

ポスト液状化地盤の体積圧縮特性と ボイリング継続時間

大林淳¹・佐々木康²

¹正会員 不動産建設(株) ジオ・エンジニアリング事業本部(〒110-0016 東京都台東区台東一丁目2-1)

²フェロー会員 工博 広島大学教授 工学部第四類(〒739-0046 広島県東広島市鏡山一丁目4-1)

基礎地盤の液状化による直接基礎構造物の変形メカニズムを解明することは、地震時の構造物の定量的な変形予測や対策手法の開発に不可欠な課題である。本論文では小型土槽に於ける詰め層の砂地盤を作成し、ハンマーによる一回打撃によって液状化を発生させ、地盤の体積ひずみ量や地盤内の間隙水圧挙動について調べた。その結果から、ポスト液状化地盤の状態変化に着目して考察し、それを考慮した液状化後の過剰間隙水圧の消散過程を一次元圧密方程式を用いて近似的に表現できる事を示した。さらに、液状化後の流動的挙動を呈する状態を、土粒子が懸濁状態にあるボイリング領域と考え、土粒子の沈降過程からボイリング領域の時間変化を定量的に予測する手法について提案した。

Key Words : *liquefaction, excess pore water pressure, boiling, flow*

1. はじめに

地震時における盛土の破壊・変形事例は既往の大規模地震で多く見られている。被害を受けた盛土の観察からこれらの破壊・変形は主に基礎地盤の液状化に起因するものであることが明らかになっている。しかし、地震時の盛土の破壊・変形について得られている詳細な情報は主として地震後の記録に基づくものであり、変形がいつ始まり、どのように進行していくかについては未だ不明な点が多い。

一方、兵庫県南部地震を契機に見直されつつある各種設計基準における耐震設計の考え方は、従来に比べて大きな地震動に対する耐震性の確保が構造物に要請されている。土木学会の提言¹⁾や委員会報告²⁾では構造物が損傷しないことが要求されるレベル1地震動と構造物の損傷過程まで考慮するレベル2地震動といった2段階の耐震性の検討を提言している。したがって、レベル2地震動に対応するためには、構造物の変形の要因とプロセスを理解し、定量的な予測と対策の手法を開発することが求められている。

これらを背景として、基礎地盤の液状化に伴う構造物の変形に関する研究は精力的に行われてきた。変形の進行プロセスに関する知見は、新潟地震の際に昭和大桥の

崩壊が主要動の終了後1~2分経てから起こったという目撃証言³⁾や日本海中部地震では能代南バイパスが地震直後は通行できたにもかかわらず、その後に大変形が生じて通行不能になった事例⁴⁾などがある。同様な事例は海外においても確認されている。1987年にニュージーランドで起こったエッジカム地震では北島のワカタネ川に架かるランディングロード橋付近で側方流動が発生し橋の取り付け盛土が破壊した。ここでは、地震直後には損傷がなかったものの何分か経た後に盛土は破壊していたという⁵⁾。

これらの事例に基づいて、地震の発生と変形の開始には時間的な差があるものと考えられているが、いずれも定性的なものである。しかし、これらの事実から、変形量を定量的に求めるためには液状化後の地盤強度特性を知ることが有用であると考えられている。ここで、過剰間隙水圧が初期有効拘束圧に等しくなる完全液状化状態以降をポスト液状化と呼ぶこととするが、ポスト液状化における地盤挙動に着目した研究も近年多く行われている。

これまでの研究では、ポスト液状化地盤をどのような強度・変形特性を持つ地盤として扱うかに主眼が置かれている。ポスト液状化地盤が持つ強度についてSeed⁶⁾は残留強度という概念での解析法を提案している。最近では、

Finn and Sasaki⁹⁾が釧路沖地震と、北海道東方沖地震における河川堤防の被害事例を残留強度を用いて解析した。その結果、実際の変形モードと解析結果との間により整合を得ている。一方、濱田・若松⁹⁾は液状化による地盤の水平変位に関して、模型実験結果などから流動中の液状化土は見かけの粘性係数がせん断ひずみ速度の増加とともに減少する擬塑性流体として挙動し、加振などが停止された状態では一定のせん断力を受けることによって固体的性質になるとしている。東畑ら^{10,11)}もポスト液状化地盤を流体と考慮して、1964年新潟地震における新潟空港の建物が沈下する様子を撮影したビデオ記録や模型実験結果などから、ポスト液状化地盤が流体として挙動するとしたときの粘性係数を求めているが、水の数十万倍のオーダーになると報告している。ポスト液状化地盤を流体と考えた粘性係数の計測は宮島ら¹²⁾によっても行われている。また、Yasudaら¹³⁾は液状化した土を応力ひずみ関係が成り立つ固体として説明し、有効応力が0の状態から少し大きくなる間、すなわち液状化直後の有効拘束圧が非常に小さい時に大きな体積ひずみが生じるという微小抵抗領域の存在を示している。しかしながら、これらの実験的研究はいずれも室内要素試験または振動の継続する中で計測に基づいており、ポスト液状化状態が理想的に再現でき、かつ、比較的長い時間継続している場での結果ではない。これに対し、粘性流体を用いた遠心力場での実験結果として報告された事例¹⁴⁾では比較的長い時間ポスト液状化状態の継続が見られている。

筆者らは、盛土を含めた直接基礎構造物の基礎地盤の液状化に伴う変形・破壊プロセスを追跡し、変形メカニズムの解明を目的に地盤を瞬時に液状化させ、加振中の変形を取り除いた形で液状化後の変形のみ注目する方法で研究を行ってきた¹⁵⁾。本論文では、小型土槽を用いた模型地盤の液状化実験結果に基づいて、液状化に達した後の流動的挙動を呈するポスト液状化地盤の水圧消散や体積圧縮について考察するとともに、流動的挙動を呈するボーリング領域の時間変化について考察するものである。

2. 模型地盤液状化実験の概要

(1) 実験装置

実験に用いた小型土槽の概要を図-1に示す。アクリル製の上部土槽(L=596 mm, W=296 mm, H=400 mm)と下部水槽からなり、下部水槽と上部土槽は水を循環できるように連結されている。下部水槽からポンプを用いて水を吸い上げて上部土槽下面に設置したフィルター層内にある給排水用のパイプから水を供給して地盤を強制的に攪拌することができる。この方法によって、緩い状態

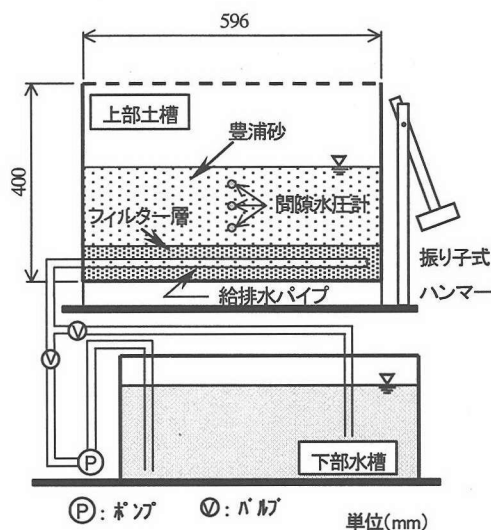


図-1 実験装置

の地盤を繰り返し作成することができる。

(2) 試料および実験の繰り返し回数

実験には豊浦砂($\rho_s=2.65\text{ g/cm}^3$, $e_{\text{max}}=0.967$, $e_{\text{min}}=0.625$, $D_{50}=0.175\text{ mm}$)を用いた。また、給排水パイプが目詰まりしないようにフィルター層を設置して給排水パイプを覆っている。豊浦砂とフィルター材の粒度分布は図-2に示すとおりで、フィルター材はダム設計基準¹⁶⁾などに用いられているフィルター材選定式によって決定される粒度分布となるように調整した。

本実験装置では強制的な攪拌によって緩い状態の模型地盤を繰り返し作成することができるが、これを繰り返すとその後の沈降過程で土粒子の分級が発生することが懸念された。そのために、強制的な攪拌の回数と各層における粒度分布をあらかじめ調べた。攪拌回数が2回と7回の場合の層別の粒度分布を図-3に示す。これによると、攪拌回数が7回になると僅かながら粒度分布に差が見られている。この結果より、本実験では分級の影響は僅かであるが可能性を否定できないことから、実験の繰り返し回数は5回を上限とした。

(3) 実験方法およびケース

模型地盤は乾燥状態の豊浦砂を水中落下法によって上部土槽に投入して作成した。作成した地盤の飽和度が計測できないために、予備実験によってハンマーによる打撃後に地表面に発生する気泡の有無を観察して地盤の飽和程度を推測した。その結果、地盤を十分に攪拌し1昼夜放置することによって気泡の発生が顕著に抑制できることから、本実験では所定量の砂を投入した後に水位を地表面より高い位置に保ったまま一昼夜放置した。その

表-1 実験ケース

Case	初期層厚	初期間隙比	初期相対密度
	H_0 (cm)	e_0	Dr (%)
1	13.87	0.868	29
2	13.52	0.820	43
3	13.22	0.779	55
4	13.16	0.772	57
5	13.87	0.868	29
6	13.46	0.810	46
7	13.25	0.782	54
8	13.84	0.861	31
9	13.90	0.871	28
10	13.77	0.854	33
11	14.04	0.888	23
12	14.04	0.888	23
13	13.85	0.864	30
14	14.04	0.888	23
15	13.96	0.878	26
16	13.90	0.871	28
17	14.03	0.888	23
18	13.87	0.868	29
19	13.93	0.875	27

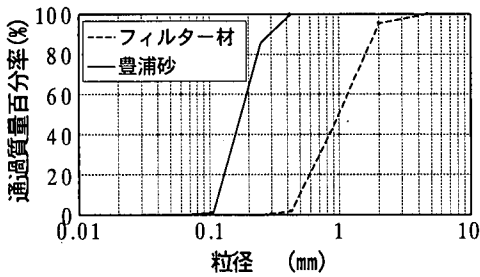
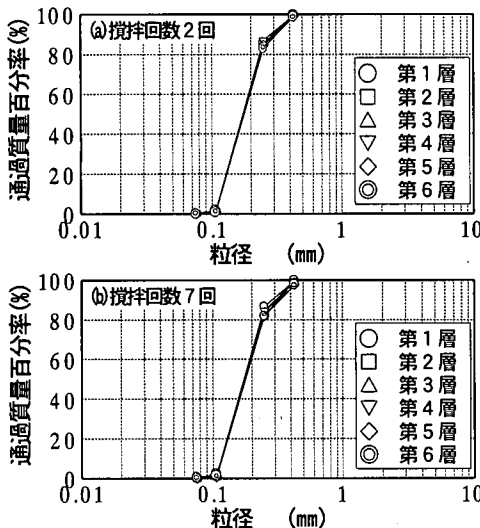


図-2 実験材料



全層を深度方向に6等分し、上から第1層とする。

図-3 実験回数と分級の影響

後、ゆっくりと排水して水位を地表面に一致させ、水で飽和した単層の模型地盤を作成した。

模型地盤の全体体積は地盤面にわずかな不陸があるために、土槽の外周にあらかじめ定めた20箇所とそれとで構成されるメッシュ格子点の層厚から求めた。土槽外周の層厚は計測値を、外周部以外のメッシュ格子点の層厚はそれから比例配分して求めた値を用いた。全体体積と投入前に測定した乾燥砂の重量から初期の相対密度を算定した。

実験の際には上部土槽と下部水槽の間にあるバルブを閉じて水が流れないようにし、上部土槽の側面を一定高さから落下させた振り子式ハンマーで一回打撃して地盤に外力を与え模型地盤を液状化させた。一回打撃方法の採用は、振動による影響を分離し、液状化後の挙動のみに着目するためである。一般に多く用いられている振動台などによる加振では、与えるせん断力の方向が交互に変化するために、液状化に至るまでに土粒子間の間隙水

圧は上昇と減少を繰り返す。そのため、1 G場の小型土槽実験では液状化に至るまでの間に完全非排水条件を保持することが困難で、液状化後の土粒子状態に着目する目的には不適切であると考えたためである。著者らのこれまでの多くの実験¹⁹⁾によれば、1回の打撃によって過剰間隙水圧は瞬時に初期土被り圧まで上昇し、完全に液状化した状態を再現できる。その事実を利用して液状化後の土の圧縮特性や、液状化したあとの土が流体的な振る舞いを示す継続時間の解明を試みるものである。

計測したデータはハンマー打撃後の地盤内の間隙水圧、地盤の沈下量である。これらの計測はサンプリング周期200Hzを基本とした。

実験は初期相対密度をパラメータにして実施した。表-1に実験ケースを示す。

3. 実験結果

(1) 間隙水圧挙動

図-4には初期層厚の1/4, 1/2, 3/4の深さに設置した間隙水圧計による計測結果を示す。図中にはそれぞれの設置深度における初期土被り圧を併せて示している。どの深度においても初期土被り圧と同程度までの過剰間隙水圧の発生が認められる。過剰間隙水圧の経時変化に着目すると、ハンマーによる打撃直後に初期土被り圧に等しいところまで上昇した水圧は一定時間その値を保ったまま推移した後に深いところに設置した水圧計から順次

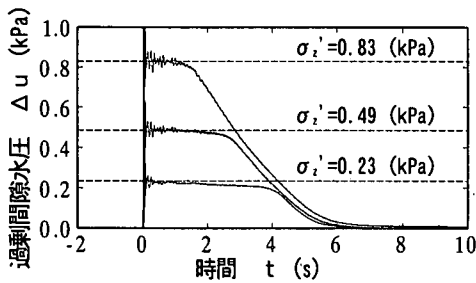


図-4 過剰間隙水圧の時刻歴

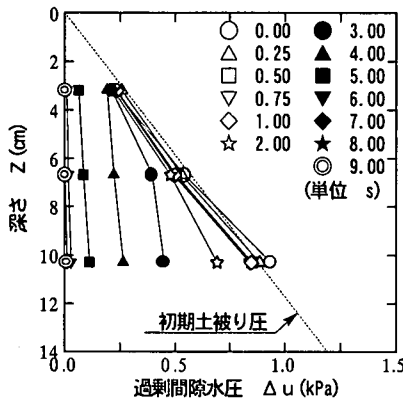


図-5 過剰間隙水圧の深度分布

消散過程に至る。図-5には間隙水圧の鉛直分布の時間的な変化を示す。過剰間隙水圧の消散は深い方から始まり地表面方向に進行していく様子が明らかである。すなわち、液状化が継続している時間は深い部分に比べて浅い部分の方が長い。言い換えれば、液状化した状態はしばらく継続するが、その状態にある層の下端は深い方から上昇し、時間の経過とともに薄くなっていくことが判る。

ここで、計測値が初期土被り圧と等しい値を保っている時間を高間隙水圧比継続時間 t_d と定義して、19ケースについて t_d の深さ方向の分布を示すと図-6のようになる。 t_d の深さ分布は初期相対密度によって異なるが浅い部分の方が t_d は長い。最も浅い位置に設置した間隙水圧計の t_d および初期土被り圧の50%となる時間を t_{d50} とし、初期相対密度で整理すると、図-7が得られ、初期相対密度とのよい相関が見られる。

(2) 液状化による地盤の体積変化

液状化による模型地盤の圧縮量を調べる目的で、前章(3)節で述べた方法で計測した層厚の平均値から液状化前後の層厚変化量を求めた。層厚変化量から算定される体積ひずみを初期相対密度に対して整理すると図-8に示

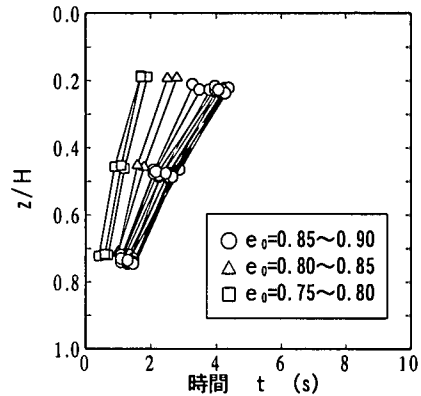


図-6 高間隙水圧比継続時間の深度分布

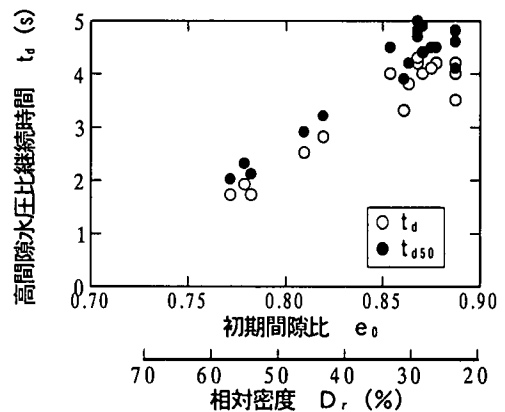


図-7 初期間隙比と高間隙水圧比継続時間

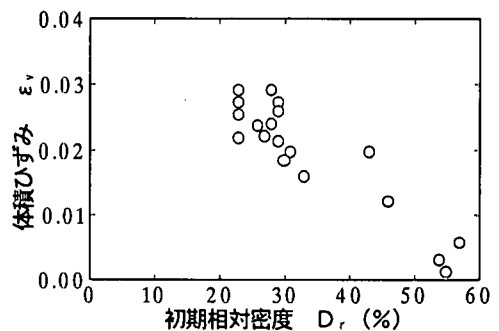


図-8 初期相対密度と体積ひずみ

す関係となり、初期相対密度が大きくなるにしたがって体積ひずみは小さくなる。この体積ひずみは、過剰間隙水圧の消散にともなう有効応力の回復によって生じたものと考え、過剰間隙水圧の上昇によるリバウンド量は無視できるとすると、層厚の変化量は体積圧縮係数を m_v^* として式(1)で示される。

$$\Delta h = \int_0^{H_0} m_v^* \cdot \Delta u dz \quad (1)$$

ここに Δh : 層厚の変化量 H_0 : 初期層厚

Δu : 過剰間隙水圧の変化量

m_v^* : ポスト液状化時の体積圧縮係数

式(1)に用いた m_v^* は通常の体積圧縮係数と同じ次元を持つものではあるが、新たな応力増分による体積圧縮ではなく、一度失われた有効応力の回復による体積圧縮であるのでポスト液状化時の体積圧縮係数と呼ぶこととする。 m_v^* は一定と仮定することによって Δh と Δu の計測結果から(1)式によってその値を求めることができる。

これによって計算された m_v^* と初期相対密度の関係を図-9に示す。図中には、これまでに報告されている繰り返し三軸試験などによる液状化後の排水量から求められた体積圧縮係数の値¹⁹⁾を併せて示す。本実験結果はこれらの値の概ね1000倍となる。これまでに、液状化後の体積ひずみについて吉田¹⁹⁾は、繰り返し载荷後に排水したときの体積ひずみを計測し図-10のように整理している。この結果によると、体積ひずみ変化率は有効応力の小さな初期の段階で大きく、その後は液状化の程度にかかわらず同程度の緩やかな勾配を示している。すなわち、液状化後の体積ひずみのほとんどは初期の段階で発生し、液状化程度による体積ひずみの差はこの段階で生じることが明らかである。ここで、図中の変曲点付近までに生じる初期の体積ひずみと増加有効拘束圧の関係を図より読み取って体積圧縮係数を計算すると概ね $1 \times 10^2 \sim 2 \times 10^3 \text{ m}^2/\text{kN}$ のオーダーとなり本実験結果に近づく。この整理結果を図-9に併記した。

また、過剰間隙水圧比と体積圧縮係数の関係について大野¹⁹⁾は相対密度を50%に調整した試料の圧密試験から圧縮曲線の接線勾配として体積圧縮係数を求め、図-11のような結果を示している。この図から間隙水圧比 u/σ'_c が0.8程度を上回ると体積変化が著しく大きくなることがわかる。間隙水圧比 u/σ'_c が1に対応する体積圧縮係数を図-9中に併せて示すとこれも本実験結果に比較的近い値となる。

本実験結果から計算されたポスト液状化時の体積圧縮係数は、自由表面をもつ拘束圧の小さい液状化地盤の体積変化挙動から求めている。すなわち有効応力の小さい範囲での挙動であり、吉田らの実験に見られる液状化直後の体積圧縮係数が極めて大きい段階に近い挙動を捉えているものと考えられる。ここで定義した m_v^* は液状化後の土の骨格構造が不安定な状態における、極めて大きな体積圧縮特性を表現するものである。

液状化後の体積ひずみについて、Nagase and Ishihara²⁰⁾ や Ishihara and Yoshimine²⁰⁾ は非排水繰り返し载荷中に生じる砂の最大せん断ひずみの大きさと、繰り返し载荷後の

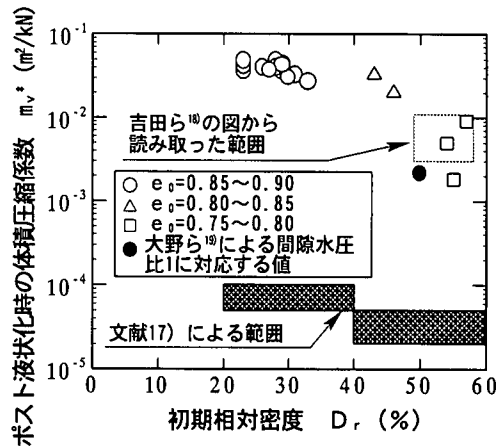


図-9 初期相対密度と液状化後の体積圧縮係数 m_v^*

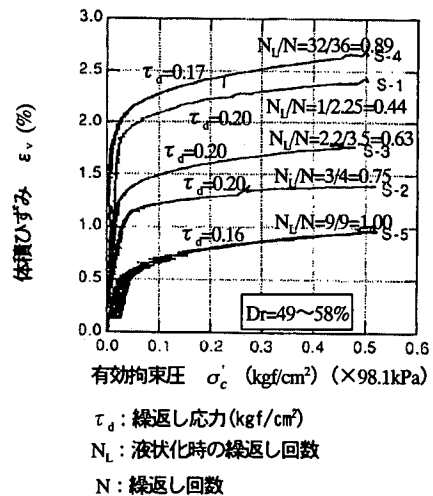


図-10 間隙水圧消散時の体積変化 (吉田¹⁹⁾に加筆)

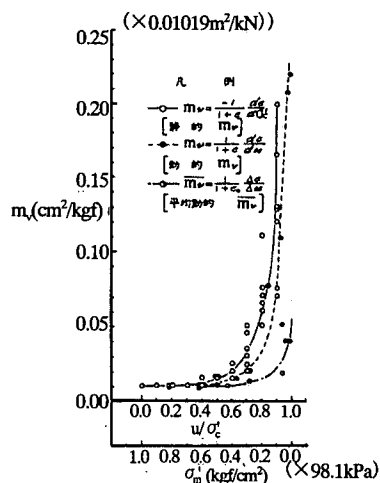


図-11 過剰間隙水圧比と体積圧縮係数の関係 (大野¹⁹⁾に加筆)

排水によって生じる体積ひずみの大きさを調べ、液状化後の体積ひずみは液状化時に生じた最大せん断ひずみの大きさに相関すると報告している。しかし、そこでは液状化後の体積ひずみ過程における供試体内の動水勾配については触れられておらず、発生した体積ひずみが単なる排水によってもたらされたものか、あるいは排水過程における骨格構造の変化（破壊）が影響しているのかについては説明されていない。

図-12にはポスト液状化時の体積圧縮係数 m_v^* を初期間隙比で整理して示した。初期間隙比 e_0 と m_v^* との関係を示すと図中のような関係が見い出される。また、先に定義した最も浅い位置に設置した間隙水圧計における高間隙水圧比継続時間とポスト液状化時の体積圧縮係数の関係を示すと図-13のようになり、液状化の継続時間が長い程、ポスト液状化時の体積圧縮係数は大きくなっている。

4. ポスト液状化地盤の挙動に関する考察

(1) 過剰間隙水圧の消散

図-14に初期間隙比毎に整理した液状化後の過剰間隙水圧の時刻歴を対数時間軸で示す。過剰間隙水圧は計測値のばらつきを補正するために、0.05秒間でスムージングしたものを初期土被り圧で除した間隙水圧比として整理した。先に示したように、水圧は一定時間高い値で推移し（高間隙水圧比継続時間）、その後急激に消散する。

液状化に伴う過剰間隙水圧の消散プロセスを、ダルシー則が成り立つとして一次元圧密方程式(2)から境界条件(2a)および初期条件(2b)を考慮して表現すると式(3)が導かれる。

$$\text{一次元圧密方程式: } m_v \frac{\partial u}{\partial t} = \frac{k}{\gamma_w} \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} \quad (2)$$

$$\text{境界条件: } u(0, t) = 0 \quad \frac{\partial u(1, t)}{\partial z} = 0 \quad (2a)$$

$$\text{初期条件: } u(z, 0) = u_0(z) = \gamma' \cdot Z \quad (2b)$$

$$u(z, T_v) = \sum_{n=1}^{\infty} \frac{(-1)^{n+1} 8 \gamma' H_0}{(2n-1)^2 \pi^2} \sin \left\{ \frac{(2n-1)\pi}{2} Z \right\} \exp \left[-\frac{(2n-1)^2 \pi^2}{4} T_v \right] \quad (3)$$

ここに $Z = z / H_0$: 計算深度/初期層厚

$$T_v : \text{時間係数} \left(= \frac{c_v t}{H_0^2} = \frac{k}{m_v \cdot \gamma_w} \frac{t}{H_0^2} \right)$$

$u/\alpha_v' = \gamma_u$ として間隙水圧比で示すと式(4)が導かれる。

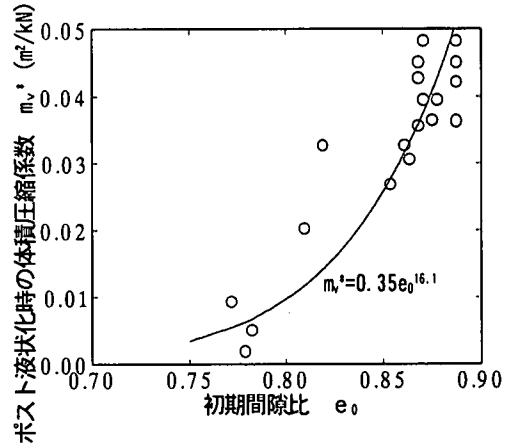


図-12 初期間隙比と液状化後の体積圧縮係数 m_v^*

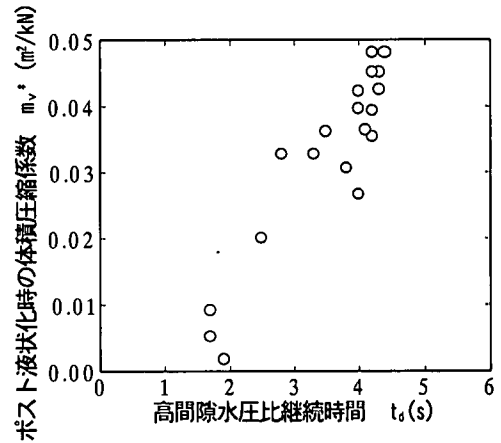


図-13 高間隙水圧比継続時間と液状化後の体積圧縮係数

$$r_u = \sum_{n=1}^{\infty} \frac{(-1)^{n+1} 8}{(2n-1)^2 \pi^2 Z} \sin \left\{ \frac{(2n-1)\pi}{2} Z \right\} \exp \left[-\frac{(2n-1)^2 \pi^2}{4} T_v \right] \quad (4)$$

ここに、 r_u : 間隙水圧比

式(4)によって計算される過剰間隙水圧の消散過程を実験結果と比較する。

ダルシー則が成り立つと仮定して成立している式(4)において、圧密係数 c_v を変えて計算した間隙水圧の消散過程を実験結果と比較して図-14にあわせて示す。図-14から明らかなように、実験値は初期の段階で小さな圧密係数に相当する挙動を示しているが、徐々に大きな圧密係数に相当する挙動を示す傾向がある。

図-15には式(4)によって同様に計算した間隙水圧比の深度分布を、過剰間隙水圧に換算して示した。例えば2秒後のデータに着目して実験値と計算値を比較すると、 $c_v = 10 \text{ cm}^2/\text{s}$ の場合に各深度において整合している。しかし、3秒後になると $c_v = 10 \text{ cm}^2/\text{s}$ では計算値に比べて

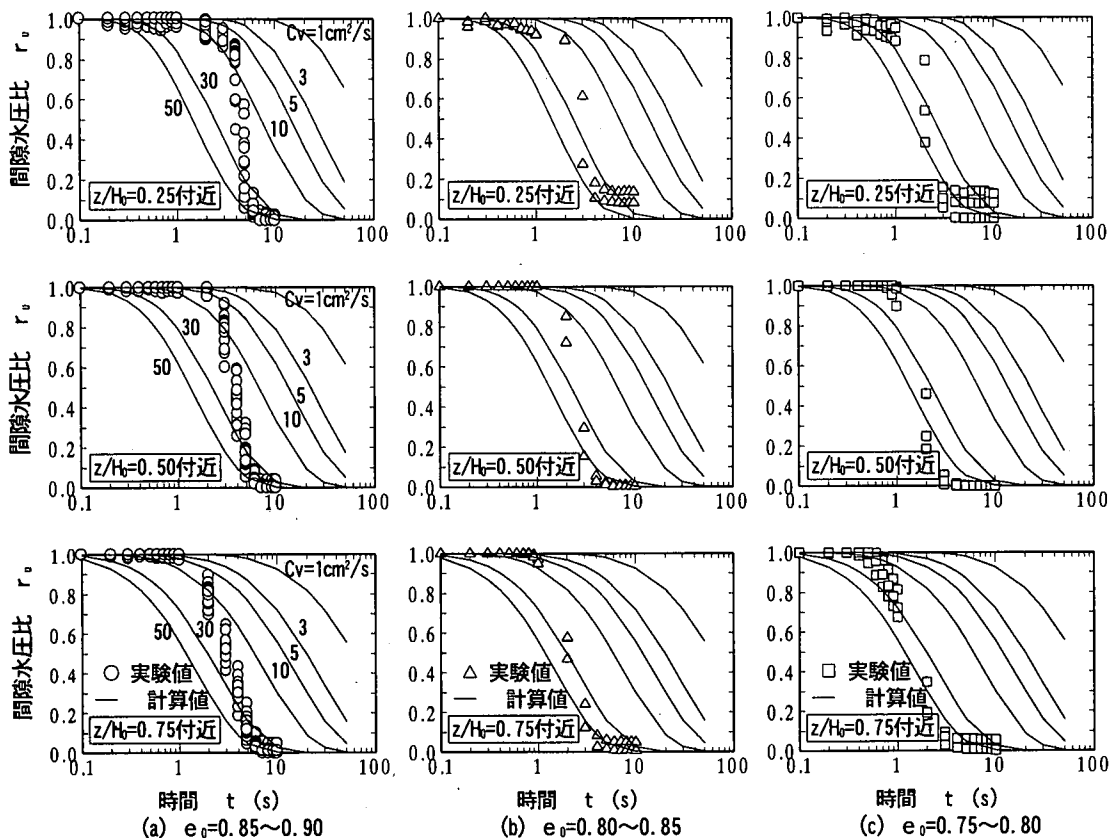


図-14 過剰間隙水圧比の時刻歴

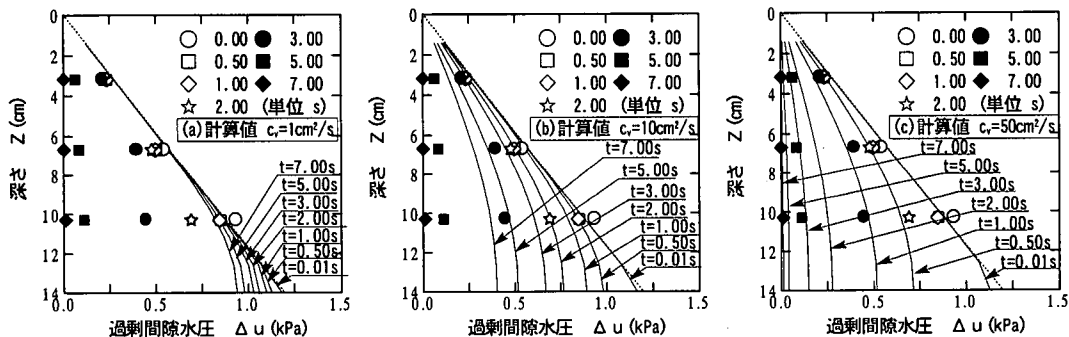


図-15 過剰間隙水圧の深度分布の計算結果 ($e_0=0.89$)

実験の方が消散は早く、その傾向は深い部分ほど顕著である。

ここで、先述の図-11に示したように過剰間隙水圧比が0.8を上回ると見かけの体積圧縮係数は大きな値を示すという事実から、層厚は一定として体積圧縮係数を変化させて間隙水圧の消散過程を追跡した。このとき、時々刻々と間隙水圧が消散する過程においては m_v が時間の関数であるという条件のもとで式(2)を解かなければ

ならないが、便宜的に微小時間内では m_v は一定と考えた。すなわち、初期の1秒間は $\Delta t=0.2$ 秒で、それ以降は $\Delta t=0.5$ 秒で逐次計算を行い、計算された間隙水圧比に見合うように体積圧縮係数を逐次変化させて間隙水圧の消散過程を追跡した。体積圧縮係数の変化は大野¹⁹⁾の実験によって求められている液化化時の間隙水圧比と体積圧縮係数の関係を式(5)に示すように曲線回帰して求めた。

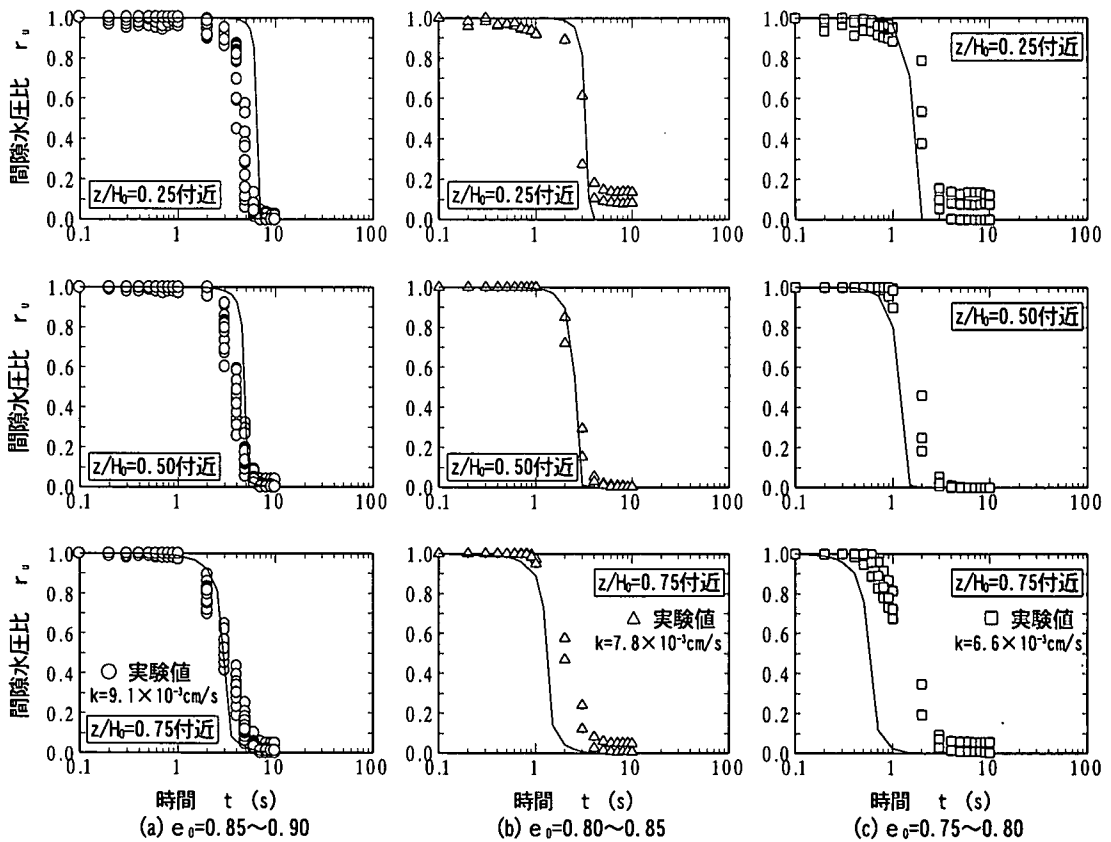


図-16 体積圧縮係数を变化させた逐次計算結果

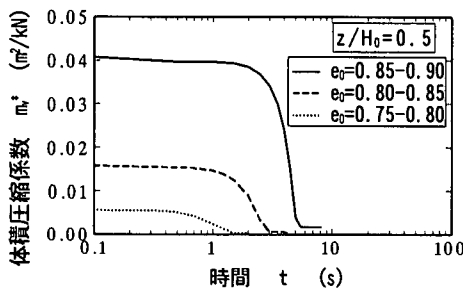


図-17 計算に用いた体積圧縮係数の時間変化

$$m_v = A \cdot \left\{ \begin{array}{ll} (r_u - 0.4)^6 + 0.01 & (r_u > 0.4) \\ 0.01 & (r_u < 0.4) \end{array} \right\} \quad (5)$$

ただし、体積圧縮係数の絶対値は、図-9で求められる体積圧縮係数が、間隙水圧比が1に対応する体積圧縮係数であると考えて、式(5)に示す係数 A を用いて割り増した。透水係数は式(6)に示す Kozeny-Donat の式によって初期間隙比に応じて計算される値で一定であるとした。計算に用いた透水係数は図-16中に示した。

$$k = \frac{C_k}{\mu} \frac{n^3}{(1-n)^2} d_w^2 \quad (6)$$

ここに C_k : Kozeny-Donat の定数
 μ : 粘性係数 n : 間隙率
 d_w : 代表粒径 ($1/d_w = \sum(p_i/d_i)$)
 p_i : 粒径 d_i に代表される粒径範囲が全体に占める含有率

図-16に計算結果と実験結果を示すが緩い砂では比較的よい整合を示している。

図-17には計算に用いた体積圧縮係数の時間的な変化を示す。時間は液状化後の経過時間であるから、液状化直後の間隙水圧が有効応力に等しい状態（完全液状化状態）では、見かけ上体積圧縮係数が大きくなっており、有効応力の回復とともに体積圧縮係数は小さくなっていくと考えることによって水圧の消散挙動を近似できることが明らかになった。この初期の m_v の大きい期間（時間）は過剰間隙水圧が有効応力と等しく、土の骨格構造が不安定になっている状態である。液状化直後に見かけ上極めて m_v が大きく、粒子間の結合が不安定な状態があるという考え方は、液状化直後に地盤の剛性が極めて小さく

なるという Yasuda ら¹⁹⁾が示す微小抵抗領域の概念とも一致する。

(2) ポスト液状化時の土の骨格構造

ここで、ポスト液状化時の土の骨格構造の変化について考察する。

完全液状化時には過剰間隙水圧が初期の有効拘束圧と同じ値まで上昇する。このときの水圧勾配は γ' の傾きを持ち、これによって上向きの浸透流が発生する。このときの動水勾配はこの土に対する限界動水勾配に等しく、深さ z における力のつり合いは式(7)で示される。

$$\gamma'z - i_{cr}\gamma_w z = 0 \quad (7)$$

ここに γ' : 水中単位体積重量
 γ_w : 水の単位体積重量
 i_{cr} : 限界動水勾配

したがって、土粒子間の有効応力がゼロになり、それぞれの土粒子自重は上向き浸透流による浸透力とつり合い状態にある。この状態ではわずかな攪乱でも骨格構造が壊れてしまう不安定な状態にあるものと考えられる。しかし、骨格構造が非常に不安定な状態にあるとしても、骨格構造が壊れて個々の土粒子の相対位置が大きく変位しなければ m_w^* で表されるような大きな体積圧縮係数になるとは考えにくい。すなわち骨格構造を壊す何らかの力を考える必要がある。浸透破壊におけるボーリングの発生はしばしば限界動水勾配以下の動水勾配でも生じることなどを考えると、浸透流による土の骨格構造の破壊過程を考え直してみる必要がある。

ここでは、骨格構造が崩壊するような、間隙の大きさが変化する場ではダルシー則の適用に限界があることから、地盤を微視的に捉えて、間隙水の流れによって土粒子に作用する抗力で土の骨格構造が崩壊するとして考察する。

まず、単一の粒径からなる土の場合で考えると、上向き浸透流によって土粒子には抗力が作用する。一樣な流れの中に置かれた土粒子に作用する力は物体表面の摩擦力と圧力の流れ方向成分の合力として抵抗係数を用いると式(8)で示される。

$$F = \frac{\pi C_D}{8g} d^2 v^2 \gamma_w \quad (8)$$

ここに F : 土粒子に作用する力

γ_w : 水の単位体積重量

d : 土粒子径 v : 流速

C_D : 抵抗係数 g : 重力加速度

このとき、流速 v はダルシー則に動水勾配を導入して得られる平均流速ではなく、土粒子の間を流れる間隙水の真の流速である。真の流速の求め方には宇野・奥田²⁰⁾による有効間隙率を用いる考え方や、有効断面積として間隙率を用いる考え方がある。

一方、土粒子水中重量は式(9)で示される。

$$W_s' = \frac{\pi \cdot d^3}{6} (G_s - 1) \cdot \gamma_w \quad (9)$$

したがって、限界動水勾配で流れる浸透流場では $F = W_s'$ であるから、真の流速 v に対して静止状態を保てる粒径が式(10)で示される。

$$d = \frac{3C_D}{4g} \frac{1}{(G_s - 1)} v^2 \quad (10)$$

式(10)で求められる粒径のみを持つ粒子の集合では流速 v の流速場で自重と浸透力がつり合い、それ以外の力は作用しない。次に、実際の地盤のような粒径の違う土粒子の集合について考えると、土粒子間にある流速で間隙水が流れるとき、式(10)で表される d より小さい粒径の土粒子は上向きの力を受けて浮遊し、 d より大きい粒径の土粒子は沈降することとなる。すなわち、単位体積あたり γ' の浸透力を生じさせる浸透流が土粒子間を流れているとき、全ての土粒子において力のつりあい状態にあるわけではなく、土粒子径によっては上向きあるいは下向きの力を受けていることになる。上向きの力を受けた相対的に粒径の小さい土粒子は、粒子間吸着力の小さい場合には間隙水中を浮遊しようとし、それによって土粒子を懸濁している水の見かけの密度は増加する。このため、式(8)における γ_w が増加して、土粒子に作用する抗力は上昇し、浸透力とつり合う粒子の粒径はさらに大きくなる。すなわち土の粒度が一樣でないことによって地盤の骨格構造の崩壊は進行すると考えられる。

Sugii ら²¹⁾は浸透破壊に関する研究においてクイックサンド現象が限界動水勾配以下の浸透流場においても生じている事実を示している。また、土粒子が動き出す見かけの流速が間隙比に依存し、間隙比が小さいほど土粒子が動き出す見かけの流速は小さい事を示している。これは、土粒子に抗力をもたらす真の流速が、間隙比に依存していること、また、抵抗係数が土の密度によって異なる事を示唆している。

また、骨格構造が崩れたとき、各土粒子は水中に浮遊した状態となりその懸濁液の見かけの密度は $\gamma'/g (= \rho)$ となる。したがって、粒径の異なる土粒子からなる地盤が完全に液状化した場合には $\gamma'z$ の圧力分布を示すこととなる。このとき地盤は流体的性質を呈し、大きな変形を示すものと考えられる。

図-18に、地表面まで飽和した均一な砂地盤を考え一連のプロセスを示す。初期に緩く堆積した砂地盤は完全液状化時に生じる上向き浸透流によって骨格構造が崩壊する。その後、下層より沈降堆積を始め、沈降堆積が終了するまでは土粒子が沈降堆積した層と浮遊状態にある層の2相系を成す。沈降堆積した部分では間隙水圧の消散に伴う圧密が生じる。沈降堆積層の上面は時間とともに上昇し、やがて地表面に達する。ここでは、土粒

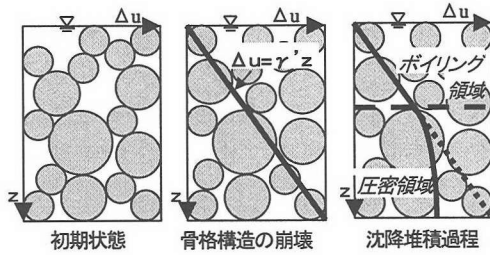


図-18 ポスト液状化地盤の骨格構造の崩壊と沈降堆積

子の沈降堆積した層を圧密領域、懸濁状態にある層をボイリング領域と呼ぶ。したがって、式(4)が実際に成り立つのは圧密領域のみであり、排水境界面はボイリング領域と圧密領域の境界にあると考えられる。

液状化した地盤が流体的挙動を呈した後に剛性回復する過程は、ボイリング領域の時間変化によって説明できる。以下には、ボイリング領域と圧密領域の境界であるボイリング領域下面の挙動について考察する。

5. ボイリング領域下面の上昇過程

(1) ボイリングの継続時間について

先の考察より、液状化直後には土粒子間の構造が崩壊し懸濁した状態にあると考えられる。このときには土粒子が互いに再接触するまでは容易に相互の相対的位置を変え得るため、流動的な大きな体積ひずみが生じると考えられる。

ここで、ボイリング領域における土粒子の沈降過程について考えてみる。モデルは簡単のため土粒子径が単一の均一地盤を想定し、沈降速度が一定の単純な一次元状態とした。この条件で考えた土粒子の沈降プロセスを図-19に示す。図-19(a)は深度方向に j 個の土粒子からなる層が全て懸濁し、全ての土粒子が浮遊した状態を示している。それぞれの粒子間の距離は等しく h_0 にあるとし、これが時間とともに下部の粒子から再堆積し始めていく過程を考える。再堆積後の土粒子間の平均距離を h_1 とすると、最終状態は図-19(c)に示す状態となる。いま、全ての土粒子の沈降速度は等しくその速度を v_p とすると、ひとつの土粒子間隔が h_0 から h_1 になるのに要する時間は式(11)で表される。

$$t_{j=1} = \frac{h_0 - h_1}{v_p} \quad (11)$$

ここに h_0 : 初期の土粒子平均間隔
 h_1 : 沈降後の土粒子平均間隔
 v_p : 土粒子の沈降速度

図-19(a)の状態から(c)の状態になる時間は式

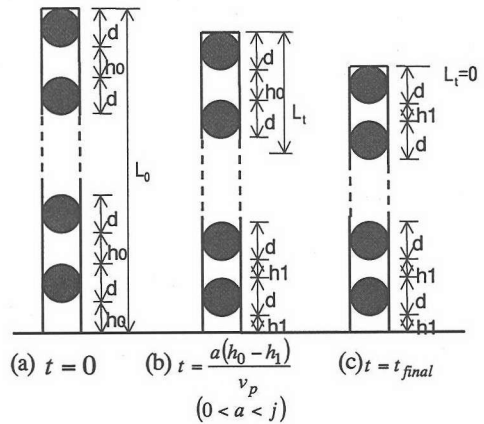


図-19 土粒子の沈降堆積モデル

(11)の j 倍である。

ボイリング領域の層厚変化として考えると、 $t=0$ のとき、全層において懸濁状態にあると考えているからボイリング領域の層厚 L_t は式(12)となる。

$$L_{t(t=0)} = H_0 = j(d + h_0) \quad (12)$$

ここに L_t : 時間 t におけるボイリング層厚

H_0 : 初期層厚

d : 土粒子の平均粒径

j : 土粒子の個数

土粒子が再堆積する様子を土粒子個数で考えると1個の土粒子が堆積したときのボイリング層厚は式(13)となる。

$$L_{t\left(t=\frac{h_0-h_1}{v_p}\right)} = (j-1)(d + h_0) \quad (13)$$

図-19(b)に示す時間 t 経過時点において堆積した土粒子の個数は $v_p \cdot t / (h_0 - h_1)$ であるからボイリング領域は式(14)で示される。

$$L_t = \left(j - \frac{v_p \cdot t}{h_0 - h_1} \right) (d + h_0) \quad (14)$$

一方、液状化前後の層厚変化は式(1)のポスト液状化時の体積圧縮係数 m_v^* を用いて式(15)で示される。

$$\Delta H = H_0 - H_1 = \int_0^{H_0} m_v^* \gamma' dz = \frac{1}{2} m_v^* H_0^2 \gamma' \quad (15)$$

ここに H_1 : 液状化後の層厚

したがって、粒子間距離の変化量は j 個の土粒子間隔があるから均一に変化すると考えて式(16)となる。

$$\Delta h = h_0 - h_1 = \frac{1}{j} (H_0 - H_1) = \frac{1}{2j} m_v^* H_0^2 \gamma' \quad (16)$$

式(16)を式(14)に代入して整理すると式(17)が導かれる。

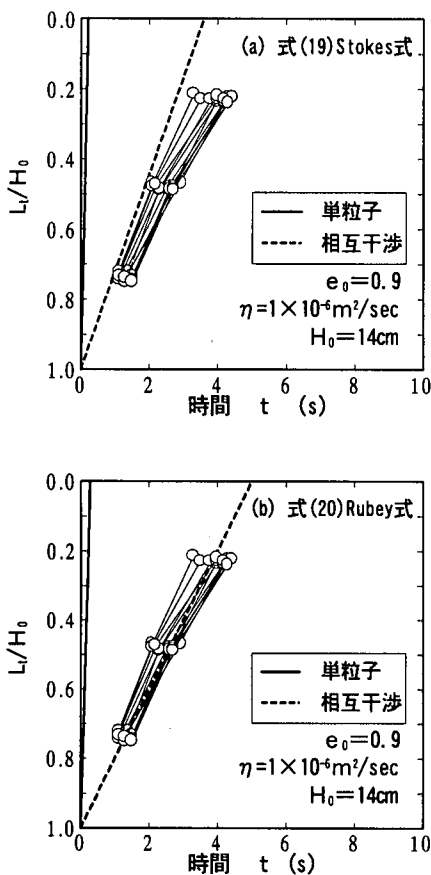


図-20 ポイリング領域の時間変化

$$L_t = H_0 \left(1 - \frac{2\nu_p t}{m_v^* H_0^2 \gamma} \right) \quad (17)$$

初期層厚に応じたポイリング領域の層厚は式(17)に、ポスト液状化時の体積圧縮率 m_v^* および土粒子の沈降速度 ν_p を代入することによって計算できる。

(2) 土粒子の沈降速度

ポイリングの継続時間は土の骨格構造が不安定な状態を継続している時間であり、液状化による構造物の変形問題を考える上で重要な役割を果たす。先に示した土粒子沈降堆積モデルでポイリング領域の層厚を計算できるとすると、ポイリングの継続時間を具体的に算定するための重要なパラメータは土粒子の沈降速度となる。ここでは、このような現象において考え得る土粒子の沈降速度について整理する。

a) 単一粒子の沈降速度

いま、単一粒子の静水中における自由沈降速度は、式(8)と同様に考えて式(18)が導かれる。

$$\nu_p = \sqrt{\frac{4}{3C_D}} (G_s - 1) dg \quad (18)$$

一般に、抵抗係数 C_D はReynolds数(R_e)の関数としていくつかの実験式が導かれているが、 $R_e \leq 0.1$ のとき $C_D = 24/R_e$ が成り立ち、式(19)に示すStokesの抵抗則となる。

$$\nu_p = \frac{1}{18\eta} (G_s - 1) d^2 g \quad (19)$$

ここに η : 動粘性係数

また、Reynolds数が比較的大きな範囲までを近似できる式として、Rubeyによって式(20)が提案されている。

$$\frac{\nu_p}{\sqrt{sgd}} = \sqrt{\frac{2}{3} + \frac{36\eta^2}{sgd^3}} - \sqrt{\frac{36\eta^2}{sgd^3}} \quad (20)$$

ここに $s = G_s - 1$

b) 多粒子の沈降速度

いま、考えている現象は、懸濁状態にある多くの土粒子が沈降する状態である。このような場合には相互の影響を受けて土粒子の沈降速度は低下することが知られており、Richardson and Zaki⁽²⁴⁾は多粒子間の相互干渉の影響を受けた土粒子の沈降速度について式(21)に示した関係を示し、係数 $1/m$ をReynolds数の関数として式(22)のように実験的に求めている。

$$\nu_{pm} = \alpha \cdot \nu_p \quad (21)$$

$$\alpha = n^{1/m}$$

ここに ν_{pm} : 相互干渉を考慮した沈降速度

n : 間隙率

$$\begin{aligned} R_e < 0.2 & \quad 1/m = 4.65 + 19.5 d/D \\ 0.2 < R_e < 1.0 & \quad 1/m = (4.36 + 17.6 d/D) R_e^{-0.03} \\ 1.0 < R_e < 500 & \quad 1/m = 4.45 R_e^{-0.1} \\ 500 < R_e < 1000 & \quad 1/m = 2.39 \end{aligned} \quad (22)$$

ここに D : 試験に用いた筒の径 (一般に $d \ll D$ であるから d/D は無視できる。)

(3) ポイリング領域の時間変化

これらの関係から求められる土粒子の沈降速度を用いて、ポイリング領域の経時変化を式(17)によって計算した。計算のケースは式(19)のStokes式及び式(20)のRubey式を用いて①単一粒子の場合②多粒子の場合の2ケースとした。また、ポスト液状化時の体積圧縮係数 m_v^* は図-12に示す初期間隙比の関数として与えた。計算結果を図-20に示す。図中には初期間隙比を0.85~0.90として実施した実験で得られた高間隙水圧比継続時間 t_d の深度分布も併せて示す。図より明らかなように、相互干渉の影響を考慮した計算結果が実験値とよく一致している。詳細に見ると実験によって得られている t_d の深度

分布は直線ではなく、上に凸の傾向を示しており、浅い部分で t_d が長くなる。これは、ボイリング領域の下にある圧密領域からの排水による影響と考えられる。すなわち、沈降堆積した圧密領域の層厚は時間とともに増大し、排水時間は排水距離の2乗に比例して増加する。このために、上部の土粒子が上向き抗力を受ける時間は長くなり上に凸の傾向がみられるものと解釈される。

ボイリング領域の層厚変化を式(17)で計算した結果を図-21に示す。初期層厚と初期間隙比、平均粒径が明らかになればボイリング領域の経時変化を読み取ることができる。ボイリング領域では懸濁状態にあるために流体的性質を呈する。そのために、大きな変形を生じるが、ボイリング領域が次第に薄くなっていく過程において変形は停止する。したがって、大きな変形をもたらす領域の時間変化をこのように考慮することによって、構造物の変形予測をより精度のよいものにできると考えられる。

図-22には初期層厚が3mまでのボイリング継続時間を初期間隙比、平均粒径について計算したものである。ただし、これらの計算では初期層厚が大きくなるとボイリングの継続時間が数十分というオーダーになる。実際の地盤における地震後の地盤状態の経時変化は不明であるため、ここでは具体的な検証は行っていない。また、ボイリング状態と成りうる層厚が、必ずしも液状化層厚（あるいは液状化対象層厚）と一致しないことも考えられ、今後はボイリングの発生メカニズムに関するさらなる研究が必要であるものと考えられる。

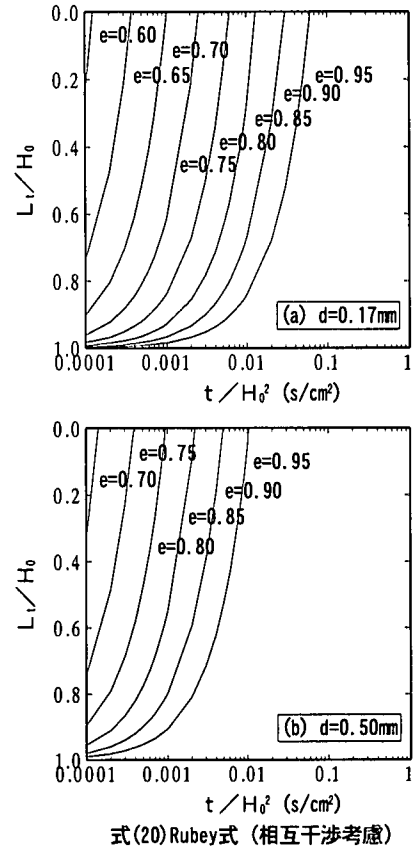


図-21 ボイリング領域のパラメータスタディー

6. 結論

小型土槽を用いて自由表面を持つ場合の液状化による体積変化、液状化後の過剰間隙水圧の消散特性について調べた。その結果、以下のことが明らかになった。

- ①液状化直後の水圧挙動から、初期有効拘束圧に等しい値まで上昇した過剰間隙水圧は、一定時間その値を保ち続けた後に消散過程に至ることが確認された。
- ②有効拘束圧の小さい本実験で計測された体積ひずみから求められる体積圧縮係数は極めて大きい値となった。この結果から、液状化後の体積ひずみは液状化直後にその大部分が発生していることが明らかになった。
- ③ポスト液状化地盤の状態を、高間隙水圧比を保っているボイリング領域と水圧消散過程にある圧密領域の2相系のモデルで考えた。このモデルを前提に、ボイリング領域の体積圧縮係数が過剰間隙水圧の消散に応じて変化すると考えることによって、過剰間隙水圧の消散過程が一次元圧密方程式で近似できることを示した。
- ④ポスト液状化地盤の骨格構造を土粒子に作用する力のつり合いで考えた。粒度分布を持つ土では上向き浸透流

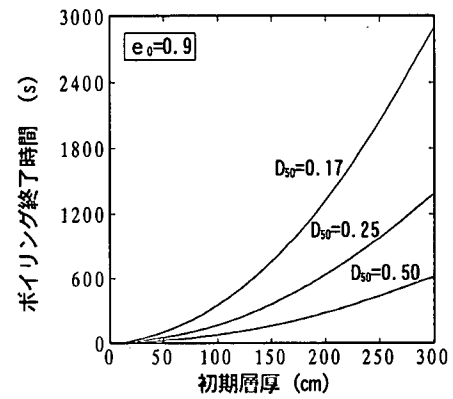


図-22 ボイリング継続時間の試算

により上向きの力を受ける土粒子が存在し、それによって土粒子が浮遊すると考えた。土粒子の浮遊によって懸濁状態となるボイリング領域の時間変化を土粒子の沈降堆積で表現し、土粒子の沈降速度をパラメータに実験結果との整合を図った。その結果、土粒子沈降速度を多粒子間の相互干渉を考慮して計算することによって実験結

果とのよい整合が得られた。

謝辞：本研究を行うに当たって広島大学土質研究室の卒業生である重山忠成氏（現五洋建設㈱）、小方義昭氏（現復建調査設計㈱）には多大なご協力を頂いた。また、実験の一部に際しては基礎地盤コンサルタンツ㈱地盤工学センターの土谷尚所長、若杉護氏の協力を得た。ここに記し感謝の意を表します。

参考文献

- 1) 土木学会「耐震基準等基本問題検討会議」：土木構造物の耐震設計基準等に関する提言，土木学会誌，Vol. 80，No. 7，1995.
- 2) 土木学会「耐震基準等基本問題検討会議」：土木構造物の耐震設計基準等に関する「第二次提言」，土木学会誌，Vol. 81，No. 2，1996.
- 3) 土木学会地震工学委員会レベル2地震動研究小委員会：レベル2地震動研究小委員会の活動成果報告書，2000.
- 4) 石原研而：土構造物の耐震設計法の現状と問題点，土と基礎，Vol. 28，No. 8，pp. 3-8，1980.
- 5) 北羽新報社：日本海中部地震 M7.7 真昼の恐怖—直撃地能代・山本の記録—，p. 154，1983.
- 6) Berrill, J.B., Christensen, S.A., Keenan, R.J., Okada, W. and Pettinga, J.R. : Lateral-spreading loads on a piled bridge foundation, Seismic Behavior of Ground and Geotechnical Structures, pp.173-183, 1997.
- 7) Seed, H.B. : Design problems in soil liquefaction, JGE, ASCE, Vol. 113, No. 8, pp. 827-845, 1987.
- 8) Finn, W.D.L. and Sasaki, Y. : Simulation of response of the Kushiro river dike to the 1993 Kushiro-oki and 1994 Hokkaido Toho-oki earthquakes, Proceedings of 14th International Conference of Soil Mechanics and Foundation Engineering, pp. 99-102, 1997.
- 9) 濱田政則，若松加寿江：液状化による地盤の水平変位の研究，土木学会論文集，No. 596/III-43，pp. 189-208，1998.
- 10) 東畑郁生，堀越研一：液状化地盤における建物の沈下事例の解析，第 32 回地盤工学研究発表会講演概要集，pp. 973-974，1997.
- 11) 小林義和，東畑郁生，Alexis A. Acacio，野村卓史：地盤の液状化による基礎の沈下解析，地震時の地盤・土構造物の流動性と永久変形に関するシンポジウム発表論文集，pp. 385-388，1998.
- 12) 宮島昌克，長谷川正道，北浦勝，小池武，北野豊：液状化に伴う側方流動が地中構造物に及ぼす影響に関する実験的研究，第 9 回日本地震工学シンポジウム論文集，Vol. 2，pp. 1363-1368，1994.
- 13) Yasuda, S., Nagase, H., Kiku, H. and Uchida, Y. : The mechanism and simplified procedure for the analysis of permanent ground displacement due to liquefaction, Soils and Foundations, Vol. 32, No. 1, pp. 149-160, 1992.
- 14) Kawasaki, K., Sakai, T., Yasuda, S. and Satoh, M. : Earthquake-induced settlement of an isolated footing for power transmission, Proceedings of the International Conference Centrifuge 98, pp. 271-276, 1998.
- 15) Sasaki, Y., Ohbayashi, J., Shigeyama, A. and Ogata, Y. : Model tests on a seismic failure of an embankment due to soil liquefaction, Proceedings of the Second International Conference on Earthquake Geotechnical Engineering, Vol. 2, pp. 691-696, 1999.
- 16) 日本大ダム会議：第 2 回改訂ダム設計基準，1978.
- 17) 例えば地盤工学会編：液状化対策の調査・設計から施工まで，p. 318，1993.
- 18) 吉田望，辻野修一，稲童丸征巳：液状化に伴う地盤沈下予測に関する基礎的研究，第 29 回土質工学研究発表会講演集，pp. 859-860，1994.
- 19) 大野義郎，伊藤克彦，大北康治：碎石ドレーン工法の間隙水圧消散解析に用いる体積圧縮係数について，第 18 回土質工学研究発表会講演集，pp. 575-576，1983.
- 20) Nagase, H. and Ishihara, K. : Liquefaction-induced compaction and settlement of sand during earthquakes, Soils and Foundations, Vol. 28, No. 1, pp. 65-76, 1988.
- 21) Ishihara, K. and Yoshimine, M. : Evaluation of settlements in sand deposits following liquefaction during earthquakes, Soils and Foundations, Vol. 32, No. 1, pp. 173-188, 1992.
- 22) 宇野尚雄，奥田邦夫：土の有効間隙率と貯留係数，土木学会第 28 回年次学術講演会講演概要集，pp. 3-4，1973.
- 23) Sugii, T., Uno, T. and Yamada, K. : Critical velocity of multiple particles for seepage failure, Proceedings of Deformation and Progressive Failure in Geotechnics, pp. 611-616, 1997.
- 24) Richardson, J.F. and Zaki, W.N. : Sedimentation and fluidisation: Part I, Transaction of the Institution of Chemical Engineers, Vol. 32, pp. 35-53, 1954.

(2000. 5. 31 受付)

THE CHARACTERIZATION OF VOLUME COMPRESSIBILITY AND THE DURATION OF SAND BOILING IN POST-LIQUEFACTION GROUND

Jun OHBAYASHI and Yasushi SASAKI

Model tests using a small container were conducted to study the mechanism of deformation process due to liquefaction. In this paper, the condition of post liquefaction ground was examined from the view point of compressibility of soil after liquefaction and the dissipation of excess pore water pressure in the ground. It was found that the pore water pressure change can be approximated using the equation of one-dimensional consolidation when the change of volumetric compressibility is taken into account. Furthermore, the boiling phase which behaves like a liquid was considered as the suspended condition of soil particles. An estimation for the change of the boiling phase thickness with time is proposed using the sedimentation mechanism of soil particles.