

# 人工材ドレーンを用いた液状化対策地盤の地震時変形抑制効果に関するひずみ空間多重せん断モデルによる解析的研究

田代 聡<sup>1</sup>・井合 進<sup>2</sup>

<sup>1</sup>正会員 東亜建設工業株式会社 土木事業本部設計部 (〒163-1031 東京都新宿区西新宿3-7-1)

E-mail:s\_tashiro@toa-const.co.jp

<sup>2</sup>正会員 京都大学防災研究所 (〒611-0011 京都府宇治市五ヶ庄)

E-mail: iai.susumu.6x@kyoto-u.ac.jp

液状化対策としての過剰間隙水圧消散工法は、想定地震を超えた場合に過剰間隙水圧比の抑制効果が失われるため「ねばり」がないとの指摘がある。しかし、東北地方太平洋沖地震などの実際の大規模地震においては人工材ドレーンが適用された岸壁などで減災効果が確認されている。本研究では、ドレーン改良地盤に変形抑制効果としての「ねばり」があるのかを確認することを目的として、地盤・構造物系を代表する傾斜地盤を対象として透水を考慮したひずみ空間多重せん断モデルを用いて変形解析を行った。その結果、ドレーン改良地盤の変形抑制効果として未対策地盤の流動量が最大、非液状化地盤を仮定した流動量まで抑制できることを考慮して変形量を正規化すれば、想定地震を超えた場合でも変形抑制効果としての「ねばり」が十分発揮されることが判明した。

**Key Words :** drainage, liquefaction, excess pore water pressure, lateral flow, effective stress analysis

## 1. はじめに

### (1) 研究の背景と目的

液状化対策工法の一つである過剰間隙水圧消散工法は、液状化の可能性のある砂質系地盤に礫材や人工材などのドレーンを配置し、地震時に発生する過剰間隙水を速やかに排水させることで液状化を防ぐ工法である。本工法においては、液状化対策効果を過剰間隙水圧比の抑制効果に基づいて評価するのが一般的である。図-1は、Seed・Booker<sup>1)</sup>により提示された、杭径比と時間係数に対する過剰間隙水圧比の抑制効果の例である。最大過剰間隙水圧比が0.3程度より低い範囲では杭径比が大きく変化しても過剰間隙水圧比の変動は少ないため、過剰間隙水圧比の抑制効果としてのねばりは十分保たれる。しかし、最大過剰間隙水圧比が0.3程度を超える範囲では杭径比のわずかな変化に対して過剰間隙水圧比の変動が大きくなるため、ねばりがないとの指摘がある<sup>2)</sup>。また、地震動レベルを時間係数に対応づければ、時間係数のわずかな変動に対して過剰間隙水圧比が大きく変動することから、地震動レベルが想定を超えてもねばりがなくなる。

しかし、東北地方太平洋沖地震などの実際の大規模地震においては、想定を大きく上回る地震動が発生したにも関わらず人工材ドレーンによる減災効果がいくつか確認されている<sup>3,4)</sup>。こうした効果は、人工材ドレーンにより対策された水平成層地盤において実験および解析の両

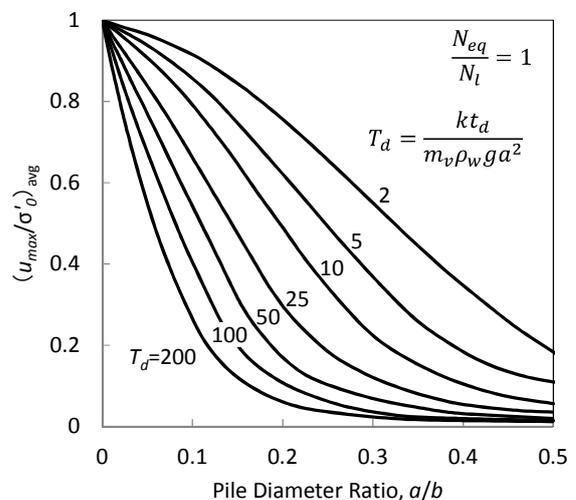


図-1 杭径比と時間係数に対する最大過剰間隙水圧比<sup>1)</sup>

面で検証されている<sup>5)6)</sup>。また、傾斜地盤における流動抑制効果や矢板式岸壁における変形抑制効果についても、実験および解析の両面で検証されている<sup>(例えば7)8)9)10)</sup>。この他、人工材ではないが、埋立土に過剰間隙水圧消散工法としてグラベルドレーンが用いられた小名浜港3号ふ頭鋼管矢板式岸壁では、東北地方太平洋沖地震において想定をはるかに上回る地震動が発生したにも関わらず軽微な被災に留まった事例がある<sup>4)</sup>。この事例については、透水を考慮したひずみ空間多重せん断モデル<sup>11)</sup>(以降、Cocktail Glassモデルという)を用いた再現解析に基づき、岸壁のドレーン改良地盤による変形抑制効果が明らかにされている<sup>12)</sup>。以上のように、過剰間隙水圧比の抑制効果としてのねばりがないとの指摘がある一方で、実現象においては変形抑制効果としてのねばりが確認されており、これらの変形抑制効果は実験と解析の両面において実証されている。

このような背景から、本研究では、人工材ドレーンによる液状化対策効果の評価として、新たに変形抑制効果に主眼を置き、この効果を、既往の知見としての間隙水圧抑制効果と比較検討することにより、人工材ドレーンによる液状化対策効果のねばりの有無を明らかにすることを目的とした。この目的のため、ここでは、傾斜地盤を対象としてCocktail Glassモデル(透水を考慮したひずみ空間多重せん断モデル)を用いて人工材ドレーンによる液状化対策地盤の変形解析を行った。

なお、傾斜地盤を対象とするのは、以下の理由による。岸壁などをはじめとする地盤・構造物系の変形の抑制効果を明らかにすることが本来の目的であり、既往の解析事例としては、例えば、自立矢板式岸壁を対象とした遠心載荷模型実験の再現解析<sup>10)</sup>や、前述の小名浜港3号ふ頭岸壁の被災状況を再現した解析事例<sup>12)</sup>などがある。しかし、このような解析事例は、解析対象とする特定の構造物や地盤の条件に即したものであって、広い範囲の地盤・構造物系を対象とする一般性には欠ける面がある。そこで、液状化により発生する傾斜地盤の流動変位に着目し、人工材ドレーンによる改良地盤の変形抑制効果を検討することとした。

## (2) ドレーン改良地盤のモデル化

本研究で用いるCocktail Glassモデルは2次元の平面ひずみ状態を仮定したモデルであるため、ドレーン改良地盤の3次元的な排水挙動を2次元に変換する必要がある。関口ら<sup>13)</sup>は過剰間隙水圧を要素中心で表すChristian系(赤井・田村<sup>14)</sup>の方法)の要素に、間隙水圧の分布形状を適切に規定した形状関数を導入することでバーチカルドレーンにおける放射状の間隙水流れを表現するマクロエレメント法を提案している。これに対し、Cocktail Glassモデルでは、間隙水圧を節点で評価するSandhu系が用い

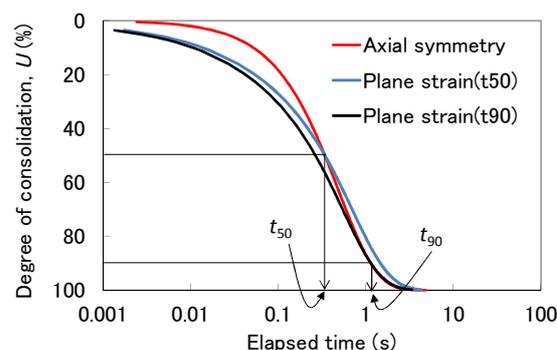


図-2 ドレーン改良地盤の平均圧密度曲線の比較例

られているため、マクロエレメント法とは異なる方法を用いる必要がある。ここでは、二次元圧密沈下解析において一般的に用いられている方法として、ドレーン1本当たりの水平方向の排水挙動に着目した、3次元の軸対称モデルにおける平均圧密度と2次元の平面モデルにおける平均圧密度がある時刻において一致するように水平方向の透水係数を等価な透水係数に置き換える方法を用いる。この方法は圧密沈下解析用ではあるが、地震応答解析においても過剰間隙水圧の排水原理は同じである。

当該方法を用いて人工材ドレーンをモデル化した場合のCocktail Glassモデルの適用性については、水平成層地盤および自立矢板式岸壁を対象とした遠心載荷模型実験の再現解析<sup>6)10)</sup>において確認されている。しかしながら、等価な透水係数に置き換える方法は、軸対称モデルと平面モデルの両者の平均圧密度曲線を近似することであるから、両者の平均圧密度曲線をどの圧密度において一致させるかが課題として残されている。上記の再現解析においては、ドレーン杭径比 $a/b$ が最大0.11程度のドレーン配置に対し、図-2に示すように、平均圧密度が50%に達するとき( $t_{50}$ )と90%に達するとき( $t_{90}$ )の2通りについて検討され、両ケースの解析結果(過剰間隙水圧比、沈下量および変形量)において有意な差がなく、かつ、両方とも実験結果と整合することが確認されている。

しかし、本研究では、任意のドレーン配置について変形抑制効果を検討する必要があるため、対象とする人工材ドレーンの施工限界を考慮した杭径比 $a/b$ として最大0.22程度まで、すなわち、上記の解析事例に比べ2倍の範囲までを対象としなければならない。このような範囲の杭径比においても平均圧密度をどの時点で一致させても解析結果に影響しないか、あるいは影響するかを把握しておく必要がある。そのため、ここでは、既往の解析事例<sup>6)</sup>で用いられた未対策の水平成層地盤を対象として、Seed・Booker<sup>1)</sup>によって提案されたドレーン改良地盤の軸対称問題の解析解と、これを平面ひずみ問題に変換して求めた解析解を比較することで平均圧密度の時刻のとり方による影響を調べることにした。その結果を踏まえて、前述の傾斜地盤を対象とした変形解析を行った。

## 2. 人工材ドレーン改良地盤の2次元モデル

### (1) ドレーン材

東北地方太平洋沖地震において液状化による被災を免れた、人工材ドレーンが適用された岸壁の事例として、仙台塩竈港向洋埠頭 (-12m 栈橋式岸壁) と東京都15号地木材埠頭 (-12m 控え組杭式矢板式岸壁) が挙げられる<sup>3)</sup>。向洋埠頭においては、人工材ドレーンとしてスパイラルドレーンが用いられ、間隔64cm、平均長さ6.3mで打設されていた。また、木材埠頭においては、グリッドドレーンとスパイラルドレーンが用いられ、両ドレーン材とも間隔45~65cm、平均長さ20mで打設されていた。これらの人工材ドレーンの材料特性は表-1に示す通りである。当該ドレーン材は、既往の遠心載荷模型実験<sup>5)</sup>の研究対象にもなっており、本研究においてもこれらのドレーン材を対象とした。

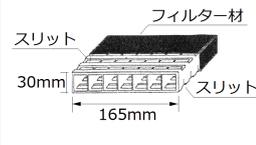
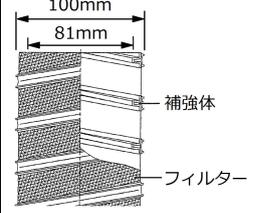
### (2) 軸対称モデルから平面モデルへの変換

ドレーン材は、一般に、正方形配置または三角形配置で打設され、ドレーン1本が占める排水領域としてはそれぞれ正方形または正六角形となる。これをドレーン1本当たりの排水挙動に着目して解析的にモデル化すると、図-3(a)に示すようにドレーン材を有効半径 $a$ の円形とし、ドレーン1本が占める排水領域と同じ面積をもつ等価有効円 (半径 $b$ ) に置き換えることができる。当該モデルは、地震時に発生する地中の過剰間隙水がドレーン材中心に向かって放射状に流れることから軸対称問題として扱うことができる。なお、グリッドドレーンはその断面形状が矩形であるが、この場合の排水挙動は円形のドレーン材と同様であることが実験および解析の両面で確認されている<sup>15)</sup>。

Cocktail Glassモデルにおいては、平面ひずみ状態を仮定していることから、地盤の応力・ひずみ挙動については人工材ドレーンの剛性の影響を考慮すればよいが、間隙水の挙動に関しては、図-3(b)に示すように単位奥行幅の平面モデルにおいて排水挙動が軸対称モデルと同等になるように考える必要がある。

本研究で対象とする人工材ドレーンの剛性は、グラベルドレーンと異なり、通水路材は表-1に示すように半硬質塩化ビニール樹脂または高密度ポリエチレンであり、またその通水路内はほぼ空洞であることから水平方向のせん断抵抗は無視できると仮定した。すなわち、ドレーン材のせん断剛性を無視するものとした。また、この場合、半径 $b$ の等価有効円内の半径 $a$ の空洞を無視することになるが、半径5cm程度の人工材ドレーンの打設間隔は施工上、最小で40~50cm程度が限度であることから、その空洞の等価有効円に対する面積比は正方形配置の場

表-1 対象とする人工材ドレーンの材料特性

項目	グリッドドレーン	スパイラルドレーン
断面形状	矩形	円形
寸法	幅 165mm 厚さ 30mm	外径 100mm 補強体内径 81mm
通水路材	半硬質塩化ビニール樹脂	高密度ポリエチレン
フィルター材	オレフィン系メッシュ	高密度ポリエチレン製繊維
等価円半径	5.0cm	4.75cm
透水係数	700cm/sec( $i=0.25$ ) 480cm/sec( $i=0.5$ )	980cm/sec( $i=0.25$ ) 800cm/sec( $i=0.5$ )
概要図		

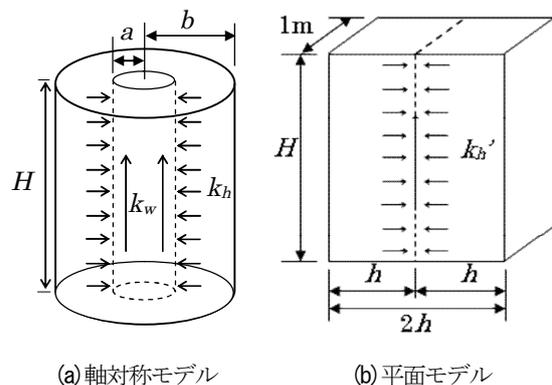


図-3 ドレーン1本当たりのモデル化

合で1/20~1/32以下、正三角形配置の場合で1/18~1/28以下となり、人工材ドレーンの空洞を無視することによるドレーン改良地盤のせん断剛性の評価に与える影響はほとんどないものと予想できる。人工材ドレーン改良地盤の密度についても、せん断剛性と同様の考えに従い、ドレーン材の質量およびその空洞部による影響を無視できるものとした。

一方、平面モデルにおける水平方向の間隙水の挙動については、既に述べたように、軸対称モデルにおける平均圧密度曲線を近似するように等価な透水係数を与えることで軸対称モデルにおける間隙水の挙動を近似する。この等価な透水係数を求める具体的な方法は、以下の通りである。

軸対称モデルにおける平均圧密度は、水平方向の間隙水の流れが鉛直方向に比べて卓越するという仮定のもとで、Baronによる近似式にウェルレジスタンスを考慮した近似式<sup>16)</sup> (式(1)) を用いて求められる。

$$U = 1 - \exp\left\{-\frac{2}{F(n)+0.8L}T\right\} \quad (1)$$

$$\text{ただし, } T = \frac{k_h t}{\gamma_w m_v b^2}, \quad L = \frac{8}{\pi^2} \cdot \frac{k_h}{k_w} \left(\frac{H}{a}\right)^2$$

$$F(n) = \frac{n^2}{n^2-1} \cdot \ln(n) - \frac{3n^2-1}{4n^2}, \quad n = \frac{b}{a}$$

ここに、 $U$ は軸対称モデルにおける平均圧密度、 $T$ は時間係数、 $k_h$ は水平方向の透水係数、 $\gamma_w$ は水の単位体積重量、 $m_v$ は体積圧縮係数、 $t$ は圧密時間、 $L$ はウェルレジスタンス、 $k_w$ はドレーンの透水係数、 $H$ はドレーンの長さである。

一方、平面モデルにおいては、水平成層地盤における鉛直方向のTerzaghiの圧密理論をもとに、これを平面モデルにおける水平方向に置き換えて考える。軸対称モデルと同様に、鉛直方向の流れを無視すれば、平面モデルの平均圧密度の解は次式で表される。

$$U' = 1 - \frac{8}{\pi^2} \sum_{i=0}^{\infty} \frac{1}{(2i+1)^2} \exp\left\{-\left(\frac{2i+1}{2}\pi\right)^2 T'\right\} \quad (2)$$

$$\text{ただし, } T' = \frac{k_h' t}{\gamma_w m_v h^2}$$

ここに、 $U'$ 、 $T'$ 、 $k_h'$ 、および $h$ は、それぞれ平面モデルにおける平均圧密度、時間係数、水平方向の透水係数、および水平方向の排水距離（片面排水）である。

上記の軸対称モデルと平面モデルにおけるそれぞれの平均圧密度が $x\%$ に達する時刻 $t_x$ で一致するように、平面モデルにおける等価な透水係数 $k_h'$ を、式(1)と式(2)から導かれる次式を用いて求める。

$$k_h' = \frac{T_x'}{T_x} \cdot \frac{h^2}{b^2} k_h \quad (3)$$

ここに、 $T_x'$ は、軸対称モデルの圧密式（式(1)）から求まる、平均圧密度が $x\%$ に達する時刻 $t_x$ における時間係数、 $T_x$ は、平面モデルの圧密式（式(2)）から求まる、平均圧密度が $x\%$ に達する時刻 $t_x$ における時間係数である。

### (3) 軸対称モデルと平面モデルの解析解の比較検討

軸対称モデルと平面モデルでどの時点の圧密度を一致させるかは、仮に地震時に完全に液状化したとすれば、地震終了後からの再圧密に要する時間をどの圧密度に対して評価したいのかと同等とみなせる。例えば、ドレーン改良地盤が地震時に完全に液状化した後、過剰間隙水圧の消散に要する時間を知りたいのであれば、圧密度が90%に達する時間 $t_{90}$ （再圧密が完了する時間にほぼ等しい時間）において両モデルの圧密度が一致するように等価な透水係数に換算すればよい。しかしながら、地震中のドレーン改良地盤においては過剰間隙水圧が上昇すると同時にドレーンによる排水（過剰間隙水圧の消散）

が行われるため、どの圧密時間 $t_x$ を採用すればよいか容易には判断できない。そのため、ここでは、Seed・Booker<sup>1)</sup>により提案された軸対称問題の基礎方程式をもとに平面モデルの基礎方程式を展開し、各々のモデルについて杭径比および圧密時間 $t_x$ のとり方を種々変えた複数の条件に対する過剰間隙水圧分布を有限要素法により解き、両解析解を比較することにより種々の条件下での平面モデルによる近似程度を調べることにした。

#### a) 基礎方程式

軸対称モデルにおける過剰間隙水圧の基礎方程式は、Seed・Booker<sup>1)</sup>により鉛直方向の間隙水の流れを無視できるとして任意深度における水平方向の間隙水の流れに関して次式が提案されている。

$$\frac{k_h}{\gamma_w m_v} \left( \frac{\partial^2 u}{\partial r^2} + \frac{1}{r} \frac{\partial u}{\partial r} \right) = \frac{\partial u}{\partial t} - \frac{\partial u_g}{\partial t} \quad (4)$$

ここに、 $u$ は過剰間隙水圧、 $r$ は半径方向のドレーン中心からの距離、 $t$ は時間、 $u_g$ は繰返しせん断により発生する静的な過剰間隙水圧である。また、 $u_g$ は初期有効上載圧 $\sigma_{v0}'$ に対する比として次式で表される<sup>17)</sup>。

$$\frac{u_g}{\sigma_{v0}'} = \frac{2}{\pi} \cdot \sin^{-1} \left( \frac{N}{N_l} \right)^{1/2\alpha} \quad (5)$$

ここに、 $M$ は一定振幅のせん断応力の繰返し回数、 $N_l$ は非排水条件下において液状化に達する繰返し回数である。また、 $\alpha$ は試験値であるが、一般的には0.7が用いられる。

さらに、式(4)の右辺の第二項は、

$$\frac{\partial u_g}{\partial t} = \frac{\partial u_g}{\partial N} \frac{\partial N}{\partial t} \quad (6)$$

と書き換えられ、これらは以下のように展開できる。

$$\frac{\partial u_g}{\partial N} = \frac{2\sigma_{v0}'}{\alpha\pi N_l} \frac{1}{\sin^{2\alpha-1} \left( \frac{\pi u}{2\sigma_{v0}'} \right) \cos \left( \frac{\pi u}{2\sigma_{v0}'} \right)} \quad (7)$$

$$\frac{\partial N}{\partial t} = \frac{N_{eq}}{t_d} \quad (8)$$

ここに、 $N_{eq}$ は不規則なせん断応力を等価な一定振幅のせん断応力に置き換えた場合の等価繰返し回数、 $t_d$ は $N_{eq}$ に対応する地震動の継続時間である。

一方、平面モデルにおける過剰間隙水圧の基礎方程式は、式(4)に倣って、次式で表すことができる。

$$\frac{k_h'}{\gamma_w m_v} \frac{\partial^2 u}{\partial x^2} = \frac{\partial u}{\partial t} - \frac{\partial u_g}{\partial t} \quad (9)$$

ここに、 $x$ はドレーン外周（排水境界）からの水平方向の距離である。

#### b) 境界条件

式(4)および式(9)は、いずれも水平方向（半径方向お

よびx軸方向)に過剰間隙水圧が時間的に変化する一次元の準静的問題として扱うことができる。境界条件としては、ドレーン外周において過剰間隙水圧をゼロ(排水境界)とする。そのため、別途ウェルレジスタンスを考慮する必要がある。ここでは、軸対称モデルにおいては、式(1)においてドレーン外周が排水境界に相当する場合(L=0)の圧密度がウェルレジスタンスを考慮した場合(L≠0)の圧密度と同じになるように等価な時間係数を与えるものとする。ただし、実際の有限要素解析では、時間係数ではなく透水係数を入力パラメータとするため、これを考慮した等価な透水係数 $k_{hL}$ を次式により与える。

$$k_{hL} = \frac{F(n)}{F(n)+0.8L} k_h \quad (10)$$

平面モデルにおける透水係数 $k_h'$ については、式(3)より求められるため、既にウェルレジスタンスを考慮した等価な透水係数になっている。

### c) 解析条件

本章では、種々の条件下における軸対称モデルと平面モデルの解析解を比較検討することが目的であるため、後述の傾斜地盤の解析条件とは切り離して考えることができる。しかし、ここで使用する軸対称モデルの基礎方程式は水平地盤における過剰間隙水圧比の抑制効果の評価に用いられるため、傾斜地盤における変形抑制効果と対比する際に参照される。そのため、地盤条件、入力地震動および杭径比は、後述の傾斜地盤において用いたCocktail Glassモデルの解析条件に基づいて設定した。土層構成については、既往の遠心荷重模型実験<sup>56)</sup>で用いた、層厚5.4m、相対密度60%の様な砂地盤(相馬硅砂5号)を、本研究において共通して用いる。軸対称モデルおよび平面モデルの一次元有限要素解析に用いた入力パラメータを、透水係数を除いて表-2に示す。表中の $N_f$ は、後述のCocktail Glassモデルパラメータ(表-4)を用いて入力加速度振幅を150galとして一次元地震応答解析を行い、層中央付近(GL-2.4m)における過剰間隙水圧比の時刻歴から液状化に達する時刻を読み取って求めた値である。透水係数については軸対称モデルおよび平面モデルともウェルレジスタンスを考慮するため杭径比に応じて異なり、また平面モデルにおいては平均圧密度を何%の時刻で一致させるかで異なる。表-3に、前述の方法(式(3)および式(10))によって求めた等価な透水係数を示す。なお、一致させる平均圧密度の時刻は、同表にも示す通り、ここでは代表的なケースとして $t_{50}$ (平均圧密度が50%に達する時刻)と $t_{90}$ (平均圧密度が90%に達する時刻)の2ケースとした。また、一次元有限要素解析におけるメッシュ分割は、図-4に示すように、軸対称モデルおよび平面モデルともドレーン外周の排水境界から等価有効円の端部までの一次元要素を5等分に分割した。

### d) 解析解の比較検討結果

表-2 一次元有限要素解析に用いた入力パラメータ

記号	単位	設定値	備考
$\gamma_w$	(kN/m <sup>3</sup> )	10.584	Cocktail Glass モデルパラメータ(表-4)より設定
$m_v$	(m <sup>2</sup> /kN)	1.40×10 <sup>-4</sup>	
$t_d$	(sec)	10.0	入力地震波形(図-11)より設定
$N_{eq}$	(cyc)	20	
$N_f$	(cyc)	7.3	一次元地震応答解析より設定
$\alpha$	-	0.7	標準値

表-3 ウェルレジスタンスを考慮した等価な透水係数

ドレーン 間隔 $d$ (m)	軸対称モデル			平面モデル		
	$b$ (m)	$a/b$	$k_{hL}$ (m/s)	$h$ (m)	$k_h(t_{50})$ (m/s)	$k_h(t_{90})$ (m/s)
0.8	0.450	0.222	1.83×10 <sup>4</sup>	0.35	7.38×10 <sup>5</sup>	9.58×10 <sup>5</sup>
1.0	0.565	0.177	1.85×10 <sup>4</sup>	0.465	6.83×10 <sup>5</sup>	8.86×10 <sup>5</sup>
1.2	0.675	0.148	1.86×10 <sup>4</sup>	0.575	6.29×10 <sup>5</sup>	8.16×10 <sup>5</sup>
1.6	0.900	0.111	1.87×10 <sup>4</sup>	0.8	5.64×10 <sup>5</sup>	7.21×10 <sup>5</sup>
3.2	1.800	0.056	1.89×10 <sup>4</sup>	1.7	4.42×10 <sup>5</sup>	5.70×10 <sup>5</sup>
地盤の透水係数			: $k_h=1.93 \times 10^4$ (m/s)			
ドレーンの透水係数			: $k_w=8$ (m/s)			
ドレーンの長さ			: $H=5.4$ (m)			
ドレーンの有効円半径			: $a=0.1$ (m)			

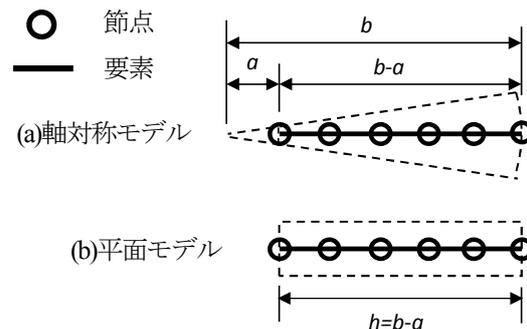


図-4 一次元有限要素メッシュ分割

図-5に、杭径比毎の断面平均の過剰間隙水圧比時刻歴について軸対称モデルと平面モデル( $t_{50}$ と $t_{90}$ )を比較して示す。また、図-6には、杭径比毎の地震後における過剰間隙水圧比分布について軸対称モデルと平面モデル( $t_{50}$ と $t_{90}$ )を比較して示す。これらの図より、 $t_{50}$ よりも $t_{90}$ の方が軸対称モデルにおける過剰間隙水圧比の時刻歴および分布をすべての杭径比のケースについてよりよく近似できるのがわかる。 $t_{50}$ の条件でもある程度は軸対称モデルを再現できているが、特に $a/b=0.148$ のケース(図-5(c)、図-6(c))に見られるように、液状化に至るか至らないかの微妙な平衡状態ではねばりがなく、透水係数の大小が敏感に影響するため、極端に過大評価になる場合がある。

$t_{90}$ の条件による軸対称モデルの再現性について詳細に見ると、杭径比が0.148以上の地震時に液状化に至らないケースでは、地震後の過剰間隙水圧比はドレーン近傍では軸対称モデルとほぼ同程度であるものの、半径方向

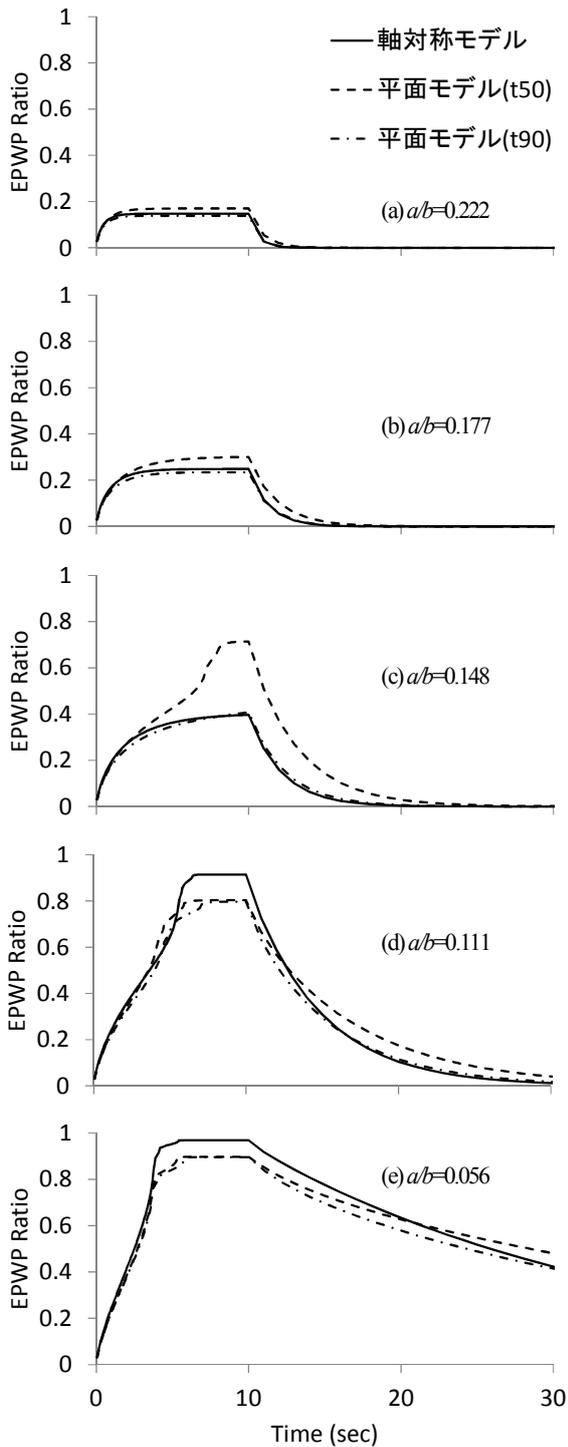


図-5 断面平均過剰間隙水圧比時刻歴  
(軸対称モデルと平面モデルの比較)

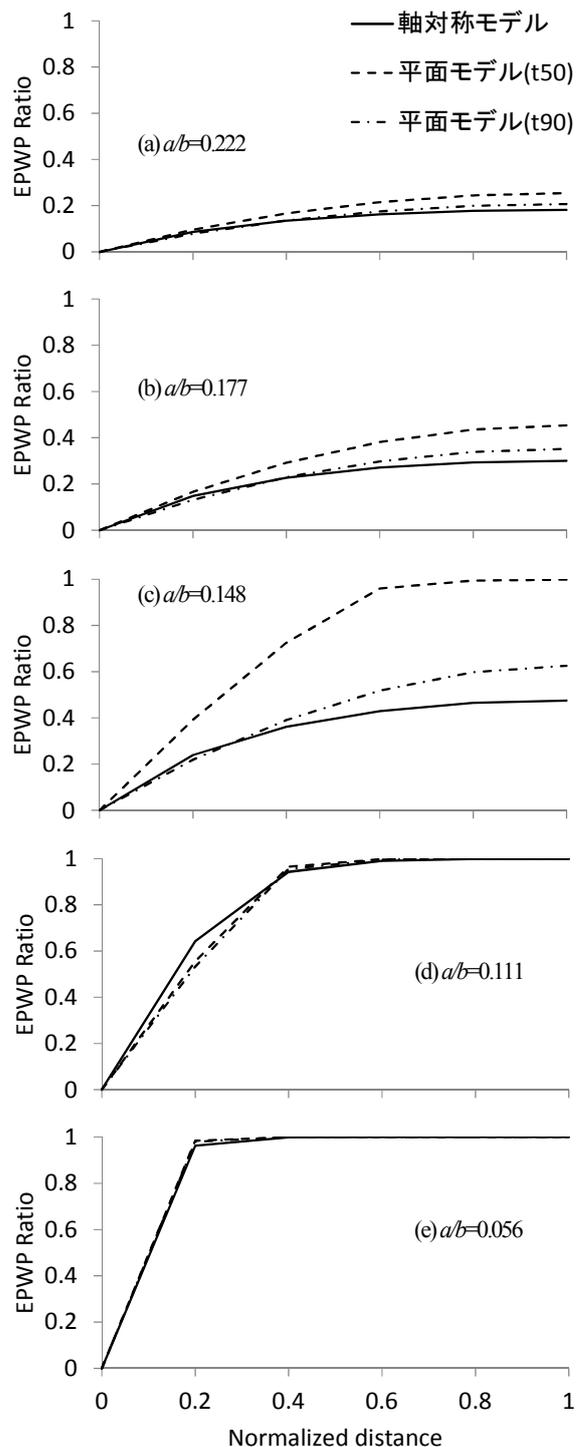


図-6 地震後 (t=10sec) における過剰間隙水圧比分布  
(軸対称モデルと平面モデルの比較)

の距離が増すにつれ大き目になる (図-6(a) ~ (c)) .  
ただし、断面平均で見れば全時刻において軸対称モデル  
とはほぼ一致する (図-5(a) ~ (c)) .

一方、杭径比が0.111以下の地震時に液状化に至るケ  
ースでは、特に断面全体で液状化するような場合には、  
地震後における過剰間隙水圧比は軸対称モデルとほぼ一  
致する (図-6(e)) . しかし、断面平均で見ると消散速

度は一致してくるものの、地震時の最大値は小さく評価  
される (図-5(d),(e)) . これは、図-4を見てもわかるよ  
うに、軸対称モデルと平面モデルの断面積が半径方向で  
異なるため、特に過剰間隙水圧がゼロとなる排水境界  
部における断面積の違いが大きいためである.

以上のように、平面モデルでは液状化に至る場合と至  
らない場合とで軸対称モデルの再現性の傾向が異なるも

の $t_{90}$ の条件を用いれば軸対称モデルをほぼ近似できることがわかった。また、筆者らが行った既往の研究<sup>9)</sup>においても、 $t_{50}$ と $t_{90}$ で有意な差はなかったものの $t_{90}$ を用いた解析の方が実験結果をより良く再現できていた。このことから、 $t_{90}$ の条件が適切であることが裏付けられる。よって、これより以降の平面モデルを用いたドレーン改良地盤の解析においては $t_{90}$ の条件を用いるものとする。

### 3. 人工材ドレーンによる変形抑制効果の検討

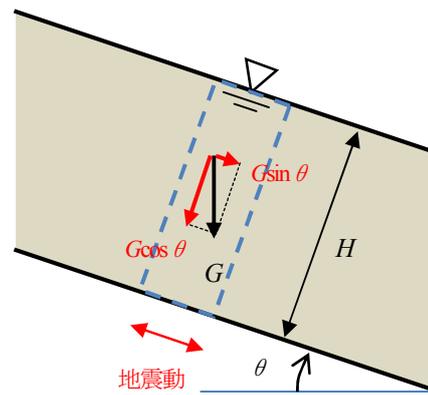
#### (1) 傾斜地盤の変形解析モデル

本研究において人工材ドレーンによる改良地盤の変形抑制効果を検討するにあたっては、**図-7(a)**に示すように地表面に対する垂直方向の層厚 $H$ 、および傾斜角 $\theta$ が一定である傾斜地盤を対象とする。また、変形解析の問題を簡単にするため、ここでは、**図-7(b)**に示すように、傾斜地盤が無限に続いているとした疑似水平地盤モデルを用いる。具体的には、自重解析時には傾斜地盤における重力加速度 $G$ を疑似水平地盤モデルにおける鉛直成分 $G\cos\theta$ と水平成分 $G\sin\theta$ に分解し、動的解析時には傾斜方向に地震動が作用するとし、疑似水平地盤モデルにおいては水平方向に加振する。ドレーンを考慮する場合は、**図-7(b)**に示すように動的解析時に二次元メッシュの中央に排水境界を設ける。

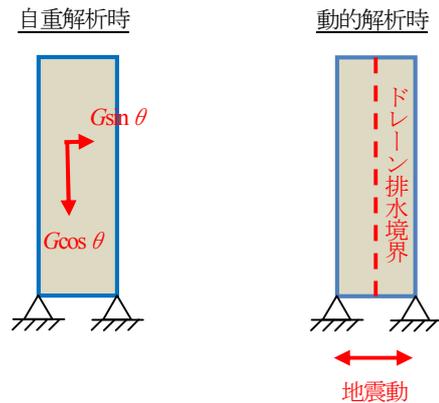
メッシュ分割は、**図-8**に示すように未対策地盤については鉛直方向のみを分割した一次元メッシュ分割モデルとするが、ドレーン改良地盤については過剰間隙水圧と鉛直変位（傾斜面に直行する方向の変位）が水平方向（傾斜面に平行方向）に分布するため、鉛直方向だけでなく、水平方向にも分割した二次元メッシュ分割モデルを用いる必要がある。各種ドレーン杭径比に対するモデル片幅 $h$ は、**表-3**に示す平面モデルにおける水平方向の排水距離 $h$ に等しくとるものとする。

ドレーン改良地盤の変形抑制効果を調べるための解析結果の評価項目は、**図-8**に示す通り、地表面の水平変位と土層中央深度（GL-2.4m）における過剰間隙水圧、および同深度付近における要素の応力・ひずみとした。

ドレーン改良地盤の二次元メッシュにおいて水平成層地盤のように一次元的な挙動を模擬するため、境界条件としては次のように設定した。モデル底面の節点については、自重解析時および動的解析時とも、水平変位および鉛直変位を固定する。それ以外の節点については、自重解析時には同一深度のすべての節点の水平変位、鉛直変位および過剰間隙水圧をそれぞれの成分で同じとする。動的解析時には、過剰間隙水圧は不規則に分布することを許すが、水平変位および鉛直変位についてはドレーン排水境界を中心に左右対称で、かつ、一次元的な挙動を示すと仮定するため、**図-9**に示すように、同一深度のド



(a) 傾斜地盤



(b) 疑似水平地盤モデル

図-7 傾斜地盤の変形解析モデル（模式図）

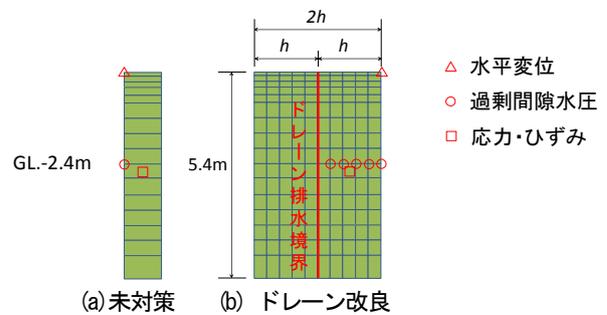


図-8 メッシュ分割と評価位置

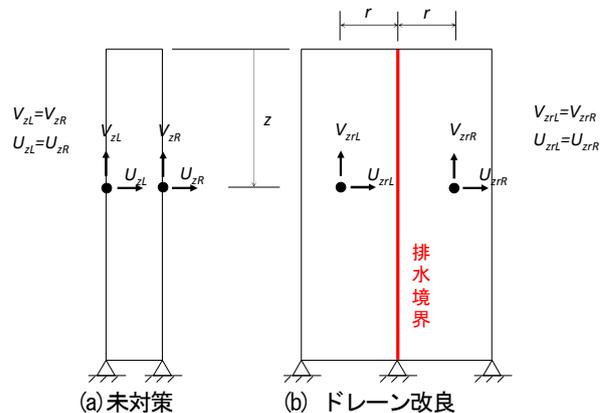


図-9 疑似水平地盤における動的解析時の境界条件

レーン中心から等しい距離にある2つの節点の水平および鉛直変位は、それぞれ同一挙動を示すものとした。なお、同図(a)には、未対策地盤における境界条件を示してあるが、これも一次元的な挙動を模擬するための条件である。

なお、ドレーン改良地盤における疑似水平地盤を模擬した境界条件の妥当性を確認するため、当該モデルを用いて未対策地盤の条件（ドレーン排水境界を削除し、水平方向の透水係数をもとの透水係数に戻した条件）に設定した上で各種杭径比について動的解析を行った。未対策地盤の一次元メッシュ分割モデルを用いた解析結果と比較した結果、どの杭径比に対しても水平変位および過剰間隙水圧とも両モデルで一致することを確認できている。

## (2) 検討条件

土層構成は、前章において用いた地盤と同様、既往の研究<sup>26,27)</sup>で用いた水平成層地盤を用い、層厚 $H=5.4\text{m}$ の相対密度60%の様な砂地盤とした。砂地盤のCocktail Glassモデルパラメタは、同じ地盤材料について非排水繰返しせん断試験が実施されている<sup>18)</sup>ので当該試験の動的変形特性および液状化特性を再現するように設定した。ただし、間隙水の物性値については既往の研究<sup>9)</sup>に準じて遠心載荷模型実験における粘性流体のものを設定した。ここで扱う地盤材料の液状化強度としては、図-10に示すCocktail Glassモデルの強度曲線になる。また、ここで設定した地盤入力パラメタを表-4に示す。傾斜角は、疑似水平地盤モデルとして挙動するよう十分緩やかな勾配として、 $\theta=2^\circ$  および $\theta=5^\circ$  の2通りを設定した。入力地震動は、図-11に示す加速度波形（周波数2Hzの正弦波20波、継続時間10秒）を用い、最大加速度は150, 300, 450, 600galの4ケースとした。杭径比については、前章と同様、表-3に示す5ケースとした。地盤モデル片幅は、前述したように杭径比に応じた排水距離 $h(b-a)$ を用いた。このときの水平方向の等価な透水係数は、表-3に示す $k_h(t_{90})$ を用いる。

## (3) 検討結果

### a) 変位・過剰間隙水圧比時刻歴

傾斜地盤の変形解析結果の一例として、 $\theta=2^\circ$  における300gal加振時の一連の杭径比のケースについて、図-12および図-13にそれぞれ地表面水平変位時刻歴および中央深度の断面平均過剰間隙水圧比時刻歴を示す。両図中の時刻歴には時間幅1秒の移動平均値を重ね書きしている。また、断面平均過剰間隙水圧比は、前章において軸対称モデルと平面モデルの断面形状の違いから断面平均の最大値は過小評価される場合があることがわかっているため、ここでは過剰間隙水圧が非ゼロとなる断面（図

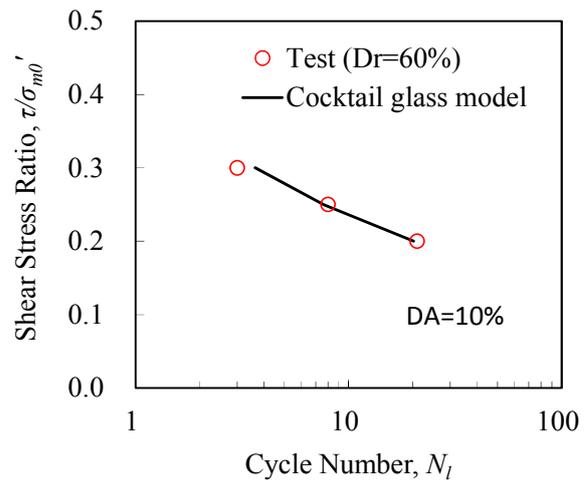


図-10 地盤材料の液状化強度

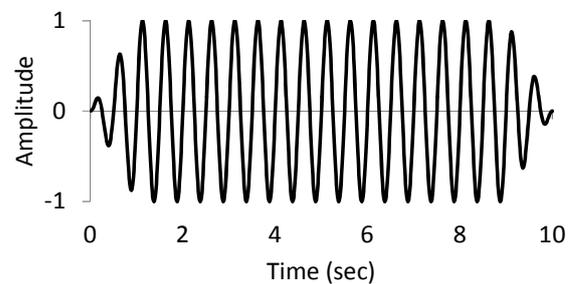


図-11 入力加速度波形

表-4 地盤材料のCocktail Glassモデルパラメタ

項目	記号	単位	設定値
土の質量密度	$\rho$	( $\text{t/m}^3$ )	1.86
間隙率	$n$	-	0.47
基準有効拘束圧	$P_a$	( $\text{kN/m}^2$ )	100
基準初期せん断弾性係数	$G_{mu}$	( $\text{kN/m}^2$ )	71200
正規圧密時基準体積弾性係数	$K_{la}$	( $\text{kN/m}^2$ )	185700
過圧密時基準初積弾性係数	$K_{la}$	( $\text{kN/m}^2$ )	185700
拘束圧依存指数	$m_G n_K$	-	0.5
せん断抵抗角	$\phi_f'$	( $^\circ$ )	40
最大減衰定数	$h_{max}$	-	0.24
変相角 ( $^\circ$ )	$\phi_p$	-	28
収縮ひずみの終局値	$-\varepsilon_d^{cm}$	-	0.10
負のダイレイタンス係数	$r \varepsilon_{de}$	-	0.41
正負両ダイレイタンス係数	$r \varepsilon_d$	-	0.25
水圧上昇初期の制御係数	$q_1$	-	9.2
水圧上昇後半の制御係数	$q_2$	-	0.6
体積弾性係数拘束圧依存指数	$l_k$	-	2.0
体積弾性係数の低減係数	$r_k$	-	0.08
液状化抵抗曲線の下限制御	$c_l$	-	1.64
限界線への接近方法の調整	$r_\gamma$	-	0.9
tmp法に関する係数	$r_{tmp}$	-	1.0
Steady state 非排水せん断強度	$q_{us}$	( $\text{kN/m}^2$ )	1000
間隙水の質量密度	$\rho_w$	( $\text{t/m}^3$ )	1.08
間隙水の体積弾性係数	$K_w$	( $\text{kN/m}^2$ )	$2.2 \times 10^6$
透水係数	$k$	( $\text{m/s}$ )	$1.93 \times 10^{-4}$

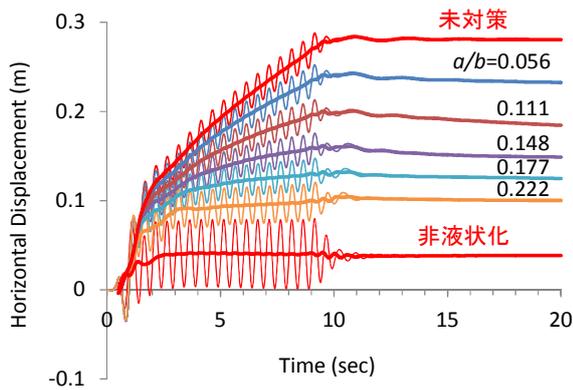


図-12 地表面水平変位時刻歴 ( $\theta=2^\circ$ , 300gal加振)

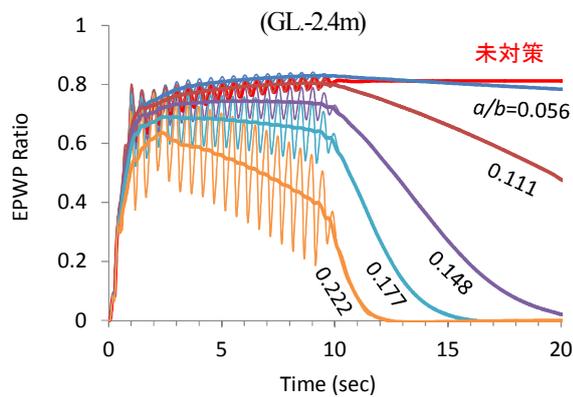


図-13 断面平均過剰間隙水圧比時刻歴 ( $\theta=2^\circ$ , 300gal加振)

-5の横軸0.2~1.0の範囲)の平均値とした。

これらの図より、どの杭径比においても加振直後に過剰間隙水圧は未対策地盤と同程度まで上昇するものの、杭径比に応じて時間の経過とともに過剰間隙水圧の消散が促進され、それに比例して変位の増加程度も抑制されているのがわかる。このことは、最大過剰間隙水圧比を指標として過剰間隙水圧抑制効果を評価すると確かにねばりがないと解釈できるが、流動量については杭径比に応じて抑制されるため何らかのねばりを有しているとも解釈できる。

なお、最大過剰間隙水圧比が未対策時においても最大0.8程度までしか上昇しないのは、水平方向の初期せん断応力が加振中に作用しているためで、詳細については後述する。

### b) 変形抑制効果

図-14は、杭径比に対する地表面の流動量を示したものである。ただし、この流動量は加振10秒に対し振動が十分収まった時刻20秒における値である。過剰間隙水圧が完全に消散した時刻ではなく、時刻20秒の変位量を用いた理由については後述する。図より、傾斜角の違いにより流動量の程度が異なるものの、杭径比の増大に従い

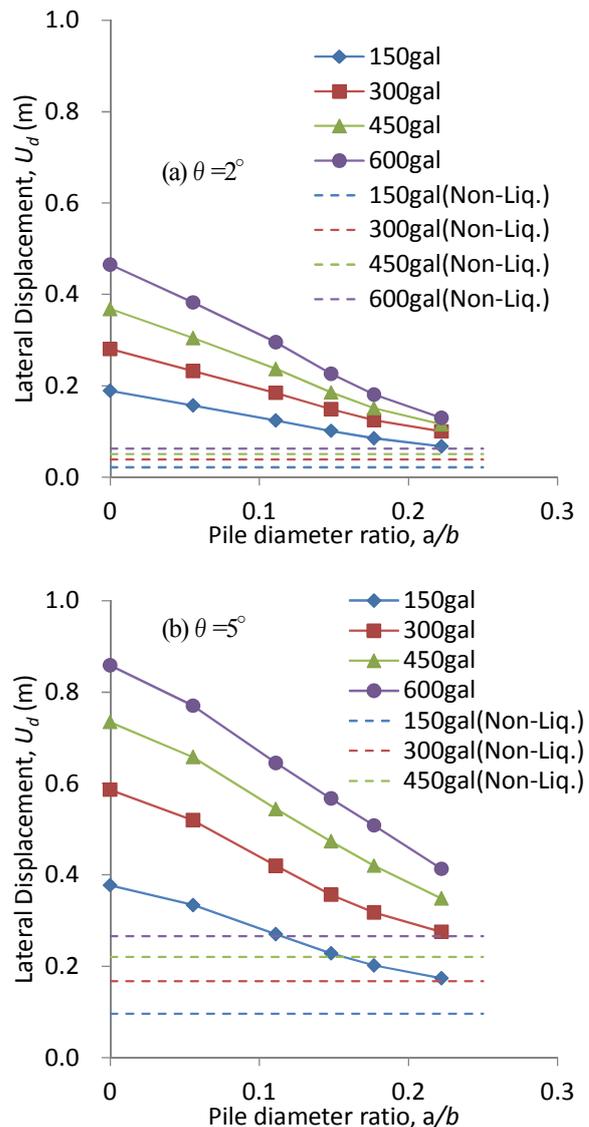


図-14 杭径比と流動量の関係

流動量は抑制され、非液化化を仮定した地盤の流動量に近づく様子がわかる。また、同一杭径比においては、どの杭径比についても加速度レベルに応じて変位量が大きくなるのが確認できる。

図-15は、変形抑制効果としての指標 $R_{ud}$ を、加速度レベル毎にドレーン改良地盤における流動量 $U_d$ を未対策地盤における流動量 $U_{UL}$ と非液化化を仮定した地盤における流動量 $U_{NL}$ に対し、次式を用いて正規化し、杭径比に対して示したものである。

$$R_{ud} = \frac{U_d - U_{NL}}{U_{UL} - U_{NL}} \quad (11)$$

ここでは、当該指標を正規化流動比と呼ぶことにする。当該指標は、ある地震動レベルにおいて、未対策地盤において1.0、非液化化地盤において0.0となるように、ドレーン改良地盤の流動量を1.0~0.0の範囲で正規化することを意味する。

ドレーン改良地盤の変形抑制効果をこの正規化流動比

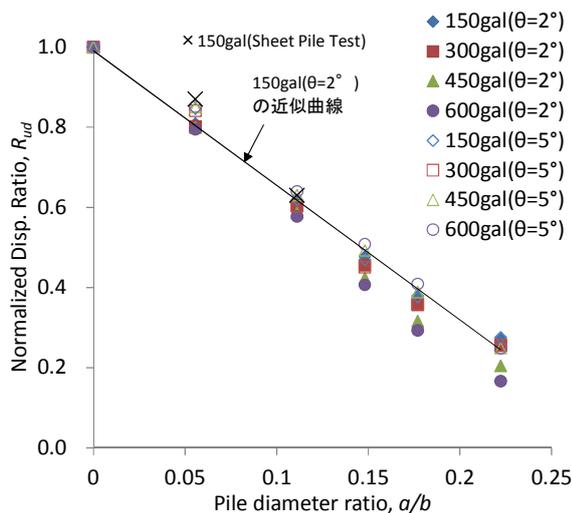


図-15 杭径比と正規化流動比の関係

で評価すれば、任意の加速度レベルにおいて上限値（図中の150gal加振（ $\theta=2^\circ$ ）の近似曲線付近）が杭径比にほぼ比例することがわかる。このことは、想定地震を超えた場合でも変形抑制効果は大きく変わらず、地盤・構造物系におけるドレーン改良地盤にねばりがあると解釈できる。

具体例として、 $\theta=5^\circ$  の場合の $a/b=0.148$ のケースを取り上げると、想定地震が仮に $\alpha_{max}=150\text{gal}$ であったとすれば、このとき想定される変形抑制効果は $R_{ud}=0.47$ である。この想定地震を超えて2倍～4倍の $\alpha_{max}=300\text{gal}$ 、 $450\text{gal}$ 、 $600\text{gal}$ の地震が発生すると、変形抑制効果はそれぞれ $R_{ud}=0.45$ 、 $0.49$ 、 $0.51$ となり、ほぼ横ばいで変化しない。

なお、同図中には、矢板式岸壁を対象とした遠心載荷模型実験<sup>7)</sup>における矢板天端の変位量を式(11)を用いて正規化流動比に換算したものを示している。ただし、実験では非液状化地盤を模擬していないため、非液状化地盤における変位量は、当該実験の再現解析<sup>10)</sup>を行ったときの解析モデルを用いて求めた。具体的には、解析で求めた非液状化地盤の変位は3cm、実験で得られた変位は、未対策地盤で33cm、杭径比0.056のとき29cm、杭径比0.111のとき22cmであった。これを正規化流動比として計算すると、杭径比0.056で0.87、杭径比0.111で0.63となり、今回行った解析的研究に整合するのが確認できる。

### c) 過剰間隙水圧比抑制効果

図-16は、杭径比に対する中央深度（GL-2.4m）における断面平均最大過剰間隙水圧比を示したものである。

図-13と同様、傾斜地盤における最大過剰間隙水圧比は、水平方向の初期せん断作用下にあるため傾斜角 $\theta=2^\circ$ の場合で最大0.8程度、 $\theta=5^\circ$ の場合で最大0.6程度しか上昇できない。そこで、過剰間隙水圧の抑制効果としては、変形抑制効果と同様、加速度レベル毎にドレーン改良地盤における最大過剰間隙水圧比を未対策時における最大過剰間隙水圧比で正規化したものを用いる。

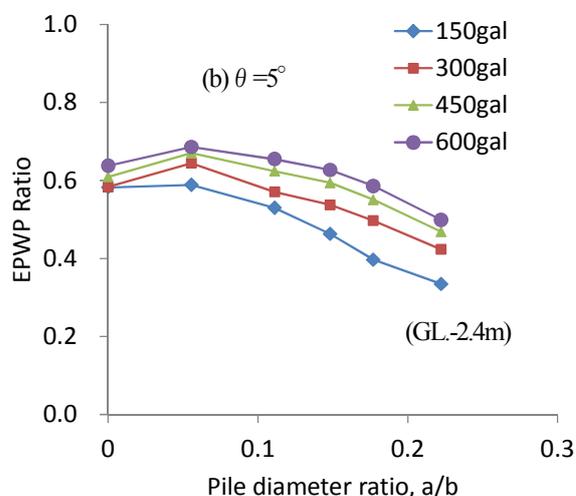
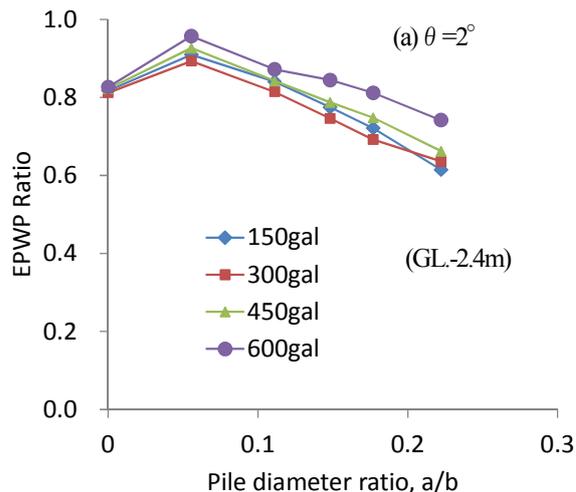


図-16 杭径比と断面平均最大過剰間隙水圧比の関係

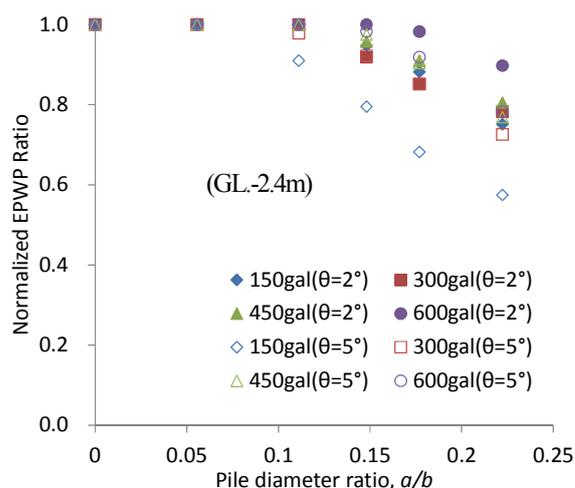


図-17 杭径比と正規化過剰間隙水圧比の関係

図-17は、この正規化過剰間隙水圧比を示したものである。ただし、正規化過剰間隙水圧比が1.0を超えるものについては未対策時と同様に液状化したとみなして

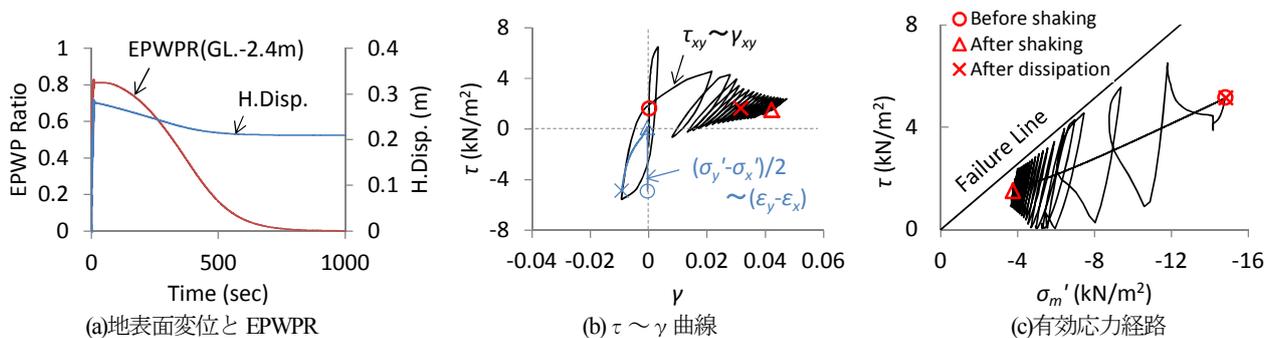


図-18 未対策地盤における地表面変位時刻歴と層中央深度の要素挙動 ( $\theta=2^\circ$ , 300gal加振)

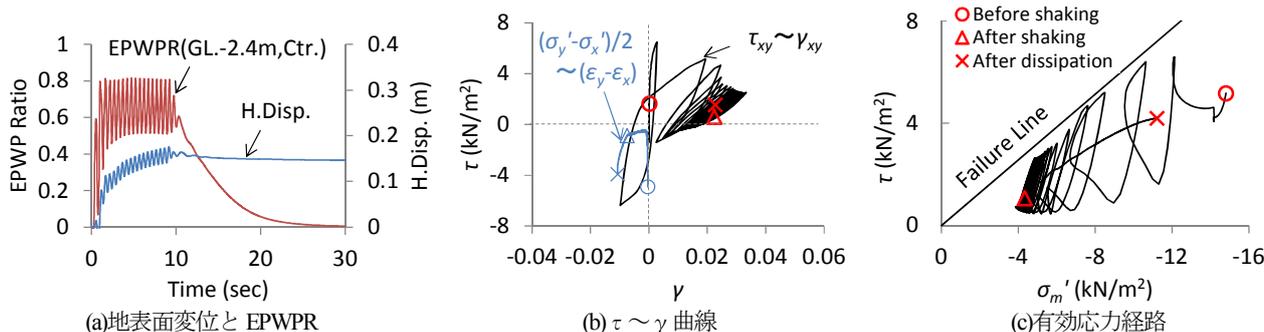


図-19 ドレーン改良地盤( $a/b=0.148$ )における地表面変位時刻歴と層中央深度の要素挙動 ( $\theta=2^\circ$ , 300gal加振)

1.0に置き換えている。もともと地震動レベルが大きい  
 ため、ほとんどのケースで液状化しているのが確認でき  
 るが、それでも変形抑制効果とは傾向が異なり、杭径比  
 が大きくなるのに従い加速度レベルの影響を受けやすい  
 傾向を示す。すなわち、過剰間隙水圧比を指標とすると、  
 想定地震を超えた地震が発生した場合、はねばりが失わ  
 れることになる。

以上のように、過剰間隙水圧比を指標とすれば想定地  
 震を超えた場合「はねばりがない」ことになるが、ドレー  
 ン改良地盤の正規化流動比を変形抑制効果の指標とすれ  
 ば、地震時の「はねばりは十分発揮される」ことが確認で  
 きる。

#### (4) 考察

##### a) 流動量の評価

図-14における流動量の評価として振動が十分に収ま  
 った時刻20秒における変位量を用いたが、これは以下の  
 理由による。図-18(a)に示すように、地表面変位は加振  
 後以降において過剰間隙水圧の消散に伴い小さくなる。  
 これは、図-18(b)に示す通り、加振後の水平方向のせん  
 断応力 $\sim$ ひずみ状態 ( $\tau_{xy} \sim \gamma_{xy}$ ) からその時点のせん断  
 応力状態を保ったまま剛性が回復し、それに伴い、  
 Cocktail Glassモデルの構成式上せん断ひずみ  $\gamma_{xy}$  が小さく  
 なるためである。これは剛性回復時における構成式の問  
 題であって実現現象を再現するものではないことから、真  
 の流動量として振動が十分に収まった時刻 (ここでは20  
 秒) における変位量を用いるものとした。

##### b) 初期せん断作用下の応力状態

図-16において最大過剰間隙水圧比は未対策地盤にお  
 いても傾斜角に応じて0.8~0.6程度までしか上昇しない。  
 これは、図-18(b)(c)に示すように、疑似水平地盤にお  
 いては水平方向の初期せん断応力が加振中に作用するた  
 めである。具体的には、加振による繰返しせん断に伴い  
 剛性が低下し、偏差成分のせん断応力はほぼゼロになる  
 が、水平方向のせん断応力は維持されるため、有効応力  
 経路上においては破壊線を超えて有効応力が減少できな  
 い。その結果、最大過剰間隙水圧比としてはここでは $\theta$   
 $=2^\circ$  の場合で0.8程度までしか上昇できない。このよ  
 うな現象については、初期せん断を保ったまま繰返しせん  
 断を行う室内試験<sup>例えは19)</sup>でも確認されており、またこの  
 ような要素試験をCocktail Glassモデルで再現できるこ  
 とも確認されている<sup>11)</sup>。

図-19は、図-18と同様、 $\theta=2^\circ$ , 300gal加振、 $ab=0.148$   
 のケースを例に、ドレーン改良地盤における変位および  
 過剰間隙水圧比時刻歴と土層中央付近の要素履歴を示し  
 たものである。未対策地盤と比べると、初期せん断応力  
 作用下では破壊線が近い<sup>ため</sup>過剰間隙水圧比の抑制効果  
 はほとんど見られない(図-19(a)(c))が、排水効果に  
 より剛性の低下を防ぐため水平方向のせん断ひずみが抑  
 制され(図-19(b))、変形抑制効果(図-19(a))が発揮  
 されている様子が確認できる。

#### 4. 水平地盤における過剰間隙水圧比の抑制効果

冒頭の過剰間隙水圧比の抑制効果の評価に用いられる図-1は水平地盤を対象としたものである。しかし、前述のように地盤・構造物系を代表する傾斜地盤においては地震時に初期せん断作用の影響を受けるため、水平地盤において評価される最大過剰間隙水圧比と異なる。本章では、傾斜地盤に用いた各杭径比に対し、水平地盤では最大過剰間隙水圧比がどの程度になるかを予想し、水平地盤における過剰間隙水圧比の抑制効果を評価する。

### (1) 最大過剰間隙水圧比の評価方法

水平地盤における最大過剰間隙水圧比を評価する方法として、ここでは、第2章でも述べた Seed・Booker<sup>1)</sup>による方法（軸対称問題を準静的に解く方法）と、Cocktail Glass モデルを用いた有効応力法に基づく動的解析による方法を取り扱う。前者は軸対称条件なのでドレーンの排水挙動を正確に再現できるが、液状化特性として静的な過剰間隙水圧上昇曲線を仮定しているものの地震動の重複反射等による地震応答特性は考慮できない。一方、後者は軸対称条件を近似した平面ひずみ条件ではあるが、地震応答特性を正確に再現できる。このように、両者には一長一短がそれぞれあるが、ここでは両者の短所を補う意味でも、準静的解析で規定する液状化に達する繰返し回数  $N_l$  は、未対策地盤を対象とした動的解析から得られる層中央深度の過剰間隙水圧比時刻歴を用いて求めるものとした。なお、両者で使用する過剰間隙水圧比上昇曲線は、図-20 に示す通り、互いに整合することを確認している。また、動的解析による水平地盤に用いるメッシュ分割は傾斜地盤と同様、図-8(b)を用い、水平方向の等価な透水係数についても、同様に、表-3 に示す  $k_h(t_{90})$  を用いた。

### (2) 最大過剰間隙水圧比の評価

図-21は、杭径比  $ab$  と加速度レベル  $\alpha_{max}$  の組（全20ケース）における過剰間隙水圧比時刻歴を準静的解析と動的解析で比較したものである。動的解析による結果は、杭径比が大きくなるほど過剰間隙水圧比時刻歴の振幅は大きくなるが、時間幅1秒間の移動平均で見ると、全体的には準静的解析と整合して見える。準静的解析と動的解析の特徴的な違いとしては、準静的解析ではどのケースにおいても過剰間隙水圧の蓄積と消散がつり合う定常状態に達するまでは過剰間隙水圧は単調に増加するが、動的解析では特に杭径比が大きいケースにおいていったん過剰間隙水圧が上昇した後、消散しながら定常状態に落ち着く。杭径比が小さいケースでは、過剰間隙水圧の上昇速度は準静的解析に比べ速いものの定常状態に達するときの過剰間隙水圧比は両者で整合する。

このように両手法に傾向の違いが見られるが、定常状態における過剰間隙水圧比を比較すると、図-22に示す

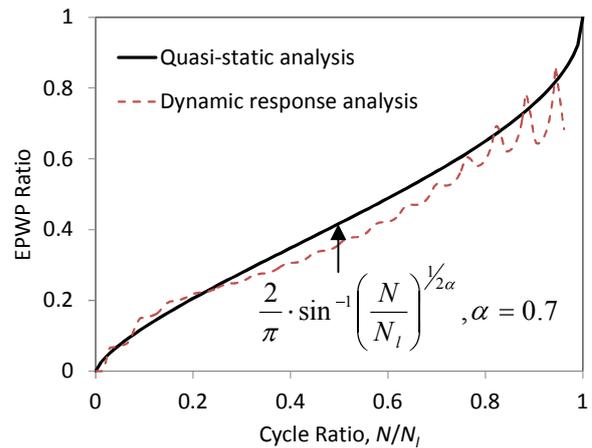


図-20 解析に用いた過剰間隙水圧上昇曲線の比較

通りである。ただし、動的解析において定常状態に達する時刻としては、加振振幅が一定である状態が終了する時点の時刻9秒とした。図からわかるように、 $ab=0.177$  の  $\alpha_{max}=450gal$ ,  $600gal$ 、および  $ab=0.148$  の  $\alpha_{max}=300gal$  の3ケースを除けば、準静的解析と動的解析で同等とみなせる。なお、 $ab=0.177$  と  $ab=0.148$  において両解析方法で乖離がみられるのは、冒頭で述べたように過剰間隙水圧比の抑制効果にねばりがないためである。

では、実際に水平地盤においてどの程度の最大過剰間隙水圧比が発生するかといえば、準静的解析がよく知られている方法ではあるものの、実現象としては動的解析による評価が妥当である。

### (3) 過剰間隙水圧比の抑制効果

図-23は、定常状態における過剰間隙水圧比を準静的解析から求めたものと、最大過剰間隙水圧比を動的解析から求めたものを、杭径比に対応して示したものである。定常状態における過剰間隙水圧比（準静的解析による評価値）は、冒頭の図-1に示す過剰間隙水圧比の評価に相当する。そのため、 $ab=0.148$  から  $ab=0.111$  へ杭径比がわずかに変化するだけで過剰間隙水圧比の抑制効果は容易に失われる。また、 $ab=0.148$  の同一杭径比において  $\alpha_{max}=300gal$  から  $\alpha_{max}=450gal$  に増加するときのみ、過剰間隙水圧の抑制効果は急激に失われる。これらは、冒頭で述べた「ねばりがない」ことを説明している。一方の最大過剰間隙水圧比（動的解析による評価値）の場合も、前者と同様の「ねばりがない」傾向を示すが、さらに  $ab=0.177$  以下の杭径比においても地震レベルに対する過剰間隙水圧比の抑制効果が失われる。

ここで評価される過剰間隙水圧比の抑制効果が、ドレーンの設計に用いられることを考えると、例えば、想定地震  $\alpha_{max}=150gal$  に対し、過剰間隙水圧比を0.5以下に抑制しようとするれば  $ab=0.148$  が最適な配置となる。この配置において、想定を超える地震が発生した場合には、過

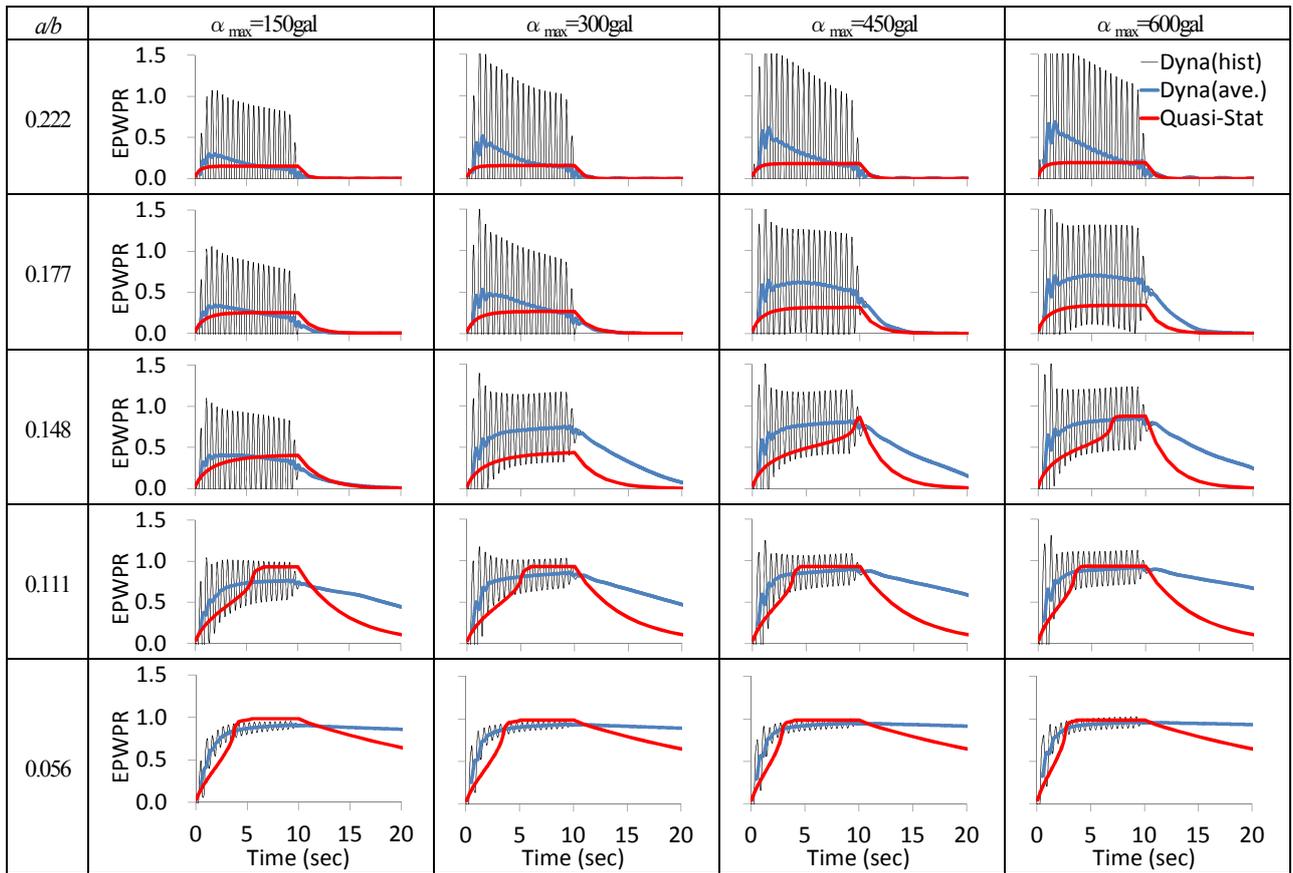


図-21 水平地盤における層中央深度の断面平均過剰間隙水圧比時刻歴（準静的解析と動的解析の比較）

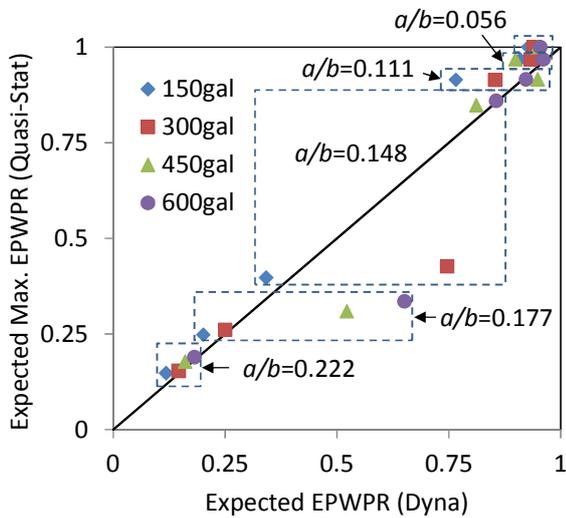


図-22 定常状態における過剰間隙水圧比予想値（準静的解析と動的解析の比較）

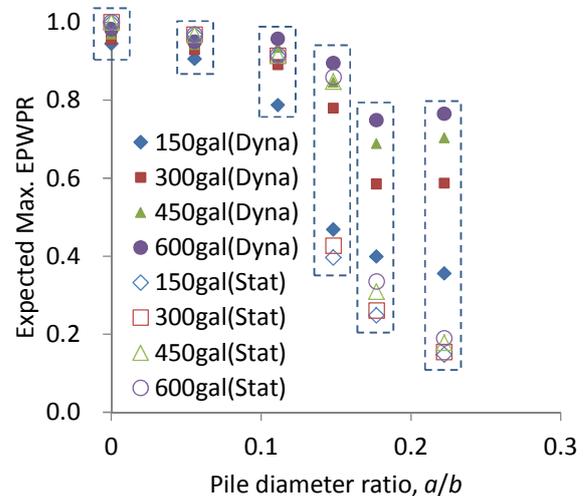


図-23 予想最大過剰間隙水圧比と杭径比の関係

剰間隙水圧比の抑制効果は容易に失われ、「ねばりがない」と評価されることになる。しかし、変形特性効果として評価すれば、図-15からわかるように、十分なねばりが発揮される。したがって、現行の過剰間隙水圧比に基づく設計法よりも、図-15に示すような変形抑制効果に基づく設計法の方が、地盤・構造物系のドレーン改良

地盤の地震時のねばりを適切に評価する上でより合理的といえる。

## 5. 考察

### (1) 東北地方太平洋沖地震における事例

前章までで明らかにした地盤・構造物系の一般系であ

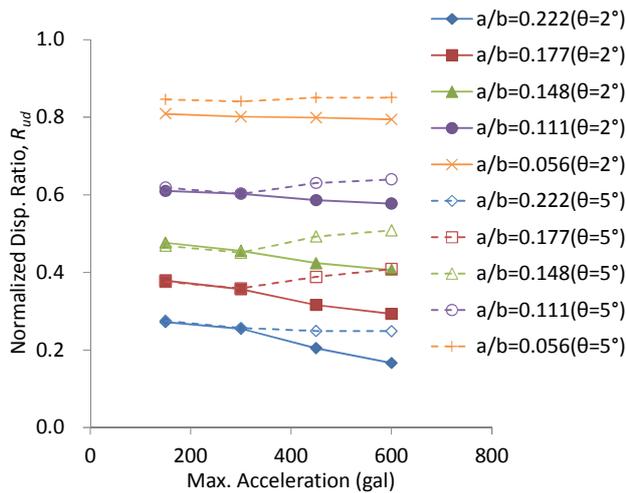


図-24 地震動レベルに対する変形抑制効果

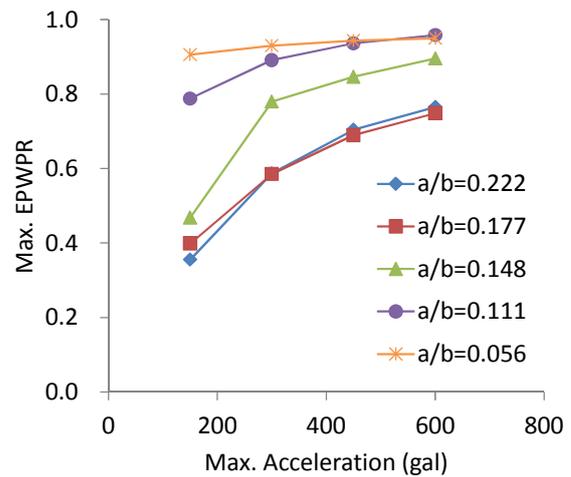


図-25 地震動レベルに対する過剰間隙水圧比抑制効果

る傾斜地盤の変形抑制効果（図-15）と水平地盤の過剰間隙水圧比抑制効果（図-23）を、実際の大規模地震における事例に照らし合わせ、地盤・構造物系を対象としたドレーン改良地盤の地震時のねばりを考察する。

東北地方太平洋沖地震において無被災であった仙台塩竈港向洋埠頭（-12m栈橋式岸壁）では、人工材ドレーンの打設間隔が64cmであったが、実際の有効ドレーン径9.5cmに対して本研究では既往の研究<sup>56)7)</sup>に合わせて20cmとしているため、このドレーン配置は本研究における $a/b=0.148$ のケースに相当する。また、本ドレーン配置は想定地震レベル300gal程度に対して最大過剰間隙水圧比を0.5以下に抑制できる。当サイト近傍において事後推定された工学的基盤面上の加速度波形<sup>20)</sup>の最大値が600gal近くまで達していたことから、明らかに想定地震レベル300gal程度を超えた地震が発生していたことになる。過剰間隙水圧比の抑制効果を示す図-23を参照すると、本事例では最大過剰間隙水圧比は0.9近くまで上昇したことになり、過剰間隙水圧比の抑制効果としてのねばりはほぼないに等しい。しかし、変形抑制効果を示す図-15を適用すれば、地震時の変形抑制効果は想定時の変形抑制効果とあまり変わらず、ねばりは十分であると評価できる。実際、本事例は、排水による沈下は見られたものの岸壁のはらみだしはなかったことから、本研究で示した変形抑制効果のねばりを十分実証するものである。

また、同地震において無被災であった東京都15号地木材埠頭（-12m控え組杭式矢板式岸壁）では、人工材ドレーンの打設間隔が45cm～65cmであったことから、上記事例と同様、本研究における $a/b=0.177$ または $a/b=0.148$ のケースに相当する。当サイト近傍では地表面での最大加速度は100～150gal程度と比較的小さいレベルであるものの、50gal程度の地震波が100秒以上の長時間にわたって継続し、未対策地盤においては広範囲で液状化が観測されている。本事例では、上記事例と同様、図-23および

図-15に照らし合わせると、加速度レベルは150gal以下であることから最大過剰間隙水圧比は0.5以下に抑制されていたことになり、過剰間隙水圧比の抑制効果および変形抑制効果ともに十分なねばりがあったと評価できる。

以上のように、実際の大規模地震において地盤・構造物系のねばりを発揮した無被災事例から、過剰間隙水圧比の抑制効果を指標としたねばりの評価では実現象を必ずしも説明できるとは限らないが、変形抑制効果を指標としたねばりの評価では実現象を十分説明できる。言い換えれば、地盤・構造物系の地震時のねばりを評価する上で変形抑制効果が適切な指標であるといえる。

## (2) 地震動レベルの増大に対するねばり

図-24および図-25は、それぞれ変形抑制効果（図-15）および過剰間隙水圧の抑制効果（図-23中の動的解析による評価）を地震動レベルに対して示したものである。両図をもとに地震動レベルの増大に対するねばりを考察する。

まず、想定地震レベル $a_{max}=150gal$ において最大過剰間隙水圧比が0.5以下に抑制されるドレーン配置（ $a/b \geq 0.148$ ）について見ると、過剰間隙水圧比の抑制効果では地震動レベルが増大するとねばりが失われるが、変形抑制効果では地震動レベルが増加してもねばりは十分発揮されているのが確認される。次に、想定地震レベル $a_{max}=150gal$ において最大過剰間隙水圧比が0.5を超えるドレーン配置（ $a/b \leq 0.111$ ）について見ると、想定地震レベルにおいて既に過剰間隙水圧比の抑制効果は失われているため地震動レベルが増加してもその抑制効果は失われたままである。しかし、変形抑制効果では特に $a/b=0.111$ の配置において過剰間隙水圧比の抑制効果が失われているにも関わらず、杭径比の変化（配置間隔 $a/b=0.148$ から $a/b=0.111$ への変化）に対するねばりが持続しているのが確認され、また地震動レベルの増大に対し

てもねばりが十分発揮されているのが確認される。

以上より、ドレーン改良地盤に「ねばりがない」という見解は過剰間隙水圧比という指標に重点を置いた議論に基づく見解であり、本研究で定義した変形抑制効果を指標とすれば、「ねばり」が十分に発揮されることが明らかである。

## 6. まとめ

本研究では、人工材ドレーンによる改良地盤の地震時の「ねばり」を確認することを目的として、ドレーン改良地盤の2次元モデル化において残された課題を解決するとともに、地盤・構造物系を代表する傾斜地盤を対象として透水を考慮したひずみ空間多重せん断モデル(Cocktail glassモデル)を用いて変形解析を行った。

本研究により得られた知見は以下の通りである。

- (1) ドレーン改良地盤の軸対称モデルを平面モデルに変換する方法として、ドレーン中心部を排水境界とした上で両者の平均圧密度が一致するように水平方向について等価な透水係数を与える方法を用いた。当該方法によるCocktail Glassモデルの適用性は既往の研究において確認されているが、どの時点の平均圧密度を一致させるべきかについては課題として残されていた。これを解決するため、軸対称モデルにおけるSeed-Bookerによる提案式を平面モデルにおける基礎方程式に展開し、両モデルの解析解を有限要素法を用いて各種杭径比に対して求め、比較検討した。その結果、平均圧密度が90%に達するときの時刻 $t_{90}$ において平均圧密度を一致させることが、軸対称モデルを近似する上で最も適切であることが確認された。
- (2) ドレーン改良地盤の変形抑制効果として、ある地震動レベルに対するドレーン改良地盤の流動量を、同一地震動レベルにおいて未対策地盤の流動量を1.0、非液状化を仮定した地盤の流動量を0.0となるように1.0~0.0の範囲で正規化した正規化流動比を指標とした。当該指標で変形抑制効果を評価すると、想定地震を超える地震が発生した場合、過剰間隙水圧比の抑制効果が失われた場合でも、変形抑制効果としての「ねばり」は十分発揮されることが明らかにされた。
- (3) 本研究で定義した変形抑制効果は、東北地方太平洋沖地震の無被災事例を適切に説明でき、地盤・構造物系の地震時の「ねばり」を評価する上で、今回提案した変形抑制効果が適切な指標であることが確認された。

今後、ドレーンの設計において地盤・構造物系の「ね

ばり」を適切に評価するためには、現行の過剰間隙水圧比の抑制効果に基づく設計法のみでなく、今回提案するような変形抑制効果に基づいた設計法の確立が望まれる。

## 参考文献

- 1) H. Bolton Seed, John R. Booker : Stabilization of potentially liquefiable sand deposits using gravel drains, J. GED, ASCE, Vol.103, No.SM9, pp.757-768, 1977.
- 2) 吉見吉昭：砂地盤の液状化（第二版），pp.146-152，技報堂，1991.
- 3) DEPP 工法研究会：DEPP 工法技術資料，2011.
- 4) 高橋重雄，戸田和彦，菊池喜昭，菅野高弘，栗山喜昭，山崎浩之，長尾毅，下迫健一郎，根木貴史，菅野甚活，富田孝史，河合弘泰，中川康之，野津厚，岡本修，鈴木高二郎，森川嘉之，有川太郎，岩波光保，水谷崇亮，小濱英司，山路徹，熊谷兼太郎，辰巳大介，鷺崎誠，泉山拓也，関克己，廉慶善，竹信正寛，加島寛章，伴野雅之，福永勇介，作中淳一郎，渡邊祐二：2011年東日本大震災による港湾・海岸・空港の地震・津波被害に関する調査速報，港湾空港技術研究資料，No.1231，2011.
- 5) 海野寿康，林健太郎，浅田英幸，居場博之：遠心載荷模型実験を用いた過剰間隙水圧消散工法による液状化対策の効果の検証，土木学会論文集 B3, Vol.68, No.2, pp.1480-1485, 2012.
- 6) 田代聡一，浅沼丈夫，大野康年，林健太郎：大規模地震時における水平成層地盤を対象とした過剰間隙水圧消散工法の排水効果の定量評価，土木学会論文集 A1, Vol.71, No.4, pp.1\_145-1\_158, 2015.
- 7) 海野寿康，林健太郎，大野康年，浅沼丈夫，仙頭紀明，渦岡良介：設計許容値以上の過剰間隙水圧が発生した場合におけるドレーン改良地盤の動的せん断挙動，土木学会論文集 C(地圏工学)，Vol.70, No.1, pp.67-82, 2014.
- 8) 宮島昌克，梶川隆則，安藤和幸，北浦勝：グリッドドレーン工法による液状化時の地盤流動対策に関する実験，土木学会第 55 回年次学術講演会，III-A160, 2000.
- 9) K. Yasuhara, T. Unno, H. Komine, and S. Murakami: Gravel drain mitigation of earthquake-induced lateral flow of sand. 13th World Conference on Earthquake Engineering, No.146, 2004.
- 10) 田代聡一，大野康年，浅沼丈夫，林健太郎，井合進：透水を考慮したひずみ空間多重せん断モデルによるドレーン改良地盤の地震時変形解析，第 51 回地盤工学研究発表会，pp.1829-1830, 2016.
- 11) Iai S, Tobita T, Ozutsumi O, Ueda K. : Dilatancy of granular materials in a strain space multiple mechanism model. International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics, Vol.35, No.3, pp.360-392,2011.
- 12) Tashiro, S., Sakakibara, T., Kohama, E., Murakami, K., Mori, A., Shibata, D.: Numerical simulations for the port structures damaged due to ground motion during the 2011 off the Pacific Coast of Tohoku Earthquake, Prof. 6th International Conference on Earthquake Geotechnical Engineering, CD-ROM, 2015.
- 13) 関口秀雄，柴田徹，藤本朗：パーチカル・ドレーン打設地盤の変形解析—マクロエレメント法の提案，

- 第 20 回土質工学研究発表会, pp.959-960, 1985.
- 14) 赤井浩一, 田村武: 弾塑性構成式による多次元圧密の数値解析, 土木学会論文報告集, 第 269 号, pp.95-104, 1978.
  - 15) 井合進, 梶谷卓美: 液状化対策としてのプラスチックドレーンの振動実験と解析, 港湾技研資料 No.647, 1989.
  - 16) 吉国洋: パーチカルドレーン工法の設計と施工管理, pp.37-49, 技報堂, 1979.
  - 17) H. Bolton Seed, Philippe P. Martin, John Lysmer: Pore-pressure changes during soil liquefaction, J.GED, ASCE, Vol.102, No.GT4, pp.323-346, 1976.
  - 18) 海野寿康, 仙頭紀明, 小野大和, 林健太郎: 繰返しせん断ひずみ履歴を用いた砂質土の液状化に伴う体積ひずみの評価法, 土木学会論文集 C(地圏工学), Vol.68, No.4, pp.680-694, 2012.
  - 19) 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.
  - 20) 野津厚, 若井淳: 東日本大震災で被災した港湾における地震動特性, 港湾空港技術研究資料, No.1244, 2011.11.

## ANALITICAL STUDY BY STRAIN SPACE MULTIPLE MECHANISIM MODEL ON DEFORMATION OF IMPROVEMENT GROUND USING ARTIFICIAL DRAIN MATERIAL DURING EARTHQUAKE

Soichi TASHIRO and Susumu Iai

In excess pore water pressure dissipation method as a countermeasure against liquefaction, it is pointed out that there is no “tenaciousness” because the effects to reduce excess pore water pressure ratio are lost if level of earthquake intensity exceeds expected scenario. However, the disaster mitigation effects of earth structures such as quay walls using artificial drain material were observed during large scale earthquake such as the 2011 Off the Pacific Coast of Tohoku Earthquake. In this study, in order to reveal “tenaciousness” of the effects to reduce the deformation of the improvement ground using artificial drain material during earthquake, the effective stress analyses using the strain space multiple mechanism model with permeability were conducted for sloped grounds which are representative earth structures.

Based on the results of this study, it was found that “tenaciousness” of the effects to reduce the deformation of the improvement ground using artificial drain material remained tough condition even if the earthquake exceeded the scenario, by normalizing residual horizontal displacement of improvement ground with respect to that of unimproved ground and nonliquefiable ground.