拡張個別要素法による岩盤斜面の進行性変形メカニズムの解明*

蔣 宇 静¹ 山下 裕 司² 澤 田 昌 孝³
李 博⁴ 江 藤 芳 武⁵

Evaluation of Progressive Failure Mechanism in Jointed Rock Slopes by applying Extended Distinct Element Method

by Yujing JIANG^a, Yuji YAMASHITA^b, Masataka SAWADA^c, Bo Li^d and Yoshitake ETOU^e

- a. Professor, Department of Civil Engineering, Nagasaki University, Bunkyo Machi 1-14, Nagasaki 852-8521, Japan (Corresponding author E-mail: jiang@civil.nagasaki-u.ac.jp)
- b. Institute of Technology, Kyushu Electric Company, Ltd., Fukuoka, Japan
- c. Central Research Institute of Electric Power Industry, 1646 Abiko, Chiba 270-1194, Japan
- d. Graduate School of Science and Technology, Nagasaki University, Nagasaki 852-8521, Japan
- e. Nishinohon Technology Company, Ltd., Fukuoka, Japan

Deformation and failure behaviours of rock masses are governed by both characteristics of geometrical distribution of discontinuities and those of mechanical behavior in a single discontinuity in slopes. It is thought that stability of those rock structures extremely depend on not only the existed discontinuities but also the new cracks which are newly generated by weathering and degradation of rock masses. Therefore, how to evaluate the behaviour of cracks in the rock masses becomes a key problem to assess the long-term deformation and stability of the jointed rock slopes. In this paper, the behaviours of rock slope around a reservoir are evaluated by using the extended distinct element method (EDEM). The appropriateness of the proposed approach is verified by means of the comparison with the field data. It has been clarified that the proposed numerical approach could be used as an effective method to build a long-term stability management of a rock slope.

KEY WORDS: EDEM (Extended Distinct Element Method), Stability, Rock Slope, Progressive Failure, Long-term Stability Management

1. は じ め に

近年、大規模な自然災害の一つとして、岩盤斜面の崩壊が頻発している。また、崩壊が危惧される岩盤斜面は全国に多数存在しており、それらは主要道路や鉄道周辺などにも及んでいる。岩盤斜面は一旦崩壊し始めると、一気に崩壊する危険があり、人命に関わる事故だけでなく社会的にも多大な影響を与える恐れがある。現在、岩盤斜面の安定性評価基準に統一されたものではなく、地すべりの評価基準を用いたり、それぞれの現場の特性に応じて経験的に設定しているのが現状である¹⁾。斜面崩壊と地すべりでは崩壊速度や規模が異なり、同様の評価基準を用いるのは不適切であるため、岩盤斜面の安定性評価基準の策定が早急に必要であると考えられる。

岩盤斜面は、岩盤内に含まれる不連続面や風化・劣化作用によっ

て新たに発生・進展した亀裂の挙動や段階掘削に伴う応力解放などにより、重力場における進行性の変位現象による不安定が考えられる。そのため、岩盤の安定性を検討する場合には岩盤構造の幾何学的特性とともに、力学的特性(変形性や破壊特性)の評価が課題となる。特に重要であると考えられる問題は岩盤中に存在する節理や断層などの大小様々な不連続面の挙動をどのように評価するか、または、評価手法の確立自体であると考えられる。

不連続面を一つ一つ幾何学的にモデル化する不連続体解析手法の一つとして個別要素法解析がある。この解析手法は、斜面の変形や部分的崩壊等の局所的影響を評価する場合に適している。また、既存不連続面のせん断プロセスと共に、せん断破壊や引張破壊により、岩石基質部において新規に発生・進展する亀裂を、個別要素法解析を用いて表現することができる解析手法(亀裂進展解析手法)が提案されている。この亀裂進展解析手法は、すでに地下空洞掘削における周囲岩盤挙動の評価とロックアンカーの作用効果の評価に適用され、応力集中や発破損傷による新規亀裂の発生に起因する変形挙動や局所破壊メカニズムを再現し、実挙動をより忠実に表現する解析手法としての有効性が示されている²⁻⁴⁾。

さて、岩盤斜面の維持管理においては、防災技術、なかでも斜面崩壊の事前予測に関する技術の向上が望まれている。このうち、斜面崩壊の要因の一つである岩の風化・劣化作用の評価について

*2008年7月7日受付 11月7日受理
1. 普通会员 長崎大学 教授 工学部社会開発工学科
2. 九州電力株式会社 総合研究所 土木グループ
3. 電力中央研究所
4. 長崎大学大学院 生産科学研究科 博士後期課程
5. 西日本技術開発(株)
【著者連絡先】FAX: 095-819-2627 (長崎大・蔣)
E-mail: jiang@civil.nagasaki-u.ac.jp

キーワード: 個別要素法, 安定性, 岩盤斜面, 進行性破壊, 長期的安定評価

Pho.1 Panorama of the object rock slope.

Pho.2 Arrangement of extensometers in the field (a); and a close view of meter S-2 (b).

は、風化進行と崩壊との関連の追究が進められている⁵⁾。

本論文では、風化・劣化作用などを受けて、重力場における斜面の進行性破壊をモデル化する解析的アプローチを提案する。そして、進行性破壊挙動を生じていると考えられる実現場に提案手法を適用し、過去の経年変化の計測結果との比較により解析手法の妥当性を検証した上で、進行性破壊メカニズムを明らかにし、将来の変形挙動の推移を予測する。さらに、岩盤斜面の安定性に関する管理基準について提案を試みる。

2. 対象斜面の現場状況

本研究で対象としている岩盤斜面の全景写真を Pho.1 と Pho.2 (a) に示す。対象斜面はダム貯水池に面しており、解析断面付近で局部崩壊を生じていることが確認できる。ボーリング調査結果より、地質は Fig. 1 に示すように、斜面上部から崖錘体積物、砂岩 (C_L 級)、破碎帯、砂岩 (C_L ~ C_M 級) で構成されており、さらに、地表から深さ約 30m にある断層破碎帯がすべり面となっていると推定された。

1983 年、対象斜面に顕著な崩壊が見られたため、斜面の変形挙動を監視する目的で、表層部の滑落崖に 1993 年より伸縮計 (Pho.2 (b) を参照) を設置して計測を始めた。計測開始時点では、すでに 2 ~ 3m 程度の滑落 (Pho.1 と Pho.2 (a) を参照) を生じた滑落崖であり⁶⁾、相対変位は毎年 20cm の割合で増加し続け、10 年間で約 2m となった。現在でも、継続的に変位が増加しているものの、所々で局部崩壊が生じるのみで、斜面全体の滑落などは生じていない。

また、斜面の深さ方向の変形挙動を調査するため、ボーリング孔に地中変位計を設置して約半年間の計測が行われたが、詳細は「解析と考察」の章で述べる。

Fig.1 Boring survey results and photos of boring cores.

3. 解析手法の概要

個別要素法 (DEM) は不連続体解析法の一つであり、不連続面の分離などを表現することができる特徴を有する。岩盤斜面の不安定化として劣化・風化による亀裂の発生・進展が考えられるため、それらを考慮すべき対象斜面には、亀裂進展解析を考慮することが適切であると考えられる。本研究で対象としている斜面においても継続的に変位が生じている。これは、斜面の劣化・風化による亀裂の発生と進展が原因と考えられる。このような現象を再現するために亀裂進展解析を適用すべきと考えている。拡張個別要素法による亀裂進展解析^{3,4)}では、潜在的に存在する亀裂をその発生が予測される位置に、その大きさの岩塊ブロックの境界線 (潜在面) として予め定義しておく方法を用いる。定義した潜在面に作用する応力によって亀裂が発生する条件として、Mohr-Coulomb 規準に基づいたせん断破壊による亀裂の発生条件を式 (1) に、引張破壊による亀裂の発生条件を式 (2) にそれぞれ示す。ここでは、応力について圧縮を正とする。

$$f_s = (1 - \sin \phi) \sigma_1 - (1 + \sin \phi) \sigma_3 - 2c \cos \phi \quad \dots \dots \dots (1)$$

$$f_t = \sigma_t - \sigma_3 \quad \dots \dots \dots (2)$$

ここで、関数 f_s と f_t はそれぞれ、せん断破壊と引張り破壊の判定条件であり、Mohr-Coulomb の規準に従って、 $f_s = f_t = 0$ となり、 c 、 ϕ は岩石基質部の強度パラメータ (粘着力と内部摩擦角)、 σ_t は引張強度を示す。

通常、せん断による破壊面は最大主応力面より岩石基質部の内部摩擦角 ϕ の関数である α 傾いた面となる。潜在面は以下のような手順で設定することにする。まず、亀裂を考慮せずに予備解析を行い、亀裂の進展を考慮すべき岩石基質部の最大主応力面と水平面がなす角度を求める。ここでは、既存亀裂によって区切られる岩盤ブロックを弾性変形体とし、各要素の応力が要素間の連続条件に従って求められる⁷⁾。なお、発生条件の自動判別と亀裂進展プロセスの表現については、個別要素法コードである UDEC において用意されている FISH 言語により作成されたプログラムをリンクさせて実施した。次に、式 (3) に示す α の定義式より新規亀裂が進展する方向 (α) を定め、それらの結果より、対象の岩石基質部に発生すると予測される潜在面の角度を決定する。ここで設定する潜在面は主としてせん断破壊によるもので

Fig.2 (a) Model of slope and rock mass classification;
(b) Arrangement of measure points in field.

あって、前述した予備解析で判明された最大引張り破壊による新規亀裂の発生については、引張り応力の発生方向などにより潜在面を追加するかどうかを検討する。

$$\alpha = 45^\circ \pm \frac{\phi}{2} \quad \dots\dots\dots (3)$$

4. 岩盤斜面における進行的変形挙動の評価

4・1 対象現場のモデル化

本研究で作成したモデル図と現場における伸縮計、傾斜計の設置箇所、解析における変位の計測点（計測点 A）を Fig. 2 (a) と Fig. 2 (b) に示す。Fig. 2 (a) は Fig. 1 の岩盤分類図や事前に行った地質調査を参考にして作成した。モデルの寸法は Fig. 2 (a) に示している通りであり、ダム貯水池の水位は季節や放水などに変動するが、対象斜面の安定に対し水圧による影響を考慮する場合、既往研究と現場調査でもっとも不安定となる最低水位 EL.170m に設定した。計測点 A は、解析終了後に局部崩壊が確認された位置である (Fig. 2 (b))。頁岩 (C_L 級) には事前の調査により亀裂が多数確認されていたため、ボーリング結果に基づき、亀裂を設定した。また、対象斜面は斜面がむき出しの自然斜面であり、地山の風化や劣化が不安定化の要素として考えられるため、頁岩 (C_L) 部分と砂岩 (C_L) 部分について亀裂進展解析を考慮することにした。Fig. 3 (b) に亀裂の分布状況の拡大図を示す。不連続面の角度は 3 章で述べた予備解析を実施することにより、せん断破壊条件を満足する新規亀裂が発生し進展する方向として (Fig. 3 (a) を参照)、水平面から約 15° と約 70° と求め、モデルにはこれらの傾きで潜在面を設定した。さらに、引張破壊による新規亀裂の発生と進展が予想されるため、水平面から 135° 傾いた潜在面も設定した (Fig. 3 (b) を参照)。

岩盤ブロックと不連続面の物性値は実験結果や類似の現場データに基づいてそれぞれ Table 1, Table 2 のように設定した。Table 2 について、不連続面①は砂岩 (C_M 級) 上下の境界面、崖錘体積物と砂岩 (C_L 級) との境界面であり、不連続面②は頁岩 (C_L

Fig.3 (a) Illustration of cracking process in a rock block;
(b) Distribution of rock fractures in the slope model.

級) 内の既存亀裂である。不連続面③は頁岩と砂岩 (C_L 級) 内の不連続面で、まず潜在面として扱われるため強い物性値を与えるが、新規亀裂発生条件を満たすと、せん断破壊と引張破壊に応じてそれぞれの弱い物性値に入れ換えるように設定した。

4・2 解析結果と考察

① 現場データと解析結果の比較

Fig. 4 は、伸縮計 S-2 の地点における現場の計測結果と進展解析による結果の比較および計測点 A における地表変位の解析結果を示す。進展解析による変位の整理方法については、伸縮計による計測結果の整理方法と同様に、地表面に確認されているすべり面をまたいだ 2 点間の相対変位で算定している。なお、基準点について現場と同様に斜面上部を不動点としている。また、解析結果の分析では、初期状態を、現場において顕著な崩壊が確認された 1983 年としている。2 章で述べたように、斜面の変形挙動を監視するために、1993 年に表層部の滑落崖に伸縮計を設置して計測を始めたが、設置時点ですでに 2～3m の滑落崖を生じていたため (Pho.1 と Pho.2 (a) を参照)、現場計測結果の分析では、この現象を計測データの初期値に反映させ、初期変位を 2.5m とした。さらに、20cm/年の変位速度を考慮して解析 step を経過日数へ変換している。また、Fig. 5 に傾斜計 K-7 の位置における現場での計測結果 (地表面より深さ 0m, 10m, 20m) とすべり面発生位置 (地表面より深さ約 25m) での変位計算結果を示す。Fig. 5 では、それぞれの絶対変位により比較を行っており、比較を行う期間は、傾斜計による計測期間である 1995 年 3 月 15 日からの約半年間であり、解析 step から日付への変換は Fig. 4 の伸縮計の計測結果と同様に行っている。

Fig. 6 は、斜面下部における局所破壊が確認できる位置 (Fig. 2 (b) における計測点 A 付近) を拡大して示す。Fig. 7 には計測点 A の変位解析結果も併せて示している。また、Fig. 6 には現場で予測されたすべり線を赤い実線で示している。

伸縮計による計測データの変化を分析することにより、現場の再現性を検討する。Fig. 4 から、逆解析の手法により実測値と変化傾向を十分に解析モデルに反映させれば、実現場とほぼ同様な挙動が再現できることが分かる。また、2 章で述べたように、現場では既に斜面下部において局所的な崩壊が生じており、現在は

Table 1 Mechanical properties of intact rock.

item	Density	Internal friction	Cohesion	Bulk modulus	Shear modulus	Tensile strength
	ρ	angle φ	c	K	G	σ_t
Classification	g/cm ³	°	MPa	MPa	MPa	MPa
Sandstone	C _L	2.43	40	1.00	7,700	0.43
	C _M	2.48	45	1.00	11,475	0.48
	C _H	2.65	45	1.00	13,400	0.48
Shale	C _L	2.66	45	1.00	2,800	0.48
Fractured zone	1.90	20	0.04	2,800	2,630	0.11
Talus deposit	1.80	25	0.80	1,680	1,578	0.25

Table 2 Mechanical properties of rock fractures.

item	discontinuities	Normal stiffness	Shear stiffness	Friction angle	Cohesion	Tensile strength
		K_n	K_s	φ_j	c_j	σ_{ij}
		MPa/m	MPa/m	°	MPa	MPa
	①	11,700	5,000	30	0	0
	②	4,400	1,500	25	0	0
③	Potential cracks	100,000	10,000	38	10	100
	Newly generated cracks (shear failure)	4,500	1,500	21	0	0
	Newly generated cracks (tension failure)	9,000	2,500	22	0	0

局所的崩壊後の残留状態にあると考えられる。解析結果においても明確な変位速度の増加は見られないものの、Fig. 6 に示すように、局所的崩壊が生じている個所において岩盤ブロックのかみ合いが見られるため、岩盤ブロックを斜面から取り除くことで、変位速度が再度増加することが考えられる。しかし、解析ではブロックを取り除くべきタイミングをどう設定するかは、現時点で困難である。

Fig. 4 では、伸縮計による計測データとの比較により本解析手法による現場挙動の再現性が確認できたが、さらに斜面全体の挙動を表現できているかを確認するために、伸縮計の設置位置においての斜面内変形挙動を詳細に検討する。Fig. 5 より、傾斜計による計測結果は深さによってほとんど差がないため、この斜面にはある深さにすべり面が存在し、それより上部では下部のすべりに連動して変位を生じていると推測できる。このことは、数値解析において検証されている。つまり、Fig. 6 に示すように、すべり面の位置が特定され、その付近の変位を実測値と比較したところ、傾向がよく一致した。さらに、局部破壊の発生位置は、貯水位 EL.170m より若干上の EL.175m 程度であるが、Pho.1 で示されている現場の局所的崩壊部ともほぼ同じである。

Fig. 7 は、計測点 A と伸縮計の設置場所、傾斜計の設置場所に生じた変位の経年変化の解析結果を示す。伸縮計の設置場所と計測点 A では、1995 年ごろまでは変位が上昇し続け、その以降、変位速度が徐々に減少していく傾向にある。また、傾斜計の設置位置では、1999 年頃に一旦変位が一定となり、2007 年頃から変位速度が再び上昇を開始していることが確認できる。これは、伸縮計や計測点 A が地表面の計測点であり、計測値には地盤内の変位も反映されているため、傾斜計より大きな計測値となっていると考えられる。

② 崩壊メカニズムの解明

Fig. 8, Fig. 9, Fig. 10 の (a) ~ (d) には、それぞれ解析による新

規亀裂の発生と進展状況、地盤内すべり面の形成プロセス、新規亀裂の開きの分布状況を砂岩 (C_L 級) と頁岩 (C_L 級) 部分の拡大図で示す。Fig. 8 では黄線が潜在亀裂、赤線がせん断破壊による新規亀裂、青線が引張破壊による新規亀裂を表している。Fig. 9 ではすべりが生じる部分を青線で示し、太いほどすべり量が多いことを示す。また、Fig. 10 では開口を生じる部分を赤線で示している。赤線が太いほど開口の量が顕著になることを示している。

Fig. 8 では、初期 Fig. 8 (a) において斜面下部と中部に新規亀裂が発生しており、Fig. 8 (b) では下部に発生していたせん断破壊による新規亀裂が中部にも進展している。また、引張破壊は中部から斜面全体に広がっている。これらの新規亀裂の発生と進展が初期変位に影響を与えていると考えられる。Fig. 8 (c) では Fig. 8 (b) に比べてほとんど変化がなく、Fig. 8 (d) となると、斜面中部においてさらに亀裂が進展していることがわかる。これらのプロセスは伸縮計による計測において確認することが困難であるが、傾斜計の計測では、地盤内変位の変化と新規亀裂の進展が連動していることが明らかになる。

Fig. 9 では、時間経過に伴い、Fig. 9 (a) から Fig. 9 (b) の間において斜面上部と中部で局所的すべりが形成され始めることがわかる。また、Fig. 9 (c) から Fig. 9 (d) で発生が確認できる位置のすべり範囲が拡大していることが考察できる。さらに、Fig. 9 (d) では斜面中部にすべり発生箇所が増加し、斜面上部と中部を結ぶ位置にも発生することで、すべり面が形成されることが確認できる。

最後に、地山内に発生した新規亀裂の局所的開口の変化を Fig. 10 に示す。Fig. 10 (a) から Fig. 10 (b) にかけて斜面全体に開口が発生していることが確認できる。また、時間の経過に伴い、開口の量が徐々に増加するのではなく、増減を繰り返し、変化があまり見られない。この結果より、新規亀裂の開きが増加した後、すべりが発生し、開いた部分が閉じるという現象が生じており、変位が徐々に進行していく破壊メカニズムが再現されていると考え

Fig.4 Comparison of displacement from field measurements and numerical simulations (extensometer).

Fig.5 Comparison of displacement from field measurements and numerical simulations (inclinometer).

Fig.6 Local failure near slope surface and predicted sliding plane (in red color).

Fig.7 comparisons of analytical results of displacements at extensometer, inclinometer and measure point A.

Fig.8 Evolution of newly generated cracks with time.

Fig.9 Evolution of sliding of slope with time.

Fig.10 Evolution of separation of rock fractures with time.

られる。

4・3 維持管理への提言

- ・すべり面の位置での解析結果からは、2000 年ごろまでに斜面崩壊が進行した後は、残留状態での変形が緩やかに続いていることが示唆された。
- ・全体のすべり土塊の崩落は今後 50 年程度生じる可能性が低い。
- ・解析では、すべり端部の変位量が大きいことから、まず先にこの部分の崩落が生じる可能性が高い。この後に全体崩落というパターンが考えられるので、斜面全体を監視するに当たり、端部付近の局所的崩落を注意深く観測すべきと提案する。
- ・通常、斜面の安定に対し降雨量の影響があるとされているが、この現場の伸縮計および傾斜計による計測結果と降雨量との関係を考察したところ、両者には必ずしも相関がなかったことから、この現場では風化により表層地盤の透水係数が増大し、降雨後地下水が殆ど流出してしまうため、斜面安定において降雨の影響はあまり表れていないと考える。

また、Fig. 5 に示すように、1995 年以降より 1995 年までの変位勾配（縦軸変位の変化量と横軸の時間間隔の比）が大きく、その結果、2m 以上の滑落崖を生じたため、1995 年までの変位勾配より 2mm/5 日という変位の維持管理基準を算出した。なお、土木学会編「岩盤斜面の安定解析と計測」¹⁾では、対策の検討が必要な管理基準値として 5 ～ 50mm/5 日が提示されているが、地すべりの管理基準を引用したものである。

5. 結 論

本研究では、風化による地山強度の低下を地山内新規亀裂の発生・進展により表現することのできる解析手法を示し、進行性変形挙動を示す斜面現場への適用を試みた。解析結果の検証を、伸縮計と傾斜計が設置されている 2 箇所での計測結果との比較で行ったが、現場計測とほぼ同様の解析結果を得ることができた。また、斜面に生じる進行性破壊のメカニズムを新規亀裂や開き、すべりの発生状況により検討した結果、新規亀裂により初期変位

が発生し、開口とすべりの進展により変位が進行する挙動を確認することができた。さらに、斜面全体の挙動を正確に把握するために地表面の動きしか測れない伸縮計よりも傾斜計による計測が妥当であることを確かめた。

これらの結果より、進行性破壊を生じる斜面に対し、新規亀裂の進展解析手法の有効性を示すことができた。特に局所的崩壊個所の特定や地盤内すべり線の発生と広がり予測に適用できるため、長期的安定性の評価において有用なツールであると考えられる。

本論では、局部的破壊部分の岩盤ブロックのかみ合いが問題となっているため、そのブロックを取り除くべきタイミングの設定を今後検討しなければならない。それにより変位の増加が考えられ、崩壊時にはどのような挙動を生じるのかを把握することで、長期的維持管理方法の提案につなげたい。また、本論で取り上げた実対象現場は進行性変形挙動を生じるダム貯水池周辺の岩盤斜面であり、特異性があつたため、今後は一般的道路斜面の安定性評価と維持管理にも適用し、汎用性を高めていく。

謝辞 本論の解析データ処理などにおいて、元長崎大学大学院生産科学研究科博士前期課程院生田作祐輔君（現在はパシフィックコンサルタンツ（株）に勤務）の協力を得た。ここに記して感謝の意を表します。

References

- 1) Japan Society of Civil Engineering: *Stability Analysis and Measurement for Rock Slopes* (1994), 216-220.
- 2) Jiang, Y., Tanabashi, Y. and Nakagawa, M.: Proc. of Int. Conf. of Geotechnical and Geological Engineering (GeoEng2000) (2000), CD-ROM, UW0711.
- 3) Nakagawa, M. and Jiang, Y.: J of Geotechnical Engineering, Japan Society of Civil Engineering (2001), No.673/ III -54, 101-110.
- 4) Jiang, Y., Xiao, J., Yamaguchi, K., Tanabashi, Y. and Esaki, T.: Journal of MMIJ, **117** (2001), 639-644.
- 5) Okuzono, M.: Soils and Foundation, Japan Geotechnical Society, **35**, (2006), 2-4.
- 6) Yamashita, Y., Etou, Y., Jiang, Y., Li, B., Tasaku, Y. and Sawada, M.: Proc. of the 12th Japan Symposium on Rock Mechanics and Rock Engineering (2008), Ube, D2 (48).
- 7) Itasca Consulting Group, Inc.: UDEC-Universal Distinct Element Code, Version 3.0, User manual (1998).