

変形指標に基づく地震時における斜面の安定性評価の試み

中村 晋¹

¹正会員 日本大学教授 工学部土木工学科 (〒963-8642 福島県郡山市田村町徳定字中河原 1)

E-mail:s-nak@civil.ce.nihon-u.ac.jp

ここでは、斜面の不安定化に至るせん断破壊が生じる状態を安定限界とし、新しくせん断ひずみを評価指標とする安定性の評価手法を提案した。すべり面の形成に関わるせん断領域を限定した斜面模型の 1G 場での振動実験結果に適用した結果、提案手法は適用性を有していることが分かった。解析と実験を組み合わせ要素試験による限界値の設定手法の合理化、より一般的な地盤モデルでの適用性に関する検討を今後実施する予定である。

Key Words: , slope, seismic stability, material point method, shear strain

1. はじめに

地震時における斜面の安定性評価は、これまで想定されるすべり面上での作用力と抵抗力の釣り合いにより得られるすべり安全率と過去の経験に基づくその限界値との比較により実施されてきた。1995 年兵庫県南部地震以降、1G を上まわるような強震動を観測する地震が多く発生し、斜面内のすべり安全率が一瞬でも限界値を超える可能性が多くなり、すべり安全率が限界値を下回る状態が斜面の崩壊に至る状態、つまり斜面の不安定化に対応していることを確認することが必要となった。

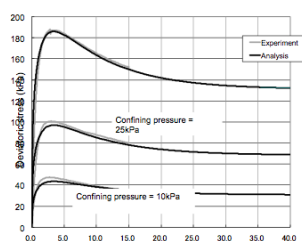
JNES は原子力発電施設の 2006 年に行われた耐震基準の改定で示された地震随伴事象として想定される施設の周辺斜面の崩壊等によっても、原子炉施設の安全機能に重大な影響を与えないことを確認するため、平成 22 年度より斜面の安定性評価手法の見直しを実施するため、大きさやモデルの異なる斜面模型の振動実験を実施してきた。その斜面模型の中で、すべり破壊の生じる位置を限定した斜面模型に対する一連の実験より、すべり面の傾斜角、言い換えれば常時のすべり安全率の大きさに応じてせん断破壊が生じた後の不安定化の状態が異なっていることが明らかとなった。ここで、せん断破壊に至る状態として、すべり破壊領域が局在し始め、それが連なりすべり面を形成し、その面上の土塊が動き始める状態と定義を行うことができた。このすべり破壊後、不安定化するものの加振とともに変位するものの、終了後に安定化する進行破壊モード、不安定化によりすべり面上の

土塊がすべり面に沿って滑落する滑落モードとその中間モードに分けられることが分かった。

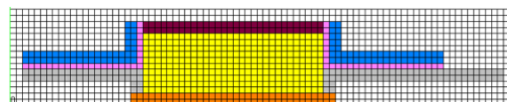
ここでは、斜面の不安定化に至るせん断破壊が生じる状態を安定限界とし、その状態を評価する手法を以下に提案する

2. 変形指標に基づく斜面の安定限界の考え方

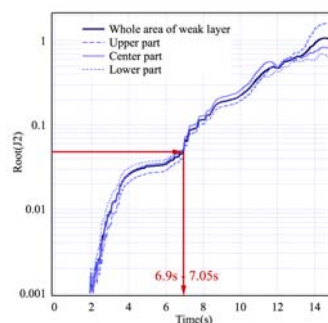
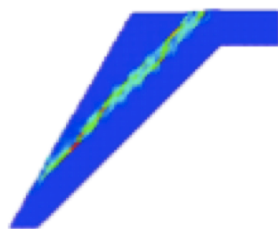
自然斜面や造成斜面が安定性を損ない不安定化する限界状態の評価として、地盤内に著しく変形の増大したすべり破壊位置における作用せん断応力が地盤のせん断抵抗応力に到達していることを評価する安定解析法が用いられてきた。その安定解析法は、仮定したすべり面上での作用力と抵抗力の釣り合いによりすべり面の設定やすべり破壊の可能性を評価できるという計算法の簡便さや地盤構造のモデル化の簡便さを有しているため、従来から用いられている。すべり破壊の可能性については、すべり面位置における作用せん断力と抵抗せん断力の比であるすべり安全率の大きさを過去の経験に基づいて設定された限界安全率との比較により行われている。この限界状態の評価の考え方は斜面内での地震応答としてすべり面の生成位置や形成過程と対応していないため、限界安全率を下回る状態に対する安定性の評価が困難となる。また、すべりが発生すると考えられる臨界すべり面を同定するためには、斜面内に作用する地震時のせん断応力の推定が必要となり、疑似静的に作用震度の分布から推定



①対象材料の三軸圧縮試験による解析パラメータの設定



②対象材料の単純せん断試験による検証とすべり線が形成される安定限界時の累積最大せん断ひずみ(限界累積せん断ひずみ)の設定



③対象斜面のすべり面形成領域を対象とし、複数の領域に関する累積最大せん断ひずみと作用時間の関係をもとめ、限界累積最大せん断ひずみとの比較（安定性の評価）

図-1 累積最大せん断ひずみ基準に基づく安定限界の評価フロー

する方法やより現実的な地震時の挙動として動的解析により得られる応答せん断応力を利用する方法なども提案されている。非線形の動的解析の利用においても、解析より得られる応答応力のみが利用され、ひずみなどの特性は直接配慮されていないため、地震時に発達するすべり面の位置を適切に評価できない可能性も有している。

一方、非線形の有限要素解析を活用し、斜面の静的な安定性評価を行う試みも 1975 年に Zeikiewize ら¹⁾によりせん断強度低減法という考え方が示され以来、鵜飼²⁾により方法の具体化、松井ら³⁾による斜面補強事例への適用、Griffith ら⁴⁾による力の釣り合いによる安定解析との比較事例などが示され、その有用性を明らかとなっている。最近、地震時に発生するすべり面を推定する方法の一つとして、実験によるせん断ひずみ発達領域が評価可能であるとの指摘⁵⁾もあり、着目されている。この方法は、地盤の強度を一様に低減していく過程でせん断ひずみの発達する領域をすべり面とし、強度低下により解析が困難となる状態における強度よりすべり安全率を評価し、極限解析法との関係も小林ら⁶⁾により明確となっている。一般に、せん断ひずみの発達領域におけるひずみの絶対値は、有限要素法の要素サイズに依存することはよく知られているが、その方法⁷⁾ではせん断ひずみ増分が最大となる位置、つまりせん断ひずみの絶対値に依存

しない値により、すべり面位置を設定しているため、要素サイズの影響は大きくないという特徴を有している。この方法は、地盤の強度を一様に低減するため、動的応答などの非一様挙動への適用は疑似静的な作用に限定されるという課題を有している。また、有限要素法は非線形から破壊に至る過程を適切に評価できないことから、MPM のような粒子法の適用と動的応答の適切な配慮が必要不可欠と考えられる。

ここでは、斜面の地震時破壊の指標として、地盤内の最大せん断ひずみの変化に着目したすべり破壊の可能性の評価方法を提案する。その提案フローを図-1 に示す。

まず、最大せん断ひずみの変化に基づいてすべり破壊の可能性を評価するためには、その限界値の設定を行う必要がある。すべり破壊の発生する状態は、前述のようにある領域にて連なるすべり面が形成され、そのすべり面上の土塊が移動し始める状態と定義する。その状態変化時の最大せん断ひずみを限界値として評価する。その評価には、粒子法(MPM)を用いる。まず、対象とする地盤材料の応力-ひずみ関係を規定する弾塑性構成モデルを選定し、そのモデルパラメータを設定する。ここでは、弾塑性構成モデルとして浅岡モデルを選択する。モデルパラメータの設定は、材料試験や三軸圧縮試験により得られた強度特性、さらに応力-ひずみ関係との適応

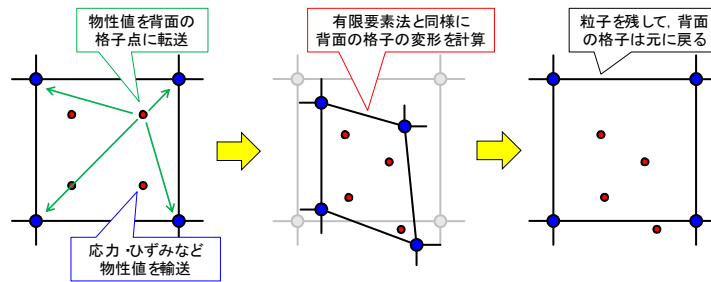


図-2 MPMにおける計算の流れ

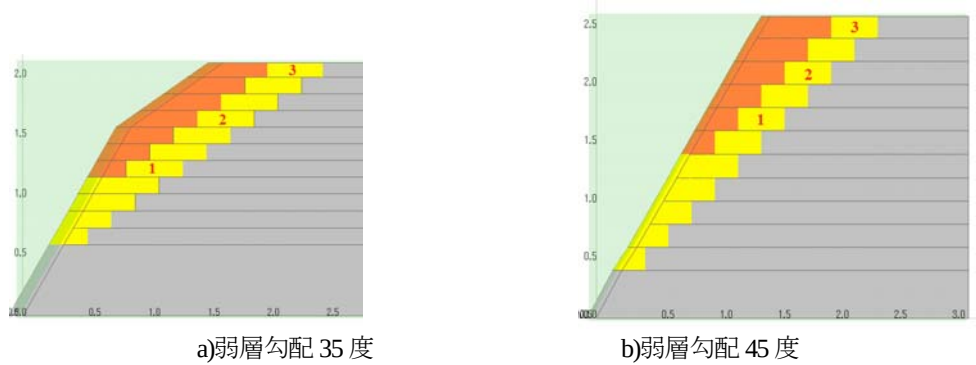


図-3 一様弱層を有する斜面模型

性を踏まえて実施する。次に、最大せん断ひずみの限界値の設定は地盤材料のすべり破壊による強度特性の評価に用いる単純せん断試験を実施し、地盤要素の弾塑性構成モデルを用いた粒子法(MPM)によりその単純せん断挙動のシミュレーション結果を踏まえて設定する。この単純せん断挙動では、三軸圧縮試験のシミュレーションで対象となる10%のひずみを超え、せん断破壊が生じる状態における解析モデルの適用性の検証が行い、せん断破壊領域において解析により得られる最大せん断ひずみの限界値を設定する。

最後に、粒子法(MPM)を用いた対象斜面の地震応答解析を実施し、せん断ひずみが大きく、すべり面を形成する可能性のある領域内に複数の平均累積最大せん断ひずみの評価要素を設定し、要素内での平均最大せん断ひずみと単純せん断試験に基づいて設定した限界値との比較によりすべり破壊の評価を行う。

3. 解析手法(MPM)の概要

MPMはLagrange粒子とバックグラウンド格子からなるParticles in cell法の一つでありSulskyら⁸⁾が提案した。アルゴリズムはFLAC⁹⁾と同じUpdate-Lagrangian法と陽解法の組み合わせによる手法であるが、粒子を用いるためFLAC以上に大変形後の挙動を解析できる。図-2にMPMの計算の流れを示す。土を粒子の集合で表し粒子で輸送した応力等の物理量を一定時間刻み Δt 毎にバックグラウンド格子の格子点に内挿関数で集約し運動方程式を解く。格子点速度からひずみ増分 $\Delta \epsilon$ を求め粒子の

位置、物理量を更新し格子は粒子を残し元に戻り、弾性則また既存の弾塑性構成則を用いてひずみ増分 $\Delta \epsilon$ から応力増分 $\Delta \sigma$ を計算する。ここで、弾塑性構成則としては浅岡らのSYS Cam-clayモデル¹⁰⁾を用いている。このモデルは構造劣化による塑性圧縮と過圧密解消による塑性膨張を考慮できるため、地盤材料の応力-ひずみ関係に見られる強度低下過程を表現することができる。

4. 一様弱層を有する斜面模型の振動実験結果への適用

(1) 対象とする斜面モデル

(旧)原子力安全基盤機構(JNES)が実施した斜面模型の振動実験のうち、ここで不安定限界の評価とした2つの中型斜面模型の形状を図-3に示す。2つの斜面模型は表層、弱層および基盤層の3層構造で構成され、弱層は均一な材料で構成されているが、弱層の勾配が35度と45度と異なっている。35度の斜面模型は高さが2.0m、45度の斜面模型は高さが2.6mとなっている。弱層は珪砂6号100に対してベントナイト1、水10の重量比となるように作成した。表層は加振中に破壊せず、重くするため、磁鉄砂100、ベントナイト10、水15の重量比となるように作成した。基盤層はセメント安定処理した粒度調整碎石を十分に締め固めることにより作成し、アンカーにより土層に固定した。

加振は、勾配35度の実験では正弦波、勾配45度の実験では不規則波を用いた。正弦波の加振は5Hzの波を10波、100Galから100Gal毎に振幅を増大して行い、



a)弱層勾配 35 度



b)弱層勾配 45 度

写真-1 最終破壊状態

表-1 三軸圧縮試験で設定したパラメーター一覧

Parameter	Value
Compression index λ	Min value 0.01
	Max value 0.15
Reference value of γ_p for λ γ_λ	0.0002
Swelling index κ	Min value 0.001
	Max value 0.14
Reference value of γ_p for κ γ_κ	0.01
Critical state constant M	1.37
Specific volume at $q = 0$ and $p = 98.1$ kPa on NCL N	2.085
Poisson's ratio	0.214
Degradation parameter of structure a ($b = c = 1$)	0.01
Degradation parameter of overconsolidated state m	Min value 0.001
	Max value 10
Reference value of γ_p for m γ_m	0.001
Evolution index of rotational hardening b_r	5
Limit of rotational hardening m_b	1.35
Reciprocal of degree of structure R^*0	0.3

不規則波の加振は新潟県中越地震の際に東京電力柏崎刈羽原子力発電所内で観測された地震観測記録を用い 100Gal から 100Gal 毎に振幅を増大して行った。この差異に起因し、勾配が 45 度の斜面模型は写真-1 に示す様に 200Gal 加振時の 2 回目に弱層の上部から下部までに繋がるすべり線が形成された後に滑落が生じた。また、勾配が 30 度の斜面模型は 2 回目の 300Gal 加振時に前述と同様のすべり線が形成された後、加振ともに写真-1 に示す様にすべり面上の表層を含む土塊がすべり面上移動するものの、滑落には至っていない。このように不安定化により一気に滑落するケースと、不安定化の後に再安定化するケースである。

MPM による解析では、表層および基盤層は弾性材料としてモデル化し、弱層は浅岡モデルを構成関係とする弾塑性モデルとしてモデル化する。

(2) 三軸圧縮試験によるモデルパラメータの設定

ここでは、浅岡モデルにより弱層の応力ひずみ関係の

モデル化するために、パラメータの設定を行う。その設定は CD 条件下で実施した拘束圧 10kPa、15kPa および 20kPa に対する偏差応力-軸ひずみ関係とのフィッティングによりパラメータの特性を踏まえ思考錯誤的に行った。設定したパラメータを表-1、その設定したパラメータによるシミュレーションより得られた三軸圧縮試験の偏差応力-軸ひずみ関係と実験により得られた関係との比較を図-4 に示す。図に示すように、3つの拘束圧に対して、ピーク強度に至る過程から強度低下過程を良く再現していることが分かる。

(2) 単純せん断試験のシミュレーションによる対象地盤材料の滑り線形成過程の評価と評価基準値の設定

ここでは、三軸圧縮試験の実験による応力-ひずみ関係を踏まえて設定した弾塑性構成モデルである浅岡モデルを用いた単純せん断試験のシミュレーションにより、対象材料に対する最大せん断ひずみの限界値を設定する。

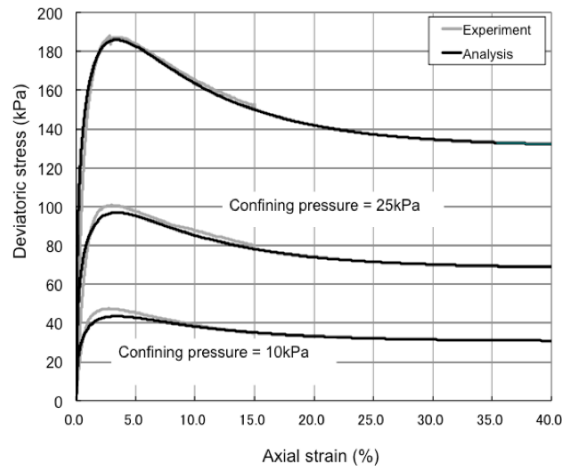


図-4 設定したパラメータによるシミュレーションより得られた三軸圧縮試験の偏差応力-軸ひずみ関係と実験により得られた関係

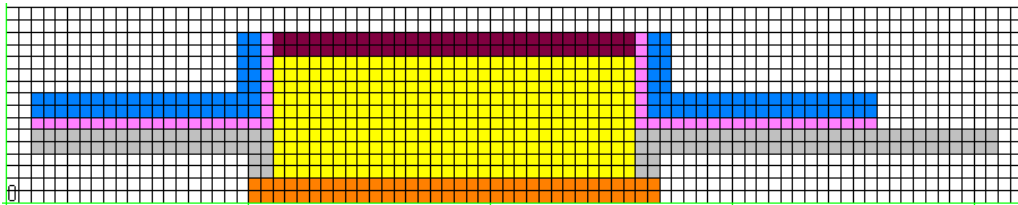
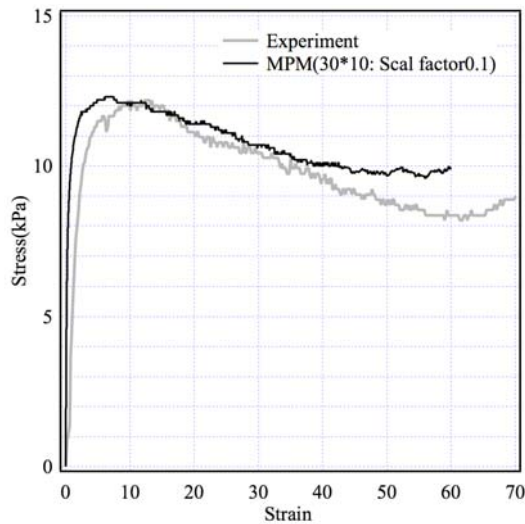
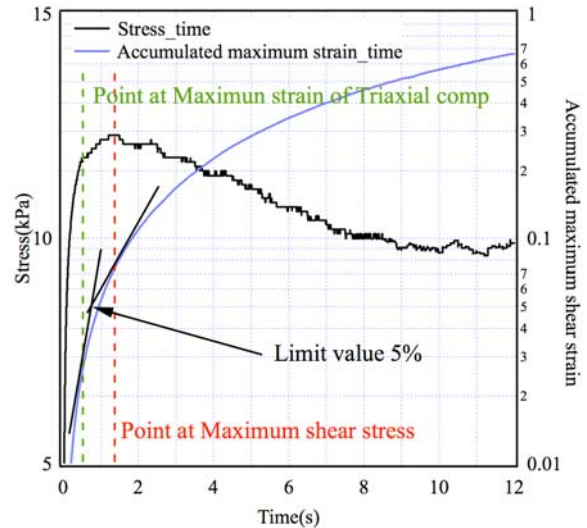


図-5 単純せん断試験のシミュレーションモデル



a) せん断応力-ひずみ関係



b) 最大せん断ひずみ-せん断応力-時間関係

図-6 限界せん断ひずみの設定

単純せん断試験装置において地盤材料は直径 3cm、高さ 1cm のリング内に設置し、リング上部を所定の鉛直応力を作用した上で、一定のひずみ速度で水平に変位させる際の抵抗力より求めた平均せん断面(リングの面積)上のせん断応力と上部リングの変位の関係として得られる。ここでは、図-5 に示す 10 倍の断面形状を有する幅 30cm、高さ 10cm および奥行き 3cm のモデルにて平面ひずみ条件下でせん断応力-変位関係を求める。せん断応力は上部リング(図中の青)と下部リング(図中のグレー)の境界から上に 5cm の地盤材料区間の平均せん断応力として求めた。

図-6 に拘束圧 10kPa に対して解析により得られたせん断応力-変位関係、および実験により得られた関係との比較を示す。ここで、解析は実験の 10 倍の形状にて実施したため、実験を解析と同一スケールの試験装置で実施したとして相似則に基づき変位を 10 倍した。図に示すように、実験では材料と装置のなじみなどによる変位の遅れ、残留強度の差異はあるもののピーク応力以降の挙動はよく整合している。次に、せん断応力の算出区間について、最大せん断ひずみの平均値と時間の関係、あわせてせん断応力と時間の関係を図-6 に示す。さらに、三軸圧縮試験における最大軸差応力時の軸ひずみ

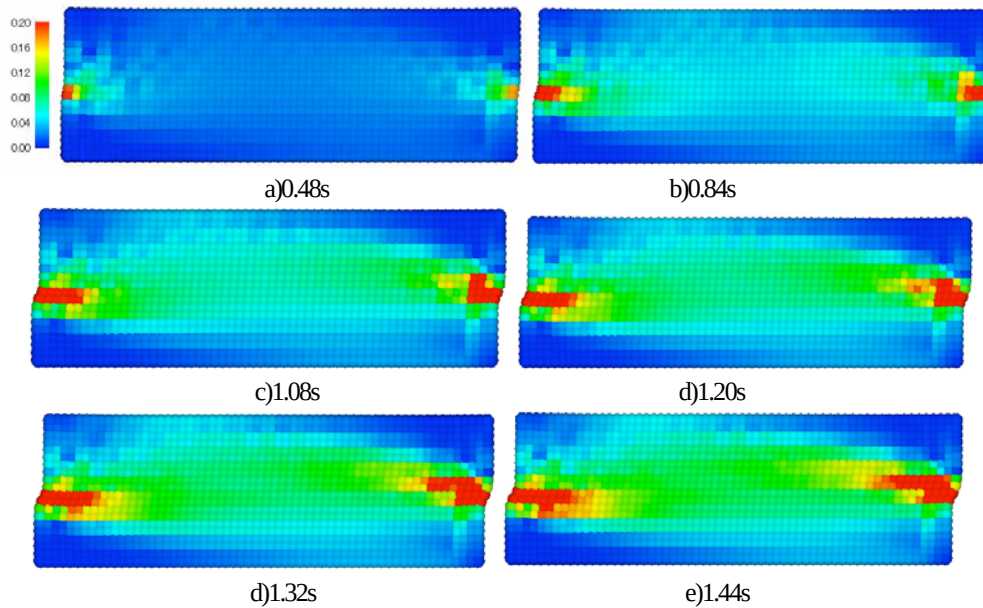


図-7 単純せん断リング内のせん断ひずみ分布の時間変化

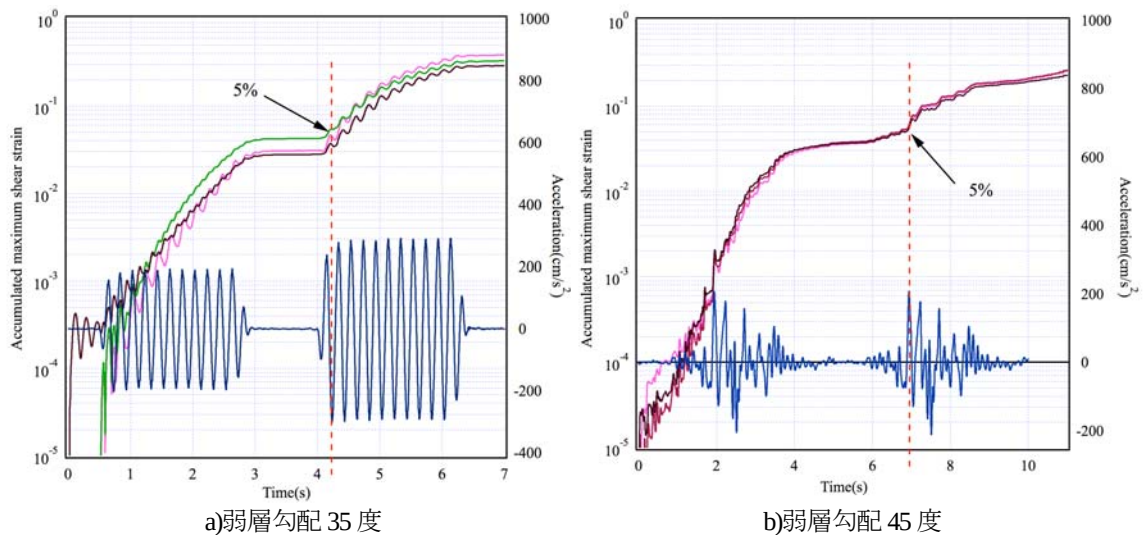


図-8 斜面モデル内での最大せん断ひずみの時間変化と
平均限界累積最大せん断ひずみの関係

(2%)に対応するせん断ひずみ(3%=1.5*2%)を累積最大せん断ひずみ見なし、そのせん断ひずみの発生時刻からせん断応力の最大値の時刻までの単純せん断リング内のせん断ひずみの分布を図-7に示す。これより、最大せん断ひずみが3%の時刻でせん断応力の増加率は変化し、せん断応力は最大せん断応力に向かって緩やかに増加している。その際、上下リング境界周辺におけるせん断ひずみは数%から10%を超える値に変化している。最大せん断ひずみもその状態にて変化しており、ここでは、せん断応力が最大値の最大せん断ひずみ値(7%)と三軸圧縮試験による最大偏差応力時の相当最大せん断ひずみ(3%)の間の5%を最大せん断ひずみとする。

(3) 評価基準値に基づく斜面模型の安定性評価

ここでは得られた最大せん断ひずみに基づいて、図-3に示した2つのMPMによる斜面モデルの安定性についての評価を行う。そのため、図-3に示した2つの斜面モデルの弱層の中に、平均最大せん断ひずみの算出位置を弱層上部、中部及び下部の3箇所にした。それぞれの位置における平均最大せん断ひずみと時間の関係を図-8に示す。

図-8より、平均最大せん断ひずみはその限界値に到達した時刻は、両斜面モデルともせん断破壊が生じた時刻と概ね対応している。その状態における最大せん断ひずみの分布を図-9に示す。これより、平均最大せん断ひずみの評価対象領域内でその値が限界値に到達した状態で、その領域内の最大せん断ひずみは20%弱に到達し、その大きさのひずみが弱層上部から下部に連なって生じ

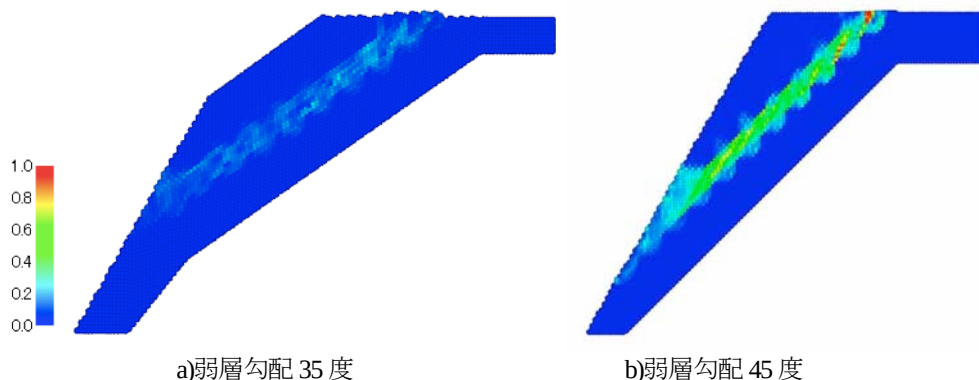


図-9 各ケースにおける平均最大せん断ひずみが限界値に到達した時刻周辺の最大せん断ひずみの分布

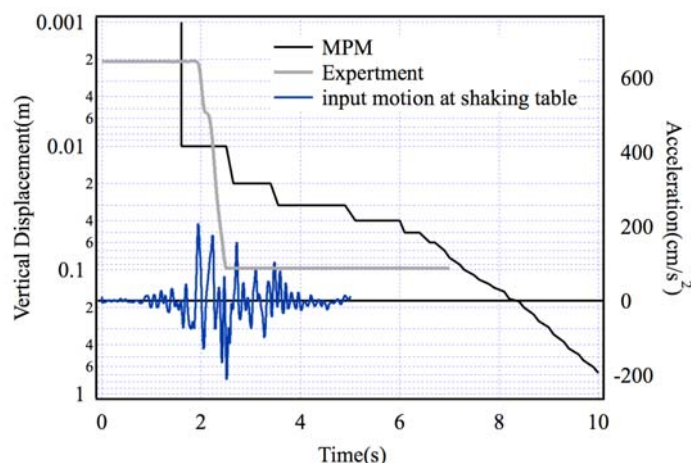


図-10 弱層勾配 45 度の法肩部における鉛直変位に対する時間変化の比較

ていることが分かる。

(4)MPM による斜面模型の変形量評価

斜面のせん断破壊の生じた弱層 45 度の斜面模型について、せん断破壊後のすべり土塊の変位量の MPM による評価精度を検討するため、土塊の法肩部の鉛直変位について 200Gal 加振 2 回目の実験値と解析値の比較を図-10 に示す。図に示すように、実験ではせん断破壊が生じた直後に滑落が生じているが、解析ではすべり破壊が実験と同じ時間に生じているものの、直後の滑落には至っていないものの、加振とともに大きな変位が生じ滑落に至っている。

5. あとがき

ここでは、斜面の不安定化に至るせん断破壊が生じる状態を安定限界とし、新しくせん断ひずみを評価指標する安定性の評価手法を提案した。すべり面の形成に関わるせん断領域を限定した斜面模型の 1G 場での振動実験

結果に適用した結果、提案手法は適用性を有していることが分かった。解析と実験を組み合わせ要素試験による限界値の設定手法の合理化し、より一般的な地盤モデルでの適用性に関する検討を今後実施する予定である。

謝辞：本研究は平成 27 年度に原子力規制庁より 日本大学工学部工学研究所が受託した原子力施設等防災対策等委託費（斜面崩壊に伴う原子炉施設への影響評価手法の整備）の成果をとりまとめたものである。原子力規制庁および関係各位に感謝の意を表します。

参考文献

- 1) Zienkiewicz, O.C., Humpheson, C. and Lewis, R. W., Associated and non-associated visco-plasticity and plasticity in soil mechanics, *Geotechnique*, Vol.25, No.4, pp.671-689, 1975
- 2) 鶴飼恵三, 弾塑性 FEM による斜面の全体安全率計算法, 土質工学会論文報告集, Vol.29, No.2, pp.190-195, 1989
- 3) Tamotsu Matsui and Ka-Ching San, finite slope stability analysis by shear strength reduction technique, *Soil and Foundations*, Vol.32, No.1, pp.59-70, 1992
- 4) Griffiths, D. V. & Lane, P. A. (1999). Slope stability analysis by finite elements, *Geotechnique*, Vol.49, No. 3, 387-403, 1989
- 5) 末広俊夫, 金子岳夫, 北爪貴史, 模型振動実験による斜面の

- 地震時安定性評価に関する研究, Vol.353, 電力土木, pp.9-15, 2011
- 6) 小林俊一, 西木祐輔, 下南貴史, 松本樹典, せん断強度低減法の数理的性質に関する検討, 応用力学論文集, Vol.13, pp.401-409, 2010
- 7) 若井明彦, 蔡飛, 講座 地すべり解析における有限要素解析の利用 (第4回) 地すべり, Vol.40, No.3, pp.250-255, 2003
- 8) Sulsky, D., Zhou, S.J. and Schreyer, H.L.: Application of a particle-in-cell method to solid mechanics, Computer Physics Communications, 87, pp.236-252, 1995.
- 9) Cundall, P. and Board, M. : A microcomputer program for modeling large-strain plasticity problems, Numerical Methods in Geomechanics (Innsbruck 1988), pp.2101-2108, 1988.
- 10) Asaoka, A., Nakano, M. and Noda, T.: Superloading yield surface concept for highly structured soil behavior, Soils and Foundations, Vol.40, No.2, pp.99-110, 2000.
- (2016. 9. 2 受付)

TRIAL TO EVALUATE SEISMIC SLOPE STABILITY BASED ON DEFORMATION INDEX

Susumu NAKAMURA

The state that a slope destabilize after shear failure occurred in the slope is defined as the stable limit, I assume s a stable limit and the method to evaluate seismic slope stability using the shearing strain was proposed as the new index which represents the stable limit. After the method was applied to evaluate the seismic slope stability of the shaking table tests under 1G field about the slope models which limited a shear failure zone about formation of the slip surface, it is found that the proposed method has applicability. After rationalizing the technique to evaluate the limit value by combining the simple shear tests with the MPM simulation, it's expected to consider applicability by more real slope model from now on.