

## 初期せん断応力を受ける造成宅地盛土地盤の動的強度

## Dynamic Strength of Buried Valley Fill as House Foundation with Initial Shear Stresses

野田翔兵	Shohei NODA	(山口大学大学院理工学研究科)
兵動正幸	Masayuki HYODO	(山口大学大学院理工学研究科)
山根陽一	Yoichi YAMANE	(鳥取市役所)
岸田健太朗	Kentaro KISHIDA	(中電技術コンサルタント(株))
古川 智	Satoshi FURUKAWA	(中電技術コンサルタント(株))
富永光代	Mitsuyo TOMINAGA	(株大阪城口研究所)

宅地耐震化推進事業の制定により宅地造成盛土の地震時安定性の検討を行う必要性が生じてきている。地震時安定解析の方法としては、震度法による設計水平震度を加えた動的円弧滑り解析がある。しかしながら、実際には解析に用いる動的強度は明確にされていない現状にある。本研究では、鳥取市の谷埋め盛土から採取した細粒分含有率の異なる 2 種類の砂質土を対象に、非排水繰返し三軸試験を行い、種々の初期せん断応力下における非排水繰返しせん断強度を求めた。さらに、それらの結果を静的排水強度との比で表し、初期せん断応力ごとに示した。その結果、常時の安全率より動的強度の評価が可能となり、対象盛土の震度法による安定解析を行うことが可能となった。

キーワード：初期せん断応力、谷埋め盛土、動的強度 (IGC : D-7, E-8)

## 1. まえがき

1995 年兵庫県南部地震、2004 年新潟県中越地震など近年の地震において斜面や盛土の崩壊による被害が目立っており、特に谷埋め盛土上の家屋の被害などが大きな社会問題となっている<sup>1)</sup>。谷埋め盛土が地震により崩壊した例を図-1 に示す。これらの地震被害を受け、国は平成 18 年度に宅地地盤災害を未然に防止または軽減し、宅地の安全性を確保することを目的とした宅地造成等規制法の改正を行った。これに併せて、地方公共団体が大規模盛土造成地を把握・公表、また住民に情報提供を行い、宅地所有者が国や地方公共団体の補助を受け耐震化工事を実施できる宅地耐震化推進事業が創設された。この事業の創設により、宅地造成盛土の地震時安定性の検討を行う必要性が生じてきている。特に谷埋め盛土は、集水地形であるため、降雨による盛土内への地下水の流入により、安全率が低い状況となることが想定される。地震時には繰返しせん断により間隙水圧が上昇することから、盛土の安定性はさらに低下する。

過去の地震においても谷埋め盛土の崩壊が頻繁に起こっている。これに対し、道路土工指針<sup>2)</sup>に安定解析の方法として、震度法による設計水平震度を加えた動的円弧すべり解析の適用が示されている。しかしながら、実際には斜面を形成する盛土材料の動的強度や地震時の間隙水圧の有意なデータベースがなく、これらを用いた盛土の地震時



(a) 1995 年兵庫県南部地震時の西宮市内



(b) 2004 年新潟県中越地震時の長岡市内

図-1 谷埋め盛土が地震により崩壊した例

安定解析はほとんど行われていない<sup>3)</sup>のが現状である。

また、本年(2011年)3月11日に発生した東北地方大

平洋沖地震においても、多くの谷埋め型の造成宅地盛土が崩壊し、家屋に甚大な被害を及ぼした。その中でも被害の大きかった福島市のあさひ台団地や、宮城県山元町の太陽ニュータウンなど、造成宅地盛土の現地調査を行ったが、粘性土系のロームや砂質土など盛土材料は様々であった。このことは、盛土の地震時崩壊が、盛土材料によらず発生する可能性があることを示唆している。そのため、中国地方の盛土材料においても、的確な評価と対応をしておくことが必要であり、設計定数としての盛土材料の動的強度に関するデータベースの蓄積は重要と考えられる。

以上のことから本研究では、様々な常時の安全率から成る盛土の地震時安全率を評価するためのデータの整理方法と安定解析への適用方法についてまとめることを目的とした。そのために、盛土材料に対して種々の大きさの初期せん断応力下から成る一連の非排水繰返し三軸試験を行った。実験には、鳥取市内における2箇所の谷埋め盛土より採取した盛土材料を用いた。

## 2. 初期せん断応力を受ける土の繰返しせん断に関する既往の研究

盛土地盤内には、あらかじめ静的なせん断応力として初期せん断応力が作用している。この初期せん断応力が作用している地盤要素は、地震時において水平地盤と異なった挙動を示すことが知られている。この応力状態下の繰返しせん断強度を調べるため、これまで多くの研究者が初期せん断応力下の非排水繰返し三軸試験や中空ねじりせん断試験を行ってきた。その結果、密な飽和砂では、初期せん断応力の増加に伴い繰返しせん断強度が増加することが Lee and Seed<sup>4)</sup>、Tatsuoka ら<sup>5)</sup>、Hyodo ら<sup>6)</sup>によって示された。さらに、Vaid and Chern<sup>7)</sup>や Hyodo ら<sup>8)</sup>は、緩い飽和砂の場合には、初期せん断応力の増加に対して繰返しせん断強度は減少することを示している。これらは砂のダイレイタンシー特性による結果である。

一方、初期せん断応力下の粘性土について、杉山ら<sup>9)</sup>、兵動ら<sup>10)</sup>は、低い初期せん断応力においては、粘土は密な砂に比べても繰返しせん断強度は高いが、初期せん断応力が高いところでは逆に粘土の方が砂に比べ低くなる場合があることを示した。これは、粘性土は、水平地盤では液状化的破壊は起こしにくい、斜面など初期せん断応力が存在するところでは、繰返しせん断破壊を起こしやすいことを示唆したものである。同様の知見は、Seed and Chan<sup>11)</sup>や Malek<sup>12)</sup>からも示している。さらに、粘性土の初期せん断応力の増加に伴う繰返しせん断強度の低下傾向は、塑性指数が高いほど顕著であることも示されている<sup>9)</sup>。また、砂と海成粘土の混合土の研究<sup>13)</sup>においては、細粒分が多いと

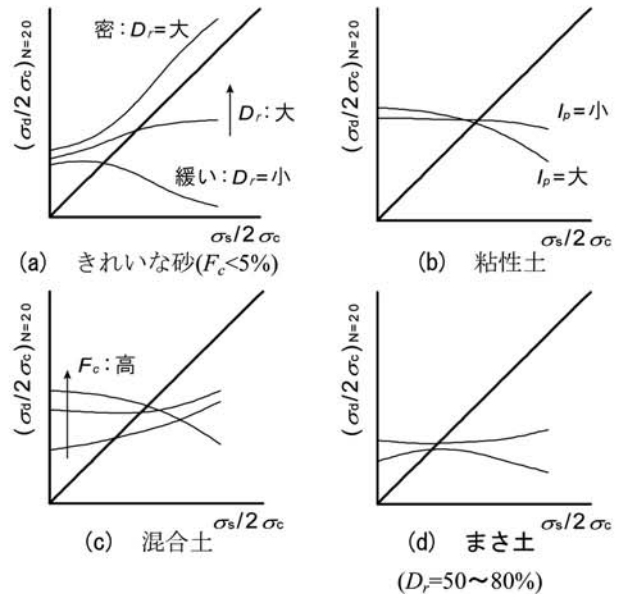


図-2 種々の材料による初期せん断応力下の繰返しせん断強度変化の傾向

初期せん断応力の増加に伴い繰返しせん断強度が低下するが、細粒分が少ないと初期せん断応力の増加に伴って強度増加することが示されている。さらに、埋立て材料であるまさ土を用いた研究<sup>14)</sup>では、非排水繰返しせん断強度は初期せん断応力によらずほぼ一定という結果が得られている。これは、まさ土に含まれる長石や雲母などの脆弱な鉱物が破碎することに起因した現象と考えられている。これらの初期せん断応力に対する繰返しせん断強度の変化傾向の概要を図-2に示す。

また、これまで沖積砂やシルト、あるいは埋立地を対象とした研究が活発に行われてきた結果、これらの繰返しせん断強度特性は明らかとなってきたが、締固めた盛土材料を対象とした動的挙動に関する研究はほとんど行われていないのが現状である。盛土地盤の特徴としては、盛土に使われる材料が細粒分を含む風化土や火山灰土が多いことや、埋立て地盤等とは異なり、締固めによってある程度密な状態で存在していることが挙げられる。

## 3. 試料の物理的特性と実験概要

### 3.1 試料の物理的特性

本研究で用いた試料は、鳥取市の2か所の造成団地より採取した盛土材料(団地A, 団地B)である。それぞれの採取試料の写真を図-3に示す。実験にはどちらの試料も礫分を取り除いた2mmふるい通過分を用いた。また、それぞれの盛土より不攪乱試料も採取した。表-1に用いた再構成試料の物性を、図-4にはその粒度分布を示す。実験に用いた再構成試料は、不攪乱試料から求めた粒度と等

価な粒度となるよう調整を行い作成した。図-4 より、団地 A には細粒分 12%程度、団地 B には 18%程度含まれていることが分かる。表-1 に示す最大最小間隙比は、試料に細粒分が 5%以上含まれているが、便宜的に JIS 法による最小・最大密度試験により求めた結果から算出したものである。団地 A、団地 B を比較すると、両者にそれほど大きな差は見られないことが確認できる。次に、団地 A、団地 B それぞれの締固め曲線を図-5 に示す。図-5 を見ると、細粒分含有率の高い団地 B の方が最大乾燥密度が高いことが分かる。

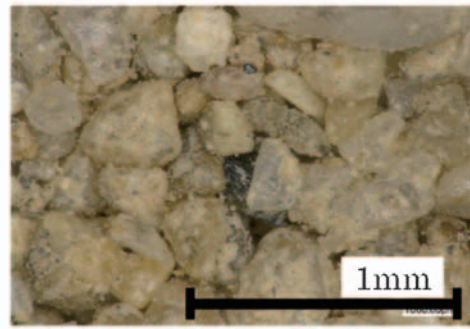
### 3.2 実験概要

以上の試料を用いて、排水単調三軸圧縮試験及び初期せん断応力を作用させた非排水繰返し三軸試験を行った。供試体寸法は、高さ 10cm、直径 5cm であり、空中落下打撃法により所定の密度になるよう作製した。供試体作成時の密度は、不攪乱試料の乾燥密度より決定しており、団地 A は  $\rho_d=1.497\text{g/cm}^3(D_c=86\%)$ 、団地 B は  $\rho_d=1.554\text{g/cm}^3(D_c=89\%)$  であった。三軸試験において、初期側方有効拘束圧  $\sigma_{3c}'$  は、団地 A は 130kPa、団地 B は 100kPa とした。これは不攪乱試料の採取深度での拘束圧を算出して決定したものである。非排水繰返し三軸試験では、これらの供試体に対し、所定の初期軸差応力を加えて圧密後、非排水条件で周波数 0.1Hz の正弦波を軸荷重として加え、繰返しせん断を行った。初期せん断応力作用下の繰返しせん断試験は、繰返し軸差応力が片振りになる場合があり、その場合供試体は液状化に至らず、残留ひずみによって破壊が生じる。従って本研究では、軸ひずみ両振幅 10%、もしくはピーク軸ひずみが 10%に至った時点のいずれか早い方を破壊と定義した。ひずみを 10%に定義したのは、大地震を想定したためであり、道路土工指針<sup>2)</sup>を参考にしている。また、排水単調せん断試験は 0.1mm/min の荷重速度で軸差応力を荷重した。ここで、 $\sigma_{3c}'$  は初期側方有効拘束圧、 $\sigma_c'$  は異方圧密後の初期平均有効主応力、 $\sigma_s$  は異方圧密後の初期軸差応力を表している。また、繰返しせん断試験における繰返し軸差応力振幅を  $\sigma_d$  で表す。

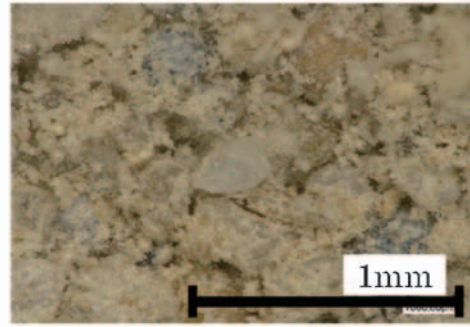
## 4. 非排水繰返しせん断特性と排水単調せん断試験

### 4.1 不攪乱試料と再構成試料の比較

団地 A、団地 B それぞれにおいて供用中の盛土地盤より不攪乱試料を採取したが、多量の不攪乱試料の採取は困難であったため、再構成試料により強度を求めることとした。以下に、不攪乱試料と再構成試料の強度比較を行った



(a) 団地 A



(b) 団地 B

図-3 盛土材料(採取試料)の顕微鏡写真

表-1 試料の物理的特性値

Sample	$F_c(\%)$	$\rho_s(\text{g/cm}^3)$	$e_{max}$	$e_{min}$
団地A	12.1	2.581	1.076	0.699
団地B	18.1	2.645	1.198	0.668

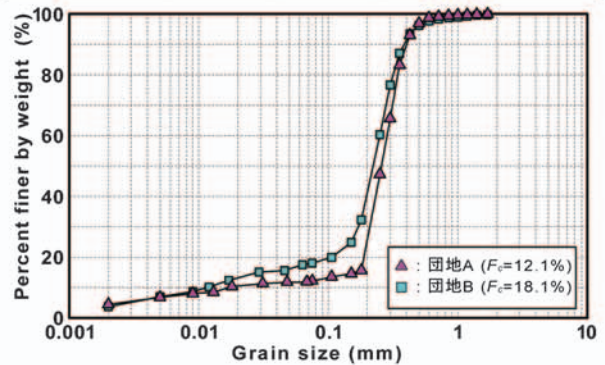


図-4 再構成試料の粒径加積曲線

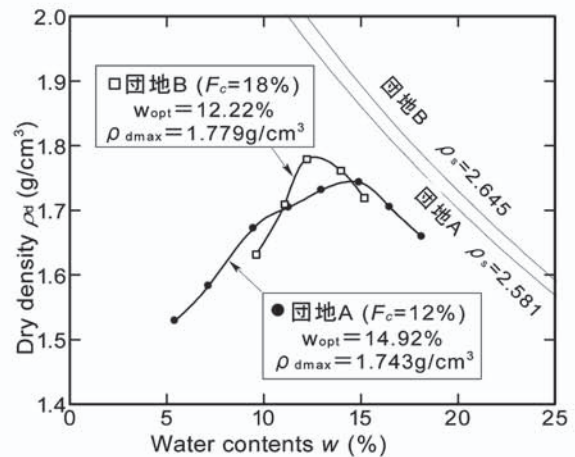


図-5 再構成試料の締固め曲線

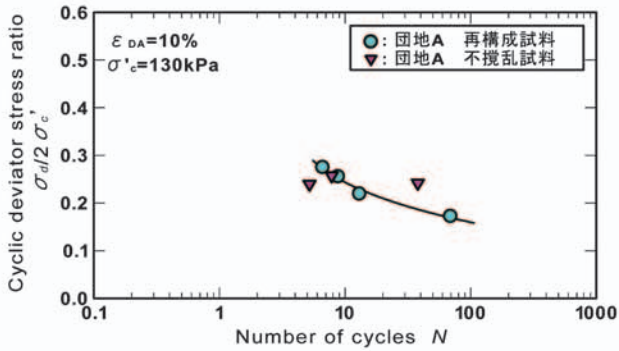


図-6 団地Aの不攪乱試料および再構成試料の非排水繰返しせん断強度比較

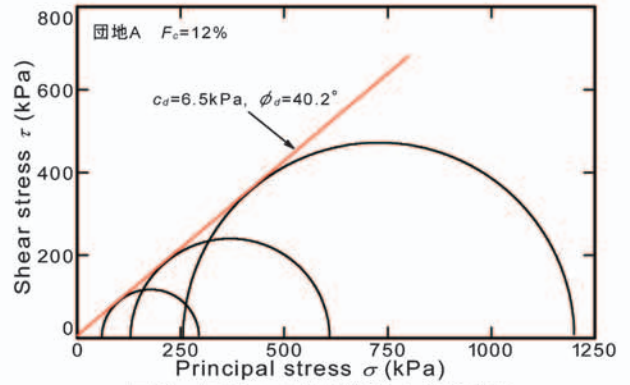


図-8 団地Aの排水単調せん断強度

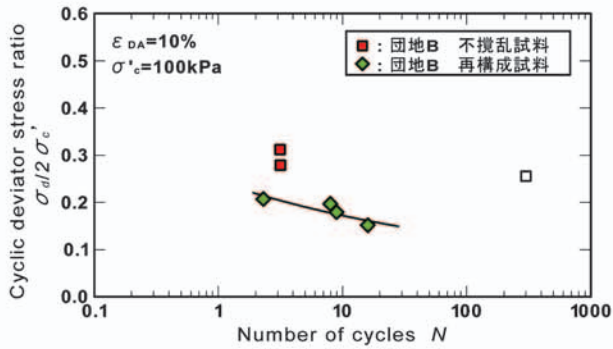


図-7 団地Bの不攪乱試料および再構成試料の非排水繰返しせん断強度比較

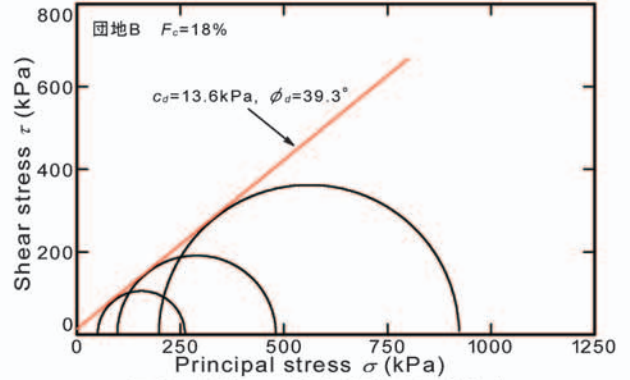


図-9 団地Bの排水単調せん断強度

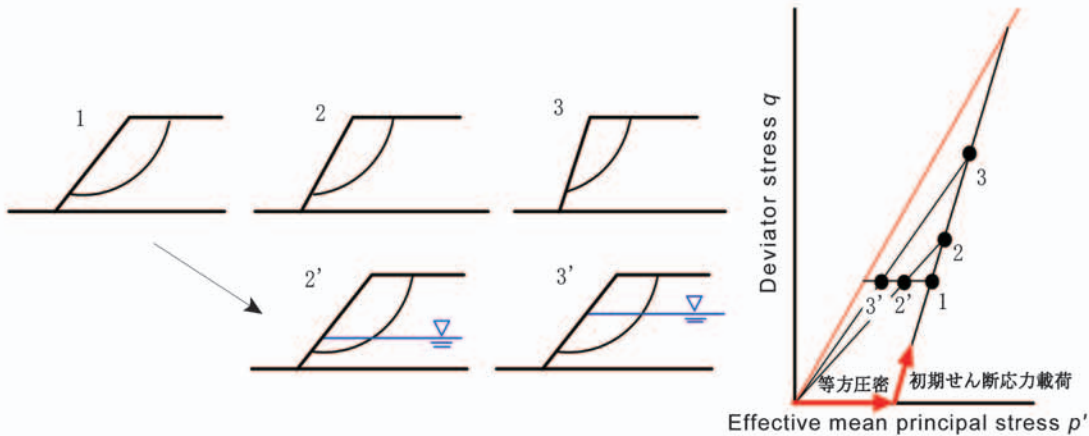


図-10 初期せん断応力载荷の概念図

結果を示す。まず、図-6に団地Aの不攪乱試料および再構成試料の非排水繰返しせん断試験の結果を示す。団地Aでは不攪乱試料の強度に多少のばらつきがあるものの、再構成試料とそれほど大きな差はないため、再構成試料は不攪乱試料と同等の強度を持つといえる。次に、図-7に団地Bにおける不攪乱試料と再構成試料の非排水繰返しせん断試験の結果を示す。団地Bでは、不攪乱試料が再構成試料よりも高い強度を示していることが分かる。強度の違いが生じた要因としては、不攪乱試料は粘土が層状に含まれるなど供試体が不均一であったことが挙げられる。盛土の安定性を検討する場合、低い強度を用いて安定計算を行えば安全側の結果となる。本ケースでは、不攪乱試料に

比べ再構成試料の方が低い強度となっていたため、再構成試料の強度を用いて安定性の検討を行えば安全側に検討することが可能と考えた。そのため、団地Bにおいても再構成試料による実験を行うこととした。

#### 4.2 排水単調せん断強度

団地A、団地Bそれぞれの試料を用いて、排水三軸圧縮試験を3種の拘束圧下で行った。それぞれの拘束圧は、団地Aは $\sigma_{3c}'=60, 130, 260\text{kPa}$ であり、団地Bは $\sigma_{3c}'=50, 100, 200\text{kPa}$ とした。供試体の密度は、非排水繰返し三軸試験と同様の乾燥密度で調整した。試験結果を図-8、図-9に示す。これらの図より、団地A、団地Bは内部摩擦角 $\phi$ にはそれほど差が見られないが、粘着力は団地Bが高いこ

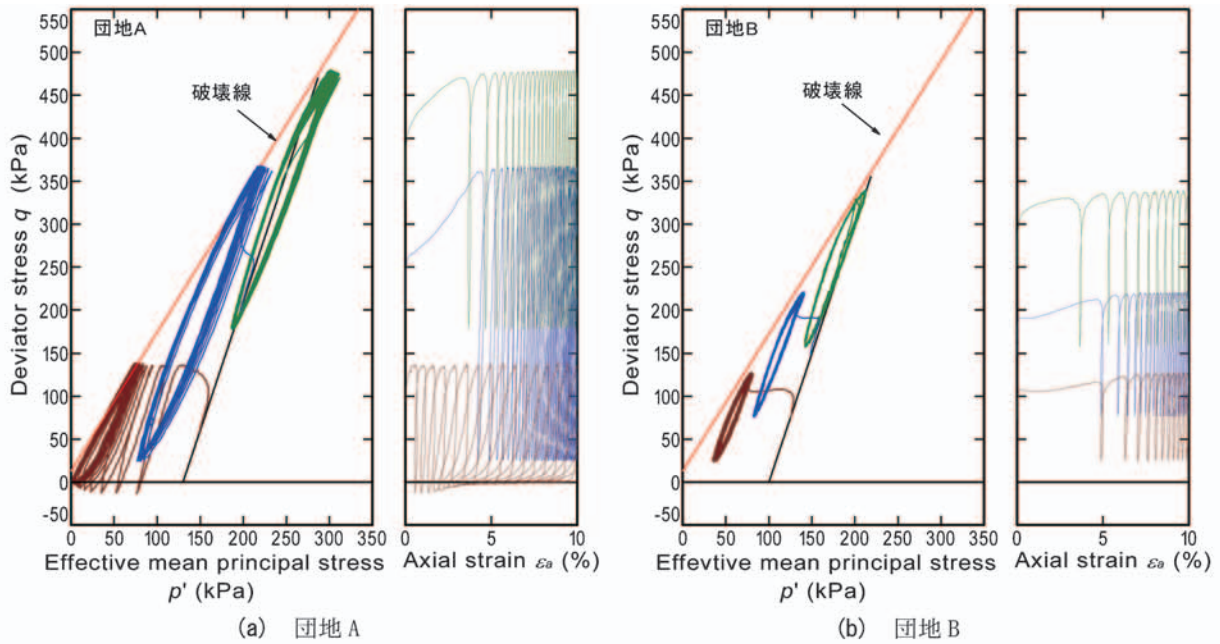


図-11 代表的な有効応力経路と応力ひずみ関係

とが分かる。これは細粒分含有率の違いによるものと考えられる。

#### 4.3 初期せん断応力下の非排水繰返しせん断強度

種々の初期せん断応力を作用させた非排水繰返しせん断試験を行った結果を示す。初期せん断応力は、盛土の形状や高さによって変化するものであるが、有効拘束圧で正規化した初期せん断応力比は、地下水位の上昇に伴う有効応力の低下によっても変化する。それぞれの概念と対応する有効応力経路を図-10に示す。本研究では谷埋め盛土地盤を対象としているため、盛土造成後、盛土内に地下水位が上昇することで初期せん断応力比が増加する2'や3'の経路を想定している。しかしながら、今回は2'と2や3'と3の初期せん断応力比が同一の場合、繰返しせん断強度が同一であるとみなし、2や3の有効応力経路上での初期せん断応力を載荷し、非排水繰返しせん断試験を行った。

図-11(a), (b)にそれぞれ初期せん断応力比 $\sigma'_2/2\sigma'_c = 0.3, 0.5, 0.7$ のほぼ同一の繰返し回数で破壊に至った時の有効応力経路および軸差応力・軸ひずみ関係を示す。この図の破壊線は、排水単調せん断試験により得られたものである。有効応力経路に着目すると、団地Aでは初期せん断応力が低い場合は、繰返しせん断応力が伸張側に反転し、最終的に有効応力が0となる液状化的な破壊形態を呈しているのに対し、団地Bでは、初期せん断応力が低い場合においても伸張側への応力反転は必要とせず、片振りでも有効応力経路が破壊線に到達して破壊する現象が認められる。一方で、初期せん断応力が高くなると、団地Aも片振りの繰返しせん断応力で同様の破壊が生じることが分かる。図-11の試験結果はいずれもほぼ同一の繰返し回数で破壊に

至った結果を示しているが、団地Aは団地Bに比べ、破壊には大きな繰返しせん断応力が必要であることが分かる。さらに、有効応力経路から、いずれの初期せん断応力比においても破壊線に到達した時点で破壊に至っているものと考えられる。次に、軸差応力・軸ひずみ関係に着目すると、団地Aでは低い初期せん断応力比では繰返し応力が反転してサイクリックモビリティ的な軸ひずみ振幅の発達が見られるのに対し、団地Bではいずれの初期せん断応力比においても圧縮側に軸ひずみが蓄積し、最終的に大きな残留ひずみとなって破壊に至っている様子が認められる。以上の結果から、初期せん断応力下での繰返しせん断による破壊は、必ずしも液状化ではなく、軸ひずみが初期せん断応力の作用方向に残留していくせん断破壊もあることが明らかとなった。前述のように、初期せん断応力下の繰返しせん断破壊を、両振幅軸ひずみが10%に至った時、もしくはピーク軸ひずみが10%に至った時のいずれか早い方と定義しているのはこのためである。

この定義を基に、図-12、図-13に繰返しせん断破壊に至るに必要な繰返し応力比と繰返し回数の関係を試料ごとに示す。2つの破壊の定義を区別するため、ピーク軸ひずみで破壊を定義したものはプロットの左半分を黒く塗りつぶして表示した。図-12には種々の初期せん断応力を作用させた団地Aの非排水繰返しせん断試験結果を示す。団地Aは、初期せん断応力比0.5までは初期せん断応力の増加に伴い繰返しせん断強度も増加するが、初期せん断応力比0.7においては強度が低下する結果となっている。一方、図-13に示す団地Bでは、初期せん断応力比の違いによる繰返しせん断強度の増加はさほど見られない。その理

由は、団地 B の試料には細粒分が 18%含まれているため、砂の間隙が細粒分により満たされ、砂粒子同士のコンタクトが妨げられ、細粒分主体の挙動となったためと考えられる。既往の研究<sup>13)</sup>においても、細粒分含有率が増えると初期せん断応力の増加による強度増加は見られなくなるという結果が示されている。これらの試料の繰返しせん断強度の比較を行うため、図-12、図-13 よりそれぞれの繰返し回数 10 回時の強度を繰返しせん断強度として図-14 のようにまとめた。団地 A、団地 B を比較すると、締固め度および相対密度はほぼ同一であるにも拘わらず、初期せん断応力比と動的強度関係の傾向が異なることが分かる。この理由は、先ほど述べたように細粒分含有率の違いと考えられる。

### 5. 初期せん断応力作用下の動的強度の地震時安定計算への適用方法

図-14 で初期せん断応力比-繰返しせん断応力比関係を示したが、このままでは安定解析に用いるには不便である。そのため、安定解析へ導入しやすい形でまとめることとした。まず、初期せん断応力比、繰返しせん断応力比から初期せん断応力と繰返しせん断応力を算出する。このときの繰返しせん断応力比は、大規模地震を想定したため、道路土工指針より繰返し回数 10 回で破壊した時の繰返し応力比を用いることとした。団地 A、団地 B における初期せん断応力および繰返しせん断応力を表-2、表-3 に示す。表には、非排水繰返し三軸試験で与えた初期せん断応力比、初期せん断応力、強度としての繰返しせん断応力比、繰返しせん断応力を記載している。この初期せん断応力、繰返しせん断応力を用いて初期せん断強度比、動的強度比を算出する。算出結果を表-4、表-5 に示す。このときの拘束圧は、初期せん断応力比ごとに異なり、初期せん断応力載荷後（せん断開始時）の有効拘束圧の値である。ここでの静的強度は、それぞれの拘束圧下における静的強度であり、 $\tau_{st}=c+\sigma \tan \phi$  より算出している。また、動的強度は初期せん断応力と繰返しせん断応力の和であり、このときの繰返しせん断応力は、繰返し回数 10 回で破壊した時の繰返しせん断応力である。それぞれの概念を図-15 に示している。最後に、初期せん断応力、動的強度それぞれを静的強度で正規化し、初期せん断強度比、動的強度比を求める。以上のように求めた初期せん断強度比と動的強度比の関係を図-16 に示す。この整理方法は道路土工指針にも示されている方法であり、縦軸を動的強度比、横軸を初期せん断強度比とすると、図-16 のように整理できる。

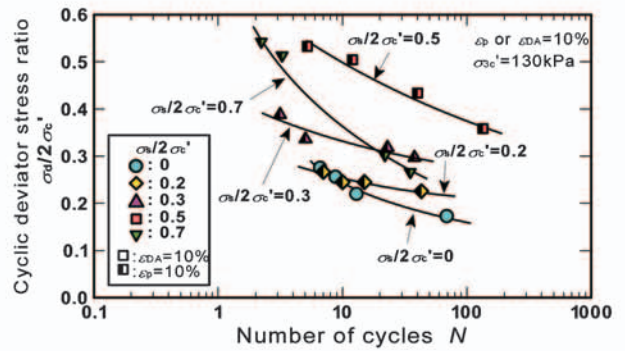


図-12 団地 A の初期せん断応力下の非排水繰返しせん断強度

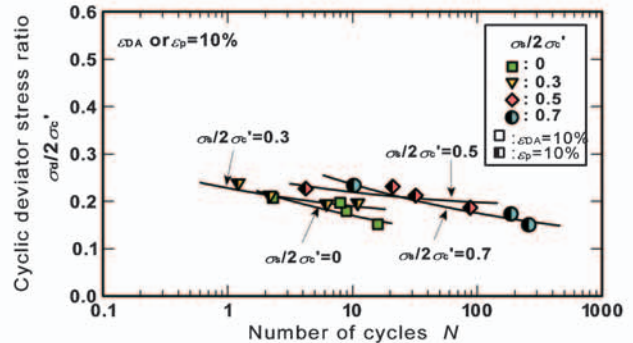


図-13 団地 B の初期せん断応力下の非排水繰返しせん断強度

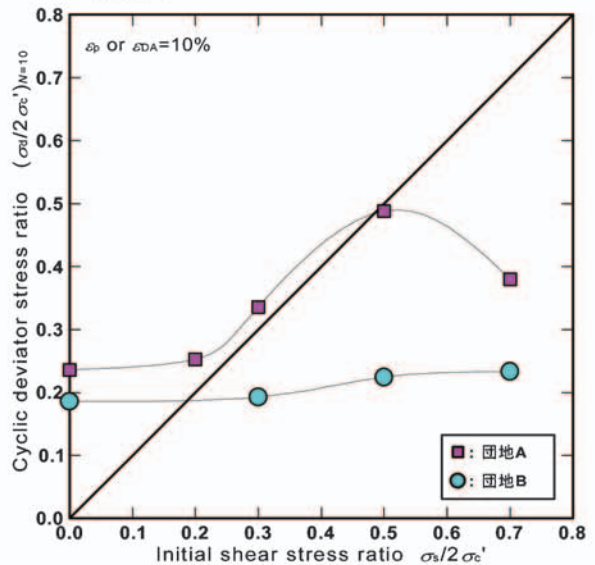


図-14 初期せん断応力比と非排水繰返しせん断応力比の関係 ( $\varepsilon_p$  or  $\varepsilon_{DA}=10\%$ )

表-2 団地 A の初期せん断応力および非排水繰返しせん断応力

拘束圧 $\sigma'_c$ (kPa)	初期せん断応力比 $\tau_i/\sigma'_c$	初期せん断応力 $\tau_i$ (kN/m <sup>2</sup> )	繰返しせん断応力比 $\tau_d/\sigma'_c$	繰返しせん断応力 $\tau_d$ (kN/m <sup>2</sup> )
130	0	0	0.22	28.6
150	0.2	30	0.23	34.5
182.5	0.3	48.75	0.32	52
195	0.5	97.5	0.48	93.6
243.75	0.7	170.625	0.38	92.625

表-3 団地 B の初期せん断応力および非排水繰返しせん断応力

拘束圧 $\sigma'_c$ (kPa)	初期せん断応力比 $\tau_i/\sigma'_c$	初期せん断応力 $\tau_i$ (kN/m <sup>2</sup> )	繰返しせん断応力比 $\tau_d/\sigma'_c$	繰返しせん断応力 $\tau_d$ (kN/m <sup>2</sup> )
130	0	0	0.28	28
182.5	0.3	37.5	0.19	23.75
195	0.5	75	0.22	33
243.75	0.7	131.25	0.233	43.6875

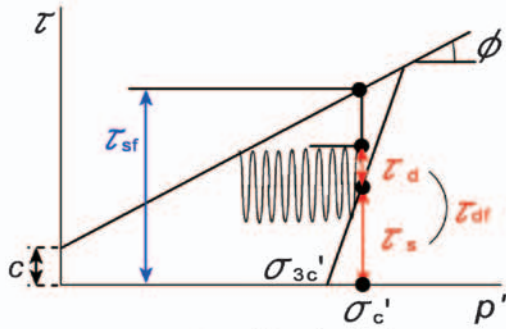


図-15 動的強度の概念

断強度比としたものである。図-17には、常時の安全率の考え方および地震時の安全率の概略を示している。図-16のようにまとめたことで、横軸は常時の安定計算より算出した安全率の逆数となっていることが図-17より分かる。これにより、図-16を用いれば常時の安全率から動的強度を求めることができる。図-16を見ると団地Aでは動的強度比が1.0を超えるものがあり、静的強度よりも高い動的強度を有することが分かる。これは、砂質土の場合、静的強度は排水試験から求められるのに対し、動的が非排水条件で行う試験のため、ダイレイタンスーが起り生じるものである。

動的強度比の安定計算への適用方法は図-18に示す通りである。図-16より所定の静的安全率に対し、動的強度比  $\tau_{df}/\tau_{sf}=X$  という値が求められた場合、動的強度  $\tau_{df}$  は静的強度  $\tau_{sf}$  の  $X$  倍ということになる。その結果、静的強度定数  $c$ 、 $\phi$  も修正され新たな値が算出され、これを用いることで震度法による動的円弧すべり解析を行うことが可能となる。初期せん断応力を考慮した動的強度を  $c^*$ 、 $\phi^*$  というパラメータで表すことで、従来の全応力法による静的安定解析と同じ方法で動的強度を用いた盛土の地震時安定計算を行うことが可能となる。

本研究の動的強度を用いた解析は岸田ら<sup>15)</sup>によって行われた。その結果、団地A、団地Bのいずれの断面においても最小安全率は許容安全率1.0を満足するという結果であった。今回のケースでは、谷埋め盛土内の地下水位が低かったため、許容安全率を満たす結果となった。しかしながら、地下水位が高い場所においては、団地Bのように初期せん断応力に伴う強度増加が伴わない盛土材料の場合、危険性が高くなる可能性がある。

## 6. まとめ

本研究は、2つの谷埋め盛土地盤から採取した盛土材料

表-4 団地Aの初期せん断強度比および動的強度比

拘束圧 $\sigma_c'$ (kN/m <sup>2</sup> )	静的強度 $\tau_{sf}$ (kN/m <sup>2</sup> )	初期せん断強度比 $\tau_s/\tau_{sf}$	動的強度 $\tau_{df}$ (kN/m <sup>2</sup> )	動的強度比 $\tau_{df}/\tau_{sf}$
130	116.4	0.00	28.6	0.25
150	133.3	0.23	64.5	0.48
162.5	143.8	0.34	100.8	0.70
195	171.3	0.57	191.1	1.12
243.75	212.5	0.80	263.25	1.24

表-5 団地Bの初期せん断強度比および動的強度比

拘束圧 $\sigma_c'$ (kN/m <sup>2</sup> )	静的強度 $\tau_{sf}$ (kN/m <sup>2</sup> )	初期せん断強度比 $\tau_s/\tau_{sf}$	動的強度 $\tau_{df}$ (kN/m <sup>2</sup> )	動的強度比 $\tau_{df}/\tau_{sf}$
100	95.45	0.00	28.0	0.29
125	115.91	0.32	61.3	0.53
150	136.37	0.55	108.0	0.79
187.5	167.07	0.79	174.9	1.05

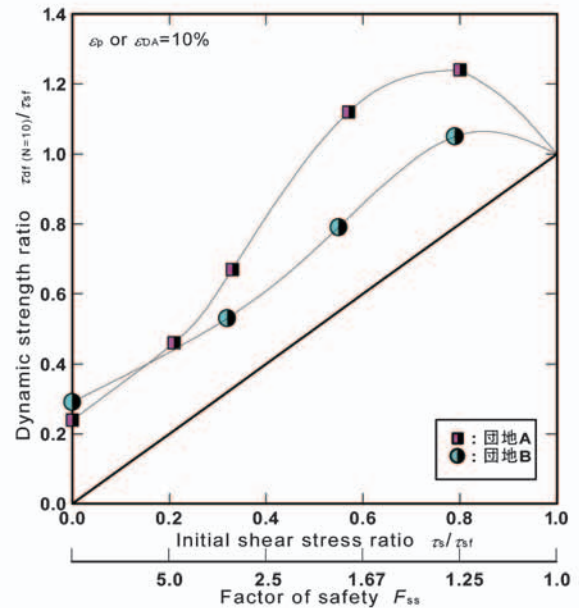


図-16 初期せん断応力比-動的強度比関係  
( $\epsilon_p$  or  $\epsilon_{DA}=10\%$ )

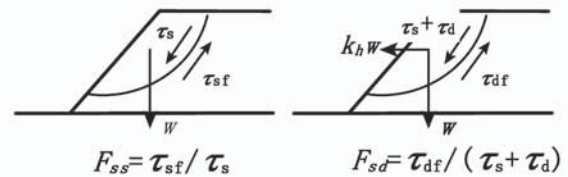


図-17 常時および地震時安全率の概念

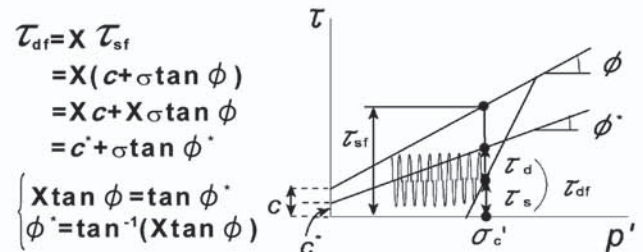


図-18 動的強度の安定計算への用い方

を対象に非排水繰返し三軸試験を行い、初期せん断応力下の動的強度を求めることを目的として行った。さらに、動的強度の安定計算への用い方も示した。得られた結果を要

約すると以下の通りとなる。

- (1) 初期せん断応力下の繰返しせん断試験を行った際の有効応力経路をみると、団地 A では初期せん断応力が低い場合の破壊には、繰返し応力が圧縮側から伸張側へ反転する両振りの応力を必要とし、その結果サイクリックモビリティ的なひずみの発達が見られた。一方、団地 B では、片振り応力でも有効応力経路が破壊線まで到達し残留ひずみ型の破壊が生じた。このことは、団地 B に比べ団地 A の方が大きな繰返し応力を作用させないと破壊に至らないことを意味する。
- (2) 初期せん断応力下の非排水繰返しせん断強度を見ると、団地 A では初期せん断応力比 0.5 までは、初期せん断応力の増加に伴い繰返しせん断強度の増加が見られた。さらに、初期せん断応力比 0.7 という高い初期せん断応力を作用させると繰返しせん断強度の低下が見られた。これに対し、団地 B は初期せん断応力による繰返しせん断強度の変化はほとんど見られず、ほぼ一定の強度であった。これらの強度変化の違いは、細粒分含有率の違いによる影響と考えられる。
- (3) 初期せん断強度比と動的強度比の関係でまとめたことで安定解析への適用が容易となった。これは、動的強度を静的強度との比で表したことによるものであり、静的強度と同様な取り扱いで円弧すべり解析を行うことが可能となった。

謝辞：本研究を行うに当たって、山口大学大学院理工学研究科の中田幸男教授、吉本憲正助教には、温かいご指導と貴重なご意見を戴いた。記して謝意を表する次第である。

#### 参考文献

- 1) (社)地盤工学会：2004 年新潟県中越地震と 2007 年新潟県中越沖地震の被災現場に学ぶ、地盤工学会誌, vol.59, No.2, pp.16-19, 2011.
- 2) (社)日本道路協会：盛土の地震時安定性評価法に関する参考資料、道路土工のり面工・斜面安定工指針, pp.458-464, 1999.
- 3) 安田進：都市域における既設造成盛土宅地の地震時

安定性、日本地すべり学会関東支部シンポジウム講演資料, 2007.

- 4) Lee, K. and Seed, H.B. : Dynamic Strength of Anisotropically Consolidated Sand, Proc. ASCE, Vol.93, SM5, pp.169-190, 1967.
- 5) Tatsuoka, F., Muramatsu, M. and Sasaki, T. : Cyclic undrain stress-strain behavior of dense sands by torsional simple shear test, Soils and Foundations, Vol.22, No.2, pp.55-70, 1982.
- 6) Hyodo, M., Murata, H., Yasufuku, N. and Fujii, T. : Prediction of pore pressure and residual strain of saturated sand with initial static shear stress during cyclic loading, Proc. Of the third international conference on numerical methods in engineering, Swansea, U.K., Vol.2, pp.828-835, 1990.
- 7) Vaid, Y.P. and Chern, J.C. : Effect of Static Shear on Resistance to Liquefaction, Soils and Foundations, Vol.23, No.1, pp.47-60, 1983.
- 8) Hyodo, M., Tanimizu, H., Yasufuku, N. and Murata, H. : Undrained cyclic and monotonic triaxial behavior of saturated loose sand, Soils and Foundations, Vol.34, No.1, pp.19-32, 1994.
- 9) 杉山太宏, 兵動正幸, 山本陽一, 藤井照久：粘土の繰返しせん断特性に与える初期せん断応力の影響, 粘性土の動的性質に関するシンポジウム論文集, pp.133-136, 1995.
- 10) 兵動正幸, 内田一徳：粘性土の動的性質 2. 粘性土の動的問題の分類, 土と基礎, Vol.46, No.6, pp.53-58, 1998.
- 11) Seed, H.B and Chan, C.K.: Clay strength under earthquake loading conditions, Proc. ASCE, Vol.92, No.SM2, pp.53-78, 1966.
- 12) Malek, A. M., Azzouz, A. S., Baligh, M., M. and Germaine, J.T. : Behavior of foundation clays supporting compliant offshore structures, Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, Vol.115, No.5, pp.615-636, 1989.
- 13) 兵動正幸, 金鍾根, 福本圭祐, 山田卓, 吉本憲正：初期せん断応力を受ける砂粘土混合土の非排水繰返しせん断挙動, 土木学会論文集, vol.62, No.1, pp.240-245, 2006.
- 14) 楠根経年, 兵動正幸, 中田幸男, 村田秀一, 荒牧憲隆, 松下純子：ポートアイランド埋立てまさ土の繰返しせん断特性に及ぼす初期せん断応力の影響, 第 32 回地盤工学研究発表会講演集, pp.705-706, 1997.
- 15) 岸田健太郎, 古川智, 山根陽一, 沖村孝, 西田良平, 藤村尚, 兵動正幸：砂丘砂による大規模宅地造成盛土の耐震点検事例, 第 46 回地盤工学研究発表会講演集, No.894, pp.1787-1788, 2011.

(2011 年 7 月 13 日 受付)