

◆ 液状化特集 ◆

斜面の地震時流動破壊現象の解明とその予測

松尾 修* 齊藤由紀子** 佐々木哲也***

1. はじめに

過去の地震において、山岳部の道路盛土が大きく崩壊した事例がいくつか報告されている。一般に、山岳盛土は堅い地山の上に構築されることから、平地部によく見られる基礎地盤の液状化に起因する被害ではなく、盛土本体に作用する地震時慣性力、および盛土と地山とのなじみの不良が被害の原因となる場合が多い。ところが、1993年の釧路沖地震や1995年の兵庫県南部地震においては、地形的に集水しやすい沢部やため池に接する山岳盛土が、盛土本体の液状化と思われる現象で大きく崩壊する被害が目立った^{1),2)}。写真-1に釧路沖地震の被害事例を示すが、この例では盛土材料が最大40メートルもすべり出している。このような崩壊は、流動破壊現象によって生じたと考えられる。

そこで、本研究では、複雑な断面の山岳盛土を単純斜面に近い形状にモデル化し、遠心模型実験により地震時流動破壊現象の再現を試みた。また、盛土材の室内試験結果に基づき、単純斜面に流動破壊が生じる条件を判別するチャートを提案し、これを遠心模型実験の結果に適用したので、以下に報告する。

2. 流動破壊のメカニズム

土の非排水単調せん断試験を用いて、土の液状



写真-1 国道44号北海道厚岸町糸魚沢の盛土の崩壊状況¹⁾
(北海道開発局釧路開発建設部による)

化あるいは流動化を評価する手法が研究・報告されている³⁾。本研究では、その考え方に基づいて斜面の流動破壊条件を整理したので、以下に、その方法をごく簡単に述べる。

飽和砂を単調(せん断方向一定)に非排水せん断した時の応力-ひずみ曲線は、図-1に示すようなタイプに分類できる。非常に緩い砂では、ピーク後一定応力のもとでひずみが進行する変形特性(曲線①)が現れ、少し密度が増すとせん断応力がピーク後極小値を示した後、再び回復する変形特性(曲線②、③)を示す。曲線①、②、③のように、せん断応力がピークに達した後、応力が減少する状態をひずみ軟化という。密な砂になるとせん断応力は常に増大する変形特性(曲線④)を示し、この状態をひずみ硬化という。応力-ひずみ曲線において、せん断応力がピークを過ぎた後に示す極小のせん断抵抗(図-1の点A, B, C)は、一般に残留強度 S_{us} と呼ばれる。十分に密なケースである曲線④はひずみ軟化せず、したがって極小値が存在しないため、残留強度は定義できない。

図-2のような飽和した単純斜面を想定した場合、斜面内の土要素には、重力の作用による静的

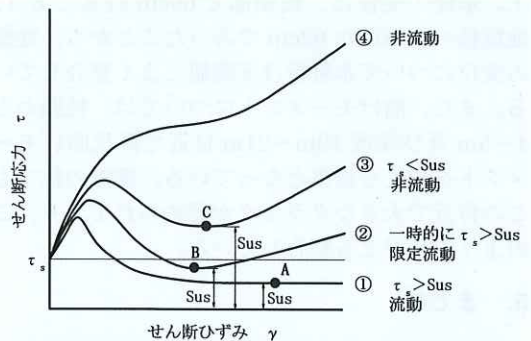


図-1 砂の非排水せん断時の応力-ひずみ曲線

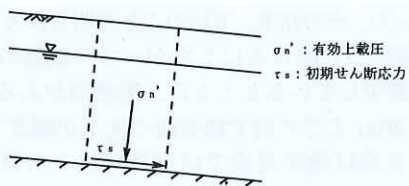


図-2 単純斜面

なせん断荷重 (初期せん断応力 τ_s) が常に加わっている。斜面の密度が緩いと、地震力の作用により地震後、抵抗力が作用力より小さい状態 ($Sus < \tau_s$) となる可能性がある。その場合、斜面の変形はせん断抵抗が回復するか、あるいは初期せん断応力が残留強度より小さくなるまで継続し得る。ここでは、この現象を流動と定義する。図-1 では、曲線①、②は流動、曲線③、④は非流動と区別できる。また、一時的に $Sus < \tau_s$ となる曲線②を限定流動と呼ぶこともある。

本研究では、このような飽和砂の残留強度特性を利用して単純斜面の流動破壊条件を整理し、その予測を試みた。手順として、まず中空ねじりせん断試験により、実験に用いる砂質試料の残留強度特性を調べ、その結果をもとに単純斜面の流動破壊条件を整理した。次に、遠心模型実験により単純斜面の流動破壊現象を再現し、中空ねじりせん断試験から得られた流動破壊条件の適用性を検証した。

3. 中空ねじりせん断試験

中空ねじりせん断試験および遠心模型実験に

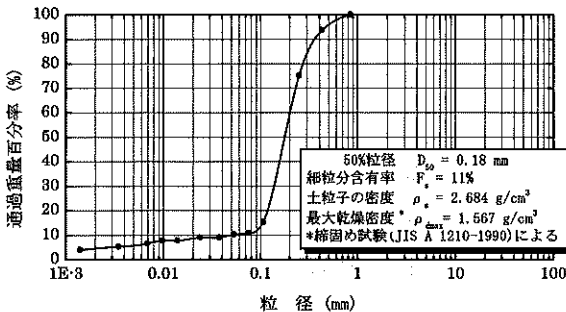


図-3 江戸崎砂の粒径加積曲線

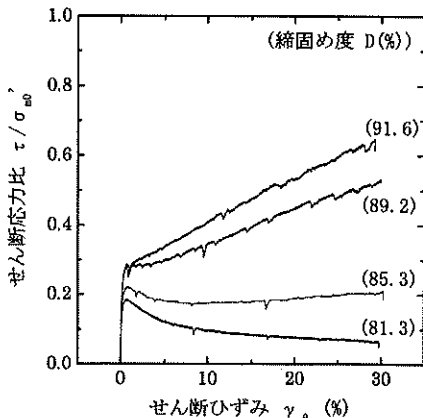


図-4 ねじり試験結果 (密度の影響)

は、茨城県稲敷郡江戸崎町で採取した砂質土 (以下、江戸崎砂と呼ぶ) を用いた。試料の粒径加積曲線を図-3 に示す。本節では、非排水単調載荷中空ねじりせん断試験により、密度および初期せん断応力の大きさに着目して、江戸崎砂の残留強度特性を調べた。また、その結果に基づいて単純斜面の流動破壊条件の整理を行った。

3.1 実験方法

供試体は外径 10cm、内径 6cm、高さ 20cm の中空円筒形で、最適含水比 ($w = 14\%$) に調整した試料を層厚 2cm 毎に突き固めて作成した。供試体には、拘束圧 20kPa を加えた状態で二酸化炭素を通した後、供試体内とセル内に同時に負圧を加えて脱気水を通す、二重負圧法により飽和させた。その後、196kPa の背圧を加えて初期有効拘束圧 σ'_{m0} が 98kPa となるように等方圧密し、試験ケースによっては排水条件で初期せん断応力 τ_s を載荷した。単調載荷試験は、非排水条件のもと、せん断ひずみ速度 1%/min で行った。

3.2 密度の影響

密度を変化させて行った、非排水単調載荷中空ねじりせん断試験の結果を図-4 に示す。応力-ひずみ曲線は、密度の大きさによってそれぞれ特徴を有している。本文では、密度を締固め度 D ($D = \rho_d / \rho_{dmax}$ 、乾燥密度 ρ_d 、締固め試験による最大乾燥密度 $\rho_{dmax} = 1.567 \text{g/cm}^3$) で表している。 D が 89% 以上の密なケースは、せん断ひずみが大きくなるにつれてせん断応力比も単調に大きくなっていく。85.3% のやや緩いケースは、せん断応力比がピークを迎えた後いったん低下し、せん断ひずみが 7~8% に達すると再び上昇している。一方、81.3% の緩いケースは、せん断応力比がピーク

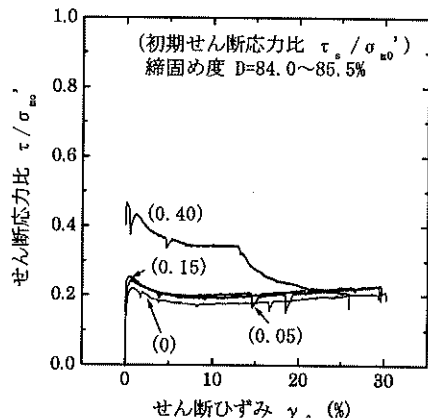


図-5 ねじり試験結果 (初期せん断応力の影響)

に達した後単調に減少している。

2. で述べたやや緩いケースのように、応力-ひずみ曲線がピークに達した後、極小値を有する場合はその時点のせん断応力比を、それ以外の場合はせん断ひずみが 30% になった時点のせん断応力比を残留強度比 Sus/σ_{m0}' と定義して、以下の整理で用いる。なお、紙数の関係上ここには示さないが、密度が一定の場合、残留強度 Sus は初期有効拘束圧 σ_{m0}' に比例するという結果が得られている⁴⁾。

3.3 初期せん断応力の影響

初期せん断応力比 τ_s/σ_{m0}' を変化させて行った、非排水単調載荷中空ねじりせん断試験の結果を図-5 に示す。 $\tau_s/\sigma_{m0}' = 0.40$ のケースはせん断ひずみが 13% の時点でせん断応力比が大きく減少しているが、これは試験供試体端面ですべりが生じたためと考えられる。したがって、このケースはせん断ひずみ 13% 時点のせん断応力比を残留強度比とする。図-5 より、 τ_s/σ_{m0}' が大きいほど残留強度比 Sus/σ_{m0}' も大きくなる傾向にあることが分かる。

3.4 流動破壊の予測

2. で述べたように、図-2 に示す単純斜面を想定し、これが地震により流動するか否かを考える。斜面は傾斜していることから、斜面内の土要素には重力の作用による初期せん断応力 τ_s が常に加わっている。地震により地盤が残留強度状態 ($\tau = Sus$) に至った場合、残留強度 Sus が初期せん断応力 τ_s より小さいと斜面は安定を保てず流動破壊が生じ得ると考えられる。

図-6 のように Sus と τ_s の関係図を描くと、 $Sus : \tau_s = 1 : 1$ の直線を境に $Sus < \tau_s$ を流動、

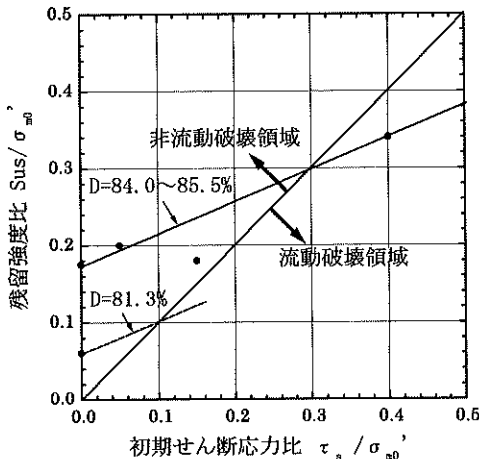


図-6 残留強度と初期せん断応力の関係

$Sus > \tau_s$ を非流動と区別することができる。図中のプロットは、単調中空ねじりせん断試験結果から Sus と τ_s を読みとって整理したものである。締固め度 $D = 84.0 \sim 85.5\%$ と $D = 81.3\%$ の結果をそれぞれ直線で結ぶと、 $Sus : \tau_s = 1 : 1$ の直線と交差する点が見られる。この点は流動破壊が発生しうる最小の初期せん断応力比であり、この値をここでは、限界初期せん断応力比と定義する。 $D = 84.0 \sim 85.5\%$ の場合 0.3、 $D = 81.3\%$ の場合 0.1 と読みとれる。ただし、 $D = 81.3\%$ の実験データは 1 点のみで、 $D = 84.0 \sim 85.5\%$ と同じ傾きの直線を仮定している。

以上に述べた実験結果および整理結果をもとに、単純斜面の流動破壊予測図 (図-7) を作成した。まず、B 線は排水せん断強度比をプロットしたものである。常時において、盛土・斜面が安定を保つためには、発生するせん断応力はその土の排水および非排水強度以下でなければならない。したがって、これより上の領域に斜面は存在し得ない。C 線は、応力-ひずみ関係においてひずみ軟化が生じるか否かの境界線である。つぎに、図-6 から得られた限界初期せん断応力比を締固め度に対してプロットし (図中の 2 点のみ)、曲線で結んだものが A 線であり、流動、非流動の境界を示す。最後に D 線は、完全流動する領域と限定流動する領域の境界線である。以上の境界線により形成される 3 つの領域を「完全流動領域」、「限定流動領域」、「非流動領域」と呼ぶこととする。

4. 遠心模型実験

本実験では、山岳盛土を単純斜面に近い形状にモデル化し、遠心模型実験により地震時流動破壊

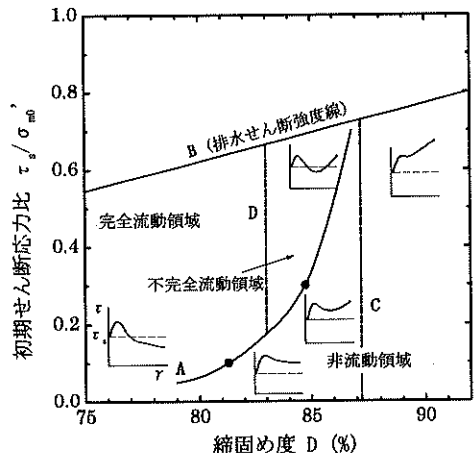


図-7 流動破壊の予測図

現象の再現を試みた。また、要素試験から得た単純斜面の流動破壊条件と遠心実験結果を比較した。

4.1 実験方法

実験模型および実験条件を図-8、表-1に示す。実験は斜面の傾斜度、地盤密度、水位、加振条件等を変化させて13ケース実施した。模型の縮尺は1/50とし、重力の50倍の遠心加速度を載荷して実験を行った。地山は幅150cm、高さ50cm、奥行き30cmの土槽内に給水タンクを設置後、石こうで作成した。地山表面にはサンドペーパーを貼り付けて斜面との摩擦を保っている。斜面は土槽を傾けて地山を水平にし、最適含水比($w = 14\%$)に調整した江戸崎砂を用いて1層当たり2cmで6層に分けて突き固めて作成した。加速度計および間隙水圧計は斜面の作成とともに図-8のように配置し、各層の表面には地盤の残留変位を見るためにビーズ玉を設置した。また、斜面側面には変形を観察するために江戸崎砂と色の異なる砂を用いてメッシュを作成している。

斜面作成後は遠心加速度50Gを作用させて、斜面上部の給水タンクから水の50倍の

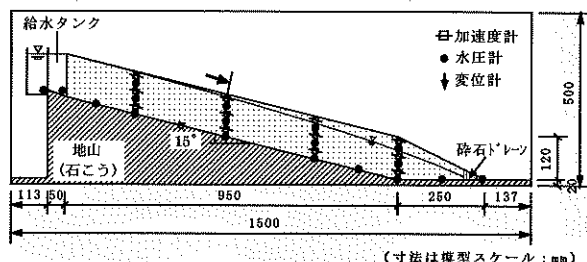


図-8 実験模型
表-1 実験条件

Case	傾斜度 (°)	平均水位 (mm)	乾燥密度 ρ_d (g/cm ³)	締固め度* D (%)	加振加速度**
1	15	115	1.27	81	15G 10波
2	15	110	1.26	81	8G 10波
3	5	110	1.28	82	7.5G 10波
4	5	104	1.26	81	16G 10波
5	15	111	1.42	91	5G 10波, 15G 10波
6	15	74	1.26	81	9G 10波
7	15	116	1.33	85	8.5G 10波
8	5	109	1.26	80	9G 10波
9	5	102	1.25	80	6G 10波
10***	5	109	1.26	80	8G 10波
11	2.5	109	1.26	80	8G 10波, 6G 100波
12	15	105	1.25	79	浸透中に破壊
13	10	109	1.24	79	9G 10波

遠心加速度 50G、地盤層厚 120mm

* $D = \rho_d / \rho_{dmax} \times 100$ (%), $\rho_{dmax} = 1.567$ g/cm³

** 正弦波 60Hz

*** ケース 10 は高さ 80mm の位置に厚さ 5mm のシルト層を敷設。

粘性を持つシリコンオイルを浸透させた。給水タンクでの水位調整は浮きと電気バルブを用いて行い、斜面内の水位は間隙水圧計の値で把握した。加振は、浸透水が目標水位でほぼ定常に達した時点で、表-1に示す条件で行った。なお、本論文の図表中の数値は全て模型スケールで示している。

4.2 実験結果

実験結果の一例として、加振による変形が大きかったケース7の模型の変形図を図-9に示す。ケース7は傾斜度が15°で締固め度 $D = 85\%$ の斜面である。メッシュを観察すると、斜面底部にすべり層が形成され、大きく変形していることが分かる。変形が大きかったケース1、2、6、7、13はいずれも同じような位置ですべていた。

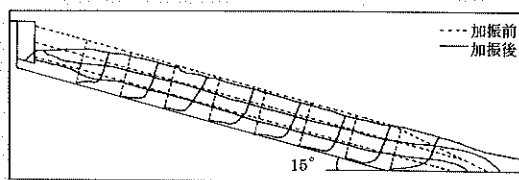


図-9 模型の変形状況

同じくケース7について、地盤の応答加速度、過剰間隙水圧比、地盤変位量の時刻歴を図-10に示す。地盤の変位量はレーザー式変位計を用いて地表に設置したターゲットの移動量を測定したものである。加速度は斜面と平行に測定し、斜面の下へ向かう方向を正とした。図より加振後も加振中の2倍以上の変位が出ていることが分かる。同図で、変位は加振終了後しばらくの間(0.25~0.35sec)、正の加速度で進行しているが、これは最下層のすべり層の残留抵抗が重力による

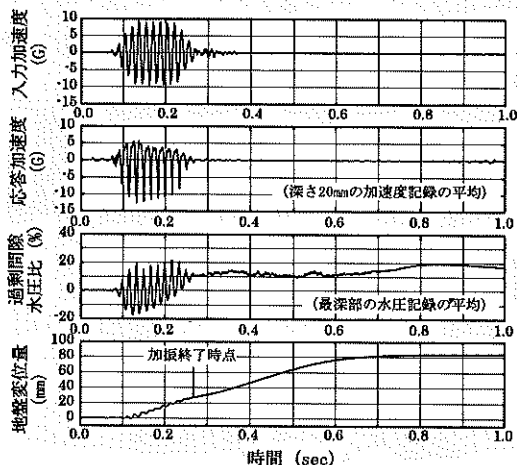


図-10 時刻歴

斜面の滑動力を下回っていることを示唆している。密度が高いケース5と傾斜が緩いケース3、4、8~11は加振が終了した時点で変形もほぼ止まったが、その他のケースは同じように加振後も流動する様子が見られた。

また、斜面上層の応答加速度は、図-10よりプラス側は減衰し、マイナス側はスパイク状に増幅していることがわかる。密度の緩い斜面ではいずれも同じような応答波形が得られたが、大きく変形したケース2、6、13では始めの2、3波で加速度が著しく減衰した。加速度記録からも加振により斜面が強度低下している様子がうかがえる。過剰間隙水圧は初期有効上載圧の20%程しか上昇していないが、斜面には重力による初期せん断応力が作用しているため、わずかな間隙水圧の上昇で地盤の応力状態は破壊線に到達したと考えられる。

つぎに、密度と加振後の残留変位量の関係を図-11に示す。ケース9は加振波数が多いことから、他のケースと同じ10波目の変位量を読みとってプロットした。

傾斜が10°、15°のケースに着目すると、斜面が密なほど残留変位量が小さいことがわかる。また、かっこ内に示した加振加速度は8~15Gの幅があるにもかかわらず、密度と残留変位量には良い相関が見られることから、残留変位量は加振力の大きさよりもむしろ斜面密度に大きく影響されるという結果が得られた。密度の影響については、過去に実施した片盛土の遠心実験⁵⁾でも同様の結果が得られている。

また、同図より、傾斜が2.5°、5°のケースは密度が低い場合でも変位量は小さかった。傾斜が緩いケースは初期せん断応力が小さく、大きな変形は生じなかったと考えられる。このことから、密度と同じく初期せん断応力の大きさも斜面の残留変形量に影響することがわかった。

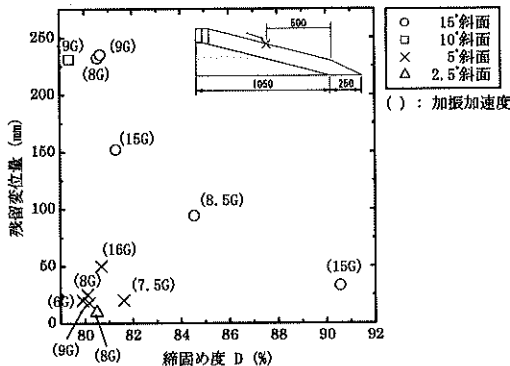


図-11 締固め度と残留変位量の関係

ケース4、5、6の加振中の斜面底面における有効応力経路を図-12に示す。図中の直線は、遠心実験と同じ江戸崎砂を用いた単調載荷中空ねじりせん断試験から求めた排水強度である。ここで、有効上載圧 σ'_n とせん断応力 τ は、応答加速度と間隙水圧の測定値を用いて計算した。 τ は斜面の下へ向かう方向を正としており、 σ'_n と τ は斜面全体の平均をとった。

図-12より、密度が緩く変形が大きかったケース6では加振とともに地盤の応力状態が破壊線の方に移動し、破壊線に達していることが分かる。一方、密度が高く変形が小さかったケース5では、応答加速度の増幅に伴いせん断応力の応答も大きくなったが、正のダイレイタンス効果(土がせん断されて体積膨張することにより、有効応力が回復すること)により破壊状態には至らなかった。

傾斜が緩いケース4も間隙水圧があまり上昇しなかったため、破壊状態には至らなかった。同じく

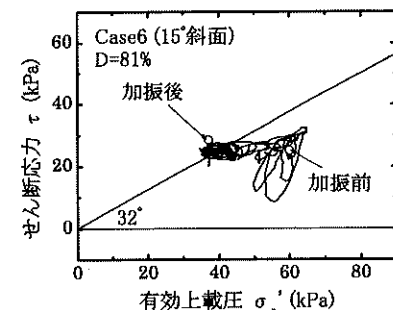
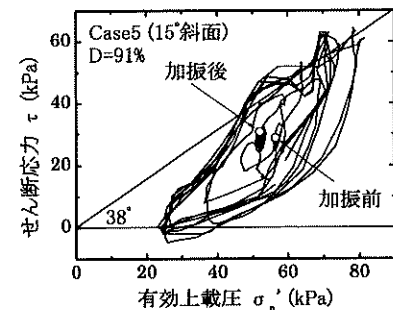
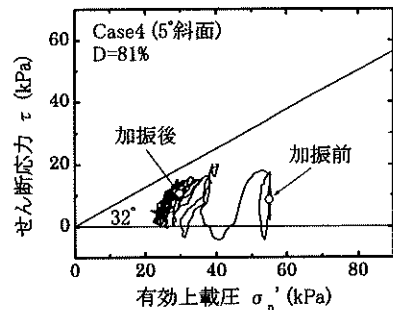


図-12 有効応力経路

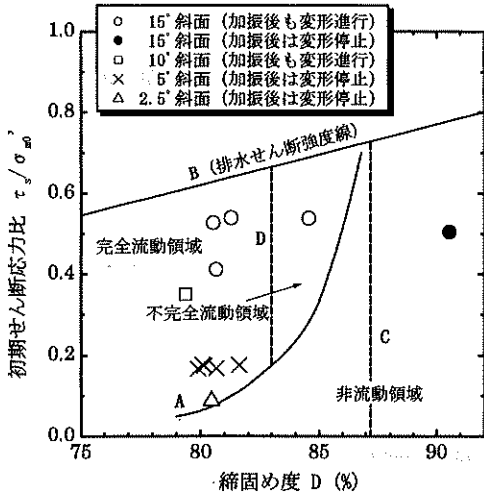


図-13 斜面の流動破壊予測

傾斜が緩いケース 3、8～11 も破壊線に達するほど間隙水圧は上がらなかった。この理由は未だはっきりしていないが、要素試験と模型実験では飽和度、排水条件などが微妙に異なっていることが関係している可能性がある。

4.3 流動破壊の予測

ここでは、非排水単調荷中空ねじりせん断試験の結果から推定した流動破壊条件(図-7)に遠心模型実験の結果を適用することを試みた。

図-7 上に遠心模型実験の結果をプロットし、図-13 に示す。10°、15° 斜面について、図中の A 線は流動破壊したケースとしなかったケースを区別することができた。2.5°、5° 斜面については流動破壊領域に位置しているものの実験では加振終了後すぐに変形が止まり、流動破壊しなかった。間隙水圧がさほど上昇しなかったことが原因していると考えているが、4.2 で述べたように、要素試験と模型実験では異なる点が多い。したがって、両者の違いを評価して流動破壊条件に組み込むことができるか、今後の検討課題である。

5. まとめ

本研究では、山岳盛土が地震時に流動的な崩壊現象を起こすメカニズムおよび条件を解明することを目的に実験的な検討を行った。得られた結果をまとめると、つぎのとおりである。

- (1) 盛土斜面の密度が緩く地下水で飽和していると地震時に流動破壊が生じやすい。
- (2) 流動破壊が生じ得る限界の密度が存在する。
- (3) 一連の要素試験に基づき提案した流動破壊の発生条件を判別するチャートは、模型実験結果を安全側に評価する場合もあるが、概ね整合的であった。

これらの結果から、山岳盛土においては、盛土を十分に締め固めること、および盛土内にできるだけ水を入れないように排水施設を設置しておくことが、豪雨時だけでなく地震時にもきわめて有効であるということが示唆される。

今後、さらに検証を積み重ねた上で、流動破壊防止のために必要な盛土の締め固め度の提案につなげていきたい。

参考文献

- 1) 建設省土木研究所：1993 年釧路沖地震災害調査報告，土木研究所報告第 193 号，pp.153-178，1994。
- 2) 建設省土木研究所：1995 年兵庫県南部地震災害調査報告，土木研究所報告第 196 号，pp.227-270，1996。
- 3) 石原研一：地震時の液状化と流動破壊，土と基礎，41-8，pp.6-12，1993。
- 4) 佐藤貴史他：ある砂質土の残留強度特性に関するねじり単断せん断試験，第 33 回地盤工学研究発表会，pp.767-768，1998。
- 5) 近藤浩市他：片盛土の耐震性に関する動的遠心模型実験(その 3)，土木学会第 53 回年次学術講演会，III-A177，1998。

松尾 修*



国土交通省土木研究所
耐震技術研究センター
動土質研究室長
Osamu MATSUO

斉藤由紀子**



同 動土質研究室研究員
Yukiko SAITO

佐々木哲也***



同 動土質研究室研究員
Tetsuya SASAKI