materials, International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics, Vol. 37(9), 1189-1212, 2013.
- 11) 小堤治：液状化地盤上の地盤・構造物系の地震被害推定に関する数値解析法の研究, 京都大学博士学位論文, 2003.
- 12) 上田恭平, 井合進, 飛田哲男, 小堤治：幾何学的非線形性を考慮した多重せん断モデル型弾性体の定式化, 京都大学防災研究所年報, 第52号B, 2009.
- 13) 上田恭平, 井合進, 飛田哲男, 小堤治：大変形（有限ひずみ）理論によるケーソン式混成防波堤の地震応答解析, 土木学会論文集 A1（構造・地震工学）, Vol. 69, No. 4, 385-395, 2013.
- 14) Lumb, P : The variability of natural soils, Canadian Geotechnical Journal, 3(2), 74-97, 1966.
- 15) Phoon, K. K. and Kulhawy : Characterization of geotechnical variability, Canadian Geotechnical Journal, 36, 612-624, 1999.
- 16) 松尾稔：地盤工学, 技報堂出版, 1984.
- 17) 畑明仁, 志波由紀夫：モンテカルロシミュレーションによる地盤物性のばらつきが地震応答に与える影響に関するケーススタディ, 土木学会論文集 A1（構造・地震工学）, Vol. 65, No. 1, 202-213, 2009.

(2015.11.6受付, 2015.12.28修正, 2016.2.20受理)

SENSITIVITY ANALYSIS OF THE SEISMIC RESPONSE OF CAISSON-TYPE QUAY WALL CONSIDERING THE VARIATION IN SOIL PROPERTIES AND GEOMETRICAL NONLINEARITY

Kyohei UEDA

Past experience has shown that port structures are often susceptible to severe damage during major earthquakes. From field observation of 1995 Hyogo-ken Nambu earthquake, it is observed that the seismic behavior of port structures such as caisson-type quay walls shows significant variability due to the

variation in soil properties. In this study, seismic response analyses using a two-dimensional FE mesh, representing a caisson-type quay wall located in Rokko Island, are performed to carry out the sensitivity analysis the seismic performance of the caisson-type quay wall. To investigate the effect of uncertainties of soil properties on the dynamic behavior of the quay wall, a tornado diagram is used. It has been found that the uncertainties in the friction angle of reclaimed soil contribute most to the variability of the residual displacement and inclined angle of the quay wall. In addition, a Monte Carlo simulation considering the variation in soil properties has revealed that taking into account the effect of geometrical nonlinearity by using a large deformation analysis makes it possible to rationally assess the seismic performance of port structures while infinitesimal deformation analyses can overestimate the effect of the variation in soil properties on the deformation of port structures during earthquakes.