

液状化時の地盤特性のモデル化と表層注入固化対策によるタンクの液状化時の挙動解析

福武 毅芳
(技術研究所)

Modeling the Soil Behavior During Liquefaction and Analysis of a Tank Installed on Soil Reinforced by Chemical Grouting and Subjected to Liquefaction

by Kiyoshi Fukutake

Abstract

Recent seismic designs use very strong earthquake ground motions as inputs. Accordingly, the nonlinear behavior of soils, even those in strongly nonlinear areas, must be analyzed. In order to understand the soil's behaviors not only during shaking, but also after liquefaction. In this study, the author modeled the nonlinearity of various types of soil, including completely liquefied soil. A constitutive equation was used for three-dimensional effective stress analysis of the seismic behavior of a tank designed in accordance with old laws and installed on soft ground that had been partly improved by means of chemical grouting. The tank's structural integrity was examined by evaluating the residual deformation of the soil after an earthquake according to a theory on liquefied soil.

概要

最近の耐震設計では、入力地震動が非常に大きくなり、液状化現象に関しても液状化後の挙動が重要となっている。そこで、本研究では、種々の地盤の動的特性を完全液状化状態も含めてモデル化した。この構成式を用い、部分改良された軟弱地盤に立地するタンクの強震時の挙動を解析した。さらに、ポスト液状化理論を用いて、地震終了後の残留変形量を評価し、安全性の検討を行った。

§ 1. はじめに

最近の耐震設計では、入力地震動が非常に大きく設定される場合が多い。これにともない、地盤の非線形性も強非線形領域まで解析する必要性が高まっている。特に液状化現象に関しては震動中の挙動に加え、液状化後の挙動も重要となっている。

現状では有効応力解析を実施すれば、ある程度の大きさのひずみ領域までの液状化挙動が表現できる。しかし、用いる構成式の特性により、数パーセントを超える大きなひずみが算定できない場合や、サイクリックモビリティ状態になると、緩い砂であってもひずみがあまり増加せず、ある振幅以上にならないで定常的な履歴曲線上を繰返してしまう場合もある。これは真の液状化現象とは言い難い。よって、有効応力解析を実施するに当たっては、組み込まれている構成式の特性を十分に把握しておく必要がある。

残留変形に関しては、論理的に解析する方法は提案されていないのが実情である。近似的な簡便法として

は、FL 値から液状化時の剛性低下率を求め、静的自重解析によって残留変形を求める方法¹⁾が提案されている。ただしこの方法では、地震動の影響や過剰間隙水圧の消散による圧密沈下の影響が表現できないなどの問題点を含んでいる。

そこで本研究では、まず種々の地盤材料の動的非線形特性を完全液状化状態も含めてモデル化を行い、大ひずみ領域まで定量的に液状化現象を表現した。

次にこの構成式を組み込んだプログラムを用いて、部分改良された軟弱地盤に立地する旧法タンクの強震時の挙動を三次元有効応力解析により検討した。さらに、ポスト液状化理論を用いて、地震終了後の残留変形量を理論的に評価し、安全性の検討を行った。

§ 2. 砂や薬注改良体の初期液状化後のモデル化

著者は三次元ダイレイタンシーモデル(おわんモデル)と三次元に拡張した R-O モデルを提案し、種々の有効応

力解析を実施している^{2,3)}。この構成式ではまず、式(1)の合せん断ひずみ Γ と式(2)の累積せん断ひずみ G^* を算定する。

$$\Gamma = \sqrt{\gamma_{xy}^2 + \gamma_{yz}^2 + \gamma_{zx}^2 + (\varepsilon_x - \varepsilon_y)^2 + (\varepsilon_y - \varepsilon_z)^2 + (\varepsilon_z - \varepsilon_x)^2} \quad (1)$$

$$G^* = \sum \Delta G^* \\ = \sqrt{\Delta\gamma_{xy}^2 + \Delta\gamma_{yz}^2 + \Delta\gamma_{zx}^2 + \Delta(\varepsilon_x - \varepsilon_y)^2 + \Delta(\varepsilon_y - \varepsilon_z)^2 + \Delta(\varepsilon_z - \varepsilon_x)^2} \quad (2)$$

G^* と Γ を元におわんモデルから過剰間隙水圧を算定し、有効応力の変化に応じてR-Oモデルのパラメータ(剛性や基準ひずみ)を逐次更新していた^{2,3)}。ただし増分接線剛性のイメージで更新していたので、有効応力低減による大きなひずみが必ずしも表現できていたわけではなかった。ここでは、応力 τ をひずみ γ と有効応力 σ' の関数とし、全微分形にして、陽な形でひずみ成分と有効応力成分に分離した。さらに圧縮指数 C_c と膨潤指数 C_s を有効応力増分の正負によって使い分けた。この改良した構成式を用いて、種々の密度の砂、薬液注入改良体のシミュレーションを行った。

2.1 構成式改良の概要⁴⁾

構成式の改良は以下の2点である。

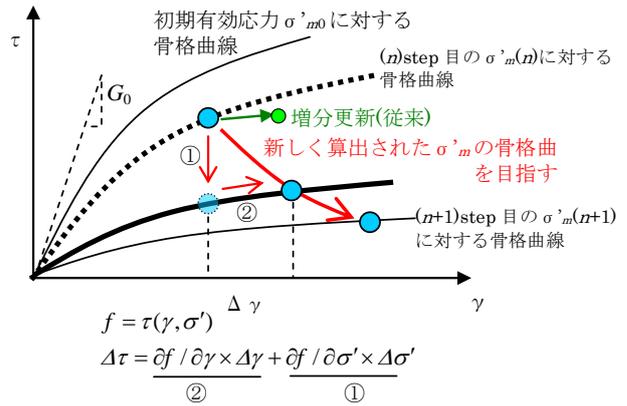
(1) **改良点1**: 応力 τ をひずみ γ と有効応力 σ' の関数とし(式(3))、応力増分 $\Delta\tau$ を全微分形にして、式(3)に示すような陽な形でひずみ成分と有効応力成分に分離した。

$$f = \tau(\gamma, \sigma') \quad (3)$$

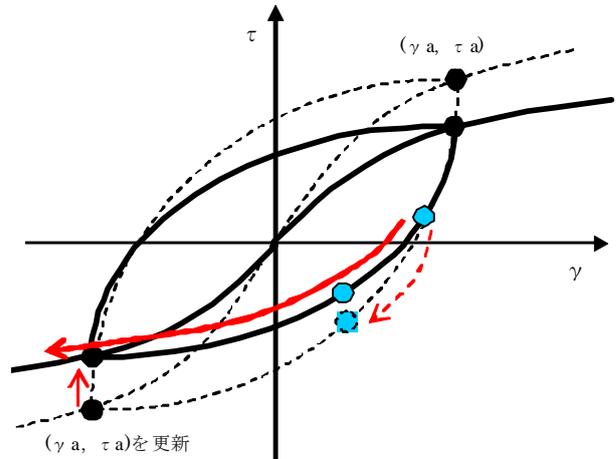
$$\Delta\tau = \frac{\partial f}{\partial \gamma} \Delta\gamma + \frac{\partial f}{\partial \sigma'} \Delta\sigma' \quad (4)$$

図-1には改良した履歴則を示す。改良したR-Oモデルでは、ひずみから直接に応力を算出できないので、収束計算を行っている。同図(1)のように σ'_m の変化が大きいとき、元の曲線の剛性も大きく低下し、接線勾配が負になることがあるが、運動方程式の D マトリックス作製に当っては増分剛性を $d\tau/d\gamma$ で算定し、負にならないようにしている。

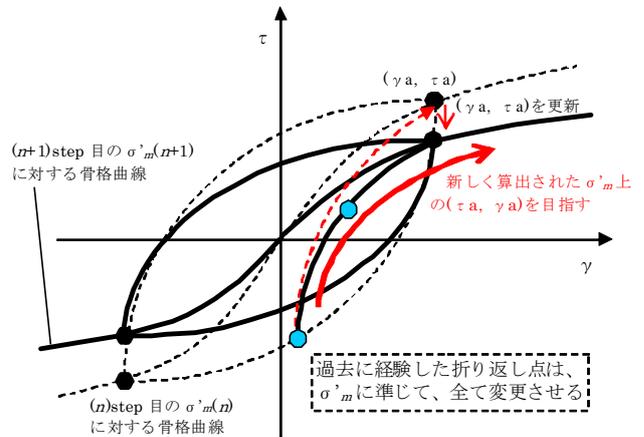
(2) **改良点2**: 従来のおわんモデルでは、ダイレイタンシー増分 $d\varepsilon_v^s$ を平均有効応力 σ'_m の変動量 $d\sigma'_m$ に換算するとき、膨潤指数 C_s のみを用いていた。これは通常の液状化現象では、有効応力が初期有効応力よりも大きくなるのが稀であったためである。ここでは C_s に加え圧縮指数 C_c も用いた。すなわち式(5)において、 $\Delta\sigma'_m < 0$ の



(1) 骨格曲線上を進行する場合(载荷)



(2) 履歴曲線上を進行する場合(除荷)



(3) 履歴曲線上を進行する場合(再载荷)

図-1 履歴の追跡方法

とき C_s を用い、 $\Delta\sigma'_m \geq 0$ のとき C_c を用いた。

$$d\sigma'_m = -\frac{\sigma'_m}{0.434C^*} \cdot d\varepsilon_v^s, \quad C^* = \begin{cases} C_s (\Delta\sigma'_m < 0) \\ C_c (\Delta\sigma'_m \geq 0) \end{cases} \quad (5)$$

上式より以下のことが分かる。 σ'_m が小さいときで、サイクリックモビリティ時に有効応力増分が増加に転じた

表-1 繰返し要素試の験条件と検討ケース (豊浦砂: $e_{max}=0.977, e_{min}=0.597$)

	試験方法	試料	間隙比 e	相対密度 D_r (%)	応力比 R τ_{cy}/σ'_m	初期拘束圧 σ'_{m0} (kPa)	せん断応力 振幅 τ_{cy} (kPa)
1	繰返し ねじり試験	飽和豊浦砂	0.809	44	0.21	294	60.6
2			0.738	63	0.30	98	29.4
3			0.676	79	0.33	294	95.5
4	繰返し 三軸試験	薬液注入 豊浦砂	0.730	65	1.05	100	105

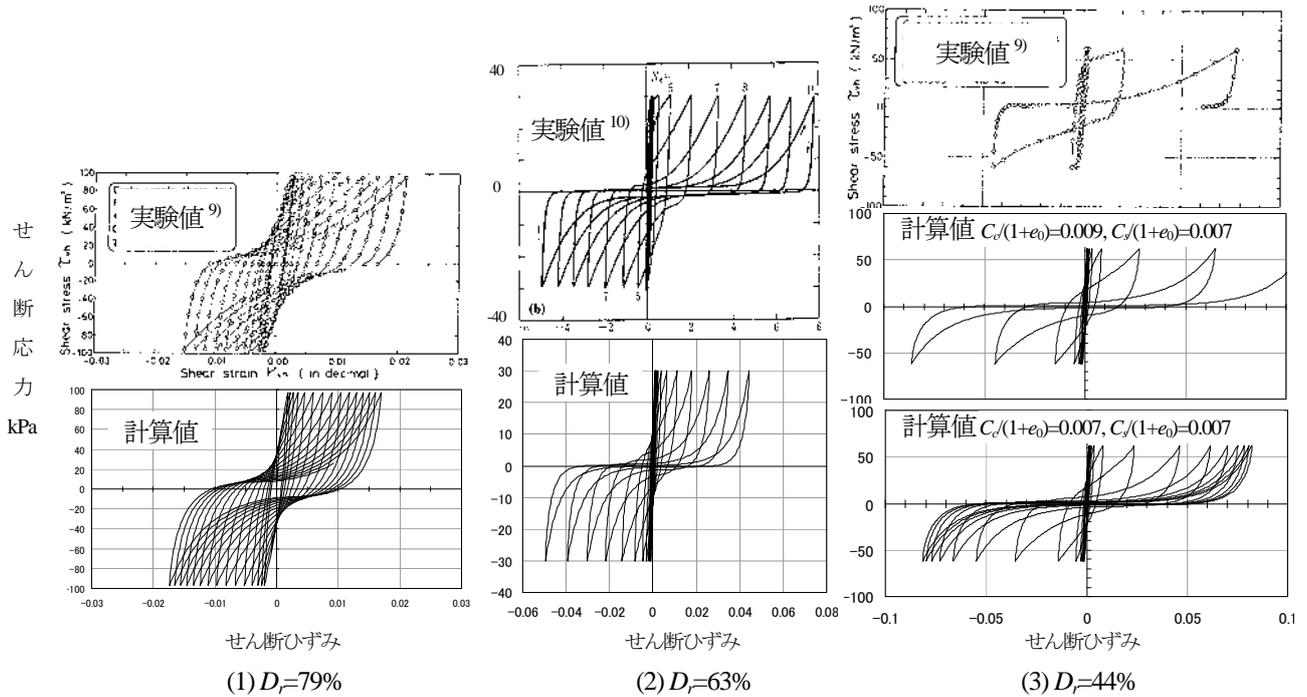


図-2 豊浦砂の応力～ひずみ関係 (繰返しねじり試験)

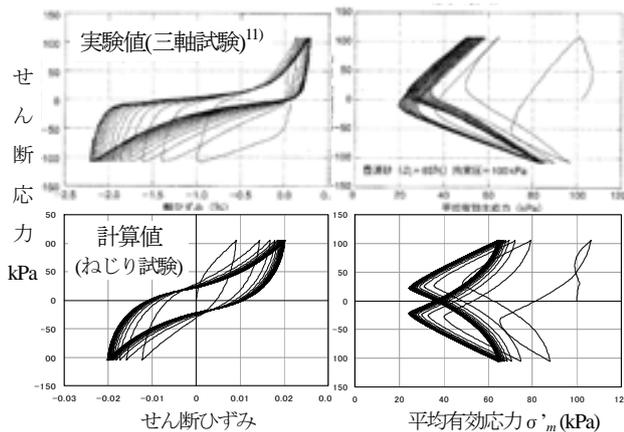


図-3 薬液注入改良体の応力・ひずみ関係と有効応力経路 (特殊シリカ系薬剤4%浸透, $D_r=65\%$)

とき、 C_c を用いるとその増加量 $\Delta \sigma'_m$ は C_s を用いたときよりも小さくなる ($C_s < C_c$ であるので)。そのため、有効応力の小さい状態が長く続くので、 $\tau=0$ 付近でひずみが多

く発生することになる。これにより、ポスト液状化の液体的性質 (せん断応力が非常に小さくゼロに近いとき、せん断ひずみが大きく生じる現象) が表現できる。

なお、本モデルによる増分変位から応力算出までの処理の流れは Appendix を参照されたい。

2.2 要素計算結果

前節で述べた構成式を用いて、要素試験結果のシミュレーションを行った。試料は全て豊浦砂であり、シミュレーションの検討ケースと実験条件を表-1に示す。構成式の豊浦砂に対するパラメータの値は、既往の試験結果^{5)~8)}を元に設定した。初期せん断剛性は次式より設定した。

$$G_0 = 700 \frac{(2.17 - e)^2}{1 + e} \sigma'_m{}^{0.5} \quad (\text{kgf/cm}^2) \quad (6)$$

図-2には、豊浦砂のシミュレーション結果を示す。サイクリックモビリティ状態になった後、砂の密度によ

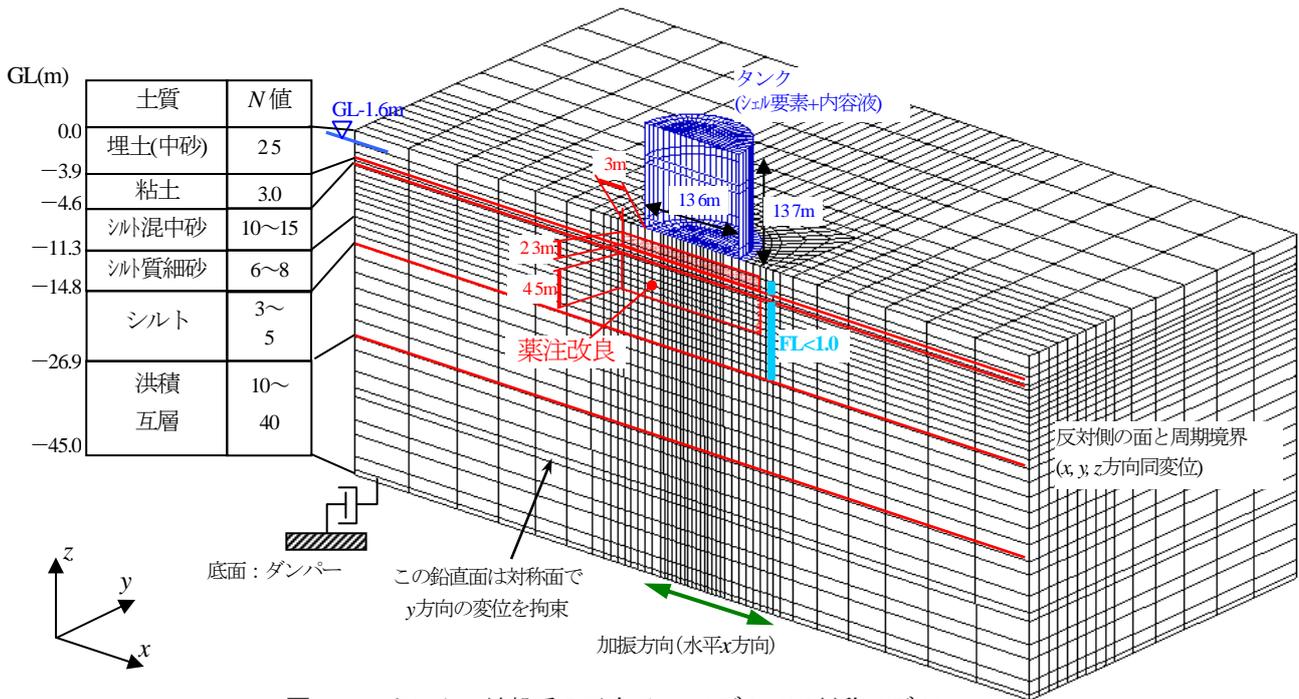


図-4 タンク～地盤系の三次元FEMモデル (1/2対称モデル)

って1サイクル当りのひずみ増加量は異なる。すなわち緩い砂ではひずみ増加量は急激であり、密になると緩慢になるが、シミュレーションではそのひずみ増加傾向が一致している。またあるひずみに収斂し定常的な履歴線上を繰り返してしまうような傾向は見られない。緩い砂では、せん断応力がゼロクロスする瞬間にひずみが急激に大きくなるが、その傾向も表現できている。このような挙動は、既往の構成式では表現が困難であった。

図-2(3)の下図には C_c の影響を見るために、 $C_c(1+e_0)=0.007$ (本来の値は 0.009^8)とし $C_c(1+e_0)$ の値と同じにした場合の計算例を示す。式(5)で説明したように、 C_c の値を小さくすると、ポスト液状化時のひずみ増加量が小さくなり、最終的には定常な履歴ループになっている。よって C_s のみならず C_c の値も正確な実験値を用いることが重要である。

図-3には、特殊シリカ系のグラウト剤(パーマロック)を4%で浸透させた薬液注入改良体の繰返し三軸試験結果と計算結果(単純せん断)の比較を示す。特徴は、①応力～ひずみ関係が逆S字型となる、②ひずみ振幅が有限の大きさで留まり、履歴ループが定常となる(これは液状化現象とは異なる)、③有効応力経路は平均有効応力がゼロに至らず20%程度の有効応力が残存した状態で砂のサイクリックモビリティに似た経路となる、である。最近の設計では入力地震動は相当大きく設定されることが多いので、図のように大きなせん断応力が作用した場合の改良体の非線形性も忠実にモデル化することは重要である。

§ 3. 表層注入固化対策によるタンクの液状化時の挙動

本節では、液状化地盤に立地する旧法タンクを想定し、液状化層の内、上層を注入固化工法により対策した場合の地震時挙動を三次元有効応力解析で評価した¹²⁾。さらに表層注入固化対策したタンク～地盤系の地震終了後の残留変形量を検討し、安全性を評価した。具体的にはポスト液状化解析を実施し、液状化後の三次元的変形性状を検討した¹³⁾。

3.1 液状化解析の解析条件

使用したプログラムはHiPER^{2),3)}である。構成式は前節で述べた改良R-Oモデルとダイレイタンシーモデル(おわんモデル)を併用したもので、砂質地盤と粘土質地盤および注入固化改良地盤に対して使用している。すなわち、粘土や改良地盤に対しても過剰間隙水圧を考慮している。

地盤条件とFEMモデルを図-4に示す。GL-14.8mまでの砂質系地盤がFL<1.0の液状化懸念層である。底面境界は、 $V_s=331\text{m/s}$ に対応するダンパー境界とし、 $2E$ 波入力とした。側方境界は、加振方向の相対する直交面の対応する節点の変位をx, y, zともに同変位とした(繰返し境界)。対称面とそれと相対する面は、面外(y軸方向変位)拘束とした。鋼製タンク(直径13.6m, 高さ13.7m)は本体をシェル要素でモデル化し、内容液は固定水と自由水に分けてHousnerの式により質点・バネ系でモデル化した。

砂質土層の計算による液状化強度曲線を図-5に示す。

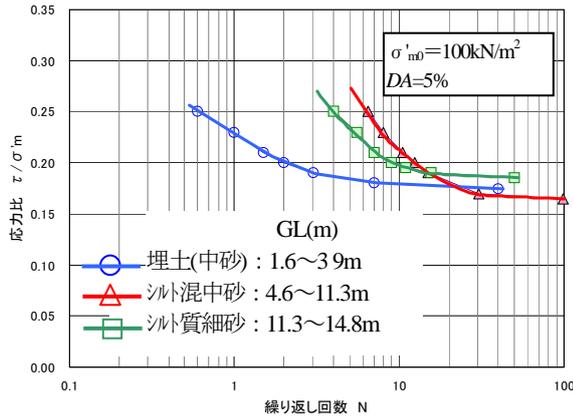


図-5 砂質土層の液状化強度曲線

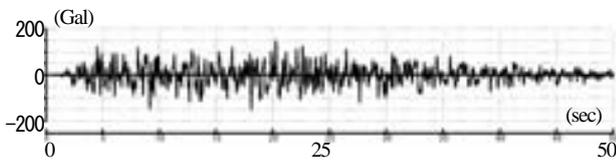


図-6 入力地震動：工学基盤における2E波 (Max=153Gal, ランダム位相)

液状化強度曲線は、指針から繰返し回数20回の液状化強度を求め、その点を通るように構成式のパラメータを設定して求めた。改良地盤の特性は図-3と同じとした。改良範囲は、埋土層で層厚2.25m、シルト混り中砂・シルト質細砂層で層厚4.5mとし、タンク端から3mの範囲までとした。すなわち、直径19.6mの円筒状の改良体であり、改良下端はGL-9.1mである。

入力地震動は、図-6に示す建設省告示スペクトルを用いてランダム波の位相特性を有する人工地震動とした。

3.2 ポスト液状化理論とその計算法

ここでは、液状化後の地盤の残留変形を求める手法(ポスト液状化理論)についてその理論概要と計算方法を述べる。

(1) 理論概要

本理論は社本・張らによって提案されたもので、地震が終了し過剰間隙水圧が完全に消散した後の残留変形を評価する手法^{14), 15), 16)}である。地震中の応答によって経験した地盤の最大せん断ひずみから、液状化終了後に発生する残留体積ひずみと残留せん断ひずみを求め、各要素で求められた残留ひずみが生じるように等価弾性定数を設定し、自重解析により残留変形を求めることを特徴とする。

地震時に生じる最大せん断ひずみを γ_{max} とすると、地震終了後に過剰間隙水圧が消散した状態で発生する残留せん断ひずみ γ_p および残留体積ひずみ ϵ_{vp} は、次式のよ

うに表わすことができる¹⁴⁾。

$$\epsilon_{vp} = (1 - C_h) \cdot \frac{e_o - e_{min}^*}{1 + e_o} R_o^* \gamma_{max}^m \quad (7)$$

$$\gamma_p = C_h \cdot \frac{e_o - e_{min}^*}{1 + e_o} \frac{R_o^*}{M_{CS0}} \gamma_{max}^m \quad (8)$$

ここで、

e_o ; 初期間隙比

$e_{min}^* = e_{max} - 1.3(e_{max} - e_{min})$; 真の最小間隙比

R_o^*, m ; 砂の種類や密度に依存しない固有の定数で $R_o^* = 2.0, m = 0.76$ ¹⁶⁾

M_{CS0} ; 有効拘束圧がゼロ付近の限界状態面の傾き

C_h ; 液状化時の地震応答によって生じた非可逆な体積ひずみポテンシャルが残留せん断ひずみと残留体積ひずみに寄与する割合を示すパラメータ(水平地盤では0.2)^{15), 16)}である。

地盤~構造物系のFEMモデルで自重解析を行い、地盤内の各要素の平均拘束圧 σ_m を求め、地震時の水平方向の最大せん断応力 τ_{max} を用いて、次式のように地盤の等価ポアソン比 ν_{eq} と等価弾性定数 E_{eq} を求める。

$$G_{eq} = \frac{\tau_{max}}{\gamma_p}, \quad K_{eq} = \frac{\sigma_m}{\epsilon_{vp}} \quad (9)$$

$$\nu_{eq} = \frac{1}{2} \frac{3K_{eq} - 2G_{eq}}{3K_{eq} + G_{eq}} \quad (10)$$

$$E_{eq} = 2 \cdot (1 + \nu_{eq}) \cdot G_{eq} \quad (11)$$

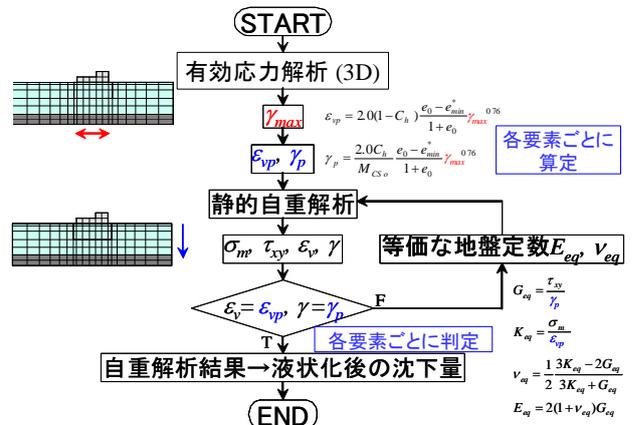


図-7 ポスト液状化理論を用いた液状化後の変形量算定フロー

(イテレーションの自重解析をひずみが収斂するまで実施)

求めた ν_{eq} と E_{eq} を用いて、再度自重解析を行い変形を算定する。自重解析のイテレーションは、各 FEM 要素のひずみが式(7), (8)の値に収斂するまで、 ν_{eq} と E_{eq} を更新して実施する。この変形量算定手順を図-7に示す(各要素ごとに γ_p 、 ε_{vp} は異なる)。

(2) 本モデルにおける計算法

タンク～地盤系のモデルでは、三次元状態で評価するので、地震時せん断ひずみとしては式(1)に示す合せん断ひずみ Γ を用いる。各要素ごとに生じた最大の Γ_{max} に基づき、残留変形をイテレーション自重解析により算定した。タンク重量と液体重量は集約して、スラブの単位体積重量として評価した。境界条件は、底面固定、側面は鉛直ローラとした。

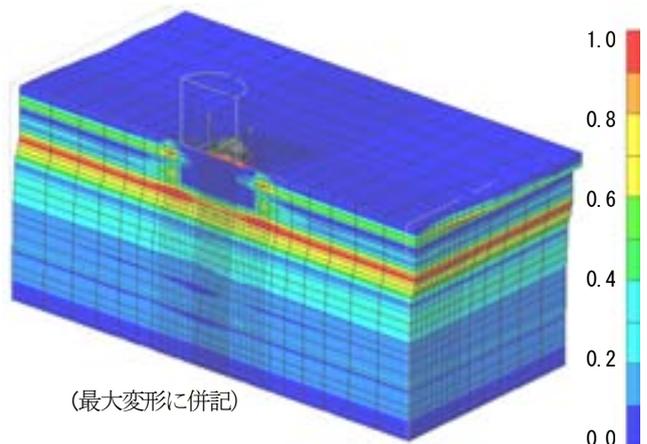
自重解析の収束判定は、本来は図-7でも述べたように、全ての要素で式(7)と(8)を満足する必要がある。しかし、本 FEM モデルは要素数が約 15000 もあり、各要素で収斂条件を満足することは多数回の自重解析を実施しても困難であった。そこで、地表面沈下が一定値に落ちついた(沈下が定常になった)ことにより収束とみなした。このとき剛性は前ステップの剛性と同等値に収斂していることを確認し、せん断ひずみも殆どの要素で概ね γ_p に収斂していた。

3.3 解析結果

図-8の鳥瞰図には、最大過剰間隙水圧比コンターを最大変形に併記して示す。図-9の地盤内鉛直3断面には、最大合せん断ひずみ Γ のコンターを示す。

薬液注入改良体では過剰間隙水圧は発生しておらず、ひずみも小さい。未改良部分の埋土(中砂)、シルト混り中砂内の下方、シルト質細砂では、水圧比がほぼ 100% に達しており、液状化に至っている。これらの液状化層において、シルト混り中砂内の下方、シルト質細砂では合せん断ひずみ Γ は 4% 程度である。埋土では改良体が存在する対称面付近では変形は小さいが、改良体が存在しないモデルの奥側(y 方向)では変形が大きく、 Γ は 7% を超えている。すなわち加振軸方向に対しては、改良体による変形抑制効果が現れている。また改良体の左右近傍ではローカルノンリニアリティーの影響で過剰間隙水圧が大きくなっている。改良体直下の砂質土層ではタンクの重量による押さえ効果によって、周辺よりも過剰間隙水圧がやや抑制されている。

前節で述べた有効応力解析結果とポスト液状化理論に基づき、残留変形量を求めた。図-10に変形の着目断面を示す。図-11には鉛直断面における変形図を示す。ピンクの枠で囲んだ部分が改良体である。色の濃淡は鉛直変位の大きさを示す。地表の沈下性状はすり鉢状に沈下している。タンク底版と改良体は剛体的に沈下している。



(最大変形に併記)

図-8 最大過剰間隙水圧比コンター

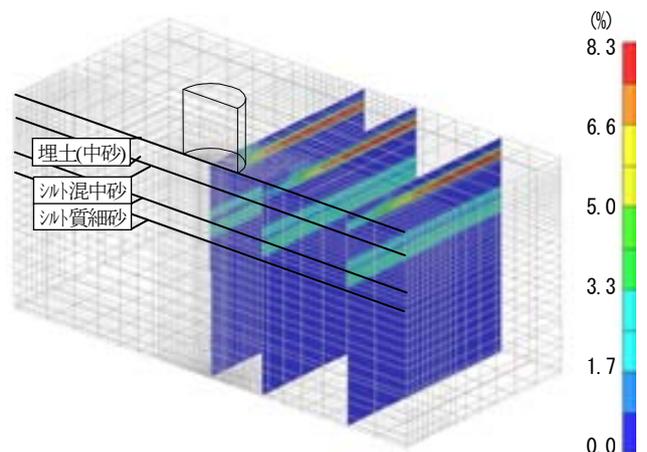


図-9 最大合せん断ひずみ Γ のコンター

鉛直ひずみは液状化層で大きく発生し、改良体の下層では 2% 程度となった。液状化層では沈下に伴い側方変形も生じている。表層の沈下量はタンク底版で約 11cm、30m 離れた周辺地盤で 5cm 程度である。この勾配の相対変位量は配管のフレキシビリティで対応できる範囲である。図-12には対称断面①のタンク地表近傍の沈下形状を示す。タンク底版の場所による違いを詳しく見ると、タンク

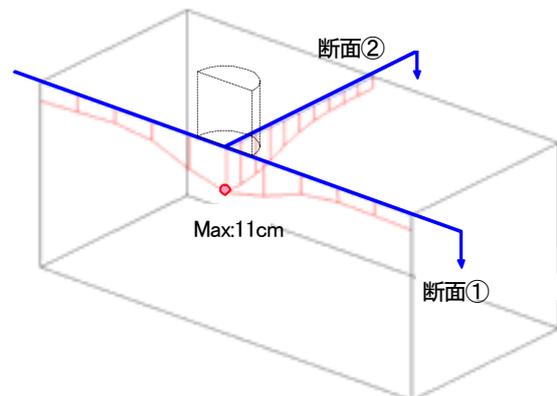
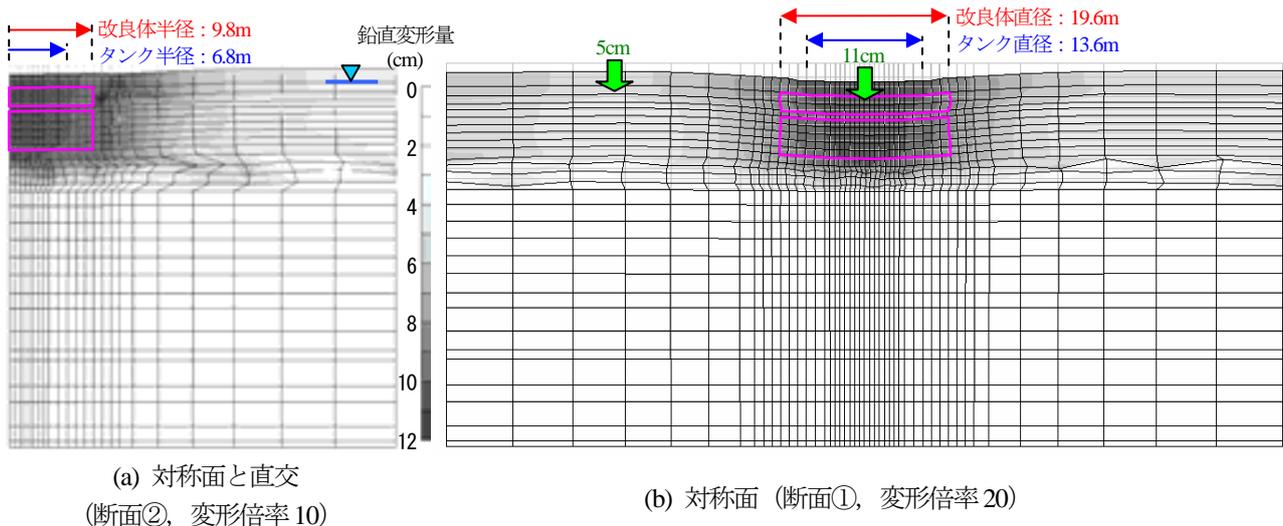
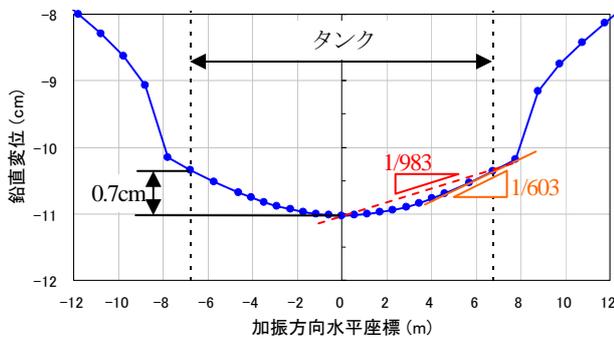


図-10 着目断面 (①, ②) と沈下の分布傾向



図一11 鉛直断面における変形図



図一12 対称面(断面①)のタンク近傍の地表沈下形状

ク中心部の沈下量は11.03cm、端部の沈下量は10.35cmである。すなわちタンク中心と端部における相対変形沈下量は0.7cmと小さく、端部と中心の平均変形勾配は1/983である。地表における水平変形はごく小さい。

§ 4. 結論

ここでは構成式を改良し、種々の密度の砂に対して、既往の構成式では表現が困難であった液状化後のひずみの蓄積や履歴曲線形状を定量的に評価した。さらに薬液注入改良体のように、あるひずみ振幅で定常状態となることも表現できた。

この構成式を三次元地震応答解析プログラム(HiPER)に組み込み、タンク～地盤系の有効応力解析を実施した。その結果、①薬液注入改良体では過剰間隙水圧は発生しないこと、②未改良部分のFL値が1.0以下の層が液状化に至り、特に加振軸に対して改良体の左右近傍と奥側では大きなひずみが生じること、などの三次元的挙動が明

らかとなった。

有効応力解析に引き続きポスト液状化解析を行い、過剰間隙水圧が消散した後の残留変形量を理論的に求め、以下のことが明らかになった。①鉛直ひずみは液状化層で大きく、特に改良体の下層で2%程度である。②タンク底版と改良体はほぼ剛体的に沈下している。③絶対沈下量はタンク底版で約11cm、周辺地盤で5cm程度であり、この相対変位量は配管のフレキシビリティで対応できる範囲である。④タンク中心部と端部における相対変形沈下量は0.7cmと小さく、平均変形勾配は1/983である。以上より、薬液注入改良を提案した範囲で改良すれば、改良部分以外で液状化が生じてもタンクの安全性は確保できると言える。

今後は既存構造物の地盤改良による耐震補強工事が増加するものと思われる。さらに設計入力地震動の増大や、地盤・基礎における性能設計への移行に伴い、本手法は重要になるとと思われる。

謝辞

本検討にあたり、技術研究所の社本康広様、堀田洋之様、土木技術本部の中檜新様、広島支店の古川治様には有益な助言とご協力を頂きました。末筆ながら感謝申し上げます。

Appendix 応力算出までの処理の手順

- 1) 増分変位 (Δu) を運動方程式により算出する。
- 2) 増分変位より、増分ひずみ ($\Delta \varepsilon$)、トータルひずみ (ε_{n+1}) を算出する。

$$\varepsilon_{n+1} = \varepsilon_n + \Delta \varepsilon$$
- 3) 増分ひずみ、トータルひずみより、おわんモデルから有効応力 (σ'_m)、過剰間隙水圧 (p_w) を算出する。

有効応力 (σ'_m) より、今回のステップの R-O モデルのパラメータが決定される。

$$G_{\max} = G_{\max i} \left(\frac{\sigma'_m}{\sigma'_{mi}} \right)^{0.5}, \quad \gamma_r = \gamma_{ri} \left(\frac{\sigma'_m}{\sigma'_{mi}} \right)^{0.5}$$

- 4) 増分ひずみ・トータルひずみより、履歴モデルからトータル応力 (τ_{n+1})、接線剛性 (ΔG) を算出する。 τ_{n+1} は、収束計算により算出する。
トータル応力：

$$\tau_{n+1} = \tau_n + \Delta \tau$$

$$\Delta \tau = \partial f / \partial \gamma \times \Delta \gamma + \partial f / \partial \sigma' \times \Delta \sigma'$$

接線剛性：(R-O モデルの場合)

$$\frac{\partial f}{\partial \gamma} = \frac{\partial \tau}{\partial \gamma} = \frac{G_{\max}}{1 + \alpha(1 + \beta)|\tau|^\beta}$$

各成分で、接線剛性 (ΔG_{yz} , ΔG_{xy} , ΔG_{xz}) が算出される。

- 5) 増分ひずみ、接線剛性より、直応力成分の増分応力 ($\Delta \sigma$) を算出する。
増分応力より、トータル応力 (σ_{n+1}) を算出する。
 $\sigma_{n+1} = \sigma_n + \Delta \sigma$ 、 $\Delta \sigma = \mathbf{D} \cdot \Delta \varepsilon$ (せん断応力は、4) で算出、 \mathbf{D} マトリックスは ΔG より作成する接線剛性マトリックス)

<参考文献>

- 1) ALID 研究会 [安田進ほか]：“2次元液状化流動解析プログラム ALID/Win マニュアル”，2003
- 2) 福武毅芳：“土の多方向繰返しせん断特性を考慮した地盤・構造物系の三次元液状化解析に関する研究”，名古屋工業大学博士論文，1997.
- 3) 吉見吉昭，福武毅芳：“地盤液状化の物理と評価・対策技術”，5章,6章,技報堂出版，2005.
- 4) 福武毅芳，馬淵倉一，吉田望，社本康広：“砂や薬注改良体の初期サイクリックモビリティ後のシミュレーション”，第43回地盤工学研究発表会，pp.437-438,2008
- 5) 今津雅紀，福武毅芳：“砂礫材料の動的変形特性，第21回土質工学研究発表会”，pp.509-512,1986
- 6) Toki, S., Tatsuoka, F. et al.：“Cyclic undrained triaxial strength of sand by a cooperative test program”，Soils and Foundations, Vol.26, No 3, pp.117-128, 1986
- 7) 佐々木康，岩崎敏男：“地震応答解析のための土の動的性質”，土と基礎，Vol.33, No 11, pp.85-91, 1985
- 8) Nakai, T. and Hinokio, M.:A：“Simple Elastoplastic Model for Normally and Over Consolidated Soils with Unified Material Parameters”，Soils and Foundations, Vol.44, No 2, pp.53-70, 2004
- 9) 東畑郁生：砂の繰返しせん断変形特性に及ぼす主応力軸回転の影響，東京大学博士論文，1981
- 10) プラダグン,テージ,B.S.・龍岡文夫・原勝重：非排水繰返しねじりせん断における砂の応力-ひずみ特性，土木学会第40回年次学術講演回III-13, pp.25-26, 1985
- 11) 社本康広，風間広志，島田俊介，米倉亮三：“恒久グラウトと本設地盤改良⑤，活性シリカコロイドを用いた液状化対策工の設計と改良効果の評価法(その1)”，土木施工7月号，山海堂，pp.106-111,2006
- 12) 福武毅芳，古川治，中櫛新：“表層注入固化対策によるタンクの液状化時の挙動解析”，第64回土木学会学術講演会 III, pp.503-504, 2008.
- 13) 福武毅芳，古川治，中櫛新：“ポスト液状化解析による注入固化対策後のタンクの残留変形検討”，第64回土木学会学術講演会 III, pp.505-506, 2008.
- 14) Shamoto, Y., Zhang, J.-M. and Goto, S.：“Mechanism of Large Post-Liquefaction Deformation, Soils and Foundations Vol. 37, No. 2, pp. 71-80, 1997.
- 15) Shamoto, Y., Zhang, J.-M. and Tokimatsu, K.：“New Charts for Predicting Large Residual Post-Liquefaction Ground Deformation”, Soil Dynamics and Earthquake Engineering, Vol 17, pp.427-438, 1998.
- 16) Shamoto, Y. and Zhang, J.-M.:Evaluation of Seismic Settlement Potential of Saturated Sandy Ground based on Concept of Relative Compression, Soils and Foundations, Special Issue on Geotechnical Aspects of the January 17 1995 Hyogoken-Nambu Earthquake, Vol.2, pp.57-68, 1998