

飽和砂斜面の地震時安定解析

Seismic stability analysis of saturated sand.

藤井 照久\* (Teruhisa Fujii)  
 兵動 正幸\*\* (Masayuki Hyodo)  
 安福 規之\*\*\* (Noriyuki Yasufuku)  
 村田 秀一\*\*\*\* (Hidekazu Murata)

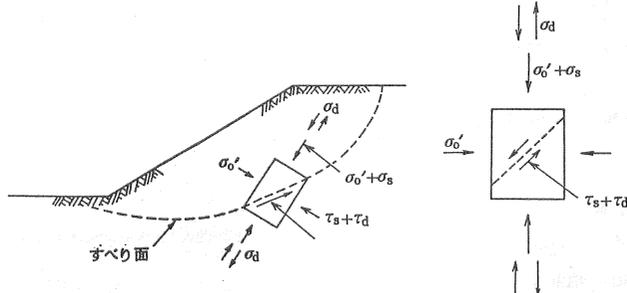
キーワード：安全率／安定解析／液状化／繰返し荷重／砂質土／地震／密度 (IGC : D6 / E6)

1. まえがき

近年、地震で生じる被害が目立った特徴は、フィルダムや盛土などの人工斜面の崩壊による災害が増えていることである。このような問題に対して従来は、震度法による円弧すべり計算法が一般的に用いられてきた。震度法による解析結果は安全率という形で表現されるが、この値は土の強度（抵抗力）と、土の自重および地震力の和（滑動力）の両者の比により表されている。従来の震度法では、砂質土については静的排水試験から得られた $c$ および $\phi$ が用いられている。しかしながら、このような評価方法が適用可能な条件は、地震時のような短時間に排水が確保できるような透水性の高い材料に限られている。石原<sup>1)</sup>および古賀・松尾<sup>2)</sup>は、従来の震度法の欠点を指摘し、飽和砂質土の繰返しせん断試験結果に基づき、斜面内にあらかじめ作用している初期せん断応力を考慮した動的斜面安定解析を行っている。筆者ら<sup>3)</sup>は、これまで種々の初期密度からなる飽和砂を対象に、初期せん断応力下の非排水状態での動的強度を調べその総合的評価を行ってきた。本研究では、それらの成果を基に飽和砂斜面の安定解析を行い、斜面の形状や繰返し回数が安全率に及ぼす影響を従来の手法と比較しながら検討した。さらに、求めた動的安全率を用いて筆者らが提案している方法<sup>4), 5)</sup>により斜面内に発生する平均的な残留間隙水圧、残留せん断ひずみの算出を試みている。

2. 地震時斜面の安全率の考え方

石原<sup>1)</sup>は、地震時における斜面内要素の応力状態について以下のように説明している。まず、図1(a)のように斜面内にすべり面を想定し、この部分における土の静的排水強度を $\tau_r$ であるとする。また、常時にすべり面に沿って作用しているせん断応力を $\tau_s$ であるとする。一方、すべり面上の土の要素の最大主応力方向に $\tau_r$ 、 $\tau_s$ を変換したものを、それぞれ $\sigma_r$ 、 $\sigma_s$ で表すと、常時安全率 $F_s$ は、



(a) 原位置における応力状態 (b) 室内(繰返し三軸試験)における応力状態  
 図1. 原位置および室内における地震時応力の対比(石原<sup>1)</sup>による)

\*復建調査設計株式会社 地質調査部, \*\*山口大学工学部社会建設工学科 助教授,  
 \*\*\*山口大学工学部社会建設工学科 助手, \*\*\*\*山口大学工学部社会建設工学科 教授

$$F_s = \tau_f / \tau_s = \sigma_f / \sigma_s \quad \dots (1)$$

によって与えられる。地震時には、大きさと方向の変化する複雑な繰返し応力が斜面内の要素に加わることになるが、これらを全て単純化して、すべり面上の土の要素の最大主応力方向に振幅 $\sigma_d$ の繰返し応力が作用していると仮定する。斜面内の土の要素に加わる地震時の応力状態は、図1(b)に示すように表せる。そこで、以下このような応力状態を室内試験で再現し、その挙動を調べてみることにする。

### 3. 繰返し三軸圧縮試験方法および結果

#### 3. 1 繰返し三軸圧縮試験方法

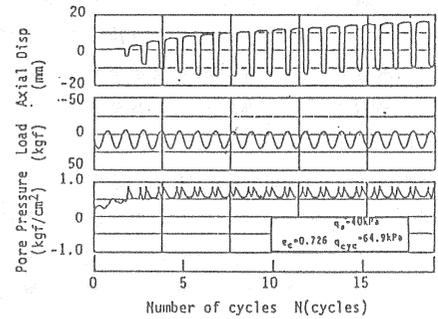
飽和砂の非排水繰返しせん断挙動に対する初期せん断応力の影響を調べるために種々の異方圧密条件下の繰返し三軸圧縮試験を行った。試験手順は、以下のように行った。

- (1) 試料は空気乾燥後、空中落下法で直径5cm,高さ11cmの円筒のモールド内に充填する。(所定の密度の供試体が作成できるよう事前に管理しておく)
- (2) 供試体を30kPaの負圧で自立させ、供試体寸法を測定する。
- (3) 負圧を側圧に置き換え、供試体内の空気を炭酸ガスに置換したのち供試体を飽和させB値の測定を行う。この際、B値が0.96以上ないものは不適とし、実験を中止する。
- (4) 所定の圧力まで等方圧密を行った後、排水状態で所定のせん断応力に至るまで軸圧を増加させて異方圧密状態にする。この時、全ての実験において異方圧密後の平均有効主応力が一定となるようにする。
- (5) 圧密終了後、非排水状態で0.1Hzの正弦波軸荷重を繰返し載荷する。この時、軸荷重・軸変位・間隙水圧の経時変化の測定も同時に開始する。

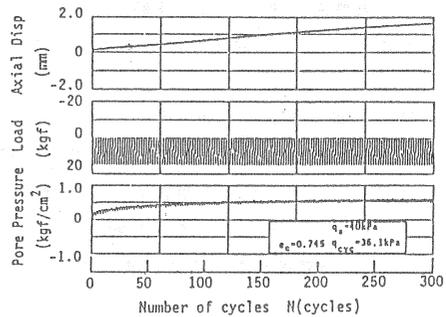
実験は、初期平均有効主応力 $p_o=100kPa$ のもとで初期せん断応力 $q_s (= \sigma_{1o} - \sigma_{3o})$ ;ここで $\sigma_{1o}$ ,  $\sigma_{3o}$ は圧密後の最大, 最小主応力)と繰返しせん断応力 $q_{ov} (= (P_c - P_E) / 2 A_c)$ ;ここで $P_c$ は圧縮荷重振幅,  $P_E$ は伸張荷重振幅,  $A_c$ は圧密後の断面積)を種々変化させて行った。

#### 3. 2 非排水繰返しせん断挙動

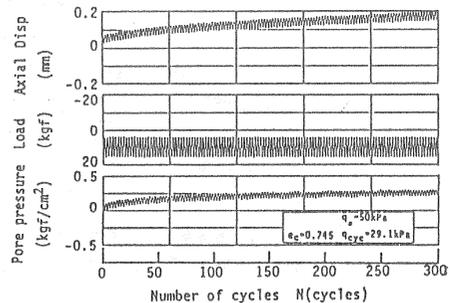
本研究で取り扱った密な砂(D<sub>r</sub>=70%)の異方圧密下における非排水繰返し三軸圧縮試験の挙動は、主応力の反転の有無により大きく異なる。本研究では、実験で得られた結果を主応力の反転の有無により3ケースに分類した。図2は、これら3ケースについて、軸変位・軸荷重・間隙水圧経時変化の典型的な例の、比較を行ったものである。



(a) Reversal



(b) Intermediate



(c) No Reversal

図2. 非排水繰返し三軸圧縮試験結果の典型的な例

まず、繰返し応力が圧縮側から伸張側へかなり反転するもの（以下 Reversal と呼ぶ）は、間隙水圧が最終的に初期拘束圧にほぼ等しくなるまで上昇し、軸ひずみが圧縮・伸張両側に繰返し変動して液状化を生じている。Castroら<sup>6)</sup>は密な砂のこのような挙動をサイクリックモビリティと呼んでいる。次に、繰返し応力が圧縮側だけのもの（以下 No Reversal と呼ぶ）は、間隙水圧が途中までしか上昇せず、軸ひずみも圧縮側方向のみにわずかに残留していく傾向が認められる。最後に、繰返し応力がわずかに伸張側に反転するか否かで両者の中間的なもの（以下 Intermediate と呼ぶ）では、No Reversal のものと間隙水圧・軸ひずみ共に傾向が似ているものの、ひずみ発生量が No Reversal のものより数段大きいことがわかる。

本研究では、時々刻々変化する間隙水圧や軸ひずみを各繰返しサイクル終了時点における残留値に着目し整理を行った。ここでは、各サイクル終了時点の有効応力比  $\eta_r$  と残留軸ひずみ  $\epsilon_a$  の関係を求め主応力の判定の有無により载荷パターン別に調べた。図3において (a) が Reversal、(b) が Intermediate および No Reversal 領域における残留軸ひずみ～有効応力比関係をまとめたものである。

No Reversal については軸ひずみがほとんど発生しないためここでは省略した。これらの図から、各サイクル終了時点の残留軸ひずみと残留間隙水圧は、初期せん断応力や繰返しせん断応力の組合せにより複雑に変化するにもかかわらず、有効応力比～残留軸ひずみ関係においては Reversal と Intermediate 共に初期せん断応力や繰返しせん断応力に依存せず一本の双曲線をたどる傾向にあることが認められる<sup>7)</sup>。

Reversal と Intermediate の両者を比較すると、Intermediate の方が Reversal のものよりやや内側でひずみが急増している。

一方、ゆるい砂 ( $D_r=35\%$ ) の場合、異方圧密下における非排水繰返しせん断挙動は密な砂 ( $D_r=70\%$ ) と大きく異なってくる。ゆるい砂には密な砂でみられた Intermediate の領域が存在せず、主応力の反転の有無でその挙動が分類される。図4は、この2ケースについて、軸変位・軸荷重・間隙水圧経時変化の典型的な例を示したものである。まず、Reversal 領域では、間隙水圧は初期拘束圧にほぼ等しくなるまで上昇し、軸ひずみの急増を伴いながら、圧縮・伸張両側に繰返し変動する液状化を生じている。

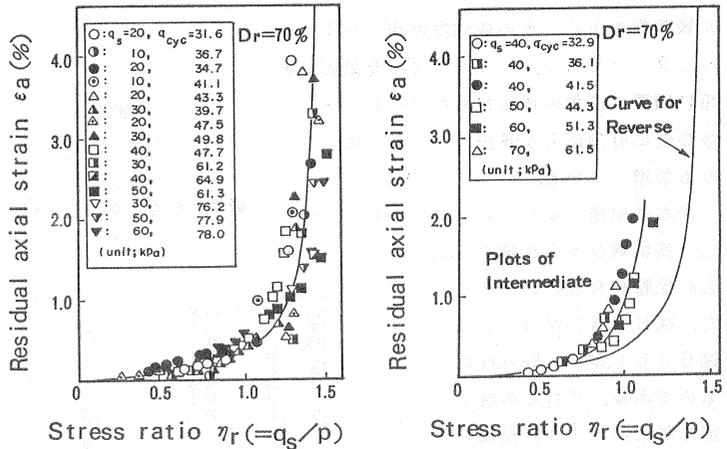


図3. 残留軸ひずみ～有効応力比関係 ( $D_r=70\%$ )

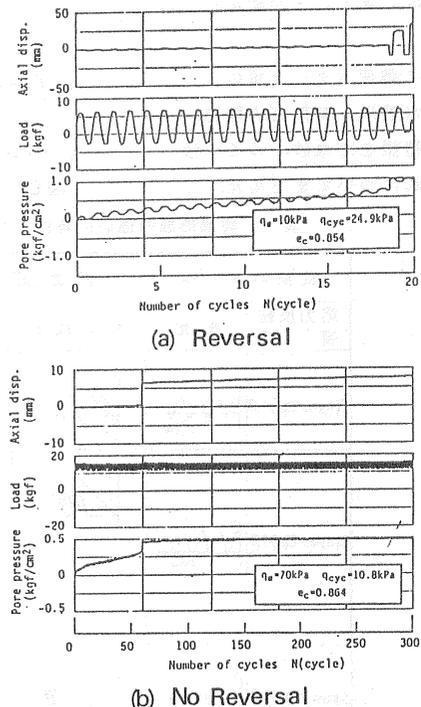


図4. 非排水繰返し三軸圧縮試験結果の典型的な例

これに対し、No Reversal領域では、間隙水圧がある繰返し回数で急激に上昇し、同時にひずみも急増していわゆる流動変形<sup>9)</sup>を生じていることがわかる。この、No Reversalの挙動はいくつかに分類することができる。図5に、代表的な3つのパターンの有効応力経路およびひずみの発生形態を示した。(a)、(b)はそれぞれ一波目およびある波数を経た後流動を生じ、その後強度回復に至るといふパターンである。(c)では、有効応力経路に顕著な流動の後は見られないが、2、3波の間に有効応力が減少し、それに伴いひずみも急増している。

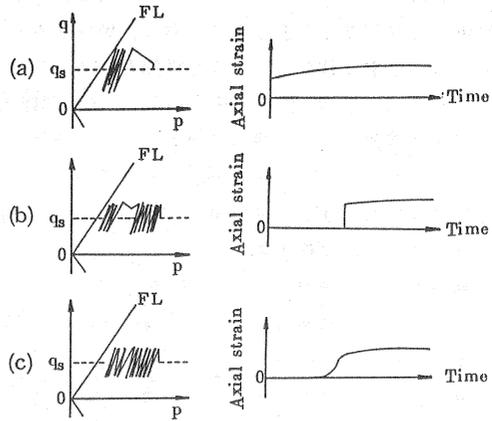


図5 ゆるい砂の有効応力経路とひずみ発生形態の概略図

密な砂同様、ゆるい砂に対しても有効応力比～残留軸ひずみ関係を主応力の反転の有無によりまとめた。図6(a)がReversal、図6(b)がNo Reversalのものである。これらの図から、密な砂と同じように初期せん断応力や繰返しせん断応力に依存せず、一本の双曲線にたどる傾向にあることが認められる。

表1に载荷パターン毎の、典型的な波形、有効応力経路、破壊の特徴を密な砂、ゆるい砂それぞれについてまとめた。

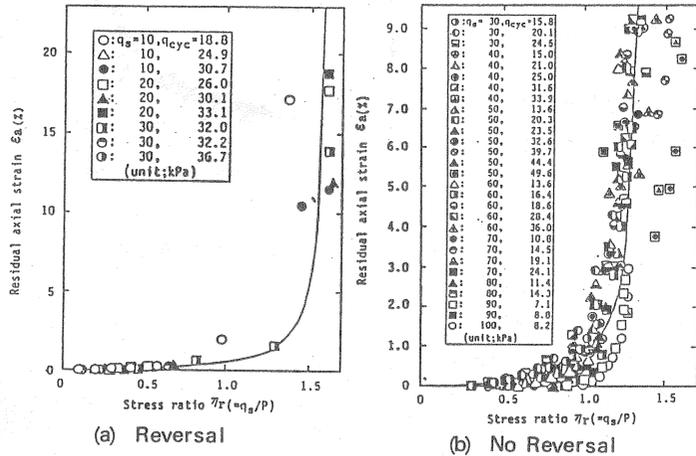


図6. 残留軸ひずみ～有効応力比関係 ( $D_r=35\%$ )

表1 破壊形態の違いに着目した有効応力経路による動的強度の分類

载荷パターン		有効応力経路		破壊の特徴	
応力反転度	波形	$D_r=70\%$	$D_r=35\%$	$D_r=70\%$	$D_r=35\%$
$Q_{cyc}/Q_s > 1.0$				液状化	液状化
$Q_{cyc}/Q_s > 1.0$				残留変形	液状化 or 残留変形
$Q_{cyc}/Q_s > 1.0$				破壊せず	残留変形

4. 動的強度の評価法

非排水繰返し三軸圧縮試験結果からも明らかなように密な砂の破壊は、Reversal領域で液状化によるひずみ振幅の増大、または Intermediate 領域で残留ひずみの増大により生じる。基本的にはこれらを分けて取り扱うべきと考えられるが、密な砂では主応力の反転がない限り工学的に有意なひずみが発生しないため、Reversal 領域のみで動的強度の検討を行う。Reversal 領域において最終的な破壊とは、先にも述べたように液状化という極限的な状態で生じる。従って、本研究では、液状化の定義で一般によく用いられる軸ひずみ両振幅  $DA=5\%$  で破壊を定義する。図7にこのように決定した強度曲線を両対数表示により示した。この図から、密な砂は初期せん断応力の増加と共に動的強度が増加している傾向が認められる。图中、実線で示しているのが Reversal 領域で、破線で示しているのが No Reversal, Intermediate 領域である。破線部で水平になっているのは、この領域で破壊に達するものがなかったからである。

一方、ゆるい砂の場合、最終的な破壊形態は Reversal 領域で液状化によるひずみ振幅の増大、または No Reversal 領域における流動変形により生じる。この流動変形の生じる時期およびその大きさは、初期せん断応力と繰返しせん断応力の組合せにより複雑に変化する。すなわち、流動変形を生じた瞬間に規定の破壊ひずみ（例えば、残留軸ひずみ  $RS=10\%$ ）に達してしまうものもあれば、流動変形を起こしても1サイクル中には規定の破壊ひずみには達せず、しばらくの繰返し回数後、達するものもある。いずれにしても一度流動変形を生じると数サイクル中には破壊ひずみに達することから、流動変形が生じ始めるところをゆるい砂の動的破壊と規定し、密な砂同様、繰返し回数と繰返しせん断応力比の関係により動的強度を表わす。図8は繰返し回数とせん断応力比の関係を両対数表示で示したものである。この図より、密な砂同様両者の関係が直線で表せることが分かる。また、ゆるい砂の場合も初期せん断応力の増加と共に強度は増加するが、 $q_s=40kPa$ をピークにそれ以上では動的強度が低下していることが分かる。

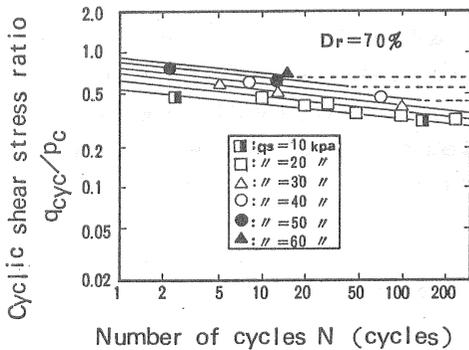


図7. 密な砂の初期せん断応力下の動的強度 (Dr=70%)

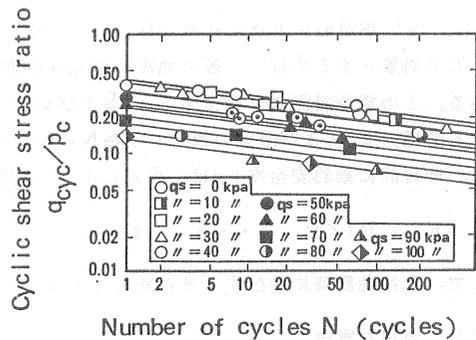


図4. ゆるい砂の初期せん断応力下の動的強度 (Dr=35%)

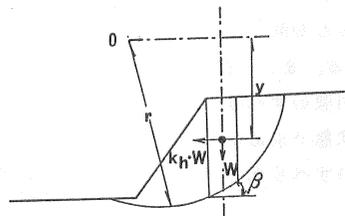
5. 斜面安定問題への適用

5. 1 解析方法

ここでは、地震時に間隙水圧が十分排水されると考えて静的排水試験結果を用いて解析を行う従来の手法と、地震時に非排水条件が保たれると仮定して本研究で動的非排水試験より求めた強度を用いて行う両者により安定解析を行った。

5. 1. 1 地震時に十分排水可能であると仮定した場合の解析法

地震時斜面安定問題への適用方法の基本的な考え



- W : スライス面内の土の重量
- $\beta$  : スライス底面ですべり円弧に接する面の勾配
- $k_h$  : 震度, r : すべり円弧の半径
- y : 中心点からスライス重心までの鉛直距離

図9. 円弧すべりによる地震時安定解析の考え方

方は、石原の考え方<sup>5)</sup>を参考に次の通りとする。図9のような円弧すべり面を仮定し、その中の一つのスライス面に着目する。スライス面内の土の重量をW、スライス底面ですべり円弧に接する面の勾配を $\beta$ とすると、静的状態における円弧全体の安全率 $F_s$ は次式のように表せる。

$$F_s = \frac{\sum q_r \cdot l}{\sum W \cdot \sin \beta} = q_r / q_s \quad \dots (2)$$

ただし、 $q_r$ は静的強度（圧密排水強度）、 $l$ はスライス底面部分の長さを表す。この式より、すべり面に沿う初期せん断応力の平均値は、

$$q_s = q_r / F_s \quad \dots (3)$$

のように表される。一方、地震時に作用する外力は、まず想定される地震動の震度 $k_h (= \alpha_{max} / g$ ; ここで $\alpha_{max}$ は最大加速度、 $g$ は重力加速度)を設定し、次式により求める。

$$q_{oyo} = \{ k_h \cdot \sum \frac{y}{r} W \} / \sum l \quad \dots (4)$$

式中、 $y$ は図9に示すように中心点Oの位置からスライス重心までの鉛直距離、 $r$ はすべり円弧の半径である。

ここで対象とするのは地震時に十分排水可能と仮定した斜面であるから動的安全率 $F_d$ は、初期せん断応力 $q_s$ と地震時に発生するせん断応力 $q_{oyo}$ の和と静的排水試験結果から得られた $q_r$ により、次式のように評価できる。

$$F_d = q_s / (q_s + q_{oyo}) \quad \dots (5)$$

### 5. 1. 2 地震時に非排水状態が保たれていると仮定した場合の解析法

ここで対象とするのは、一般に地震時飽和砂地盤で想定される非排水状態が保たれていると仮定した場合である。この場合斜面内に発生する $q_s$ および $q_{oyo}$ は、5. 1. 1で記述したのと同じ手法により求め、初期せん断応力 $q_s$ および所定の繰返し回数 $N$ に対する動的強度 $Rf = (q_{oyo} / p_o) f$ を図7または図8より求める。最終的に動的安全率 $F_d$ は、次式のように表すことができる。

$$F_d = Rf / R \quad \dots (6)$$

ここで、 $R$ は地震時に発生するせん断応力で $R = q_{oyo} / p_o$ である。

### 5. 2 安定計算例

今回解析の対象とした斜面は、図10に示した斜面傾斜角 $\beta = 30^\circ, 45^\circ$ の2種類でどちらも高さ15mのものである。また、図中に描いた円弧のすべり面は、静的状態で求めた最小安全率のすべり面である。

表2は、今回行った3種類の解析条件をまとめたものである。

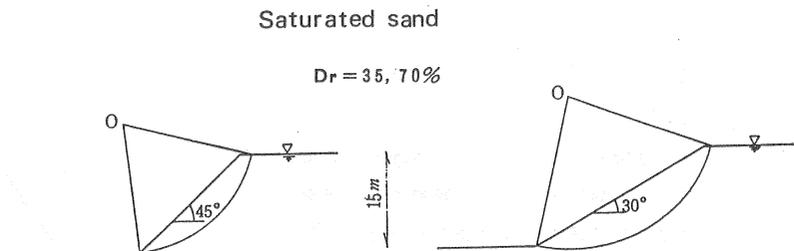


図10. 解析対象斜面

表2 安定解析条件一覧表

	排水条件	相対密度	斜面傾斜角	震度範囲	繰返し回数
①	排水	Dr=35,70%	$\alpha=30^\circ, 45^\circ$	$k_h=0\sim 0.30$	考慮されていない
②	非排水	Dr=35,70%	$\alpha=30^\circ, 45^\circ$	$k_h=0\sim 0.30$	N=20回と限定
③	非排水	Dr=35,70%	$\alpha=30^\circ, 45^\circ$	$k_h=0.10$ と限定	N=0~100回

図11は、斜面が地震時に排水状態と仮定した場合の動的 safety rate を震度  $k_h=0\sim 0.30$  の範囲で変化させ計算を行った結果である。图中、直線で示しているのは常時の safety rate を圧密排水試験結果に基づき示したものである。この図から、常時の safety rate から震度が大きくなるに伴い safety rate が低下して行き、また斜面傾斜角が大きいものほど safety rate が低下することがわかる。この傾向は、通常イメージしている地震時 safety rate の概念と一致している。一方、図12は非排水状態を仮定し、それぞれの震度に相当する繰返し応力が一定の大ききで20回繰返すの場合に対して計算を行った結果である。図から、ゆるい砂 (Dr=35%) では斜面勾配の増加に伴い動的 safety rate が低下している対し、密な砂 (Dr=70%)

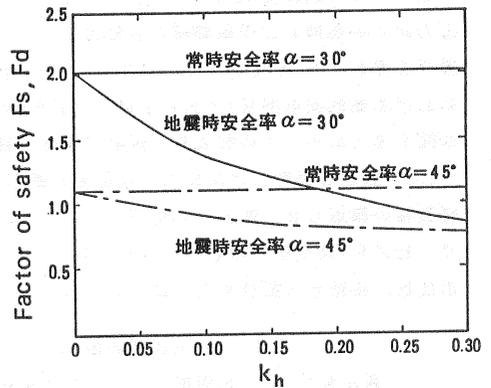


図11. safety rate ~ 震度関係 (動的排水条件)

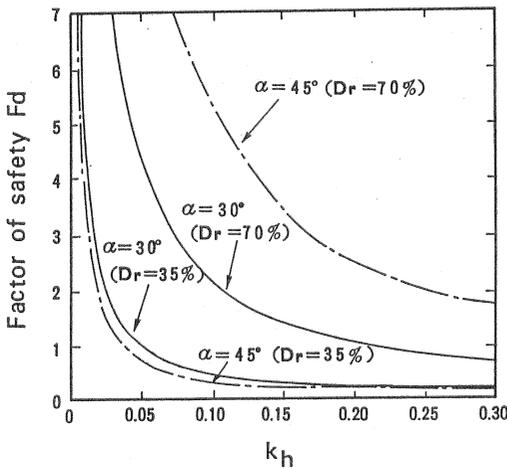


図12. safety rate ~ 震度関係 (動的非排水条件; N=20回)

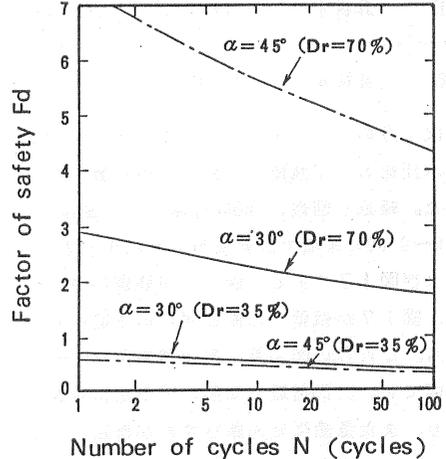


図13. 地震時 safety rate ~ 繰返し回数関係 ( $k_h=0.10$ )

では逆に斜面勾配の増加と共に動的 safety rate が増加していることがわかる。この結果は、室内試験で得られた初期せん断応力の増減に伴う動的強度の増減の傾向を反映している。このように、非排水状態においては砂の密度によって全く逆の傾向を示すことがあるので、注意をしなければならない。さらに、非排水状態における地震時 safety rate におよぼす繰返し回数の影響を調べたのが、図13である。この時、震度は  $k_h=0.10$  と限定を行った。この図から、密な砂、ゆるい砂共に繰返し回数の増加に伴い、 safety rate が低下していく様子が認められる。

5. 3 地震時に発生する残留間隙水圧および残留せん断ひずみの予測

本研究では、さらに密な砂に対して非排水状態における動的  
安全率から、著者らの提案するモデル<sup>4), 5)</sup>を用い残留間隙水圧  
および残留せん断ひずみの予測を試みた。残留間隙水圧と残留  
せん断ひずみの間には、3. の中で述べた有効応力比～残留軸  
ひずみ関係により一義的な関係があることが分かっている。従  
って、各サイクル終了時の残留間隙水圧もしくは有効応力比が  
既知であれば、この関係を利用して残留せん断ひずみの予測が  
可能となる。そこで、各サイクル終了時の有効応力の評価のた  
め次のような関係を利用した。まず、各サイクル終了時の有効  
応力比 $\eta$ が初期および破壊時の有効応力比に対する相対的位  
置関係を表す $\eta^*$ を定義する。この $\eta^*$ と先に求めた非排水状態  
における動的安全率 $Rf/R$ の逆数 $R/Rf$ との関係を示したの  
が図14である。この図より、両者の関係は繰返しせん断応力  
 $q_{yo}$ や繰返し回数 $N$ に関係なく初期せん断応力 $q_s$ 毎に定まるユニークな曲線で表わせることがわかる。一  
様振幅の繰返しせん断応力作用下において $R$ は一定であるが、 $Rf$ が繰返し回数の増加と共に低下していく  
ので、 $R/Rf$ は次第に増加して行き、 $R/Rf=1$ に至って破壊となる。これらの手順にしたがった残留間隙  
水圧比、残留せん断ひずみの算定方法のフローチャートを図15に示す。

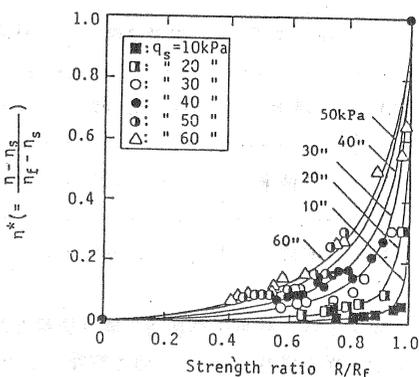


図14.  $\eta^* \sim R/Rf$ 関係

表3 発生残留間隙水圧および残留せん断ひずみの予測解析条件一覧表

	排水条件	相対密度	斜面傾斜角	震度範囲	繰返し回数
①	非排水	$Dr=70\%$	$\alpha=30^\circ, 45^\circ$	$k_h=0 \sim 0.30$	$N=20$ 回と限定
②	非排水	$Dr=70\%$	$\alpha=30^\circ, 45^\circ$	$k_h=0.20$ と限定	$N=0 \sim 100$ 回

図15のフローチャートに基づき、残留間  
隙水圧比および残留せん断ひずみの算出を行  
った。繰返し回数 $N=20$ 回に限定し、震度を $k$   
 $k_h=0 \sim 0.30$ の領域で計算を行った結果が図16  
および図17である。図16が残留間隙水圧  
比、図17が残留せん断ひずみの予測結果で  
ある。これらの図より、斜面傾斜角 $\alpha=30^\circ$ の  
斜面で $k_h=0.20$ 付近で間隙水圧が定常状態に  
至り、また急激にせん断ひずみが増加し、破  
壊していることが分かる。またここで、残留  
間隙水圧比が1.0まで上昇していないのは、初  
期せん断応力と破壊線の関係から発生し得る  
残留間隙水圧の最大値が決定されるからであ  
る。このことは、Vaidらが Ottawa Sand を用  
いて最初に報告している<sup>9)</sup>。一方、 $\alpha=45^\circ$ の  
斜面においては、今回の震度範囲では破壊に  
至らないという結果が得られている。図18  
および図19は、震度 $k_h=0.20$ に限定し繰返

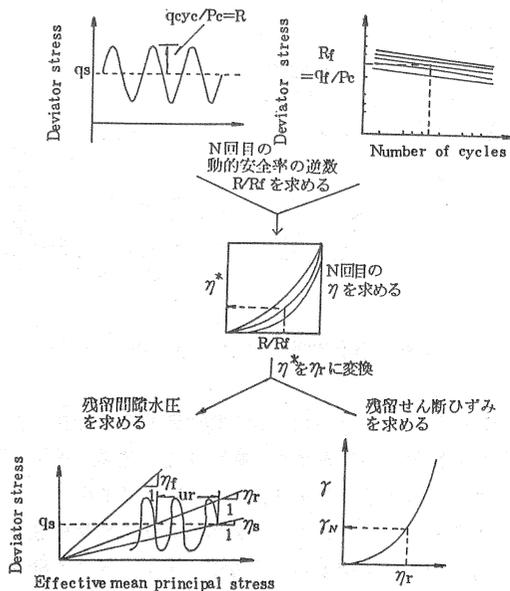


図10. 残留間隙水圧・残留せん断ひずみ関係の算定法

し回数を  $N=0\sim 100$  回の領域で計算を行った結果である。図 18 が残留間隙水圧比、図 19 が残留せん断ひずみの予測結果である。これらの図から、 $\alpha=30^\circ$  の斜面では  $N=20$  回付近で破壊に達しているのに対し、 $\alpha=45^\circ$  の斜面では今回の繰返し回数の範囲では破壊に至らないという結果が得られたが、残留間隙水圧比および残留せん断ひずみを定量的に評価することができた。

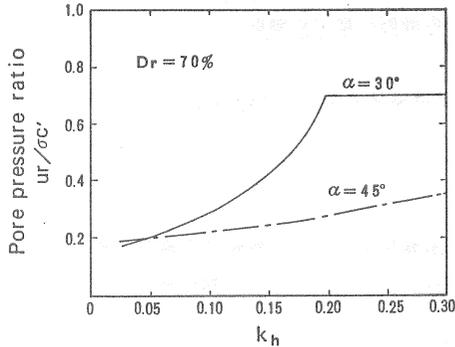


図 16. 残留間隙水圧の予測結果 ( $N=20$  回)

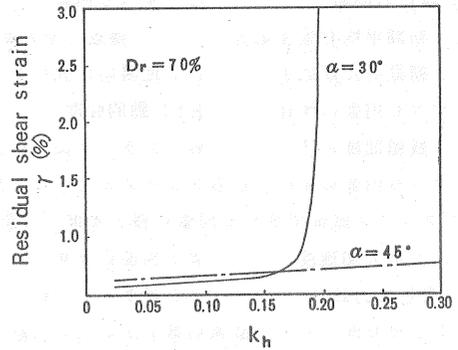


図 17. 残留せん断ひずみの予測結果 ( $N=20$  回)

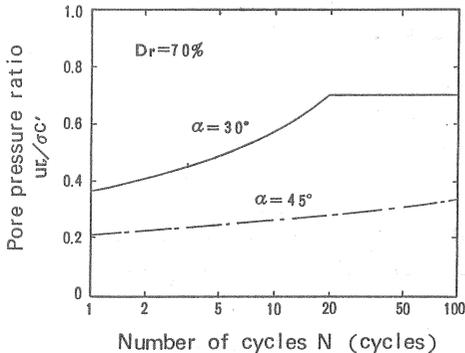


図 18. 残留間隙水圧の予測結果 ( $k_h = 0.20$ )

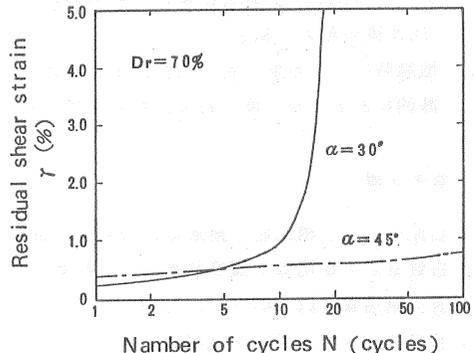


図 19. 残留せん断ひずみの予測結果 ( $k_h = 0.20$ )

## 6. 結論

本研究で得られた知見を要約すると以下のようになる。

- (1) 初期せん断応力下における飽和砂の動的挙動は、主応力の反転の有無により分類することができる。各サイクル終了時点における有効応力比と軸ひずみの関係には繰返しせん断応力や初期せん断応力の大きさに関係なく一義的な関係がある。
- (2) 密な砂の最終的な破壊は液状化によるひずみ振幅の増大を伴って生じるため、軸ひずみ両振幅  $DA=5\%$  で破壊を定義した。その結果、密な砂の動的強度は初期せん断応力の増加と共に増加する傾向が認められた。一方、ゆるい砂の破壊は流動変形を伴って生じるため、流動変形を生じ始めた所を破壊と定義した。
- (3) 飽和砂斜面の地震時安定解析を行った結果、同一繰返し回数の載荷条件においてゆるい砂では斜面勾配の増加に伴い動的安定率が低下するのに対し、密な砂では逆に斜面勾配の増加と共に動的安定率が増加する傾向がある。
- (4) 地震時安定率におよぼす繰返し回数の影響を調べた結果、密な砂・ゆるい砂共に繰返し回数の増加に伴い、安定率が低下していく様子が認められた。
- (5) 地震時安定率を用いることにより、斜面内に発生する平均的な残留間隙水圧および残留せん断ひずみを求めることが可能になった。

7. 記号説明

$A_c$ : 圧密後の断面積	$DA$ : 軸ひずみ両振幅	$F_d$ : 動的安全率	$F_s$ : 静的状態における安全率
$g$ : 重力加速度	$k_h$ : 地震動の震度	$l$ : スライス底面の部分の長さ	
$N$ : 繰返し回数	$O$ : すべり円弧の中心点	$P_c$ : 圧縮荷重振幅	$P_E$ : 伸張荷重振幅
$p_o$ : 初期平均有効主応力	$q_{oy}$ : 繰返しせん断応力	$q_r$ : 土の静的状態での強度	
$q_s$ : 初期せん断応力	$R$ : 地震時に発生するせん断応力		
$r$ : すべり円弧の半径	$R_f$ : 動的強度	$RS$ : 残留軸ひずみ	$u$ : 間隙水圧
$u_r$ : 残留間隙水圧	$W$ : スライス面内の土の重量		
$y$ : すべり円弧の中心点からスライス重心までの鉛直距離			
$\alpha$ : スライス底面ですべり円弧に接する面の勾配			
$\alpha_{max}$ : 最大加速度	$\beta$ : 斜面傾斜角	$\varepsilon_s$ : 残留軸ひずみ	$\gamma$ : 残留せん断ひずみ
$\eta$ : 有効応力比	$\eta_r$ : 各サイクル終了時点の有効応力比	$\sigma_o$ : 初期圧密圧力	
$\sigma_d$ : すべり面上の土の要素の最大主応力方向振幅			
$\sigma_r$ : すべり面上の土の要素の最大主応力方向に $q_r$ を変換したもの			
$\sigma_s$ : すべり面上の土の要素の最大主応力方向に $q_s$ を変換したもの			
$\sigma_{1o}$ : 圧密後の最大主応力	$\sigma_{3o}$ : 圧密後の最小主応力		
$\tau_d$ : 地震時にすべり面に沿って作用する繰返しせん断応力			
$\tau_s$ : 静的状態ですべり面に沿って作用しているせん断応力			

8. 参考文献

- 1) 石原研而: 土構造物の耐震設計の現状と問題点, 土と基礎, Vol.28, No.8, pp.3-8, 1980.
- 2) 古賀泰之・松尾修: 震度法すべり面計算法に用いる土の動的強度に関する考察, 第21回土質工学研究発表会講演集, pp.867-870, 1986.
- 3) 兵動正幸・村田秀一・安福規之・谷水秀行・小浪岳治: 初期せん断応力を受ける飽和砂の繰返しせん断変形及び強度について, 第8回日本地震工学シンポジウム論文集, pp.733-738, 1990.
- 4) 兵動正幸・村田秀一・安福規之・藤井照久・谷水秀行: 繰返し荷重を受ける初期せん断応力下の飽和砂の間隙水圧及び残留変形の予測, 第8回日本地震工学シンポジウム論文集, pp.739-744, 1990.
- 5) Hyodo, M., Murata, H., Yasufuku, N., Fujii, T.: Undrained Cyclic Shear Strength and Deformation of Sand Subjected to Initial Static Shear Stress, Proc. 4th Int. Conf. on Soil Dynamics and Earthquake Engineering, Mexico City, pp.81-103, 1989.
- 6) Csatro, G. and Poulos, S. J.: Factors Affecting Liquefaction and Cyclic Mobility, Proc. ASCE, Vol.103, No. GT6, pp.501-516, 1977.
- 7) 兵動正幸・小浪岳治・山本陽一・藤井照久: 初期せん断応力を受ける飽和砂の地震時及び地震後変形について, 繰返し応力を受ける地盤の変形に関するシンポジウム論文集, pp.19-26, 1990.
- 8) 兵動正幸・村田秀一・安福規之・谷水秀行・小浪岳治・加藤剛: 初期せん断を受けるゆるい飽和砂の非排水繰返しせん断挙動, 第25回土質工学研究発表会講演集, pp.743-746, 1990.
- 9) Y.P. Vaid and J.C. Chern: Cyclic and Monotonic Undrained Response of Saturated Sand, Advances in The Arts of Testing Soils under Cyclic Condition, ASCE, Convention, Detroit, pp.120-147, 1985.