

# 低土被り条件下での掘削による地盤 挙動の解明手法の開発

## Development of a Numerical Method for Deformation and Failure by Excavating Small Covering Soil Layers

外木場康将\* 森田修二\*\* 藤田 仁\*\*\*

### 要 旨

農業用排水施設の改修が進む中、生活用水との供用による大容量化や地表面の有効利用の観点から、施設を大規模地中構造物へ転換し、用途を拡大することが求められている。本研究では、従来設計方法の合理化が強く求められている大規模地中構造物構築時の地盤挙動の解明を目的とし、（独）農村工学研究所はじめ民間4社と共同で数値解析手法の確立を進めてきた。当社は、R&C工法に代表される低土被り条件下で掘削する場合の地盤挙動の予測を担当した。土の特性の一つであるせん断帯へのひずみ局所化を考慮した弾塑性有限要素法による数値解析モデルを提案し、土質模型実験結果との比較により、地盤の初期挙動から崩壊に至るまでを、良好に模擬できることを確認した。また、R&C工法を適用した現場の計測結果との比較から数値解析モデルの妥当性を確認した。

キーワード：弾塑性有限要素、低土被り、掘削、せん断帯

### 1. まえがき

農業用排水施設は、現在全国に約 40 万 km 敷設されており、農業において最も基幹的な役割を成している。これらの施設は供用後 40～50 年経過しており、改修の必要性のあるものが増加している。さらに、農業政策の転換に伴い、受益地の自然的・社会的条件の配慮、施設の機能性・安全性および管理の合理性の確保、維持管理費を含めた経済的な運営が求められている。この社会情勢から、農業用排水施設の中でも幹線水路や支線水路などの開水路は、生活用水との供用による大容量化ならびに地上の有効活用の面に配慮して、大口径パイプラインやボックスカルバートに代表される大規模地中構造物へシフトすることが多くなっている。このことは、これまでに数多くの実績を有してきた小・中規模の地中構造物の構築とは、全く異なるものであり、適切な設計・施工手法の確立が望まれている。

このような背景から、当社では、農水省・官民連携新技術研究開発事業の「大規模地中構造物の挙動解明手法の開発」(H18～H21) に幹事会社として参画し、農工研・東京大学・民間企業4社で図-1 に示すコンセプトのもと共同研究を行った。共同研究の中で当社は、低土被り条件下での非開削アンダーパス工法（以下、非開削工法）に着目した。低土被り下での非開削工法は、地中水平掘削時に、地表面沈下ならびに掘削面（切羽）の崩

壊が懸念され、これらを確実に抑えることが技術的な課題となる。これまでの設計手法では、変形問題と安定問題を別の問題として取り扱っていた。しかし、実際の地盤は変形が発生し、その変形が増大することで破壊が生じる。そのため、これまでの設計手法の適用では、想定範囲外の変形や破壊が生じることがあり、また一方で、過度な安全性を見積り、不経済な施工も予想される。そこで、本研究は低土被り条件下での地中水平掘削による地盤の変形から崩壊までの一連の挙動および地中構造物への影響を評価できる計算手法の確立と掘削による地盤挙動の解明を目的とした。

これにより、変形と安定問題を同時に検討でき、さらに施工中の計測とリンクさせることで地盤の安全性の評価が可能となり、安全で効率の良い施工が可能となる。

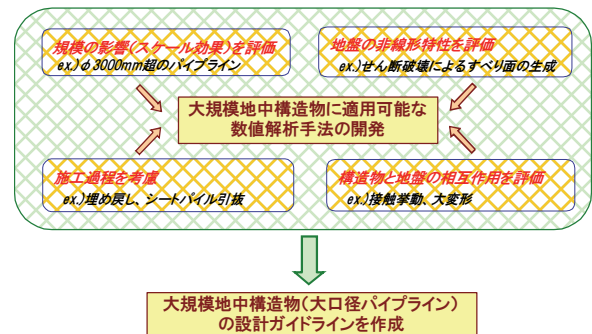


図-1 「大規模地中構造物の挙動解明手法の開発」のコンセプト

\* 東日本支社土木技術部 \*\* 西日本支社環境技術部 \*\*\* 東日本支社土木原価部

これまでに、新たな計算手法として、地盤・構造物を微小変形から破壊まで連続的に解析できる弾塑性有限要素法による数値解析手法を提案した。非開削工法を模擬した土質模型実験と実験のシミュレーションを実施し、解析方法の有効性<sup>1)</sup>を確認している。しかし、上記の結果は実験を模擬したものであり、一定の応力場での検討であるため、この結果のみで数値解析モデルの有効性を判断することは難しい。

そこで、施工を詳細に模擬し、かつスケールを大きくした土質模型実験を実施した。前回の結果<sup>1)</sup>にあわせて、今回の実験と実験を模擬した数値解析の結果を比較することで、数値解析モデルの有効性の検証、ならびに掘削による地盤変形・崩壊モードを把握し解明する。さらに、模型実験では各計測器を設置し、実験・解析の結果から適切な計測管理手法の提案を行う。

次に、模型実験レベルで確立された数値解析モデルを実現場に適用し、現場実証試験を実施する。上記の検討で提案された計測管理を実際の現場にも適用し、実測結果と施工を模擬した数値解析の結果を比較することで、提案した数値解析モデルの現場レベルでの検証と実現場での地盤状態の把握を行う。なお、土質模型実験で対象する非開削工法は、R&C工法の発展的な工法である「先受ルーフ工法」を採用する(図-2)。これは、先受ルーフ工法が地盤の支持力を利用して地表面を保護するため、地盤と構造物の相互作用を議論する必要があり、非開削工法の中で最も複雑な施工機構といえる。すわなち、先受ルーフ工法を適切に表現することができれば、他の非開削工法も同様に適用可能といえる。一方、現場実証試験は、非開削工法で最も普及している「R&C工法」を対象にする。

## 2. 土質模型実験と数値解析

### 2.1 実験概要

模型実験の概要を図-3、実験装置を、図-4に示す。実験模型の縮尺比を1/10として、寸法はそれぞれ幅2.0m、奥行き1.5m、掘削深さは0.5mである。これらは、土層深さが奥行き以下であると実験装置中央付近では側壁面の影響がほとんどないという報告<sup>2)</sup>を踏まえて設定した。実験土層の外側に補強鉄板を配し、奥行き方向への変位を拘束することにより、平面ひずみ条件を確保した。

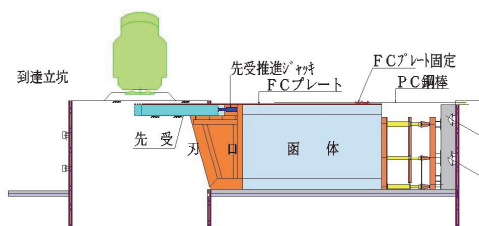


図-2 先受ルーフ工法概要

土質材料として、含水比5%の豊浦砂を使用した。土層の自立が1.0mの高さまで可能であり、土層が崩壊するときのせん断帯の発生機構が比較的観察しやすいように製作した。土層については、振動バイブレーターにより試料を締め固め、相対密度が50%になるように1層の厚さを100mmずつ作成した。なお、バイブレーターの移動時間や巻き出し厚については、事前の予備実験で適切な仕様を決定した。さらに、層境の透明アクリル部近傍には土層の崩壊状況を観察するための黒砂を敷き均す。

先受ルーフにはたわみが生じないように中空正方形鋼(50mm、厚み2.3mm、先受長400mm)を使用した。上載荷重は、エアバックにより10.0 kN/m<sup>2</sup>の空気圧を漸増载荷した。

簡易な掘削機を用いて10mmずつ掘削した。また、計測については、実現場で簡便に設置できるものを考え、地表面に鉛直沈下計、図-5に示すように、ルーフ内部に土圧計と傾斜計を設置した。これら計測結果と、アクリル面にみえる地盤の挙動をデジタルカメラで撮影し、画像分析により地盤の変形・崩壊モードを測定する。

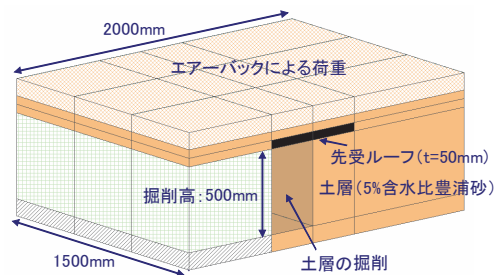


図-3 土質模型実験概要



図-4 土質模型実験概要

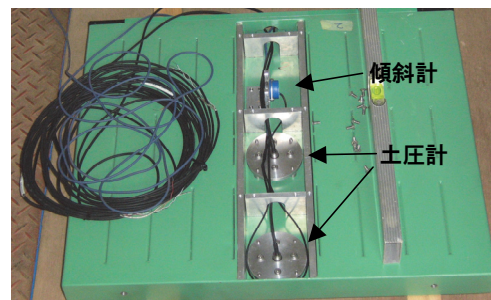


図-5 ルーフ内の土圧計と傾斜計の設置

2.2 有限要素解析の概要

フーチングの支持力問題に安定した解が得られる弾塑性有限要素解析モデル<sup>3)</sup>を地中水平掘削問題に拡張し、実験結果をシミュレーションする。解析モデルの特長として、地盤の限界荷重解析に適している4節点アイソパラメトリック平面要素で1点での低減積分の使用、構成式には地盤のひずみ硬化・軟化およびせん断帯の考慮、非線形解析には、implicit-explicit 混合型の動的緩和法の採用<sup>4)</sup>、が挙げられる。

本解析においては、ひずみ硬化・軟化の構成式にせん断帯の影響を考慮した応力-ひずみ関係を適用する。Tatsuoka ら<sup>5)</sup>は、せん断帯は一定の幅をもって生じ、その幅は材料の平均粒径の約 20 倍であり、さらにせん断帯内での応力-せん断変形関係は粒径のみに依存すると指摘している。このことより、せん断帯幅は材料依存で一定であるため、せん断帯が生じた有限要素では、要素寸法によって応力-ひずみ関係が大きく異なるスケール効果が生じる。しかし、応力-ひずみ関係は材料固有のもので、要素サイズに依存してはならない。このため数値解析ではせん断帯の生じた有限要素が、材料固有の応力-ひずみ関係になるように、要素寸法に応じて応力-ひずみ関係が調節されるようになっていなければならない。最も簡便な方法は、要素寸法をせん断帯と同じ大きさにするところであるが、今回の実験規模や実現場への拡張を考えると要素寸法をせん断帯幅近くにするには計算時間・容量などより困難である。そこで、本モデルではせん断帯の効果を考慮するため、式(1)、式(2)に示すように要素面積に対するせん断帯面積の面積率の近似パラメータを塑性ひずみ増分に乘じることで表現を試みた。

$$d\varepsilon_{ij} = d\varepsilon_{ij}^e + s d\varepsilon_{ij}^p \tag{1}$$

$$s = \frac{F_b}{F_e} \cong \frac{w}{l} \tag{2}$$

ここに、 $d\varepsilon_{ij}^e$  は弾性ひずみ増分、 $d\varepsilon_{ij}^p$  は塑性ひずみ増分、 $s$  は要素に対するせん断帯の面積比、 $F_b$  はせん断帯面積、 $F_e$  は要素面積、 $w$  はせん断帯幅、 $l$  は要素長さである。図-6に先受長が 400mm の計算メッシュ図を示す。掘削相当箇所周辺の土層のメッシュサイズは1辺 20mm である。境界条件については、底面は水平・鉛直方向を固定し、側面は水平方向のみ固定する。収束判定には荷重ノルム 0.001 を用い、荷重 1 増分あたり、最大 100、000 回の繰返し計算を行った。解析に使用した各物性値<sup>5)</sup>を表-1に示す。また、粘着力に関しては田中・阿部<sup>6)</sup>の同定解析結果から得られた値を使用した。計算は、せん断帯を解析上で考慮する必要性について検証するため、せん断帯を考慮する計算と考慮しない計算の2種類行う。

2.3 実験結果と解析結果

a. せん断帯の影響

先受長 400mm のケースを対象に実験と解析結果の比較を行う。図-7は、土層崩壊直後（掘削距離 260mm）の地表面沈下の分布を示す。同図より、実験・解析ともに地表面の沈下は、土層の崩壊による先受ルーフの大きな変形に付随して生じていることがわかる。また、実験・解析結果の比較より、せん断帯を考慮した解析結果は、考慮していない解析結果に比べて、地表面沈下分布について、実験結果と同じような傾向を示しており、せん断帯を考慮しなければ最大地表面沈下量や地表面沈下量範囲も大きくなる。次に、解析での最大せん断ひずみ分布と実験でのせん断帯のモードを図-8に示す。同図より、せん断帯を考慮した解析の最大せん断ひずみの集中領域は、ルーフ先端と切羽面の上端と下端にあり、実験におけるせん断帯のモードと同様の傾向がみられる。一方、せん断帯を考慮しない結果では、最大せん断ひずみの集中領域がせん断帯を考慮しない結果に比べ、広範囲にわたっている。この現象は、粒径に依存するせん断帯（実験では豊浦砂で約 3mm のせん断帯幅）にしか集中しない塑性ひずみを 2cm のメッシュで表現しているため、結果として塑性ひずみを多く見積もっているからである。数値解析モデルを現場レベルの規模で適用することを考えると、1 メッシュのサイズはさらに大きくなり、実現象との差異が非常に大きくなると予想される。これによりせん断帯を考慮せずに地盤の破壊モードを考えると、実際より大きな破壊モードを想定することになる。

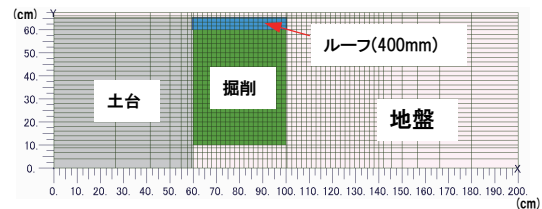


図-6 計算メッシュ図 (先受 400mm)

表-1 (a) 計算で使用する物性値 (模型地盤験)

初期せん断弾性係数	$G_0$	78,000	kN/m <sup>2</sup>
ポアソン比	$\mu$	0.3	
残留内部摩擦角	$\varphi_R$	34	deg
ピーク応力比に対する塑性ひずみパラメータ	$\varepsilon_f$	0.1	
せん断によるひずみ軟化パラメータ	$\varepsilon_r$	0.6	
硬化係数	$m$	0.3	
せん断帯幅	$w$	3.0	mm
粘着力	$c$	0.98	kN/m <sup>2</sup>
平均相対密度	$D_r$	60	%
湿潤単位体積重量	$r$	15	kN/m <sup>3</sup>

表-1 (b) 計算で使用する物性値 (ルーフ・函体)

		函体	ルーフ	単位
ヤング係数	$E$	$2.5 \times 10^7$	$4.65 \times 10^7$	kN/m <sup>2</sup>
ポアソン比	$\mu$	0.2	0.2	
せん断弾性係数	$G$	$1.0 \times 10^7$	$1.94 \times 10^7$	kN/m <sup>2</sup>
単位体積重量	$r$	24.5	9.5	kN/m <sup>3</sup>

b. 模型地盤の変形

実験における各計測機器から得られる地表面沈下量、ルーフの傾斜角、ルーフに作用する土圧と掘削距離との関係を図-9に示す。同図から、掘削が進むにつれ、地表面沈下やルーフに変形(傾斜)が生じているがどちらも地盤崩壊まではごくわずかな値である。地盤の崩壊は、突発的に起こるため、地表面沈下計や傾斜計からは、地盤の崩壊の助長を確認することは難しいといえる。一

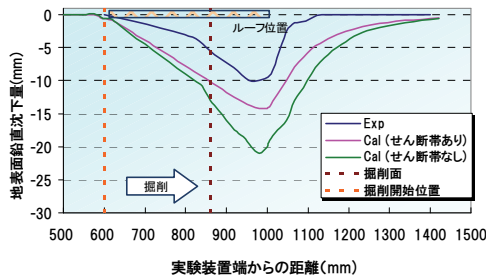


図-7 土層崩壊直後地表面沈下の分布

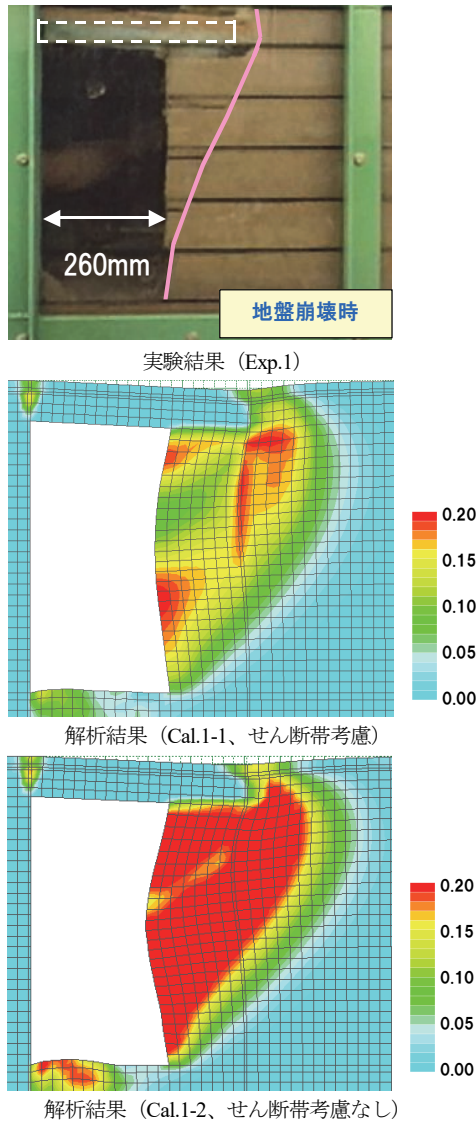


図-8 掘削距離 260mmでのせん断帯の発生状態と最大せん断ひずみ分布

方、ルーフ先端に作用する土圧は、掘削が進むにつれ増加し、ある一定の掘削距離を超えると土圧の増加がなくなり、さらに掘削が進み、地盤が崩壊すると土圧が減少する。図-10に掘削距離と土圧変化の関係について実験結果と解析結果をあわせて示す。なお、同図では掘削開始時を0とし、掘削開始時からの土圧変化を示している。同図より、実験・解析ともに、掘削初期は掘削の進行とともに土圧が増加するが、掘削が進み土層崩壊直前においては、土圧の減少が見られる。これは、初期の掘削時は、地表面や先受ルーフを支持するための土層の支持力がルーフに作用するため土圧が増加し、さらに掘削が進行すると、進行とともに土層の緩み範囲が前方に進み、ルーフに作用する土圧が減少し最終的に崩壊に到った、と判断される。以上のことより、実験・解析とも地盤の崩壊直前にルーフ先端の土圧に変化が生じており、ルーフ先端に作用する土圧変化を測定することが地盤の状態を把握する重要なパラメータの一つといえる。

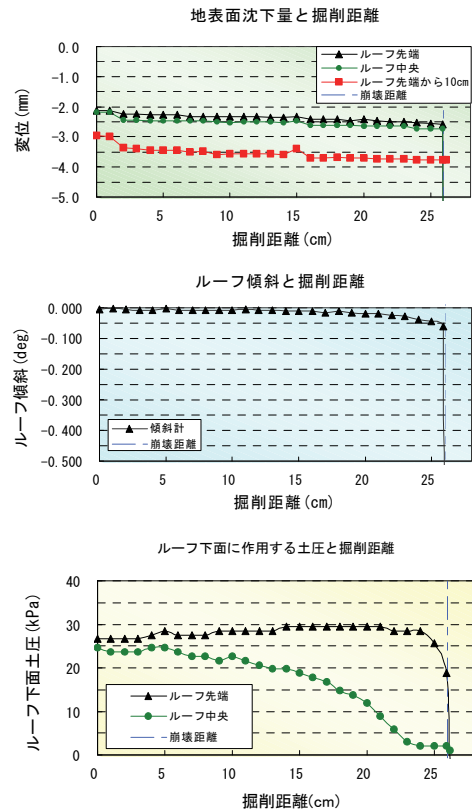


図-9 計測結果と掘削距離

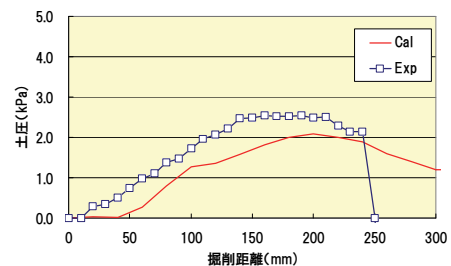


図-10 ルーフ先端に作用する土圧変化

### 3. 現場実証試験

#### 3.1 現場実測の概要

実験レベルで数値解析方法の有効性の検証した。次に、施工を再現した計算に適用する。これにより、現場レベルでの数値解析手法の有効性の確認ならびに実現現場での地盤状態を把握する。対象現場は、非開削函体を築造する工事である R&C 工法を代表する(図-11)。函体の寸法は、幅 19.3m×高さ 7.6m×長さ 18.0m(鉄道盛土直下延長 10.4m)で、土質条件は、主にロームと粘土混じり砂礫から構成される地盤である。計測は前章での検討結果をもとに、地表面沈下計、箱型ルーフ内部に傾斜計と土圧計を設置し、施工縦断方向に3箇所、横断方向に3箇所の計9箇所設置する。図-12に計測配置縦断面図、図-13に土圧計・傾斜計の設置状況を示す。なお、土圧計に関しては、ルーフ下面から下向きに受圧面を設置することでルーフに作用する土圧を測定する。

#### 3.2 数値解析の概要

これまでの検討と同様に、有限要素には4節点アイソパラメトリック平面要素で1点での低減積分を使用する。構成式は、平面ひずみ条件下での弾完全塑性モデルを適用し、降伏関数には Mohr-Coulomb 型モデルを、塑性ポテンシャルには  $\pi$  平面上に特異点を持たない Drucker-Prager 型モデルを適用し、さらにせん断帯の影響を考慮する。非線形解析には、implicit-explicit 混合型の動的緩

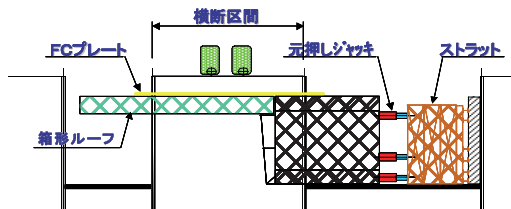


図-11 R&C工法概要図

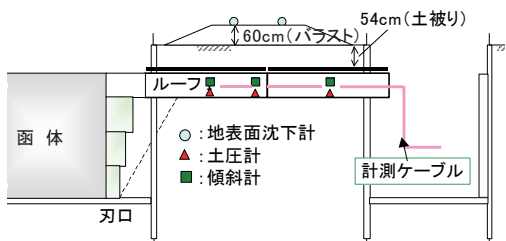


図-12 計測配置縦断面図

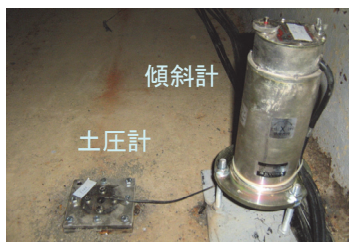


図-13 土圧計と傾斜計の設置状況

和法とリターンマッピング法を結合させたものを使用する。

図-14に解析モデルを示す。地盤は平面ひずみ要素で図-14に示す物性値を用いる。ルーフ・函体も平面ひずみ要素を適用し、それぞれ鋼材・コンクリートの一般的な値を用いる。

解析は、施工段階解析を実施し、1)自重と列車荷重(180kN:M-18の各軸重に相当)により初期応力を設定、2)施工のルーフ推進に相当するルーフの推力(300kN)を作用、3)掘削に相当する要素の応力値を節点外力に作用(切羽の掘削長0.5mの応力開放に相当)、4)切羽土留めのジャッキ圧に相当する荷重(50kN)を載荷、の4ステップの解析を繰返し行う。

#### 3.3 計算結果と実測結果

一連の施工ステップの中で、掘削距離6m~7m間の2ステップの施工サイクルをピックアップして計測結果と計算結果との比較を行う。施工は、夜間の0:00~4:00の間にルーフ・函体の推進、昼間の8:00~18:00に地盤掘削となる。掘削は上部からの段階掘削とし掘削完了後直ちに切羽に土留めを設置する。8:00~12:00は上段掘削と土留め、13:00~18:00は中・下段掘削と土留めとなる。図-15に土圧の計測値と解析結果を示す。同図より、1サイクル目に関して、ルーフ推進時の土圧増加や上段掘削時の土圧減少は、定性的に計測と解析で一致している。しかし、解析値は計測値に対してほぼ2倍の変動を示している。また、中下段掘削時の土圧変動は、解析では変動が見られないが、計測では約2.5kPaの増加がある。この差は施工における上段掘削後のジャッキ圧力によるものと推測され、解析の想定荷重を上回る荷重が施工では載荷されたと考えられる。2サイクル目の土圧変動について、解析ではほぼ1サイクル目

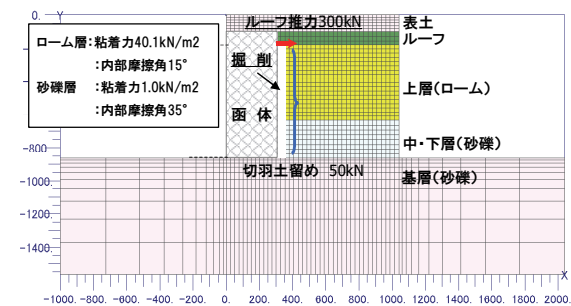


図-14 解析条件図

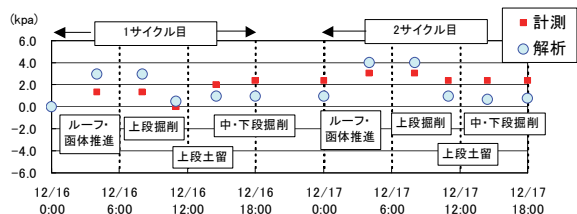


図-15 ルーフに作用する土圧変動 (現場実測と解析結果)

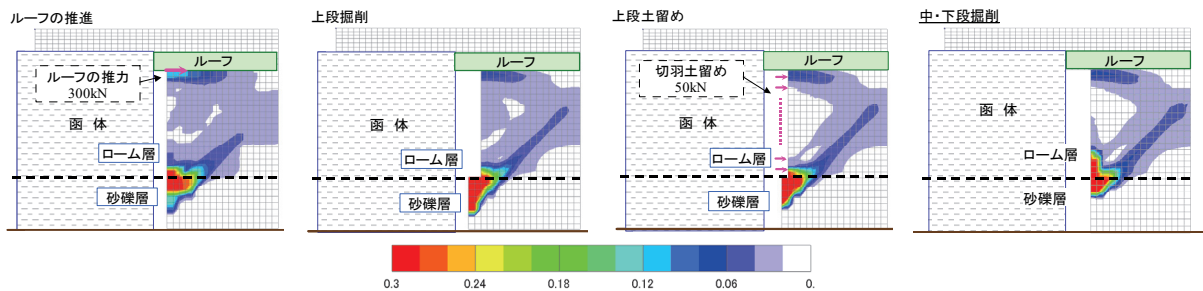


図-16 各施工状態における最大せん断ひずみコンター

と同じ変動を示している。計測ではルーフ推進と上段掘削時は定性的な変動は変わらないが、変動量は減少している。また、中下段掘削時には解析は計測と同様に変化が見られず、1 サイクル目とは異なり、施工のジャッキ圧が解析で想定した荷重と同等であったと考えられる。

次に、図-16に2 サイクル目の施工ステップの解析から得られた最大せん断ひずみ分布を示す。同図より、土層層境部の切羽面から地表面に向けて、ひずみが集中していることがわかる。これは、下層の砂礫層は比較的堅固な地層（平均N値が38で、内部摩擦角が35°）であるため、ひずみは弱層である上層のローム層に集中したと考えられる。また、切羽上面から下方へ向かう最大せん断ひずみの集中も見られる。これは模型実験でも見られた傾向であり、切羽における変形モードに起因するものと考えられる。上部ローム層に局所的な最大せん断ひずみの集中があるが、切羽面近傍のわずかな領域であり、ルーフへ伸展するひずみは5%程度であり、すべり破壊に至るものではなく地盤は安定していると判断できる。

以上に述べたことから、解析結果は、計測結果の施工ステップに応じた土圧変動を一定評価できており、実現場への適用性を実証した。さらに、解析結果の最大せん断ひずみの分布において、施工ステップ毎の最大せん断ひずみの分布状況が把握でき、発生するひずみ量やひずみ分布から、当現場での地盤状態は安定していることを確認した。

#### 4. あとがき

低土被りの非開削工法に適した設計手法の確立を目的に、はじめに先受ルーフを模擬した土質模型実験と数値解析を行った。計算手法として、地盤の特性を考慮した弾塑性有限要素解析手法を採用した。解析結果と実験結果のから以下のことを確認した。

- i. 解析結果の最大せん断ひずみ分布は、切羽下部から地表面へ向かう実験のせん断帯のモードと同様の傾向を示す
- ii. 計算を適用する際に最小メッシュサイズがせん断帯幅を大きく上回るときは、地盤特有の現象である「せん断帯内での応力-せん断変形関係が粒径

のみに依存する」を構成式に組み込む必要がある

- iii. 地表面沈下計、傾斜計、土圧計の各計測の中で、ルーフに作用する土圧の測定により地盤の挙動を把握できる。

R&C 工法における地盤の掘削〜ルーフ・函体推進の施工段階を提案した解析手法で適用し数値計算の有効性を検証した。解析結果は、施工ステップに応じた土圧変動を評価できており、実現場への適用性を確認した。さらに、適用現場の地盤の安定性も判断できた。

今後、3 次元への計算手法の拡張、補助工法の評価手法などの更なる議論を進めていくとともに、「調査-事前解析-計測(施工管理)-再解析-対策工の検討」の流れがスムーズになるような設計・施工管理ツールを構築していく必要がある。

本研究を行うにあたり、(独)農村工学研究所土質研究室、東京大学大学院農学生命科学研究科水利環境工学研究室、実証試験の現場をはじめ各機関の方々にご指導・ご協力を頂いた。このことをここに付記し、深謝申し上げます。

#### 【参考文献】

- 1) 外木場康将、岡島賢治、飯田俊彰、田中忠次、「先受ルーフ工法における横掘削による地盤の変形・破壊問題に関する模型実験と有限要素解析」、農業土木学会論文集、No.266、pp.113-120、2010
- 2) Arthur, J.R.F, James, R.G and Roscoe, K.H. “The determination of stress field during plane strain of a sand mass”、Geotechnique、14(14)、pp.283-308、1964.
- 3) 田中忠次、「わかりやすい土質力学原論(第1回改訂版)」、(社)地盤工学会、p.109-154、1992
- 4) 田中忠次、岡島賢治、「Implicit-explicit 動的緩和法による地盤-構造物系の崩壊解析」、農業土木学会論文集、No.237、pp.1-6、2005
- 5) Tatsuoka, F., Sakamoto, M., Kawamura, T. and Fukushima, S. “Strength and deformation characteristics of sand in plane strain compression at extremely low pressures”, Soils and Foundations, Vol.26, No.1, pp.65-84、1986.
- 6) 田中忠次、阿部剛士、「斜面崩壊実験の弾塑性有限要素解析」、農業土木学会論文集、No.237、pp.21-30、2005