

排水条件下の液状化過程の検討

A Study on the Liquefaction Process Considering the Drainage Condition

佐々木 康 ( Yasushi Sasaki )

キーワードズ：液状化／透水係数／排水 ( IGC : D 7 / E 8 )

1. まえがき

飽和したゆるい砂質地盤上の構造物が大規模な地震に際して、しばしば大きな被害を受けてきた。この原因は主として地盤の液状化によるものである。新潟地震以降、最近まで地盤の液状化の機構や支配的な要因について各所で精力的な研究が進められてきている。その成果に基いて液状化の予測方法や、構造物の設計上の扱いに関する提案もなされてきている。しかし、地盤の液状化を防ぐための設計手法や対策工法は十分合理化されていないように思われる。また、従来の液状化に関する研究の多くは、対象とする地盤が非排水条件下にあるものとして扱われてきており、粒径の粗い砂礫地盤や、積極的に地盤に排水層を設ける砕石ドレーン工法などを設置した場合のような排水条件を考慮する必要がある場合の扱いは少ない。

一般に、従来の液状化に関する検討が排水条件を考慮しないで行われてきた理由は、地震時のような短時間の過渡的な現象においては非排水に近い条件のもとで生じると考えられるからである。しかし、地盤の透水係数かどの程度の大きさの時からこのような扱いが許されるか、また透水係数の大きい層との境界からどの程度の範囲まで影響を受けるのかといった点は不明のまま残されている。

ここでは、このような問題を明らかにするためにに行った数値解析と振動実験の結果を報告する。この数値解析は間隙水圧の発生函数としてせん断応力の繰返し毎に定率で上昇するものを想定し、これによる微小時間ごとの間隙水圧発生量を初期条件とする熱伝導型の微分方程式の解を重ね合わせることにより非斉次の微分方程式の解を近似的に求めようとするものである。また、振動実験ではグリセリン溶液を間隙水として用い、その濃度を変えることによって透水係数を変化させ、繰返しせん断による間隙水圧上昇に及ぼす影響を検討したものである。

2. 排水条件下の液状化過程を扱った既往の研究

動的な応力が作用する過程における排水条件を考慮した扱いではないが、吉見、桑原らが行った次のような検討の結果は排水条件下の液状化過程に関して示唆に富むものである。吉見、桑原ら<sup>1)</sup>は、水平に堆積する上下2

つの層の透水係数や体積圧縮係数の違いが、液状化によって生じた間隙水圧の消散過程の挙動に及ぼす影響を数値解析によって検討している。

水平に堆積した2層のうち下部の層で完全に液状化しその間隙水圧が初期有効上載圧まで達したものとし、上部の層では間隙水圧は動的な応力によっては発生しないものとする。しかしその後の消散過程においては下部の層からの排水にともなって上部の層でも間隙水圧が上昇す

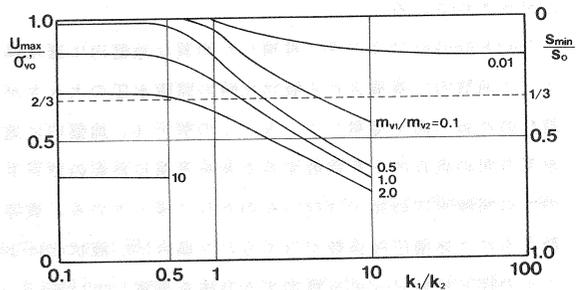


図 2.1 地盤の透水係数による間隙水圧の変化の解析結果<sup>1)</sup>

\* 建設省土木研究所地震防災部振動研究室 室長

る。図 2.1は上部の層の中央の深さに下方から伝播してくる間隙水圧の最大値を上部層、下部層の透水係数の比に対してプロットしたもので、それぞれの層の体積圧縮係数をパラメーターとして示されている。

いま図中の  $m_{v1}/m_{v2}=1.0$  の曲線に注目してみると上部の層の透水係数が下部の層の透水係数の10倍の場合には、上部層の最大間隙水圧は上下部の透水係数が同一の場合の約半分程度までしか上昇しない。逆に上部の層の透水係数が下部の層の1/10程度の時には最大間隙水圧は大きくなる。

この図に示されるように液状化した層の上部に存在する土層の透水係数が大きくなるにつれて、伝播してくる間隙水圧の値が小さくなるということは、液状化過程においても間隙水圧の上昇量が抑制される可能性を示すものである。

液状化過程における排水条件を考慮した検討が行われた最初の例は、おそらくLeeら<sup>2)</sup>の検討が最初であろう。Leeらは北海の油田開発にからんで波力によって海底に直接基礎を有するタンク下部に作用するせん断力で液状化する可能性を検討している。この検討にあたって、三軸圧縮試験機を用いた液状化試験を実施しているが、この試験はせん断応力の繰返し回数が50回又は12.5回毎に、それまで発生した間隙水圧の10%だけ間隙水圧が下がるよう排水しつつ試験を行う特殊なものである。この試験結果によれば、排水によって間隙水圧の上昇が遅れるので液状化に必要な繰返しせん断応力比が同一繰返し回数に対して大きくなることが示されている。

また、Seedら<sup>3)</sup>は、液状化時に繰返しせん断力によって発生する間隙水圧特性について論じた報告の中で、地盤の圧密係数が発生間隙水圧に与える影響を調べ、図 2.2を提示している。

この図は、新潟の地盤を対象に試算した結果を示したもので1.5 Hzの繰返しせん断力の作用によって深さ4.6 mの所で液状化するのに必要な繰返し回数を圧密係数に対してプロットしたものである。

この試算では砂層の体積圧縮係数  $m_v$  として  $2.0 \times 10^{-6} \text{ft}^2/\text{l}^b$  ( $41.8 \times 10^{-6} \text{m}^2/\text{KN}$ ) を用いているので図 2.2の横軸をこの値を用いて地盤の透水係数に置き換えることができる。この図によれば、透水係数  $4 \times 10^{-2} \text{cm}/\text{sec}$  程度より小さい場合には非排水条件のときと同じ程度の繰返し回数で液状化するが、透水係数の値がこれより大きい場合には液状化に要する繰返し回数が急激に増大することがわかる。

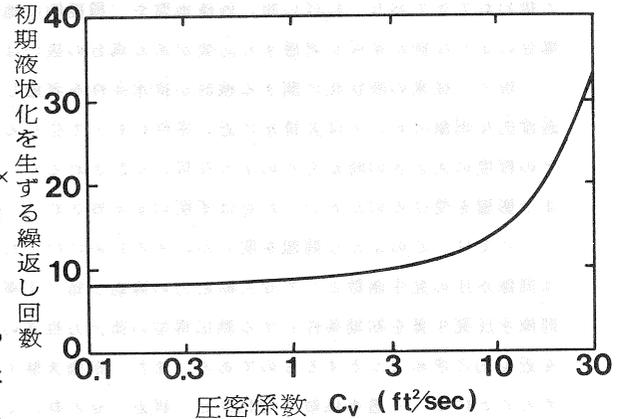


図 2.2 地盤の圧密係数と繰返し回数<sup>3)</sup>

結果の表現方法は異なるが、同様の検討は時松ら<sup>4)</sup>によってもなされている。時松らは地盤の排水条件が液状化時の間隙水圧に与える影響を地盤の透水係数、体積圧縮係数、地震の継続時間を考慮した無次元の時間係数に対して整理している。この検討によっても、地盤の透水係数が大きくなるにつれて発生間隙水圧が小さくなることが示されている。

SeedとBooker<sup>5)</sup>は水平に堆積した均質な地盤内に透水係数の大きい円柱状のドレーンパイプを設置することによって地盤内に蓄積される液状化時の間隙水圧の大きさが低減される様子を解析的に求め、砕石ドレーン工法の設計のための図を提案している。この解析は、地盤内に地震によって発生する間隙水圧がドレーンパイプに向う水平方向の流れにより消散することを考慮したもので、ドレーンの透水係数は十分大きい場合を想定しドレーン内での間隙水圧の発生はないものとして扱っている。彼等は、この計算結果に基づき、地盤の液状化強度と透水係数ならびに体積圧縮係数が与えられた場合に、液状化による発生間隙水圧量を抑制するために必要なドレーンパイプの径と打設ピッチを算定する方法を提案している。

上述のいずれの研究にも見られるように、液状化過程の間隙水圧の上昇にとって地盤の透水性は重要な係りを持っていることがわかる。また、ここでは検討方法の詳しい説明は省略したが、ここに引用したいずれの研究に

おいても、排水条件を考慮した検討では現象を記述する上で次節で説明する圧密方程式が基本になっている。

### 3. 一次元排水の場合の基本式とその近似解法

水平に堆積した均質な飽和砂層の深さ  $z$  の位置において図 3.1 に示す厚さ  $\Delta z$ 、底面積  $a$  なる四角柱要素を考える。地震時にこの地盤中に発生する間隙水圧によって生ずる間隙水圧の流れは鉛直方向にのみ生ずる。

深さ  $z + \Delta z$  の位置にある要素の底面から時間  $\Delta t$  の間に要素内に流入する水の量を  $q_1$ 、深さ  $z$  の位置にある上面から流出する水の量を  $q_2$  とし、深さ  $z$  における間隙水圧を  $u$  とする。

浸透水の流れがダルシー則に従うものとするれば

$$q_1 = \left\{ \frac{k}{\gamma_w} \frac{\partial u}{\partial z} + \frac{\partial}{\partial z} \left( \frac{k}{\gamma_w} \frac{\partial u}{\partial z} \right) \right\} \cdot \Delta z \cdot a \cdot \Delta t \quad \dots\dots(3.1)$$

$$q_2 = \frac{k}{\gamma_w} \frac{\partial u}{\partial z} \cdot a \cdot \Delta t \quad \dots\dots(3.2)$$

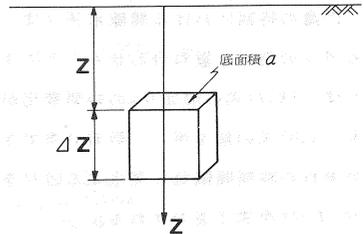


図 3.1 砂層内に考えた四角柱要素

ただし、 $k$  は地盤の透水係数である。

したがって、時間  $\Delta t$  の間の要素の体積  $V = a \cdot \Delta z$  の変化  $\Delta V$  は次のように表わされる。

$$\begin{aligned} \Delta V = q_2 - q_1 &= \frac{k}{\gamma_w} \frac{\partial u}{\partial z} \cdot a \cdot \Delta t - \left\{ \frac{k}{\gamma_w} \frac{\partial u}{\partial z} + \frac{k}{\gamma_w} \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} \right\} \cdot \Delta z \cdot a \cdot \Delta t \\ &= - \frac{k}{\gamma_w} \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} \cdot \Delta z \cdot a \cdot \Delta t \quad \dots\dots(3.3) \end{aligned}$$

一方、 $\Delta V$  は要素内の時間  $\Delta t$  の間の間隙比の変化に等しいから、次のように表わせる。

$$\begin{aligned} \Delta V &= \frac{\Delta e}{1 + e} \cdot V \\ &= \frac{\Delta e}{1 + e} \cdot a \cdot \Delta z \quad \dots\dots(3.4) \end{aligned}$$

また、 $m_v$  を砂層の体積圧縮係数とすると、間隙比の変化は

$$\begin{aligned} \frac{\Delta e}{1 + e} &= m_v \cdot \Delta \sigma' \\ &= m_v \cdot \frac{\partial}{\partial t} (\sigma - u + u_g) \cdot \Delta t \quad \dots\dots(3.5) \end{aligned}$$

と表わせる。ただし、 $\sigma$  は鉛直全応力、 $u_g$  は地震によって要素内に発生する間隙水圧である。

(3.3)、(3.4)、(3.5)式から  $\partial \sigma / \partial t = 0$  を考慮して次式が導かれる。

$$m_v \left( \frac{\partial u}{\partial t} - \frac{\partial u_g}{\partial t} \right) = \frac{k}{\gamma_w} \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} \quad \dots\dots(3.6)$$

または、

$$\frac{\partial u}{\partial t} = \frac{k}{m_v \gamma_w} \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} + \frac{\partial u_g}{\partial t} \quad \dots\dots(3.7)$$

(3.6)式または(3.7)式が水平に堆積した地盤内の地震時の間隙水圧の挙動を記述する基本式であるが、これは一次元圧密方程式に間隙水圧発生項が付加されたものとなっている。(3.7)式は、非斉次の熱伝導型微分方程式で函数  $u_g$  が初等積分可能な場合以外は一般に解析解を得ることは難しい。

ここで(3.7)式の近似解を得るために次のような工夫を試みる。図 3.2 に示すような厚さ  $H$  の水平地盤において地震の継続時間  $t_d$  の間に発生する間隙水圧はいずれの微小時間  $\Delta t$  においても砂層の深さに比例する場合を考える。

この場合には、時刻  $t$  から  $t + \Delta t$  の間に発生する間隙水圧  $\Delta U$  は図 3.2 中に示したような三角形分布をすることとなり、この間隙水圧の時刻  $t + \Delta t$  以降の挙動は  $\Delta U = C_1 \cdot Z$  を初期条件とする次の方程式の解で表わされることとなる。

$$\frac{\partial u}{\partial t} = \frac{k}{m_v \gamma_w} \cdot \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} \quad \dots\dots (3.8)$$

任意の時刻における間隙水圧  $u$  は、それ以前の時刻における  $\Delta U$  の効果を重ね合わせることによって得られるものとするれば、(3.7) 式の解は  $u_0$  の時間変化がどのような形の場合でも (3.8) 式の解を用いて数値計算できることとなる。すなわち、継続時間  $t_d$  の間を  $\Delta t = t_d / N_1$  に分割し、それぞれの時間間隔毎に発生する  $\Delta U$  を初期条件とする (3.8) 式の解を  $\hat{u}_i$  とすれば、任意時刻における間隙水圧  $u(t)$  は次式で表わされる。

$$u(t) = \sum_i \hat{u}_i(t - (N_1 - i) \cdot \Delta t) \quad \dots\dots (3.9)$$

図 3.2 に示す水平地盤の場合には境界条件は

$$\begin{aligned} z = 0 \text{ にて} \quad u &= 0 \\ z = H \text{ にて} \quad \frac{\partial u}{\partial z} &= 0 \end{aligned} \quad \dots\dots (3.10)$$

で与えられ、前述の仮定によって初期条件は

$$u_0 = \Delta U = C_1 \cdot Z \quad \dots\dots (3.11)$$

で与えられる。このときの (3.8) 式の解は次式で表される。

$$\hat{u} = \sum_m \frac{(-1)^{m-1} \cdot 0.8 \cdot C_1 \cdot H}{(2m-1)^2 \pi^2} \sin \frac{(2m-1)\pi}{2H} Z \cdot \exp \left[ - \left\{ \frac{(2m-1)\pi}{2H} \right\}^2 \cdot C_v \cdot t \right] \quad \dots\dots (3.12)$$

ただし、 $C_v = \frac{k}{m_v \gamma_w}$  である。

いま、間隙水圧の発生函数  $u_0$  が図 3.3 に示されるように時間に比例して増加するような場合には上述の式に現れた  $C_1$  は次のように表わされる。

$$C_1 = \gamma' \frac{1}{N_1} \quad \dots\dots (3.13)$$

ただし、 $\gamma'$  は砂層の水中単位体積重量、 $N_1$  は非排水条件下でこの砂層が完全液状化するのに要するせん断応力の繰返し回数の 2 倍とする。

このとき、 $t \leq t_d$  における砂層内の間隙水圧は次式で表わされる。ただし、 $t_d$  はせん断応力の作用する継続時間で、その周波数を  $f$  とすれば  $t_d = N_1 / 2f$  である。

$$u(t) = \sum_{i=1}^N \sum_{m=1}^{\infty} \frac{(-1)^{m-1} \cdot 0.8 \cdot \gamma' \cdot H}{N_1 (2m-1)^2 \pi^2} \sin \frac{(2m-1)\pi}{2H} Z \cdot \exp \left[ - \left\{ \frac{(2m-1)\pi}{2H} \right\}^2 C_v \{ t - (N_1 - i) \Delta t \} \right] \quad \dots\dots (3.14)$$

ただし、 $N = t(N_1 / t_d)$  である。

ここで (3.13) 式において  $N_1$  を液状化に要するせん断応力の繰返し回数の 2 倍にとった理由は次のことを考慮したためである。すなわち、既往の室内実験結果によれば、図 3.4 に示すように非排水条件下の繰返し三軸試験における間隙水圧は、せん断応力の符号が変化した場合でもその絶対値の増加につれて上昇するので、このこと

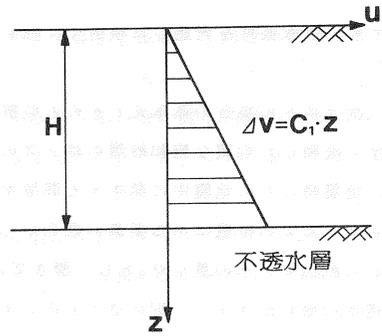


図 3.2 発生間隙水圧の鉛直方向の仮定

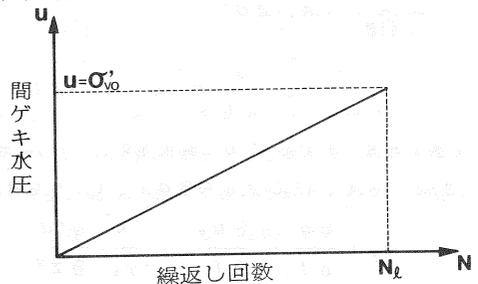


図 3.3 間隙水圧の発生特性の仮定

を考慮して繰返しせん断応力の作用する1周期の間に2回間隙水圧の発生する状態を表現したものである。

図 3.5に、(3.14)式を用いて計算した砂層内の間隙水圧比を示す。この図では(3.14)式から得られる間隙水圧を初期有効上載圧  $\gamma' H$  に対する比で表現し、その値が地盤の透水係数によって変化する様子を示している。この試算例では  $N_d = 20$ ,  $t_d = 5 \text{ sec}$  としている。この図に示されるように、地盤の透水係数  $0.01 \text{ cm/sec}$  程度よりも大きいと、その値が大きくなるにつれ地盤内に蓄積される間隙水圧比の値が小さくなること判る。また、地盤の透水係数が  $1.0 \text{ cm/sec}$  のオーダーになるとこの載荷条件のもとでは地盤内の間隙水圧は初期有効上載圧の1割程度にしか上昇しないこととなり、礫層

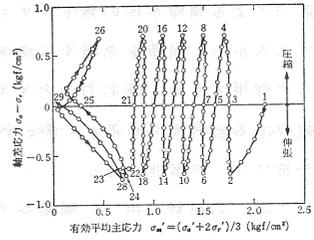


図 3.4 液状化試験における有効応力経路の例<sup>9)</sup>

のような十分な透水性を有する地盤では液状化の生じ難いことが示されている。

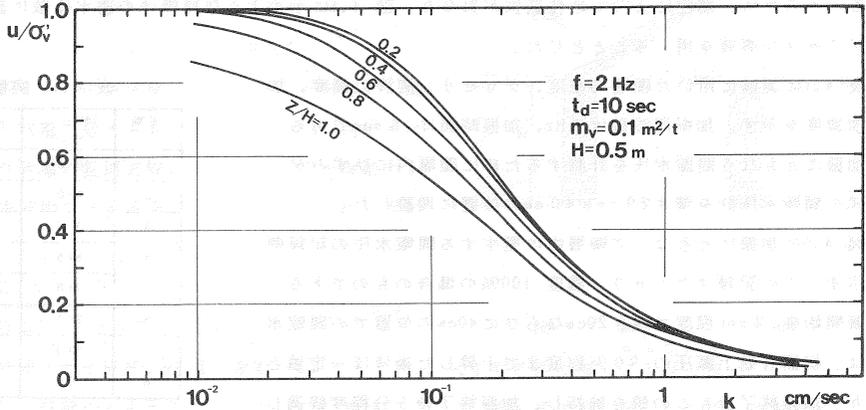


図 3.5 間隙水圧比と地盤の透水係数

4. 模型振動実験結果との対比

図 3.5は、地盤を構成する材料の液状化時の（非排水条件下での）間隙水圧発生特性が図 3.3のように単純な形で表現されると仮定した場合の結果である。このような仮定を用いて得られた計算結果の妥当性を検討するために模型振動実験を行った。

実験に用いた土槽は図 4.1に示すように厚さ  $1 \text{ cm}$  の塩化ビニール板を整形した土槽枠を50枚重ね合わせた中に箱状のゴムスリーブを入れた構造で、単純せん断状態を作ることができる。内寸法は高さ  $50 \text{ cm}$ 、長さ  $40 \text{ cm}$ 、奥行き  $30 \text{ cm}$  である。振動台上に設置したこの土槽内に厚さ  $50 \text{ cm}$  の土層を作り、長さ方向に加振した。実験に用いた土層材料は図 4.2に示す粒度曲線を持つ水洗した7号砕石で、予め土槽内に入れた水またはグリセリン溶液の中に静かに投入してゆるぎめの状態とした。この礫の透水係数は  $2 \sim 7 \text{ cm/sec}$  と大きい、同程度の粒度分布を有する時の大型三軸試験機を用いた試験結果では図 4.3に示す液状化強度となっている。

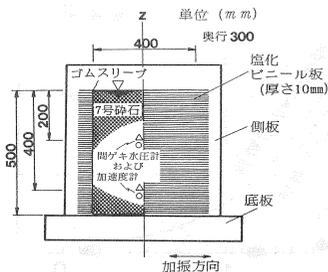


図 4.1 実験に用いたせん断土槽

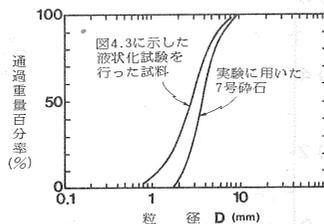


図 4.2 実験に用いた砕石の粒度分布

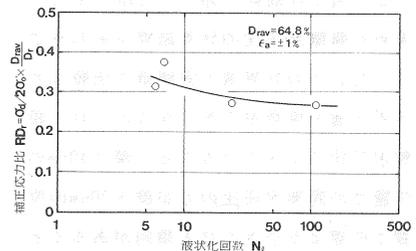


図 4.3 砕石の液状化特性

繰返し応力による間隙水圧の発生はダイレタンシー効果に起因するものであるから、間隙を充填する流体の粘性抵抗には影響されず主として作用するせん断応力の大きさ、繰返し回数、初期密度にのみ依存すると考えられる。一方、砂層の透水係数は間隙流体の粘性抵抗によって変化する。

したがって同一の材料を用い、間隙を充填する流体の粘性抵抗を変えた飽和土層の加振実験を行うことによって、間隙水圧の発生する条件を同一に保ったまま、透水係数の大きさが蓄積する間隙水圧の大きさに与える影響を調べることができる。このため、濃度によって粘性抵抗が異なり、図 4.4に示すような見掛けの透水係数に調整することができるグリセリン溶液を用いることとした。

表 4.1に実験に用いた礫層の密度、グリセリン溶液の濃度、加振加速度を示す。加振周波数は 2 Hz, 加振時間は 5 secである。

加振にともなう間隙水圧を計測するために礫層内にひずみゲージ式の間隙水圧計を深さ 20 cmと 40 cmの位置に埋設した。

図 4.5に加振にともなって礫層中に発生する間隙水圧の記録例を示す。この記録はグリセリン濃度 100%の場合のものである。加振開始後 2 sec程度で深さ 20cmならびに 40cmの位置での間隙水圧は、初期有効上載圧の 90%程度まで上昇した後ほぼ一定値となり、加振終了後もこの値を維持し、加振終了後 5分程度経過した後これらの値は零となっている。

加振中に生じたこのような間隙水圧の最大値の有効上載圧に対する比をそれぞれのグリセリン濃度に対して求め、グリセリン溶液の濃度に対応する透水係数に対してプロットしたものが図 4.6である。

この図からわかるように礫層の透水係数が大きくなるにつれて最大間隙水圧比は小さくなり、透水係数  $k = 0.2 \sim 0.7 \text{ cm/sec}$  程度以上になるとほとんど間隙水圧は蓄積されない。一方、透水係数が  $0.01 \text{ cm/sec}$  程度まで小さくなると最大間隙水圧比は 100%近くまで上昇し、礫層表面からの排水があってもこの加振条件のもとでは間隙水圧の消散が十分行われず、液状化に至っていることがわかる。

この図には前節で述べた方法によって求めた間隙水圧比の計算結果をあわせて示した。この計算値と実測値を比較してみると透水係数が大きくなるにつれて間隙水圧比は小さくなること、深さ 40cmの位置での間隙水圧比の方が深さ 20cmの位置での値より小さくなる傾向があることなど実験値とよく合う傾向を示している。

やや実験値にくらべて計算値の方が大

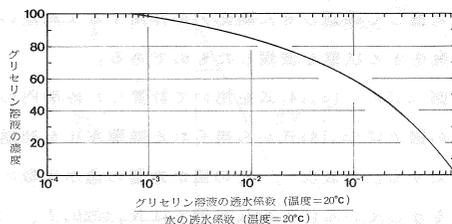


図 4.4 グリセリン溶液の濃度と見掛けの透水係数の関係

表 4.1 実験条件

| 実験 No. | グリセリン濃度 (%) | 台加速度 (gal) | 間ゲキ比 e |
|--------|-------------|------------|--------|
| 1      | 100.0       | 157        | 0.85   |
| 2      | 99.0        | 91         | 0.79   |
| 3      | 92.5        | 91         | 0.80   |
| 4      | 89.5        | (90)       | 0.80   |
| 5      | 78.5        | 95         | 0.72   |
| 6      | 72.5        | (90)       | 0.82   |
| 7      | 59.0        | 95         | 0.79   |
| 8      | 0.0         | 157        | 0.80   |

実験 No.1

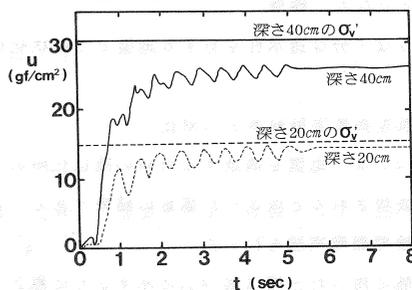


図 4.5 間隙水圧の時間変化の記録例

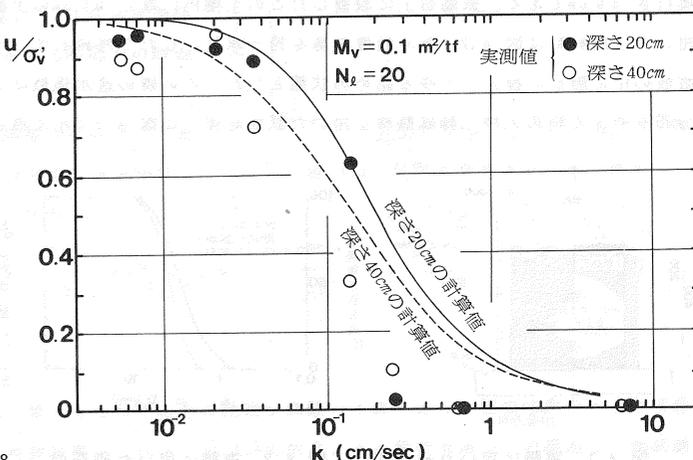


図 4.6 過剰間隙水圧比と透水係数の関係

きめの値を与えているがこれは安全側の誤差と考えられる。

5. 二次元問題への拡張

(3.14)式による近似計算の結果が一次元排水の場合には実験結果をよく説明できることが前節で述べたように確められた。次にこの近似解法を二次元の排水条件に対して拡張することを試みる。

図 5.1に示す均質な飽和砂層に砕石ドレーンのような透水係数の大きい鉛直の排水壁がある場合の地盤内の間隙水圧の挙動を表す基本式は (3.6)式を拡張して次式で表わされる。

$$m_v \left( \frac{\partial u}{\partial t} - \frac{\partial u_g}{\partial t} \right) = \frac{k_z}{\gamma_w} \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} + \frac{k_x}{\gamma_w} \frac{\partial^2 u}{\partial x^2} \quad \dots\dots(5.1)$$

ただし、図 5.1に示すように排水壁はy方向には十分長く、間隙水圧の挙動は二次元状態で扱えるものとする。(5.1)式における  $k_z$ ,  $k_x$ はそれぞれ砂層の鉛直方向, 水平方向の透水係数であるが砂層の透水性が等方的である場合 ( $k_z = k_x = k_s$ ) には次のように書き直せる。

$$\frac{\partial u}{\partial t} = \frac{k_s}{m_v \gamma_w} \left( \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} + \frac{\partial^2 u}{\partial x^2} \right) + \frac{\partial u_g}{\partial t} \quad \dots\dots(5.2)$$

この場合も第3説で述べたと同様、任意の函数  $u_g$  に対して (5.2)式を解析的に解くことはに難かしい。

そこで前説で述べたと同様の近似解法を用いることとすれば、(5.2)式を直接解く替りに次式の解を重ね合わせることによってその解が得られることになる。

$$\frac{\partial u}{\partial t} = \frac{k_s}{m_v \gamma_w} \left( \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} + \frac{\partial^2 u}{\partial x^2} \right) \quad \dots\dots(5.3)$$

(5.3)式を解くために次の仮定を置く。

- (1) 第3説で述べたと同様、微小時間  $\Delta t$  の間に発生する間隙水圧は砂層の深さに比例し、 $u = c_2 \cdot z$  で与えられるものとする。
- (2) 排水壁は有限の大きさの透水係数  $k_d$  を持つものとし、かつその骨格構造は非圧縮性であるとする。
- (3) 排水壁は液状化する砂層の全厚さにわたって設置されているものとし、その幅を  $2B_d$  とする。
- (4) 排水壁は中心間隔  $2B_e$  を距てて設置されているものとする。
- (5) 排水壁の中の間隙水の流れはz方向の流れが卓越し、x方向の流れは無視できるものとする。

最後の仮定(5)は、バーチカルドレーンの透水性が有限な大きさを持つときの圧密過程の解析にあたって吉国ら<sup>7)</sup>が置いた仮定にならったものである。

このような仮定から次のような初期条件と境界条件が与えられる。

(初期条件)

$$u = v = c_2 \cdot z \quad \text{at} \quad t = 0, \quad x = x, \quad z = z \quad \dots\dots(5.4)$$

(境界条件)

$$u = 0 \quad \text{at} \quad t = t, \quad x = x, \quad z = 0 \quad \dots\dots(5.5)$$

$$\frac{\partial u}{\partial x} = 0 \quad \text{at} \quad t = t, \quad x = B_e, \quad z = 0 \quad \dots\dots(5.6)$$

$$\frac{\partial u}{\partial z} = 0 \quad \text{at} \quad t = t, \quad x = x, \quad z = H \quad \dots\dots(5.7)$$

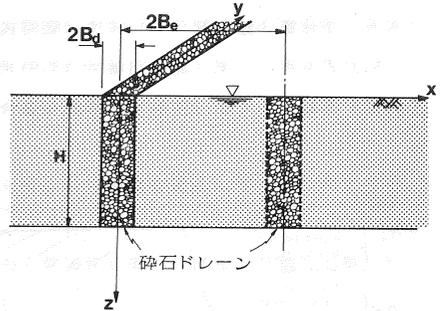


図 5.1 砕石ドレーンを設けた水平な砂層

$$\frac{\partial^2 u}{\partial z^2} + \frac{k_s}{k_d} \frac{1}{B_d} \frac{\partial u}{\partial x} = 0 \quad \text{at} \quad t = t, \quad x = B_d, \quad z = z \quad \dots\dots(5.8)$$

(5.3)式を以上の初期条件と境界条件のもとで解いた解は次のように無限級数の和で与えられる<sup>8)</sup>。

$$u = \sum_n \sum_m \frac{(-1)^{m-1} \cdot 16 \cdot C \cdot H}{2(m-1)^2 \pi^2} \times \frac{\sin p_{mn}}{p_{mn} + \sin p_{mn} \cdot \cos p_{mn}} \times \sin \frac{(2m-1)\pi z}{2H} \\ \times \cos \lambda_{mn}(B_e - x) \times \exp[-C \nu_{mn}^2 t] \quad \dots\dots(5.9)$$

ただし、 $m, n$ : 整数,  $\lambda_{mn}, \mu_{mn}, \nu_{mn}$ : 定数 ( $\nu_{mn}^2 = \lambda_{mn}^2 + \mu_{mn}^2$ ),  $p_{mn}$ : 定数  $\{= \lambda_{mn}(B_e - B_d)\}$  である。なお第3節の解(3.8)式は(5.9)式の特別な場合、 $B_d = 0$ に相当する。

(5.9)式を用いて第3節と同様に(3.9)式を用いて任意時刻の間隙水圧が求められる。第3節と同様に間隙水圧の発生函数として図3に示す直線の場合の数値計算結果を図5.2~5.4に示す。

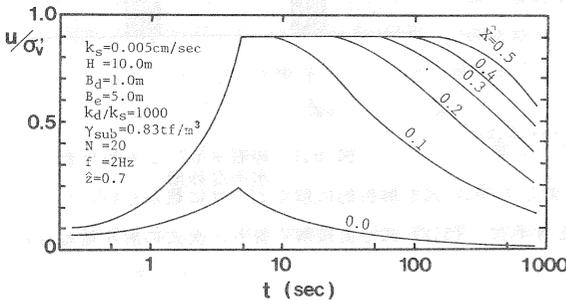


図 5.2 深さ  $z = 0.7H$  における間隙水圧の計算結果

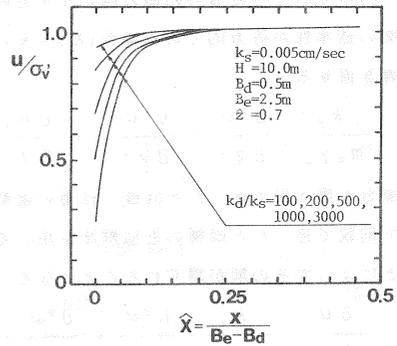


図 5.3 間隙水圧の水平方向分布

図5.2は深さ  $z = 0.7H$  における  $u/\sigma_v$  をドレーンからの距離をパラメーターとして示したものであるが、ドレーンから離れた砂層内で  $u/\sigma_v'$  が1.0に達してもドレーン内では最大間隙水圧比は0.3程度にしか達せず、またドレーンから離れるに従ってドレーンによる間隙水圧消散の効果が少なくなることがわかる。

図5.3はドレーンと砂層の透水係数の比を変えて深さ  $0.7H$  での  $u_{max}/\sigma_v'$  の水平方向分布を示したものである。ドレーンによる最大間隙水圧の上昇抑制効果は  $x/(B_e - B_d) = 0.2 \sim 0.3$  程度の範囲にしか及ばないが、ドレーン内の最大間隙水圧についてみると透水係数比が大きくなるにつれて顕著に小さくなっていることがわかる。

このような間隙水圧上昇の抑制効果を検討するため

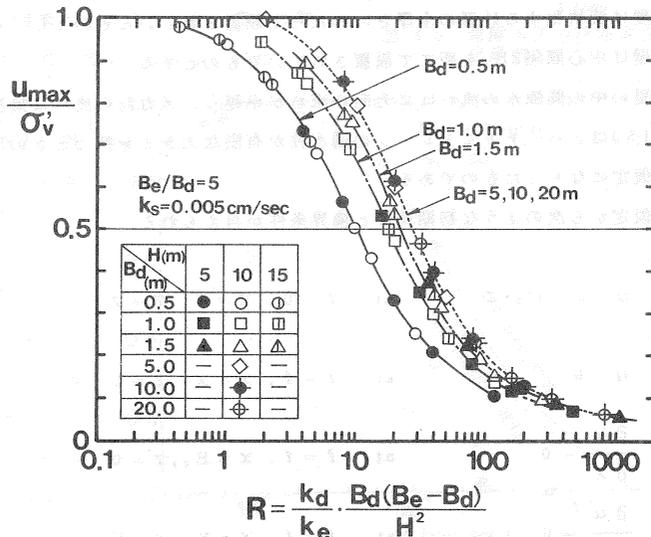


図 5.4 間隙水圧比とドレーンの抵抗係数の関係

に、図 5.4 に示すようなドレーン内の  $u_{\max}/\sigma_v'$  と次式で表されるドレーンの抵抗係数  $R$  との関係求めた。

$$R = \frac{k_d}{k_s} \frac{B_e(B_e - B_d)}{H^2} \quad \dots\dots(5.10)$$

この図に示した結果は  $B_e/B_d = 5$  の場合の計算結果であるが、抵抗係数  $R$  の増加につれて間隙水圧比  $u/\sigma_v'$  が減少し、 $R = 20$  程度にすれば  $u/\sigma_v' = 0.5$  程度、 $R = 100$  程度にすれば  $u/\sigma_v' = 0.2$  程度に抑制できることがわかる。

$R = 20$  程度の抵抗係数の場合とは、 $H = 10\text{m}$ 、 $B_d = 1\text{m}$  のとき  $k_d/k_s = 500$  に相当し、 $R = 100$  の場合とは  $H = 10\text{m}$ 、 $B_d = 1\text{m}$  のとき  $k_d/k_s = 2500$  に相当する。

これらの図から、鉛直な排水壁のある場合の排水による間隙水圧への影響は主としてドレーンの透水性に左右され、ドレーン内およびその近傍では顕著に最大間隙水圧比が抑制されることがわかる。

## 6. あとがき

地盤の透水性を考慮した液状化過程に関して行ったこの検討結果から得られる結論を要約すると以下のようである。

(1) 排水条件下の間隙水圧を推定する近似解法として、間隙水圧の上昇過程を微小時間毎に分割して階段状の関数におきかえ、斉時の熱伝導方程式の解から求める方法を提案した。

(2) この解法を用いて次元の上向き浸透による排水条件下の解を導き、振動台実験の結果とよく一致することを示した。

(3) この実験結果より、透水係数が  $0.01\text{cm/sec}$  以下では  $2\text{Hz}$  程度の加振周波数に対しては排水の影響はほとんど考慮なくてよいこと、同程度の加振条件では  $1\text{cm/sec}$  以上の透水係数で逆に排水のために間隙水圧の蓄積はほとんどないこと、これらの中間の値では透水係数の大きさに応じた間隙水圧の蓄積が行われていることを明らかにした。

(4) 透水係数の小さい砂層内に碎石ドレーンのような透水係数の大きな壁状の排水壁がある場合の二次元状態の間隙水圧挙動を求める近似解法を(1)に述べたと同様の考え方に基き提案した。

この近似解は、碎石ドレーンが十分大きな透水性を有するものと考え、碎石ドレーン内での間隙水圧の発生量は零と考えて導いたものであるが、その数値計算結果によれば水平方向への碎石ドレーンの影響はドレーン間隔の1割程度と考えられる。

(5) しかし、碎石ドレーン内では排水の影響は大きく、十分大きい透水係数 ( $k = 0.5 \sim 5\text{cm/sec}$ ) の場合にドレーンで囲まれる領域内の間隙水圧比は初期有効上載圧の2~3割に抑制できると思われる。

なお、ここに報告した研究成果は筆者が土木研究所機械施工部動土質研究室に在籍していた時に実施したものである。当時一緒に実験を実施してくれた谷口栄一、小笠原久の両氏ならびに数値計算の補足と本報告の作成に当たって協力を頂いた振動研究室近藤益央、相沢興、柳下和子の各氏に謝意を表する。

## 参考文献

- 1) Yoshimi, Y. and Kuwabara, F. ; Effect of Subsurface Liquefaction on the Strength of Surface Soil, Soils and Foundations, Vol.13, No.2, pp.67-81, 1973
- 2) Lee, K.L and Focht Jr. J.A ; Liquefaction Potential at Ekofisk Tank in North Sea, Proc. ASCE, Vol.101, No. GT1, pp. 1-18, 1975
- 3) Seed, H.B., Martin, P.P. and Lysmer, J. ; Pore-Water Pressure Changes during Soil Liquefaction, Proc., ASCE, Vol.102, No. GT4, pp. 323-346, 1976
- 4) 時松孝次, 吉見吉昭; 砂地盤の地震時における間隙水圧変化, 第12回土質工学研究発表会, pp. 949-952,

1977

- 5) Seed, H.B. and Booker, J.R. ; Stabiligation of Potentially Liquefiable Sand Deposits using Gravel Drains, Proc. ASCE, Vol.103, No. GT7, pp.757-768, 1977
- 6) 佐々木康, 古賀泰之, 松尾修; 河床砂レキ層の耐震安定性に関する調査報告, 土木研究所資料, 第1669号 pp.64-65, 1981
- 7) Yoshikuni, H. and Nakanodo, H. ; Consolidation of Soils by Vertical Drain Wells with Finito Pearmeability, Soils and Foundatins, Vol.14, No.12, pp.35-46, 1964
- 8) 佐々木康他; 液状化対策としての砕石ドレーン工法の適用性について, 第36回建設省技術研究報告, 建設省, pp.55-63, 1982
- 9) Ishihara, K., Tatsuoka, F. and Yasuda, S.; Undrained Deformation and Liquefaction of Sand under Cyclic Stresses, 土質工学会論文報告集, Vol.15, No.1, pp.29-44, 1975