

土木研究所資料

数値解析による地すべりとトンネルの 影響評価手法（案）

平成 2 2 年 3 月

独立行政法人土木研究所
土砂管理研究グループ地すべりチーム

Copyright © (2010) by P.W.R.I.

All rights reserved. No part of this book may be reproduced by any means, nor transmitted, nor translated into a machine language without the written permission of the Chief Executive of P.W.R.I.

この報告書は、独立行政法人土木研究所理事長の承認を得て刊行したものである。したがって、本報告書の全部又は一部の転載、複製は、独立行政法人土木研究所理事長の文書による承認を得ずしてこれを行ってはならない。

数値解析による地すべりとトンネルの 影響評価手法（案）

独立行政法人土木研究所

土砂管理研究グループ地すべりチーム

上席研究員 藤澤和範

交流研究員 奥田慎吾

要 旨：

地すべりとトンネルの相互影響は、地すべりの規模、トンネルの位置、周辺の地山条件等によって変化することが想定される。地すべりによるトンネル被災を回避・軽減するためには、相互に及ぼす影響を適切に評価する必要がある。

本研究では、事例解析によって適用性を確認した5種類の数値解析手法を評価方法として用い、地すべりとトンネルの位置関係、基盤の物性値、斜面勾配を変化させたパラメトリックスタディを行った。そして、離隔距離を徐々に変化させたときに地すべり地表面やトンネル内空断面に発生する変位量、地盤内部の塑性域の分布状況等のデータから、地すべりとトンネルの相互影響を定量的に評価した。本報告書では、本手法を現場に適用する場合の考え方、数値解析モデルの設定手順、解析結果の評価手法等を取りまとめている。

キーワード：地すべり、トンネル、離隔距離、数値解析、道路計画

目次

1. はじめに	1
1.1 背景	1
1.2 本マニュアルの目的	2
1.3 安全離隔距離とは	3
1.4 数値解析手法のトンネル計画段階への適用	4
1.5 数値解析による地すべり解析	6
2. 数値解析手法の概要	7
2.1 モデル解析で用いた数値解析手法	7
2.2 入力物性値、パラメータの設定について	9
2.3 各数値解析手法の概要	10
3. 解析モデルの設定手順	23
3.1 解析領域と境界条件	24
3.2 地盤物性値	26
3.3 応力解放率	27
3.4 斜面勾配変更モデル	30
4. 数値解析結果	32
4.1 離隔距離と土被りに関する予備検討	32
4.2 解析モデルの確認	36
4.3 数値解析結果	40
4.4 数値解析結果のまとめ	50
5. 本マニュアルの現場への適用	54
5.1 トンネルの計画段階における適用	55
5.2 トンネルの設計・施工計画への反映	57
5.3 地すべり及びトンネルの計測計画への反映	58
5.4 維持管理における数値解析の活用の可能性	60
5.5 本マニュアルの適用限界	61

謝辞

参考文献

1. はじめに

1.1 背景

地すべりによりトンネルが被災した事例は数多く報告されている。被災事例を調査してみると、地すべりとトンネルの離隔を十分に離して計画したにもかかわらず想定以上の規模であったため被災したケースと、トンネル計画時に地すべりが認識できなかったケースの大きく2つの種類に分類された（図1.1）。

トンネルなどの重要構造物が地すべりによって被災した場合、その後の地すべり対策に多大な時間と費用が必要になる。被災状況によっては施工済み区間を一部放棄するような事例も報告されている¹⁾。

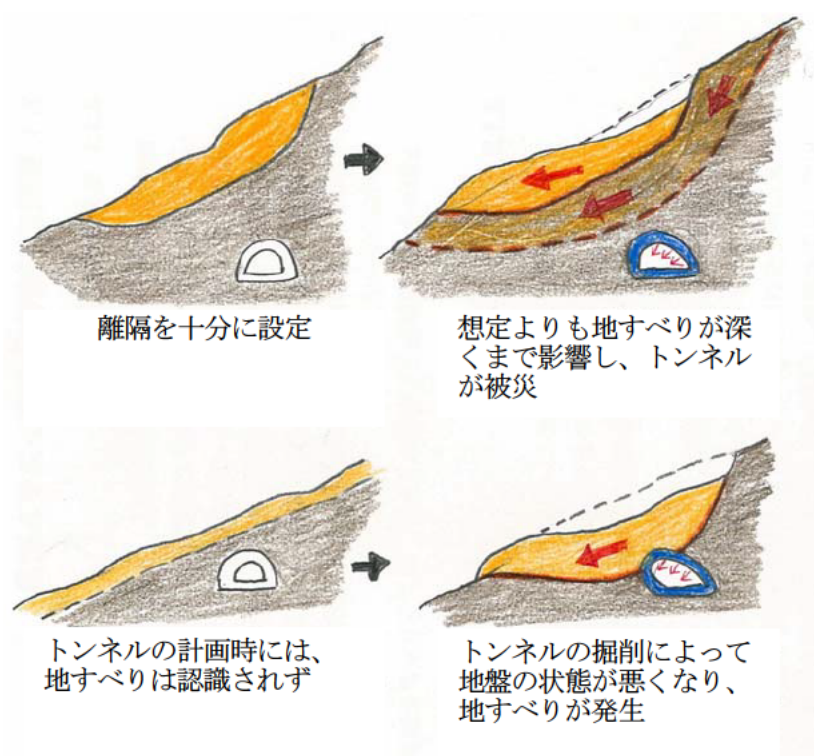


図 1.1 地すべりによるトンネルの被災事例

地すべりによるトンネル災害を未然に回避するためには、道路計画時に地すべりに関する適切な調査を実施し、地すべりを回避してトンネル位置を決定することが最も望ましい。基準書等においても、トンネル計画時のコントロールポイントとして地すべりが挙げられている²⁾。しかし、周辺地形の制限や地すべり密集地域など、どうしてもトンネルが地すべり近傍を通過せざるを得ないことがある。また、想定していなかった地すべりがトンネルの施工中や施工後に発生した場合には、トンネルと地すべりの影響を急遽検討する必要がある。このような場合には、地すべり調査やトンネルの変状を基に地すべりの規模や変動を把握したうえで、トンネルと地すべりの影響を適切に評価して、その後の被害予測や対策工の検討を行う必要がある。

1.2 本マニュアルの目的

地すべりとトンネルの離隔距離については、トンネル掘削によるゆるみの影響を考慮して 2.0D 以上確保することが目安とされている（D はトンネルの内径）³⁾⁴⁾。しかし、地すべりは規模や運動様式がそれぞれ異なり、地すべりとトンネルの位置関係や地盤条件によっても相互の影響は変化することが想定される。数値解析手法を用いると、実際に現地調査から得られたデータを解析条件に反映させることができ、様々な条件下におけるトンネルと地すべりの影響を評価することができる（図 1.2）。

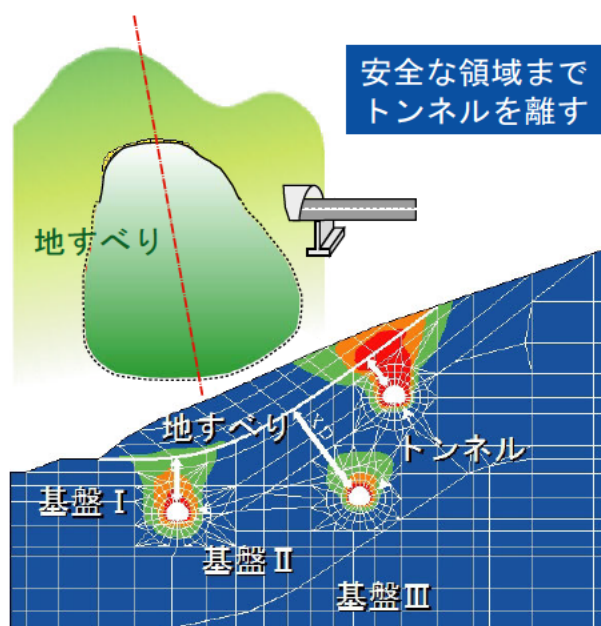


図 1.2 数値解析による影響評価

土木研究所地すべりチームは、民間 5 社（基礎地盤コンサルタンツ株式会社、応用地質株式会社、鹿島建設株式会社、日本工営株式会社、川崎地質株式会社）と「トンネルへの地すべりの影響評価手法に関する共同研究」⁵⁾を実施した。この共同研究では、地すべりとトンネルの位置関係、基盤の地山物性値、斜面勾配を変化させたパラメトリックスタディを実施し、地すべりとトンネルの安全離隔距離を評価している。本マニュアルは、解析モデルの構築方法や解析結果の評価方法等を示すことで、今後同様の解析を実施する際の参考となることを目的としている。また、それぞれの解析条件で得られた安全離隔距離は、トンネルを計画する際の目安の一つとなり得る。

1.3 安全離隔距離とは

数値解析では、トンネル掘削時に発生する地すべり土塊の変位量やトンネルの内空変位量等が、地すべりとトンネルの離隔距離が大きくなるに従って、どのような変形の傾向を示すかに着目する。本マニュアルにおける「安全離隔距離」とは、地すべり土塊の変位量等と離隔距離の関係を調査して、変形の傾向が急激に変化する離隔距離を指す。例えば図 1.3 では、離隔距離が 2.0D 以上の領域では地表面変位と離隔距離の関係が直線傾向を示しているのに対し、離隔距離が 1.5D より小さくなると地表面変位が急激に大きくなっている。この場合、離隔距離 2.0D を安全離隔距離とする。また、このように求めた安全離隔距離について、解析領域の塑性域やひずみの発生分布などの機構と照らし合わせて、妥当であるかを確認したうえで最終的に決定する。なお、以後の検討では、トンネルの内径 $D=10\text{m}$ としている。

今回の数値解析では、トンネル掘削の影響で時間経過とともに緩み領域が拡大するような現象は考慮しておらず、トンネル掘削時の応力解放に伴って発生する変位量等の傾向の違いから評価を行っている。また、地すべりについても時間経過とともに地すべりが進行していく現象を評価しようとするものではない。

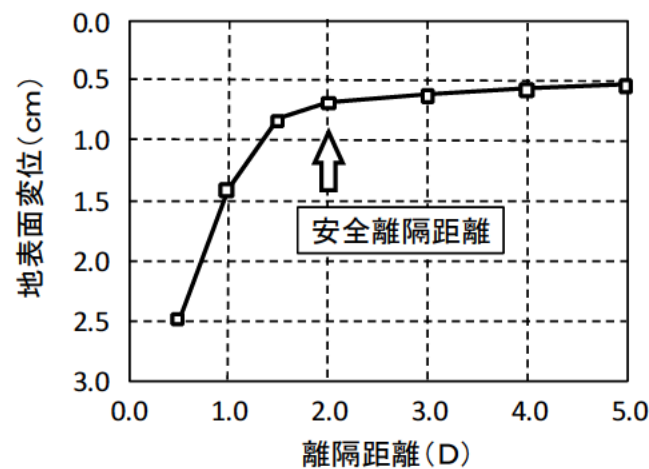


図 1.3 安全離隔距離の評価方法

1.4 数値解析手法のトンネル計画段階への適用

数値解析は、路線選定から調査、計画、設計、施工、維持管理までの各段階に反映させることができる。例えば、計画段階で数値解析を用いてトンネルと地すべりの安全な離隔距離を検討することが考えられる。また、維持管理の段階でトンネルに変状が確認された場合、変状の発生原因を解明する手段の1つとして数値解析を実施することが考えられる。本マニュアルでは、地すべりとトンネルの安全離隔距離を評価することを主な目的と捉え、数値解析は路線選定から設計段階の間で活用されるものと想定している。

トンネル事業における数値解析の適用のイメージを図1.4に示す。路線の概略位置が決定された段階で地すべりの影響が懸念される場合には、地すべりとトンネルの相互影響を評価する必要がある。数値解析による影響評価をトンネル位置の妥当性を判断するための材料の一つとして活用し、必要に応じてルート変更の検討を行う。

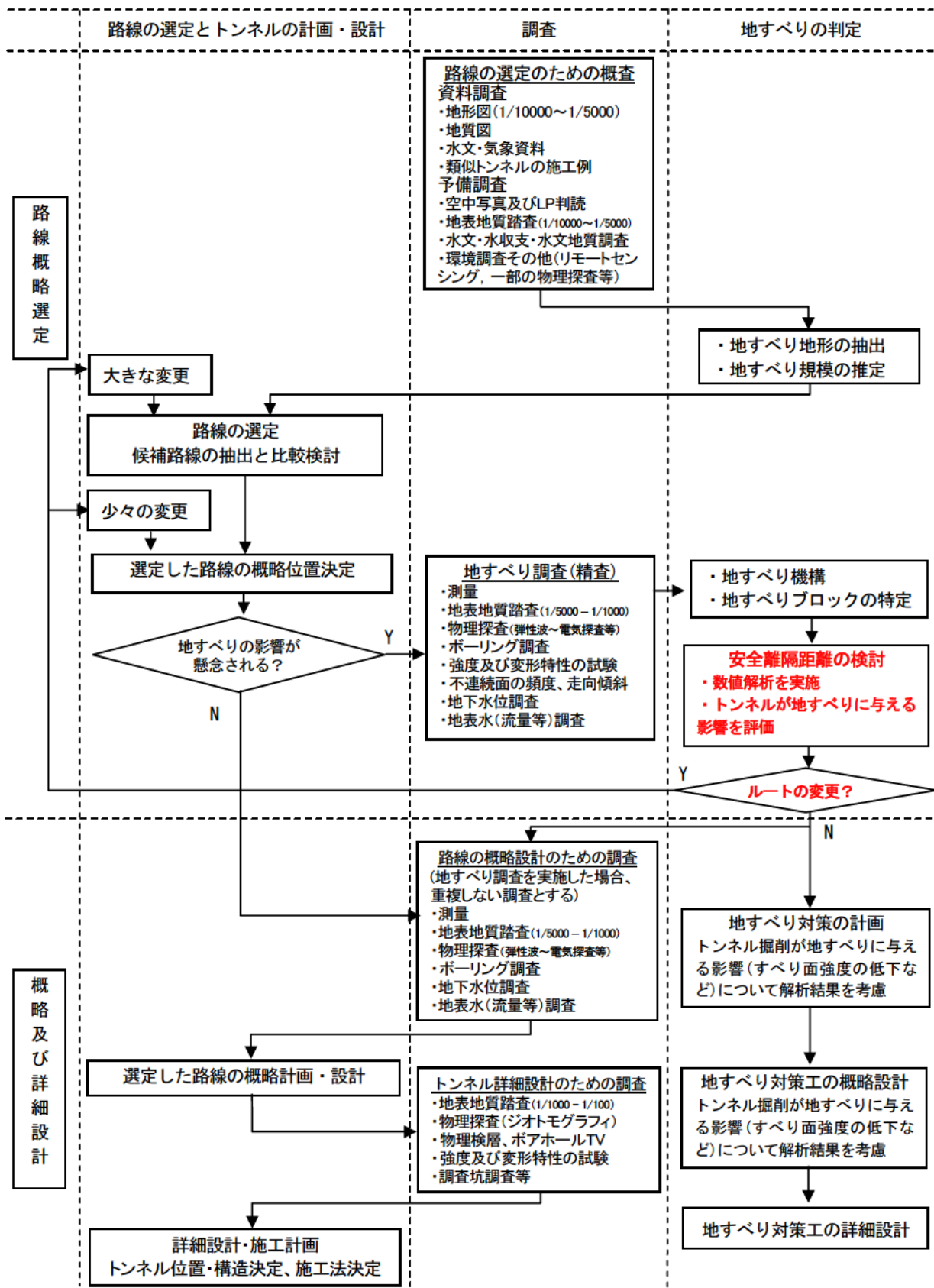


図 1.4 数値解析の適用のイメージ

1.5 数値解析による地すべり解析

数値解析は、土木分野においては、橋梁・トンネル・ダムなどの分野でこれまで活用されてきたが、近年、地すべりの分野においても数値解析手法の活用が提案されている⁶⁾。

数値解析手法は、計算精度が高く適用範囲が広いことはよく知られている。しかし、数値解析は複雑な現場条件をモデル化して解析を行うため、解析精度を向上させるためには実際の現象を正確に解析モデルに反映させる必要がある。地すべり解析に必要な入力データとして変形特性や強度特性などがあり、これらは現場材料の室内試験やボーリング孔を利用した原位置試験から設定することが多い。一般的に、地すべり地内の地盤材料は地すべり変動の影響を受けて乱されており、試験結果の解釈は現場条件に応じて適宜判断が求められ容易ではない。地すべりの分野における数値解析は、入力データの設定方法に課題を有するものの、数値解析の利点を最大限生かしながら、他の調査結果と合わせて総合的に評価判定する際の有用なツールとして用いることができる。また評価判定した結果をトンネル掘削中や施工後のモニタリングで検証できれば、入力データの設定方法の課題は徐々に解消に向かうと考えられる（図 1.5）。

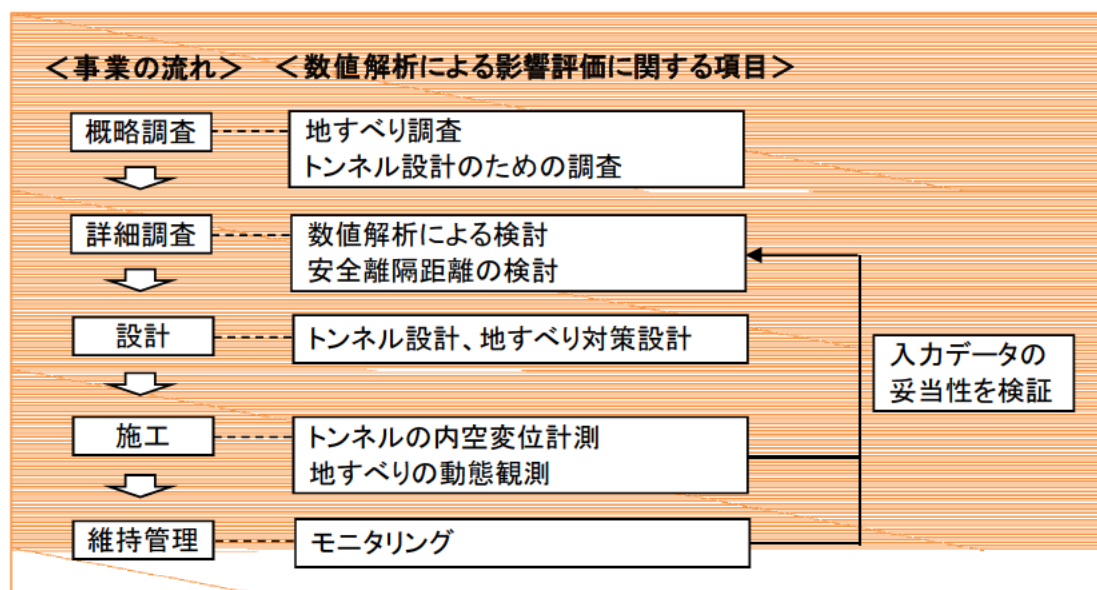


図 1.5 数値解析結果の検証

2. 数値解析手法の概要

2.1 モデル解析で用いた数値解析手法

数値解析手法は様々なものが提案されているが、本マニュアルで扱った数値解析手法を表 2.1 に示す。弾塑性有限要素法や有限差分法など代表的な解析手法を網羅している。大きく区分すると、弾塑性有限要素法とマニフォールド法は有限要素法に属する解析手法であり、有限差分法と個別要素法は差分法に属する解析手法である。トンネル掘削による地山の緩みを考慮するために適用した構成則は Drucker-Prager モデルと Mohr-Coulomb モデルであり、いずれも代表的な弾塑性モデルである。また、変位を求める過程から区分すると、静的な平衡状態における変位を求める静的解析と、運動方程式に基づき時間変化の変位を求める動的解析に区分することができる。一方、各解析手法におけるすべり面の取り扱い方法から区分すると、個別要素法とマニフォールド法がすべり面を分離可能な不連続面としており、他の解析手法は連続面としている。すべり面を不連続面とした解析手法では、いずれもすべり面の強度特性として Mohr-Coulomb 則を採用している。

表 2.1 解析手法一覧表

解析手法	弾塑性有限要素法		マニフォールド法	有限差分法	個別要素法
手法区分	有限要素法に属する解析法			差分法に属する解析法	
	静的解析		動的解析		
地盤の構成則	Drucker-Prager	Mohr-Coulomb	Drucker-Prager	Mohr-Coulomb	Mohr-Coulomb
コード名	ISNA	DIF	MF	FLAC	UDEC
すべり面	連続	連続	不連続 (Mohr-Coulomb)	連続	不連続 (Mohr-Coulomb)

各数値解析手法において使用したパラメータ（物性値）を表 2.2 に示す。基盤および地すべり土塊の物性値（強度定数、変形係数など）は各解析手法とも共通であるが、すべり面を不連続面とした解析手法では、すべり面におけるバネ（地盤バネ、ペナルティバネ）の扱いが手法により異なっている。各数値解析手法で得られる出力は基本的に変位であり、トンネル掘削と地すべりの相互作用を検討するために用いた評価指標を表 2.3 に示す。いずれの解析手法においても評価指標は概ね同じである。

以下、本マニュアルで扱った各解析手法の概要を示す。なお、構成則については、各手法とも共通するので、弾塑性有限要素法における概要で代表する。また、各解析手法で共通して用いる物性値については、2.3 にまとめて示す。

解析手法の詳細については、共同研究報告書⁵⁾をご参照いただきたい。

表 2.2 入力パラメーター一覧表

	入力パラメータ	記号	単位	有限要素法 (DP)	有限要素法 (MC)	マニフォールド法	有限差分法	個別要素法
移動土塊	単位体積重量	γt	kN/m ³	○	○	○	○	○
	内部摩擦角	ϕ	°	○	○	○	○	○
	粘着力	c	kN/m ²	○	○	○	○	○
	ポアソン比	ν		○	○	○	○	○
	変形係数	E	MPa	○	○	○	○	○
	引張強度	σt	kN/m ²	○ ¹	○ ¹	○ ¹	○ ²	○ ³
	ダレイタシ角	ϕ	°	○ ⁴	○ ⁵	○ ⁵	○ ⁴	○ ⁴
不動土塊	単位体積重量	γt	kN/m ³	○	○	○	○	○
	内部摩擦角	ϕ	°	○	○	○	○	○
	粘着力	c	kN/m ²	○	○	○	○	○
	ポアソン比	ν		○	○	○	○	○
	変形係数	E	MPa	○	○	○	○	○
	引張強度	σt	kN/m ²	○ ¹	○ ¹	○ ¹	○ ²	○ ³
	ダレイタシ角	ϕ	°	○ ⁴	○ ⁵	○ ⁵	○ ⁴	○ ⁴
すべり面	バネ（垂直）	kn	kN/m	×	×	○ ⁶	×	×
	バネ（せん断）	ks	kN/m	×	×	○ ⁶	×	×
	地盤バネ（垂直）	kn	kN/m ³	×	×	×	×	○ ⁶
	地盤バネ（せん断）	ks	kN/m ³	×	×	×	×	○ ⁶
	内部摩擦角	ϕ	°	×	×	○	×	○
	粘着力	c	kN/m ²	×	×	○	×	○

凡例 ○：必要、×：不使用

1：破壊規準を用いて c、 ϕ から計算

2：引張強度の一般値を採用

3：引張破壊しないように大きな値を設定

4： $\phi = 0^\circ$ （非関連流れ則）を採用

5： $\phi = \phi$ （関連流れ則）を採用

6：トライアルアンドエラーにより計算

*DP：Drucker-Prager モデル、MC：Mohr-Coulomb モデル

表 2.3 各解析手法における評価指標

		有限要素法 (DP)	有限要素法 (MC)	マニフォールド法	有限差分法	個別要素法
すべり面	安全率	○	○	○	○	○
	変位量	○	○	○	○	○
	応力状況	○	○	○	○	○
トンネル	天端変位量	○	○	○	○	○
	天端応力	○	○	○	○	○
	内空変位	○	○	○	○	○
	最大せん断ひずみ	○	○	○	○	○
地表面	沈下量	○	○	○	○	○
	水平変位	○	○	○	○	○
	鉛直変位	○	○	○	○	○

2.2 入力物性値、パラメータの設定について

各数値解析手法で使用した入力パラメータは表 2.2 で示したとおりである。ここでは、各数値解析手法で共通する地盤物性値に関するパラメータの設定について概要を示す。

(1) 単位体積重量 (γ_t)

単位体積重量は初期の応力状態を規定するために必要なパラメータであり、物理試験（湿潤密度試験）結果や地質分類（地山分類）による一般的な値を用いることが多い。

(2) 変形係数 (E)

孔内水平載荷試験、平板載荷試験などの大型試験により求めることができ、均質な土質材料の場合は室内の三軸圧縮試験から求められる。地すべりのように不均質な地盤材料の場合、一箇所から採取された供試体の試験値の代表性を検討する必要がある。この他の方法としては、地質分類（地山分類）による一般的な値やN値などから間接的に設定する方法が挙げられる。

(3) ポアソン比 (ν)

一軸圧縮試験時にコアの長軸および円周方向にひずみゲージを添付して行う方法や三軸圧縮試験から得られる体積変化と長軸のひずみから求める方法などがある。ただし測定は困難であるため、試験以外の設定方法の1つとして文献などに記載されている一般値を参考に設定することが考えられる。

(4) 粘着力 (c)、内部摩擦角 (ϕ)

均質な土質材料の場合は三軸圧縮試験などの室内試験より粘着力と内部摩擦角を求めることができる。変形係数と同様、地すべりのように不均質な地盤材料の場合、一箇所から採取された供試体の試験値の代表性を検討する必要がある。地質分類（地山分類）による一般的な値やN値などから間接的に設定する方法もある。

(5) 引張強度 (σ_t)

岩盤などの場合は圧裂引張試験などから推定する場合がある。着目する現象が引張破壊に大きく依存する場合や、引張破壊の発生機構の検討を目的とする場合は、粘着力を超えない範囲で可変させ、その結果から設定する方法が考えられる。また、一軸圧縮強度 q_u の 0.1 から 0.2 倍を引張強度に設定することも多い。

(6) ダイレイタンシー角 (ϕ)

ダイレイタンシー角は、一般的に内部摩擦角と関係付けられ、すべり面など粘土質的な材料に対して $\phi = 0^\circ$ とする場合がある。三軸圧縮試験から算定する方法などが考えられるが、限られた供試体から得られた値の信頼性には限界がある。安全側の観点で $\phi = 0^\circ$ とすることもある。

2.3 各数値解析手法の概要

2.3.1 弾塑性有限要素法 (Drucker-Prager モデル)

(1) 概要

弾塑性有限要素法は、材料の降伏規準を超えないように塑性理論に基づいて応力が再配分され変形挙動を解析できることから、すべり面の強度特性に強く依存するような地すべり変形現象の解析に適している。本手法では、粘着力 c と内部摩擦角 ϕ の二つ強度パラメータで表せる Drucker-Prager 降伏規準に基づく弾塑性モデルを適用した。使用したプログラムコードは、ISNA (応用地質㈱) である。

(2) 有限要素法の概要と定式化

有限要素法 (以降、FEM) は、数学的に解くことが困難な問題の数値解を得る手法であり、解析対象を有限個の要素に分割して各要素について剛性方程式を構成し、それらを全要素について重ね合わせることによって解析領域全体の支配方程式を数値的に解く手法である。例えば二次元の複雑な領域を複数の単純な三角形や四角形で表現することにより、比較的容易に問題を解くことができるようになる。FEM は実際の幾何学形状をそのままに入力することができ、実際の施工過程にそって解析を進めることが利点となる。FEM では全体崩壊以降の解析は行えないが、全体崩壊に至るまでの解析は可能である。ここでは、全応力解析を適用しているため地下水との関連は考慮していないが、弾塑性構成則を用いることで、トンネル掘削と地すべりの関係は非常に分かり易くなっている。

FEM を構成する支配方程式は、①応力の釣り合い式 (力学的条件)、②ひずみと変位の適合式 (幾何学的条件)、③応力とひずみの構成式 (材料特性、構成則) からなる。これらの支配方程式と境界条件をもとに、仮想仕事の原理に基づいて変位を未知数とした方程式を組み立て、与えられた荷重条件に対して変位を求める。ただし、弾塑性 FEM においては、応力とひずみの構成式が非線形であることから、離散化された支配方程式も非線形方程式となり、変位や応力などの解を求めるためには増分線形化や繰り返し計算が必要となる。

FEM の詳細については、多くの参考書が出版されているので参照されたい。

(3) 構成則 (Drucker-Prager モデル)

Drucker-Prager モデルは地盤材料に適した代表的な構成則の一つであり、ここでは、弾完全塑性体としている。Drucker-Prager モデルにおける降伏規準 は次の式で表され、降伏曲面は図 2.1 のような円錐状の三次元曲面となる。

$$F(\sigma) = 3\alpha\sigma_m + \sqrt{J_2} - \kappa = 0 \quad \dots \text{式 (2.1)}$$

ここに、

$$\sigma_m = \frac{(\sigma_x + \sigma_y + \sigma_z)}{3} = \frac{(\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3)}{3} \quad \dots \text{式 (2.2)}$$

$$J_2 = \frac{1}{3}(\sigma_1^2 + \sigma_2^2 + \sigma_3^2 - \sigma_1\sigma_2 - \sigma_2\sigma_3 - \sigma_3\sigma_1) \quad \dots \text{式 (2.3)}$$

σ_m は平均応力、 J_2 は第 2 偏差応力不変量である。また、平面ひずみ条件においては、

$$\alpha = \frac{\tan \phi}{\sqrt{9 + 12 \tan^2 \phi}}, \quad \kappa = \frac{3c}{\sqrt{9 + 12 \tan^2 \phi}} \quad \dots \text{式 (2.4)}$$

となり、 c は粘着力、 ϕ は内部摩擦角である。降伏関数 F と塑性ポテンシャル g は同じ関数形として、

$$g(\sigma) = 3\alpha^\psi \sigma_m + \sqrt{J_2} = 0 \quad \dots \text{式 (2.5)}$$

$$\alpha^\psi = \frac{\tan \psi}{\sqrt{9 + 12 \tan^2 \psi}} \quad \dots \text{式 (2.6)}$$

となり、 Ψ はダイレイタンシー角である。

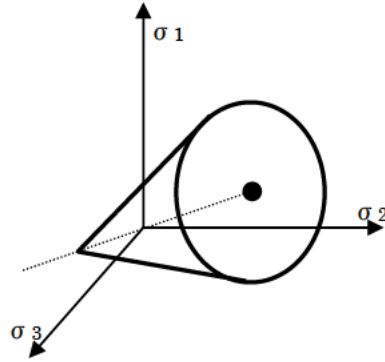


図 2.1 Drucker-Prager モデルの降伏曲面の例

(4) 入力パラメータ

弾塑性 FEM 解析では、必要となる材料物性の入力パラメータは、変形係数 E 、ポアソン比 ν 、単位体積重量 γ 、粘着力 c 、内部摩擦角 ϕ である。ただし、ダイレイタンシー角 Ψ は、一般的に内部摩擦角 ϕ と関係付けられ地盤材料などを考慮して決定される。なお、本研究で扱った弾塑性有限要素法では、すべり面を連続面として扱っているため、すべり面の物性は必要ない。

(5) 適用限界と留意点

本手法で用いた Drucker-Prager あるいは Mohr-Coulomb モデルに基づく弾塑性 FEM 解析は、微小変形理論を仮定していることから、すべり面の不連続的な変位や移動体の大きなひずみには適用できない。また、全応力解析であるため、地下水を直接取り扱うことが出来ない。

一方、擬似粘塑性のアルゴリズムを用いたため、非関連流動則に対しても塑性計算の安定性が良く、すべり面のような塑性変形が集中する場合でも適用される。ただし、降伏規準を大きく上回る応力集中領域が広く存在する場合、塑性部に関する収束計算に時間がかかり、場合によっては収束しないこともありうるため留意する必要がある。また、斜面や地すべりの弾塑性 FEM 解析

では、計算が収束しない場合は全体安全率が1を下回ることを意味し、せん断強度低下法などにも利用される。

一方、**FEM** では理想的な条件下のもとに計算が進められるので、トンネル掘削のような施工性に強く依存するような問題では、解析上の工夫が必要になってくる場合もある。このようなことから工事開始前の予測解析だけでは、計算精度の確保が難しい場合が多々あるので、実測結果をフィードバックして予測精度を高めなければならない。これは **FEM** に限ったことではなく、地盤の数値解析全般について言えることである。

2.3.2 弾塑性有限要素法 (Mohr-Coulomb モデル)

(1) 概要

本手法では、太田秀樹教授・飯塚敦教授により公開された DACSAR (ダクサー)⁷⁾ を参考としたプログラム Dif (ディフ) (デジタルソイル社製) を用いた。基本仕様は DACSAR と同じである。本プログラムは土・水連成解析用であるが、間隙水を無視した全応力解析も可能であり、ここでは全応力解析を適用している。地盤材料の特性として Mohr-Coulomb モデルを用いている点が、2.2.1 に示した弾塑性有限要素法と異なるが、解析原理等や使用する物性値、留意点などは同じである。

(2) 構成則 (Mohr-Coulomb モデル)

Mohr-Coulomb モデルは代表的な弾塑性モデルであり、降伏規準は次式で表わされる。また、降伏曲面は図 2.2 に示すような角錐状の形状となる。Mohr-Coulomb モデルでは、降伏規準に中間主応力 σ_2 が含まれない特徴がある。

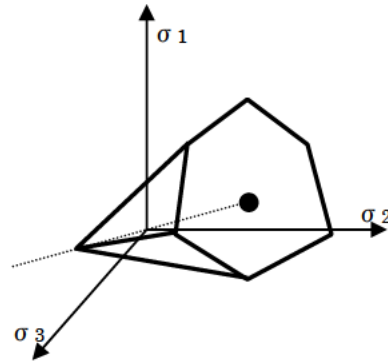


図 2.2 Mohr-Coulomb モデルの降伏曲面の例

$$F(\sigma) = \sigma_1 - \sigma_3 N_\phi + 2c\sqrt{N_\phi} \quad \dots \text{式 (2.7)}$$

$$N_\phi = (1 + \sin \phi) / (1 - \sin \phi) \quad \dots \text{式 (2.8)}$$

ここで、 c は粘着力、 ϕ は内部摩擦角となる。塑性ポテンシャルは、

$$g(\sigma) = \sigma_1 - \sigma_3 N_\psi \quad \dots \text{式 (2.9)}$$

$$N_\psi = (1 + \sin \psi) / (1 - \sin \psi) \quad \dots \text{式 (2.10)}$$

となり、 ψ はダイレイタンシー角である。

(3) 入力パラメータ

入力物性値は、2.2.1 に示した弾塑性有限要素法 Drucker-Prager モデルと基本的に同じである。

(4) 適用限界と留意点

弾塑性有限要素法 Mohr-Coulomb モデルにおける適用限界や留意点は、2.2.1 に示した弾塑性有限要素法 Drucker-Prager モデルと基本的に同じである。

2.3.3 有限差分法

(1) 概要

本手法では、(米) ITASCA 社開発の商用コードである **FLAC** を基本コードとして使用した。**FLAC** を基本コードとした選定理由は、地すべり発生時のトンネルへの影響を数値解析上で再現するためには解析結果として斜面の崩壊挙動を得ることが必須であり、動的に定式化され、かつ大変形挙動を取り扱える解析手法として **FLAC** が適していると考えたためである。なお、水との連成解析やインターフェース要素を用いた不連続面の考慮、時間履歴動的解析の容易さも利点として挙げられる。なお、本研究では、地下水は考慮していない。

以下に、**FLAC** の特徴を示す。

- ①基本的に連続体解析であるが、**FEM** と比較して大変形、大ひずみ、広範囲の塑性流動、地盤の進行性破壊等を扱える。
- ②ロックボルトなどトンネル支保部材の解析モデルが豊富にあるため、近年トンネル掘削解析への適用事例が増加している。
- ③2次元から3次元への拡張が容易である。
- ④**FEM** に比較してユーザがカスタマイズ可能な範囲が広い。
- ⑤地すべり斜面のように、自重解析で平衡状態が得られない（収束しない）場合により有効である。
- ⑥複雑な形状作成や、掘削や盛土といった施工工程に沿った解析を得意とする。

ただし、基本的には連続体解析であり、土石流のような数 10m に及ぶ流動現象は表現困難である。

(2) 支配方程式、離散化方程式、構成則

有限差分法 **FLAC** は、土質・岩盤構造物の解析を目的とし、差分法にベースをおきながらも独自の計算技巧を導入した連続体解析手法である⁸⁾。本手法では、静的問題を解くことを目的としながらも支配方程式に運動方程式を採用し、小さな荷重を受けた地盤の弾性荷重から、大きな荷重による地盤の破壊状態に至るまでの過程を逐次的に再現することができる。すなわち、非常に非線形性の強い地山材料であっても降伏した後の地山の挙動を大変形に至るまで安定してシミュレートすることが可能である。このため、いわゆる進行性破壊を時々刻々と再現してトンネル周辺地盤の破壊の位置・範囲や破壊過程を解析結果として得ることができる。また、**FLAC** では、解析対象領域を小部分に分割して各々の小部分を力学モデルで近似する手法に基づいており、空間の離散化という点は **FEM** と同様である。

FLAC の定式化及び計算は、図 2.3 に示す計算サイクルおよび手順①から⑤の流れとなる。

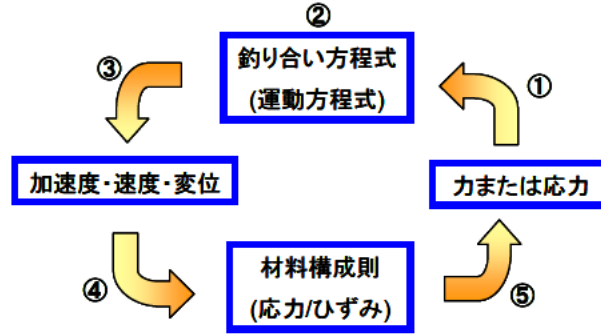


図 2.3 FLAC の計算プロセス（1 計算サイクル）

①節点荷重もしくは節点を取り囲んでいる既知の要素応力 σ_{ij} から式 (2.11) を用いて節点力 F_i が計算される。

$$F_i = \frac{1}{2} \sigma_{ij} \left(n_j^{(1)} S^{(1)} + n_j^{(2)} S^{(2)} \right) \quad \dots \quad \text{式 (2.11)}$$

ここに S : 三角形領域の各辺の長さ、 n_j : 三角形領域を表す単位法線ベクトル

②運動方程式 (式 (2.12)) を用いて節点力 F_i から新しい加速度 $\frac{\sum F_i^{(t)}}{m}$ 、及び、速度 $\dot{u}_i$ を計算する。

$$\dot{u}_i^{(t+\Delta t/2)} = \dot{u}_i^{(t-\Delta t/2)} + \sum F_i^{(t)} \frac{\Delta t}{m} \quad \dots \quad \text{式 (2.12)}$$

ここに $(t + \Delta t/2)$: $t + \Delta t/2$ の時刻における状態

③節点速度を積分して変位増分を得る。変位増分を累積すればこれが接点変位である。大変形解析を実施する場合には、式 (2.13) を用いて座標 $x_i^{(t)}$ を更新する。

$$x_i^{(t+\Delta t/2)} = x_i^{(t)} + \dot{u}_i^{(t+\Delta t/2)} \Delta t \quad \dots \quad \text{式 (2.13)}$$

④既知の節点速度から、式 (2.14) によりひずみ速度 $\dot{e}_{ij}$ を計算する。

$$\dot{e}_{ij} = \frac{1}{2} \left[\frac{\partial \dot{u}_i}{\partial x_j} + \frac{\partial \dot{u}_j}{\partial x_i} \right] \quad \dots \quad \text{式 (2.14)}$$

⑤材料構成則 (ここでは Mohr-Coulomb モデル) を用いてひずみ速度から新しい応力を計算する。

以上の操作を図 2.3 のように繰り返し計算する。1 回の計算サイクルを実行すると 1 回の更新された地盤の変形が求められる。この計算サイクルを繰り返すという計算手法は陽解法と呼ばれ、トンネル掘削解析などにおいて、施工過程を再現する上で実現現象に合致した解析を行うことができるという優位な特徴を有している。構成則については Mohr-Coulomb モデルを用いている。

(3) 入力パラメータ

FLAC を用いた数値解析で使用した必要な入力パラメータ、およびその設定法は、他の数値解析手法と同じである。本研究で行った解析では、すべり面を連続面として扱っているため、すべり面の物性は必要ない。引張強度については、図 2.4 及び式 (2.15) と式 (2.16) を用いて一軸圧縮強度 q_u を算出し、 q_u の 0.1 から 0.2 倍を引張強度と設定した。

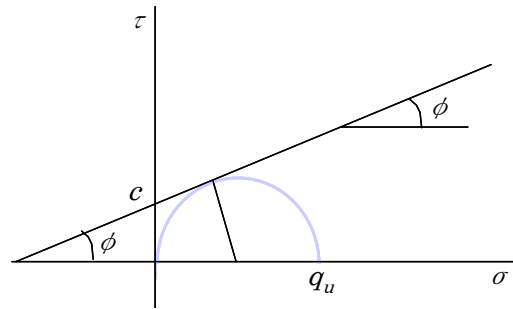


図 2.4 引張強度の決定方法

図 2.4 より、

$$q_u = 2 \cdot c \cdot \cos \phi / (1 - \sin \phi) \quad \dots \text{式 (2.15)}$$

$$\sigma_t = q_u / (5 \sim 10) \quad \dots \text{式 (2.16)}$$

(4) 適用限界と留意点

FLAC における適用限界と留意点を以下に示す。

- ①基本的には有限変形を基にする連続体モデルを対象としているので、土石流のような数メートルから数十メートルという長距離にわたる流動性破壊に対しては実現象に類似する破壊面の形状を再現することは難しい。
- ②岩盤斜面を対象とする場合、断層・破碎帯等の数少ない不連続面はインターフェース要素を用いて適切にモデルすることが可能だが、地山全体に節理・亀裂面が数多く発達し、それらを介して生じる変形に注目する必要がある時には適切なモデル化が困難である。
- ③FLAC には地盤工学部門において弾塑性数値解析を遂行する際に頻繁に使われている Mohr-Coulomb モデルや Cam-Clay モデル、そして岩盤分野において適用性が認められている Hoek-Brown モデルなど多様な構成則が組み込まれているものの、国内において独自に開発され認知度の高いモデル（例えば電中研モデル等）は用意されていない。こうした構成則を用いる場合は、内部プログラム (FISH) を用いて組み込まなければならず、時間と労力を要する。
- ④弾性に近い対象物を静的に解析する場合は、他の方法に比べて解析結果を得るまで時間を要する場合もある。

2.3.4 マニフォールド法

(1) 概要

マニフォールド法 (Manifold Method) は、Shi により開発された解析手法であり、複数のブロックで構成されるモデルについて、ブロックの変位・変形を動的および準静的に解析する手法である。ブロック内を要素で分割することで、ひずみ分布、応力分布を求めることができる。定式化においては、エネルギー最小化原理を用いており、分割した個々の要素に着目すると、FEM における要素と同じである。ブロック間の接触、すべり、分離を制限無く解析することができ、大変位、大変形に対応した解析手法である。ブロック間のすべりについては、Mohr-Coulomb の摩擦則が組み込まれている。使用したプログラムコードは、不連続性岩盤解析実用化研究会による MF である。

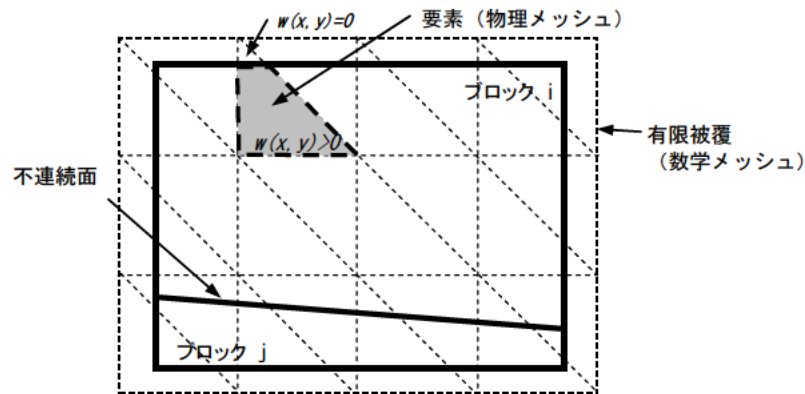


図 2.5 マニフォールド法の解析メッシュの構造

(2) 解析理論の概要

マニフォールド法では、有限被覆あるいは数学メッシュと呼ばれる形状関数を用いてブロックあるいは要素の変位を求めるため、有限被覆を用いてブロック内を要素に区切り解析を行う（図 2.5）。しかし、不連続面の境界でブロックが分離できるように有限被覆を設定すること、要素の形状と有限被覆の形状が必ずしも一致していないことが FEM と異なる。マニフォールド法の解析原理上の特徴をまとめると以下のようになる。

- ・有限被覆（形状関数）を解析領域に重ね合わせ、ブロックあるいは要素の変位を求める。
- ・不連続面上でのブロック間の接触、分離が可能となるように、有限被覆を解析領域に重ね合わせる。
- ・各要素に対してエネルギー最小化原理を適用し、これらに接触条件を加えて釣り合い方程式を動的に解く。

①解析原理

マニフォールド法における解析対象全体のエネルギー Π_{sys}^m は、

$$\Pi_{sys}^m = \sum_i \Pi_i^{m,E} + \sum_i \sum_j \Pi_{i,j}^{m,PL} \quad \cdots \text{式 (2.17)}$$

で表すことができ、右辺の第1項は各要素に対するポテンシャルエネルギーであり、第2項は要素 i と j の接触に関するポテンシャルエネルギーである。要素の運動方程式は、

$$M\ddot{D}^m + C\dot{D}^m + KD^m = F \quad \cdots \text{式 (2.18)}$$

となり、ここで、 M : 質量マトリックス、 C : 減衰マトリックス、 K : 剛性マトリックス、 F : 外力ベクトルである。また、 D^m : 解析領域に重ね合わせた有限被覆の節点変位、 $\dot{D}^m$: D^m の1階の時間微分、 $\ddot{D}^m$: D^m の2階の時間微分である。式(2.18)のマトリックスおよび外力ベクトルは、式(2.17)のポテンシャルエネルギーを変位 D^m について最小化することで求められる。

②不連続面の摩擦特性

マニフォールド法では、ブロック間の不連続面において Mohr-Coulomb の摩擦強度特性が採用されている。不連続面の強度特性は、

$$\tau_{ss} < \sigma_{sn} \tan \phi_s + c_{ss} \quad \cdots \text{式 (2.19)}$$

ここに τ_{ss} : 不連続面上のせん断力、 σ_{sn} : 不連続面上の法線力、 ϕ_s : 不連続面の摩擦角、 c_{ss} : 不連続面の粘着力となり、式 (2.19) が満たされるとき、ブロック間にせん断バネが導入されブロック間のせん断変位が拘束される (図 2.6)。また、式 (2.19) が満たされずブロック間でせん断変位が生じる場合、せん断バネは導入されず、接触している要素に外力として摩擦力が加えられる。

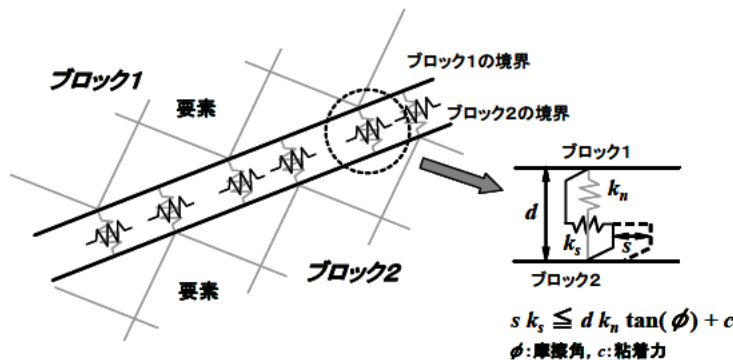


図 2.6 ブロックがすべらない場合の接触部

③要素の弾塑性構成則

マニフォールド法では、弾塑性構成則として Drucker-Prager モデルの降伏条件が取り入れられている。

(3) 入力パラメータとその決め方

マニフォールド法で用いる入力値は、要素の材料に関する物性値、不連続面の強度定数、及び繰り返し計算回数などの解析パラメータである。マニフォールド法固有の解析パラメータおよびその設定方法は、表 2.4 に示すとおりである。

表 2.4 マニフォールド法の入力パラメータと設定方法

区 分	パラメータ	設定方法
不連続面の強度	不連続面の摩擦角	既往資料、試験結果などから設定。すべり面の c 、 ϕ 。
	不連続面の粘着力	
解析パラメータ	鉛直接触バネ剛性	ブロック間で過剰な貫入が生じない程度の値として設定。試行解析で設定。
	せん断接触バネ剛性	ブロック間ですべり生じないとき、変位が十分小さい値となるように設定。試行解析で設定。
	時間ステップ間隔	解析の安定性、精度が確保できる範囲で、なるべく大きめの値。試行解析で設定。
	繰り返し計算回数	現象が再現できるまでの回数。静的問題では、変位・応力が一定に収束するまでの回数。試行解析で設定。

(4) 適用限界と留意点

マニフォールド法は、FEM と同様、多くの地盤問題に適用することができる。また、動的解析を採用していることから、静的平衡状態が満足されない問題や大変位を伴う解析にも適用することが可能である。しかし、ブロックの剛体回転に関する扱いが不十分であることから、落石問題など個々の岩塊の移動量が大きく、大きな回転を伴う問題には適していない。

解析原理の多くの部分が FEM と同じであることから、解析上の留意点は FEM と同じである。しかし、静的問題に適用する場合、適正に減衰を適用することで少ない繰り返し計算回数で平衡状態に収束するように工夫する必要がある。マニフォールド法を適用する際の留意点をまとめると、次のようになる。

- ・ブロック間の接触部に極端に面積が小さい要素が生じないようにする。
- ・繰り返し計算回数は、試行解析により設定する必要がある。
- ・繰り返し計算を行うため、計算時間を要する。また、FEM に比較して記憶容量も多くなる。

2.3.5 個別要素法

(1) 概要

個別要素法（以下 DEM）は、岩盤の亀裂を直接モデル化し亀裂に規制された崩壊挙動や安定性をシミュレートするために開発された手法である。使用したプログラムコードは UDEC（ITASCA 社）である。DEM の特徴としては、①亀裂などの不連続面が複数交差して岩塊を形成しているモデルを表現できること、②運動方程式に基づいているので静止状態から運動状態まで取り扱えること、③亀裂などで形成されるブロックが、他のブロックから分離して転倒や落下する挙動を表現できることなどが挙げられる。

DEM は解析対象となる構造物や岩盤を図 2.7 に示す多角形や円形状の要素で離散化する。ここでは多角形の場合はブロック要素、円形の場合は円形要素と呼ぶものとする。一般的な DEM のプログラムコードでは、これらの要素は剛体としてモデル化されるため、要素の変形や要素内部の応力を求めることができないが、本研究で使用した解析コード UDEC では、ブロック要素内部を差分法で離散化しブロック要素自身の変形と内部の応力を求めることができる。また、図 2.7 に示すように、ブロック要素間の反力とせん断破壊は、バネ(水平と垂直方向)とスライダ（Mohr-Coulomb 則に従うせん断破壊機構）、接触部分のエネルギー消費は粘性ダンパーで表され、各要素の挙動を表す支配方程式は、これらバネ、粘性ダンパー、および要素の質量に基づいて形成される運動方程式で表される。これにより DEM では静的な挙動だけでなく、要素が分離し転倒するような動的な挙動も表すことができる。

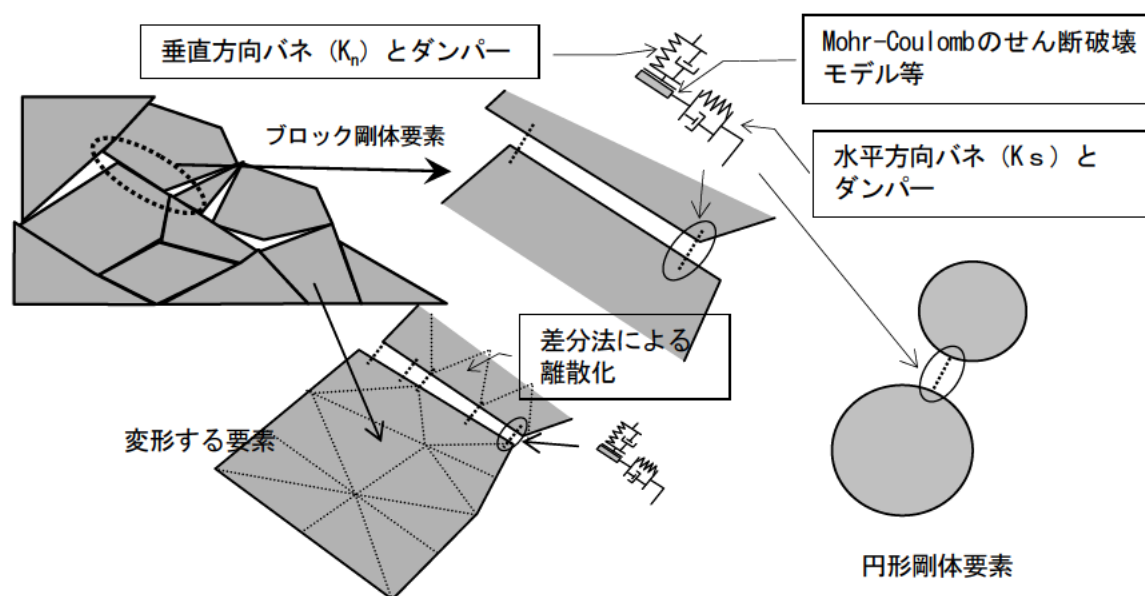


図 2.7 DEM のブロック要素及び円形要素

(2) 支配方程式、構成則

① 支配方程式

DEMにおいて、変形する要素の解析原理は基本的に2.2.3に示した有限差分法（FLAC）と同じである。力学的に静止状態にある地盤や岩盤の問題を解析する場合の支配方程式は、加えられた力によって発生する変位(z)と力(F)および剛性(k)の関係で表される。

$$z=F/k \quad \cdots \quad \text{式 (2.20)}$$

一方、岩塊などが滑動している状態では、加えられた力によって生じる加速度および速度を取り扱う必要があり、このような状態を表す式を運動方程式と呼び、質量(m)、加速度(g)、粘性減衰係数(c)、速度(v)、剛性、変位の和を力として表す。

$$mg + cv + kz = F \quad \cdots \quad \text{式 (2.21)}$$

ここで、第一項は加速度と質量で表される慣性力、第二項は速度に比例する粘性抵抗(力)を表し、第三項は変形に伴う力である。右辺は加えられた力であり、運動中は左辺の力の和が加えた力に対して発生する(バランスする)ことを表している。DEMは、この運動方程式に基づいて定式化されており動的のみならず静止状態も解いている。

②構成則（地盤または岩盤）

地盤および岩盤の降伏と塑性変形を表す構成則として完全弾塑性モデルを用いた。降伏規準(または降伏関数)はMohr-Coulombモデルを用いた。

(3) 入力パラメータとその決め方

①すべり面（または亀裂）を表す分布型のバネモデル

- ・摩擦係数（内部摩擦角）および粘着力：亀裂やすべり面の法線方向の力に比例して発揮する抵抗力を決める係数である。設定方法として、安定計算によって逆算した値を参考に設定し、数値解析から得られる安全率が設計で仮定される安全率と調和的であるように調整するのが一つの方法である。その他の方法として、変位などが地下水位の変化とともに観測されている場合、観測された現象を再現することでこれらの係数を逆算する方法がある。
- ・バネ係数：すべり面または亀裂の法線方向(K_n)と接線方向(K_s)について設定し、その単位は応力/長さ³ (F/L^3)である。バネは、地すべり土塊と基盤の間、または亀裂間の力の伝達と変位をモデル化するものであり、バネ係数はバネに加えられた力に比例して発生する変位を決めるための係数である。設定方法について、岩盤の亀裂のバネ係数を試験で求めた例⁹⁾はあるが、すべり面のばね係数を求める目的での試験例はほとんど無い。そこで前述の試験例⁹⁾、一面せん断試験やリングせん断試験の結果等から推定される範囲でバネ係数に関する感度解析を実施し、その結果から安全側となるバネ係数を設定する方法が考えられる。

②地すべり土塊や基盤のパラメータ

地盤の物性値については他の解析手法と同じである。

(4) 適用限界と留意点

- ①DEMは各要素が分離して剛体運動するような大変形を扱えるため、この点でFEMより汎用性を有する。またUDEECではブロック要素を差分法で離散化することでブロック内部の応力とひずみを取り扱えるが、差分法によって求められるブロック内部の応力やひずみの精度を

FEM と同等にする場合は、メッシュを FEM 以上に細かくする必要がある。

- ②設定する亀裂の数に理論的な制限はないものの、亀裂によって作成されるブロックが増せば増すほどブロック間の接触力の計算量が増加する。
- ③水圧を考慮した有効応力解析は解析コード UDEC で可能であるが、浸透力や圧密を考慮した連成解析を取り扱える DEM の解析コードはない。
- ④地すべりなどのように物性値の不確定性の高い材料を取り扱う場合は予測精度の限界があるので、確定論的な評価に用いる場合は、解析モデルの仮定と物性値の信頼性の限界を踏まえて、解析結果の信頼性に充分注意する必要がある。

3. 解析モデルの設定手順

実際に地すべりとトンネルの影響を数値解析で評価しようとする際、地形データ・地盤物性値・応力解放率・境界条件・降伏条件などを設定する必要がある。地形データや地盤物性値については、現場条件を反映したデータを使用することになる。しかし、解析領域や境界条件などについては、条件を変えながら数値計算を実施し、その中から適切な条件を判断する作業が必要になる。

本章では、解析モデルを設定するまでのおおまかな手順（図 3.1）と、条件を設定する際の判断基準や採用値を示す。数値解析では、トンネル掘削前の状態で自重解析を行い、その後トンネル掘削相当部分の応力を解放してトンネル掘削を模擬している。解析条件を設定するまでの詳細な検討内容については、共同研究報告書⁵⁾を参考にいただきたい。

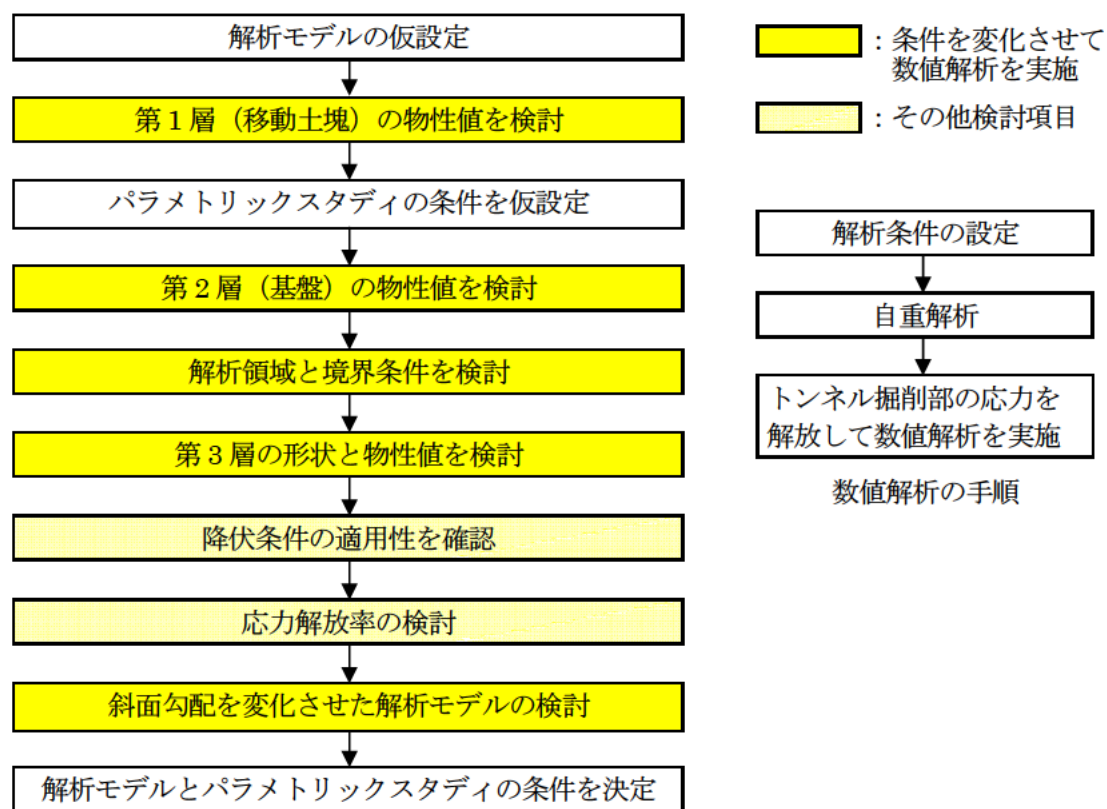


図 3.1 解析モデル設定までの流れ

3.1 解析領域と境界条件

数値解析を実施する際には、地形データ、解析領域、境界条件等を設定する必要がある。地表面の地形データ、すべり面の位置、解析断面内の地質構造は、現地測量や現地調査で得られたものを使用することになる。

一般的に、解析領域は小さすぎると境界条件の影響を大きく受けることになり、大きすぎると解析時間が増加し作業性が損なわれる。図 3.2 は底面の境界条件を水平ローラーとした場合の自重解析時の水平変位分布を示しているが、弱い物性の第 2 層が底面で横方向に移動できるため地すべり頭部付近から右下の境界部にかけて非現実的なせん断帯が発生している。本ケースでは、境界の影響を大きく受けているため、解析モデルの初期応力状態としては不適切であり、解析領域を広げるなどの対応が必要である。

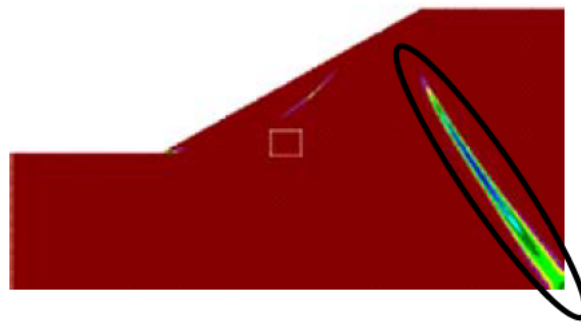


図 3.2 非現実的なせん断帯の発生

解析モデルを作成するにあたっては、地盤物性値、解析領域、境界条件などを変化させた数値解析を行い、その結果から地すべりとトンネルの影響を評価するのに適切な解析領域と境界条件を設定した（図 3. 4）。境界条件は、底面を固定、側方を鉛直ローラーとした。

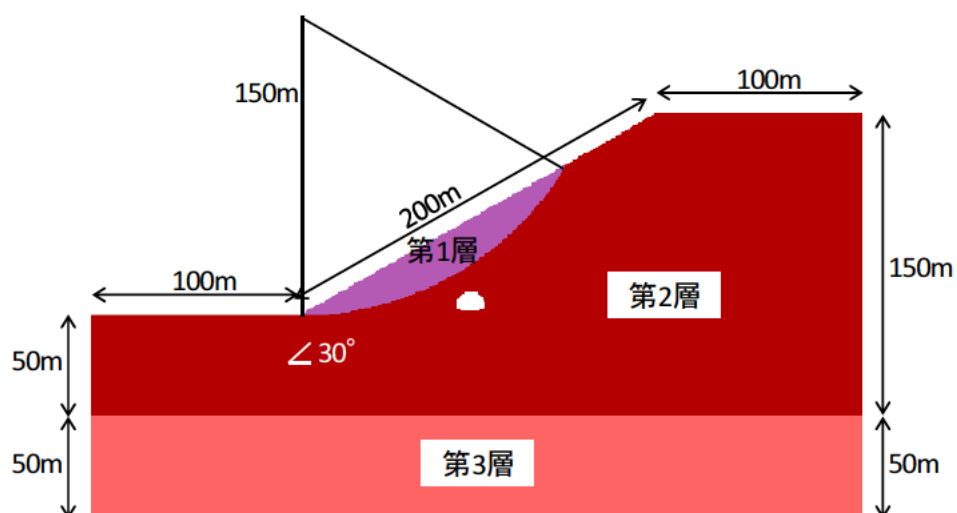


図 3. 4 解析モデル

ここで作成した解析モデルは、実際の地形・地質構造を簡略化したものになっている。地すべりの規模や地質状況などの諸条件が変化すると、適切な解析領域や境界条件も当然変化するものと考えられる。実際の現場でこれらの条件を決定する際には、ここでの採用値を一つの参考値として、解析領域、境界条件などの条件を総合的に勘案して設定をする必要がある。

3.2 地盤物性値

数値解析を実施する際には、解析領域の地盤物性値（単位体積重量 γ_t 、内部摩擦角 ϕ 、粘着力 c 、ポアソン比 ν 、変形係数 E ）が必要になる。これらは、現地で得られた試料による室内試験やボーリング孔を利用した原位置試験などの調査結果から設定する。

モデル解析では、地すべりとトンネルの相互影響を評価することを目的としているため、何らかの誘因によって地すべりが発生する可能性が高い状態（安全率が 1.0 に近い状態）に設定している。

第 1 層（移動土塊）は崖錐層を想定して地盤物性値を設定した。第 2 層（基盤）は、トンネル掘削によって地すべりが影響を受ける場合、強風化岩やマサ土に近い地山が想定されるため DII、E 級の地山等級を想定して 3 種類の地盤物性値を設定した。第 2 層のポアソン比については、自重解析時に不自然な塑性領域が発生しないように、Mohr-Coulomb モデルと Drucker-Prager モデルを用いた場合で別の値を採用することにした。

また、DII、E 級の地山が地表面から 200m～300m といった深度まで連続して分布することは考え難いため、第 3 層として CL 層を設定した。

モデル解析で用いる地盤物性値を表 3.1 に示す。

表 3.1 解析に用いる地盤物性値

		単位体積重量 γ_t (kN/m ³)	粘着力 c (kN/m ²)	内部摩擦角 ϕ (°)	ポアソン比 ν	変形係数 E (MN/m ²)
第 1 層		18.0	20	25	0.35	50
第 2 層	弱	22.0	100	30	0.3 ^{※1} 0.35 ^{※2}	100
	中		150			120
	強		200			150
第 3 層		22.0	500	40	0.3	250

※1 Mohr-Coulomb 降伏規準を用いた場合

※2 Drucker-Prager 降伏規準を用いた場合

3.3 応力解放率

数値解析を用いてトンネル周辺地盤の変形特性を評価する場合、逐次掘削が進行していく実際の施工過程を考慮すると、三次元数値解析で検討することが望ましい。しかし、解析モデルの複雑さや計算時間等の問題から、二次元数値解析が用いられることが多い。トンネル掘削の進行に伴う断面の変形を考えたとき、切羽通過時点では切羽前方の地山の存在によりトンネル断面は最終変形に至っていない。そこで、切羽通過時点（吹付けコンクリートとロックボルトの打設前）までに発生した変形量を模擬するため、掘削解放力の一定の割合を与えて解析を行う。この割合を応力解放率としている。応力解放率は、地山の力学的特性、支保工の仕様、トンネル形状などに影響を受けるため、既に掘削が完了している区間の計測データや類似した条件での計測実績をもとに適切に設定する必要がある。吹付けコンクリートやロックボルトなどの支保構造についてもモデル化して数値解析を行うことが望ましい。

モデル解析においても、実際の施工条件に近い設定で解析を行うことが望ましい。しかし、支保を考慮することでパラメータの数が増加し解析条件が複雑になることが懸念されるため、標準的な支保を設置してトンネル掘削が完了するまでに地山が受ける応力解放力が、無支保でトンネル掘削した場合のどの程度の応力解放率に相当するか検討を行った。なお、支保を設置したケースでは、支保の設置前に 30,40,50%の応力を解放し、支保の設置後に残りの応力を解放した。検討に用いた解析モデルを図 3.5 に、周辺地盤の地山等級ごとの支保パターンを目安を表 3.2 に、解析に用いた支保部材の物性値を表 3.3 に示す。

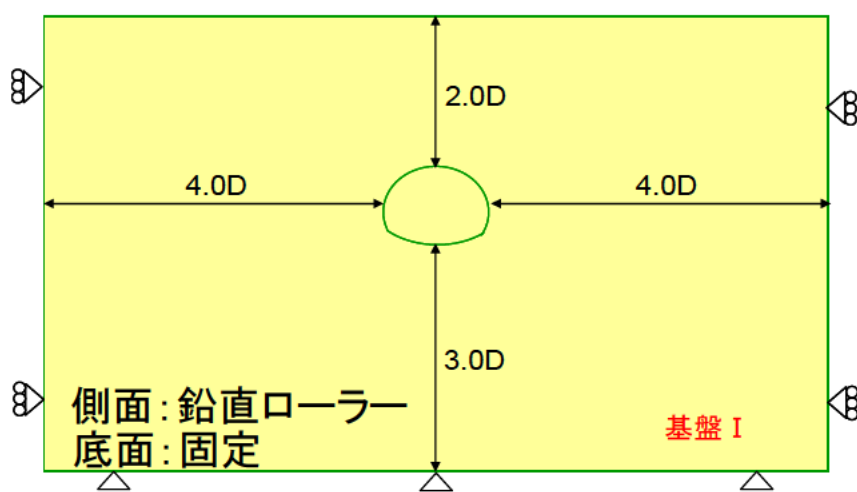


図 3.5 応力解放率の検討に用いた解析モデル

表 3.2 支保パターンの目安¹⁰⁾

地山等級	支保パターン	標準 1掘進長 (m)	ロックボルト				鋼アーチ支保工			吹付け厚 (cm)	覆工厚		変形 余裕量 (cm)	掘削工法
			長さ (m)	施工間隔		施工 範囲	上半 部種類	下半 部種類	建込 間隔 (m)		アーチ・ 側壁 (cm)	イン パート (cm)		
				周 方向 (m)	延長 方向 (m)									
B	B	2.0	3.0	1.5	2.0	上半 120°	-	-	-	5	30	0	0	補助ベ ンチ付 全断面 工法
C I	C I	1.5	3.0	1.5	1.5	上半	-	-	-	10	30	(40)	0	
C II	C II-a	1.2	3.0	1.5	1.2	上・下半	-	-	-	10	30	(40)	0	
	C II-b						H-125	-	1.2					
D I	D I-a	1.0	3.0	1.2	1.0	上・下半	H-125	H-125	1.0	15	30	45	0	上部半 断面工 法
	D I-b		4.0											
D II	D II	1.0 以下	4.0	1.2	1.0 以下	上・下半	H-150	H-150	1.0 以下	20	30	50	10	

表 3.3 支保部材の物性値^{11) 12)}

吹付けコンクリート		鋼製支保工	
構成モデル	Beam	鋼製モデル	Beam
弾性係数(MPa)	4000	型式	H-150×150
厚さ(m)	0.2	弾性係数(MPa)	210000
断面積(m ²)	0.2	断面積(m ²)	3.965×10 ⁻³
断面二次モーメント(m ⁴)	6.67×10 ⁻⁴	断面二次モーメント(m ⁴)	1.62×10 ⁻⁵
ロックボルト			
構成モデル	Cable	弾性係数(MPa)	210000
穿孔径(m)	0.05	穿孔断面積(m ²)	1.963×10 ⁻³
引張強度(kN)	174.9	付着強度(kN/m)	31.4

支保を設置した解析結果が無支保の場合のどの程度の応力解放率に相当するかを判断するための指標として、トンネルの天端沈下量、内空変位量（トンネル横断方向）、地表面沈下量に着目した。図 3.6 は、トンネルの天端沈下量を指標として、支保を設置した解析結果と無支保の解析結果を比較したものである。地盤物性値の強弱に関わらず、支保を設置して解析を行った最終変位と無支保における応力解放率 65%～70%の解析結果がほぼ一致することが確認できた。この数値範囲は、内空変位量と地表面沈下量を指標として解析した場合でも同様の傾向が得られた。

以上の検討結果から、モデル解析では 65%～70%のうち設計の安全側である 70%を応力解放率として採用することとした。

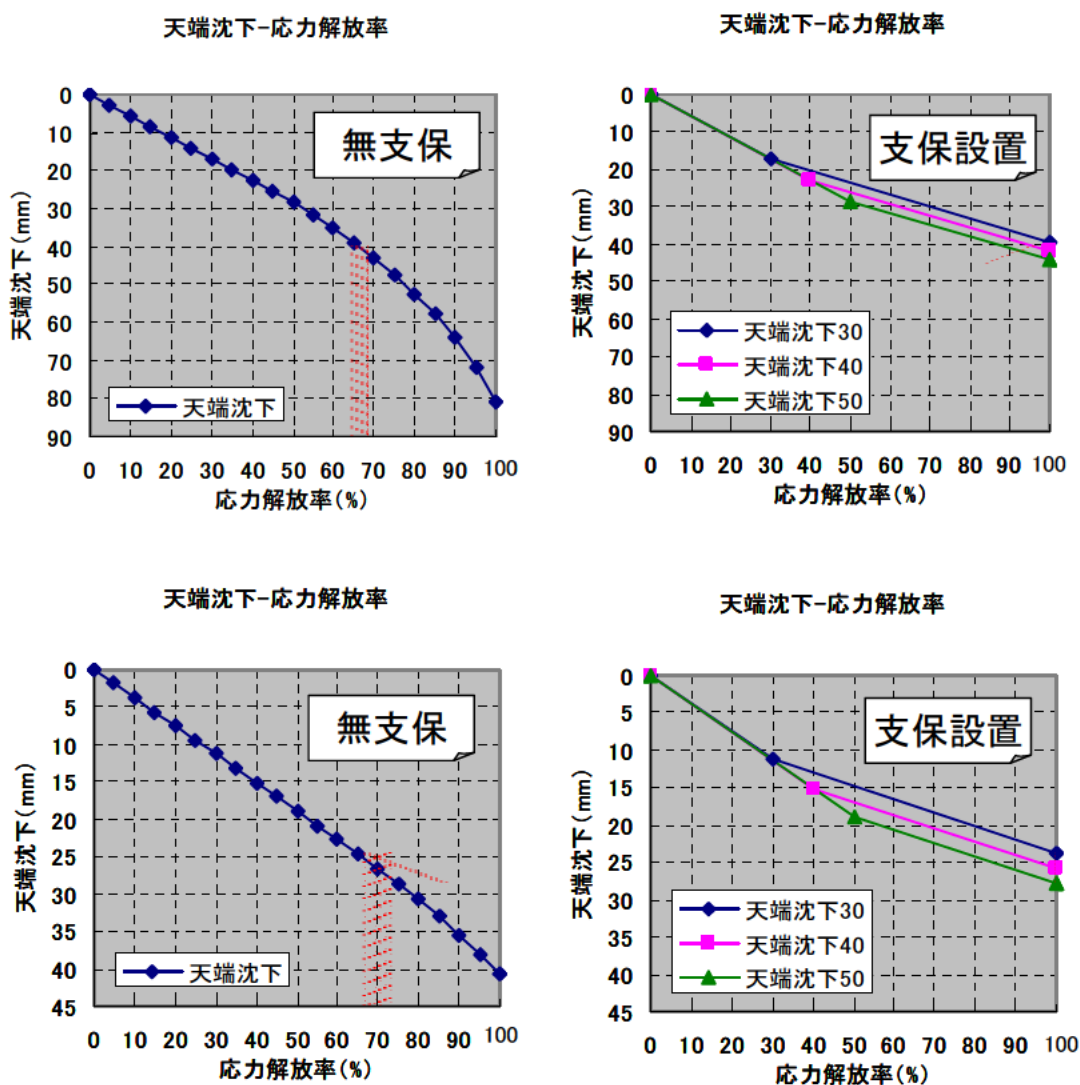


図 3.6 支保を設定したケースと無支保のケースの比較

(上：第 2 層の物性値強、下：第 2 層の物性値弱)

3.4 斜面勾配変更モデル

モデル解析では、様々な現場条件の違いを考慮してパラメトリックスタディを行うこととしており、基本となる解析モデルに加えて斜面勾配を変化させた場合の解析モデルを設定した。

斜面勾配を変更した解析モデルとして、基本モデルより緩斜面のもの（ 20° ）と急斜面のもの（ 45° ）を作成した。各斜面勾配の解析仕様を可能な限り一致させることが望ましいため、斜面の高さ、地すべり土塊の高さ、斜面前後および深さ方向の解析領域、境界条件などの条件は基本モデルと同じ設定とした。第1層の地盤物性値については、地すべり土塊が何らかの誘因によって地すべりが発生する可能性が高い状態（安全率が1.0に近い状態）に設定している。斜面勾配変更モデルの解析モデルを図3.7に、解析モデルのうち第1層の地盤物性値を表3.4に示す。

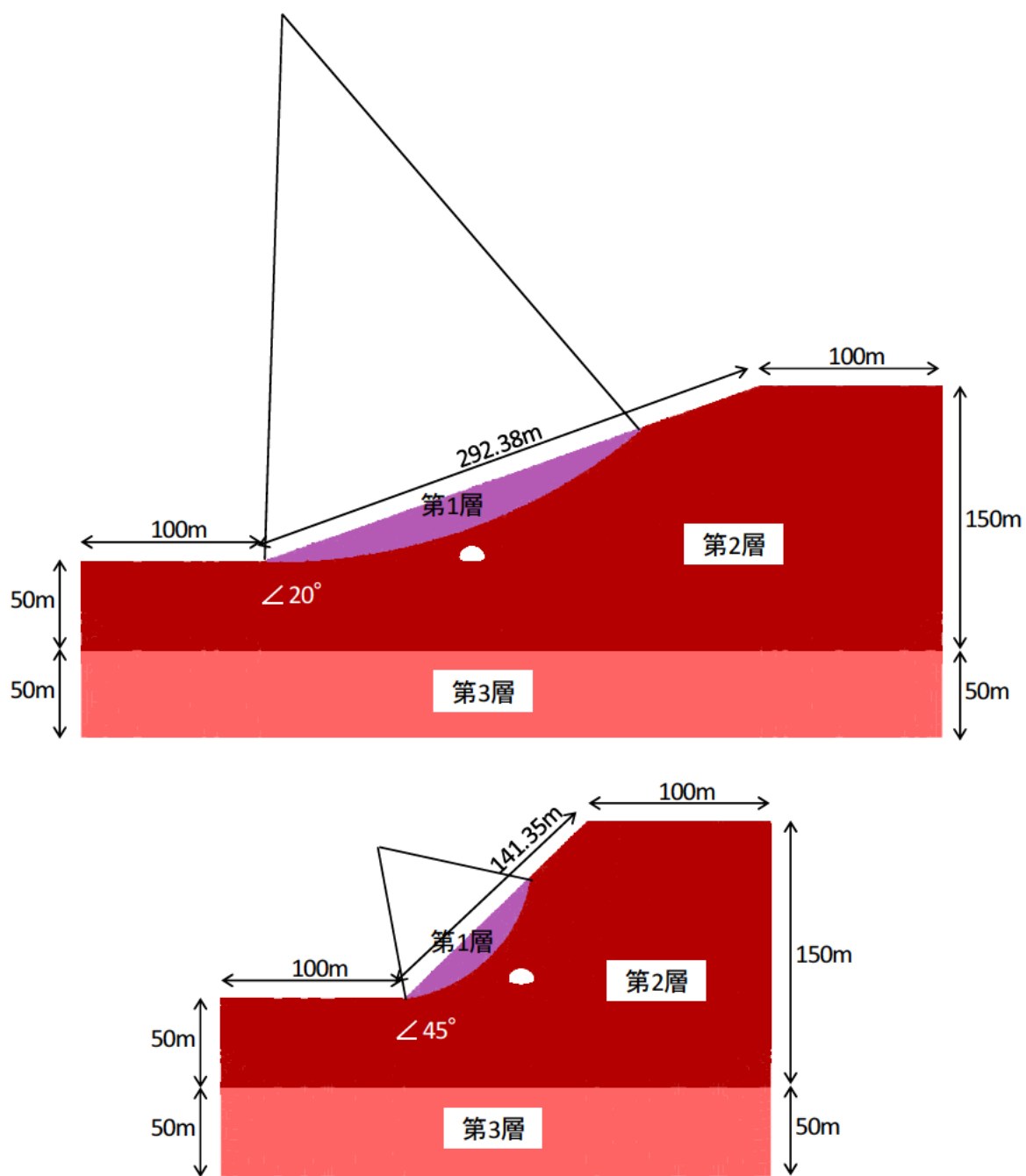


図 3.7 斜面勾配変更モデル（緩斜面 20°：上 急斜面 45°：下）

表 3.4 斜面勾配変更モデルで用いる第 1 層の地盤物性値

	単位体積重量 γt (kN/m ³)	粘着力 c (kN/m ²)	内部摩擦角 ϕ (°)	ポアソン比 ν	変形係数 E (MN/m ²)
緩斜面 (20°)	18.0	1	23	0.35	50
基本モデル (30°)	18.0	20	25	0.35	50
急斜面 (45°)	18.0	30	35	0.35	50

4. 数値解析結果

4.1 離隔距離と土被りに関する予備検討

数値解析の結果として得られる地すべり土塊（第1層）やトンネル周辺地盤の変位量は、地すべりとトンネルの離隔距離の影響とトンネルの土被り厚の影響を合成した結果と考えられる。そこで、トンネルと地すべりの相互影響を検討する際、離隔距離のみの影響を知ることができれば検討しやすくなる。ここでは、やや擬似的ではあるが、離隔距離と土被りの影響を分離して検討した結果を示す。

4.1.1 離隔距離の影響

図4.1は離隔距離の影響のみを検討するために設定した解析モデルである。検討に使用する3ケースの解析モデルでは、各ケースの地すべり土塊（第1層）の厚み（解析モデルの上方部）は同じであるが、ケース毎に地すべりとトンネルの離隔距離を変化させている。一般的には土被りが大きくなるほどトンネル掘削時の生じる応力解放力が大きくなるため、離隔距離「大」のケースで最も応力解放力が大きくなり、それに伴ってトンネルの変位量も大きくなる。しかし、ここでは応力解放力を調整して、離隔距離「小」の応力解放力をすべてのケースで発生させる。こうした調整により、土被りの違いに伴う応力解放力の違いを除去し、トンネルと地すべりの離隔距離の影響を検討することができる考えた。予想される解析結果としては、地すべりとトンネルの離隔距離が小さいほど相互影響を受けやすくなり、地すべり土塊（第1層）やトンネル周辺地盤の変位量が大きくなると考えられる。

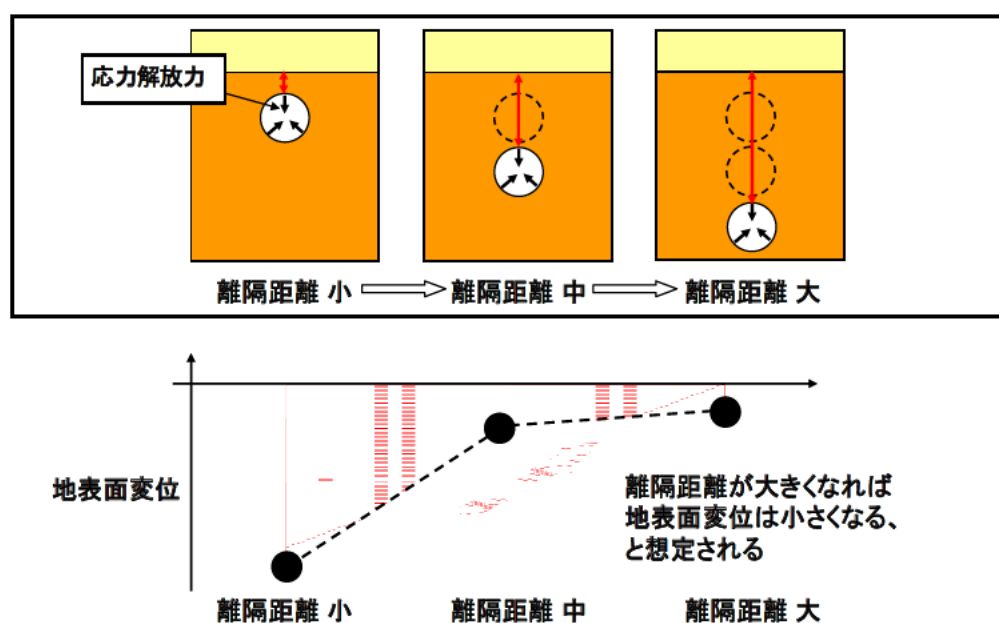


図 4.1 解析モデルと解析結果のイメージ（離隔距離の影響）

4.1.2 土被り（応力解放力）の影響

土被りが異なることによりトンネル掘削時に作用する応力解放力が異なることから、土被りの違いは応力解放力の違いであると考えた。図 4.2 は応力解放力の影響のみを検討するために設定した解析モデルである。各ケースの地すべり土塊（第 1 層）の厚みおよび地すべりとトンネルの離隔距離は同じとして、応力解放力の異なる 3 ケースを設定した。応力解放力は、離隔距離の影響を検討した際（図 4.1）の土被り厚に相当する値を設定した。こうした調整により、応力解放力つまり土被りの影響を検討できると考えた。予想される解析結果としては、応力解放力が大きいほど相互影響を受けやすくなり、地すべり土塊（第 1 層）やトンネル周辺地盤の変位量が大きくなると考えられる。

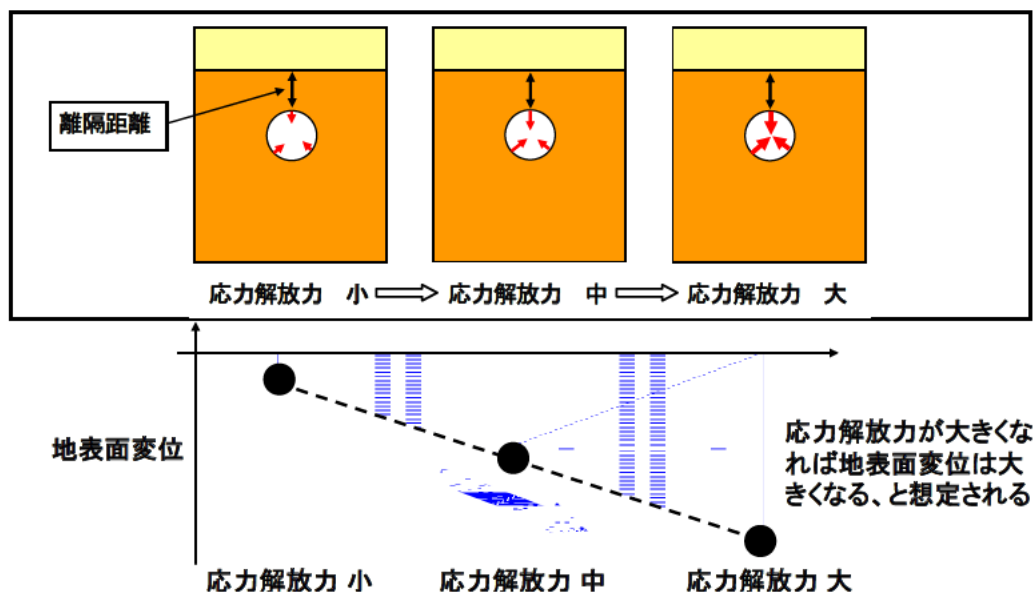


図 4.2 解析モデルと解析結果のイメージ（土被りの影響）

4.1.3 解析結果

以上のような検討により、離隔距離と土被り（応力解放力）の影響を概ね確認することができると考えた。実際の解析では、この両者が同時に発生しており、図 4.3 に示すようにこの両者の解析結果を足し合わせることで、実際の解析で得られる結果となると考えられる。

実際に離隔距離と土被りの影響を分離して解析した結果と、調整を行わずに解析した結果を図 4.4 に示す。解析結果を見てみると、これまでの想定と概ね一致するような解析結果が得られていることが分かる（厳密には単純な足し算にはならない）。

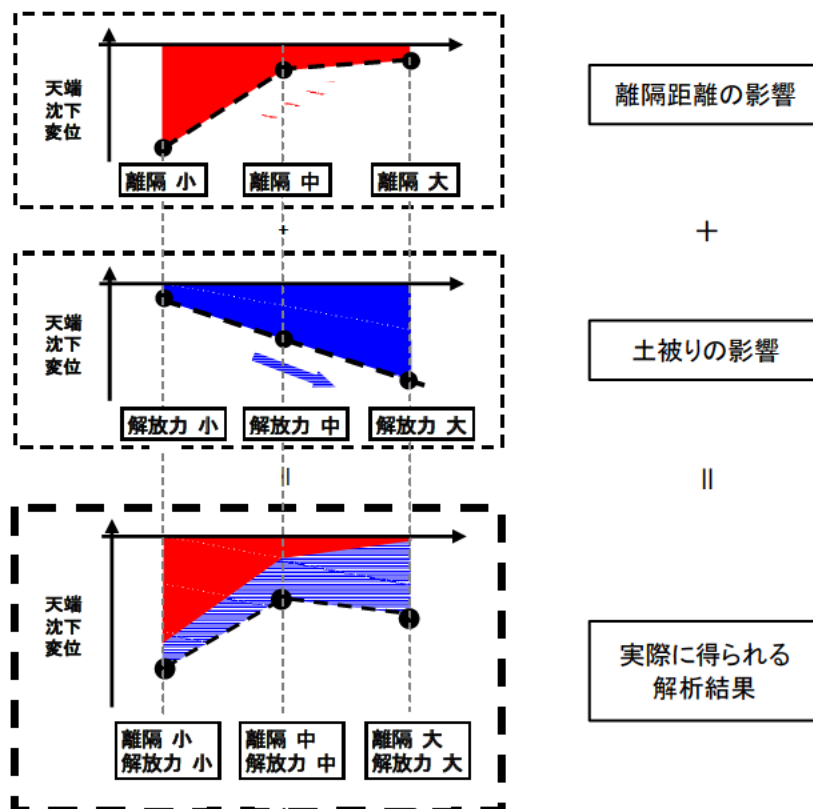


図 4.3 想定される離隔距離と土被りの影響

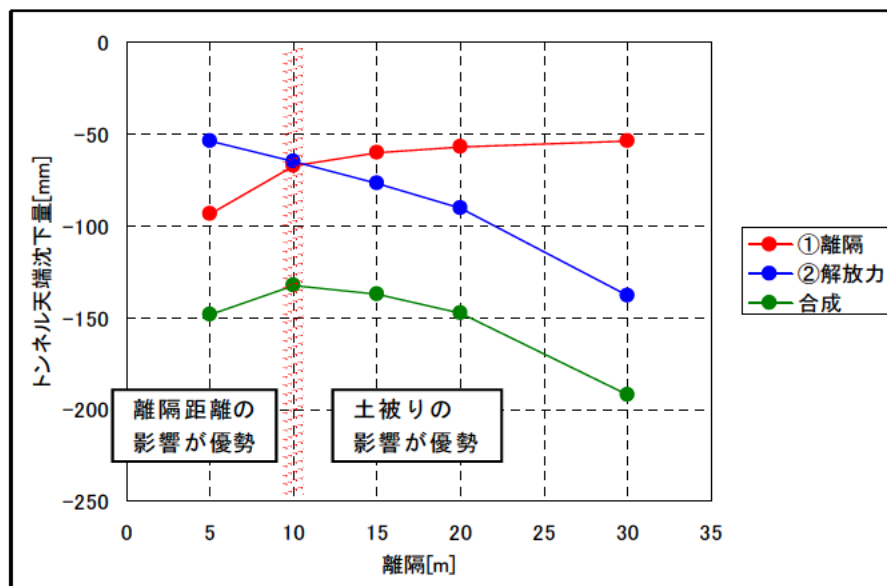


図 4.4 実際の解析結果

検討の結果、解析で得られる変位は離隔距離と土被りの影響で生じていることが分かった。したがって、解析結果のうち土被りの影響で発生している変位を取り除くことができれば、離隔距離の影響のみを評価できると考えられる。その方法として、変位量を土被りで除した値を指標として用いれば、離隔距離の影響を評価しやすくなると考えた。

弾性解析で考えれば、土被りと変位量は概ね線形関係で示することができる（図 4.5）。解析結果で得られる変位量を土被りで割るということは、土被りと変位でプロットされる直線の勾配を求めることであると考えられる。

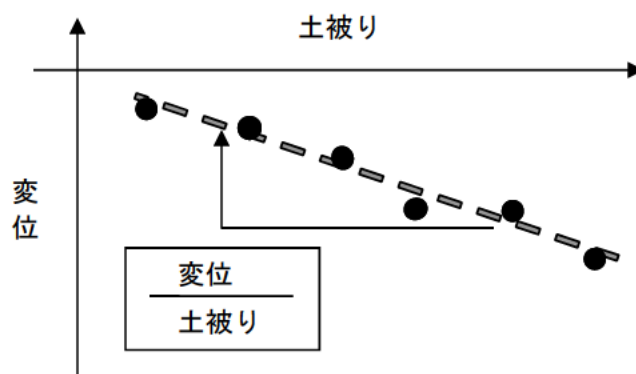


図 4.5 弾性解析の場合の土被りと変位の関係

4.2 解析モデルの確認

地すべりとトンネルの安全離隔距離の検討には、5 種類の異なる数値解析手法を使用している。各解析手法の概要、解析モデル、評価方法などを取りまとめたものを表 4.1 に示す。

表 4.1 解析モデル

解析手法	弾塑性有限要素法	弾塑性有限要素法	有限差分法	マニフォールド法	個別要素法
構成則	Drucker-Prager モデル	Mohr-Coulomb モデル	Mohr-Coulomb モデル	Drucker-Prager モデル	Mohr-Coulomb モデル
解析コード	ISNA	DIF	FLAC	MF	UDEC

解析モデル

解析モデルは右図のとおり。
地盤は、第1層（地すべり土塊）、第2層（基盤Ⅰ）、第3層（基盤Ⅱ）の三層構造とする。
境界条件は、側面を鉛直ローラーとし、底面を固定とする。
第2層は、強・中・弱の3パターンの物性値を用いる。

	単位体積重量 γt (kN/m ³)	粘着力 c (kN/m ²)	内部摩擦角 ϕ (°)	ポアソン比 ν	変形係数 E (MN/m ²)
第1層	180	20	25	0.35	50
第2層	220	100	30	0.3 ^{※1} 0.35 ^{※2}	100
		150			120
		200			150
第3層	220	500	40	0.3	250

※1 Mohr-Coulomb 降伏規準を用いた場合
※2 Drucker-Prager 降伏規準を用いた場合

解析モデル

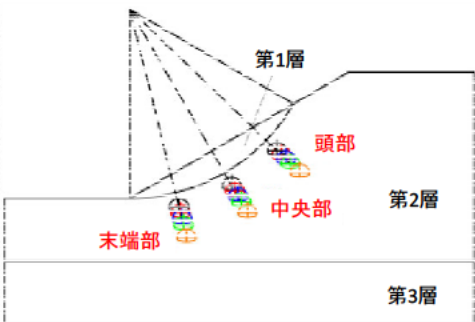
斜面勾配変更モデルに用いる第2層の物性値は下表のとおり。

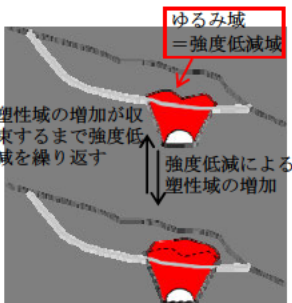
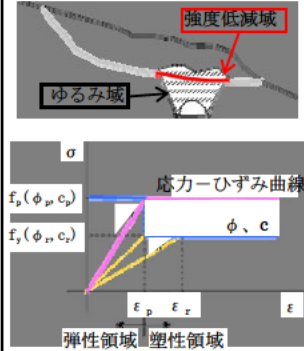
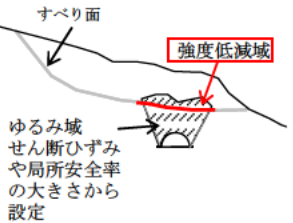
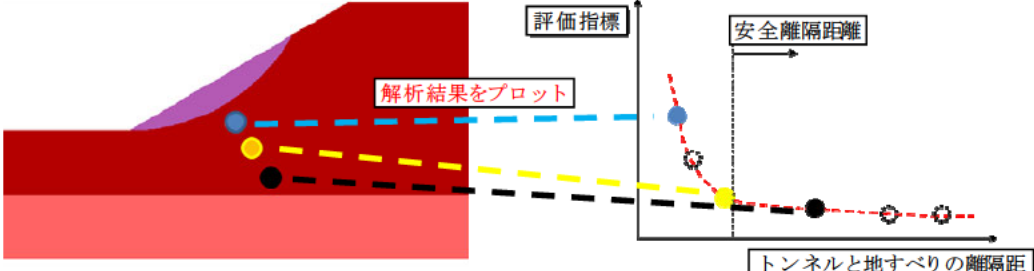
	単位体積重量 γt (kN/m ³)	粘着力 c (kN/m ²)	内部摩擦角 ϕ (°)	ポアソン比 ν	変形係数 E (MN/m ²)
緩斜面 (20°)	180	1	23	0.35	50
基本モデル (30°)	180	20	25	0.35	50
急斜面 (45°)	180	30	35	0.35	50

基本モデル

斜面勾配変更モデル(20°)

斜面勾配変更モデル(45°)

解析手法		弾塑性有限要素法	弾塑性有限要素法	有限差分法	マニフォールド法	個別要素法
構成則		Drucker-Prager モデル	Mohr-Coulomb モデル	Mohr-Coulomb モデル	Drucker-Prager モデル	Mohr-Coulomb モデル
解析コード		ISNA	DIF	FLAC	MF	UDEEC
すべり面		連続面として扱う			不連続面として扱う	
モデルの初期条件		初期応力状態は自重解析による				
地下水		考慮しない（全応力解放）				
応力解放率		70%				
すべり面とトンネルの位置関係		地すべりから見たトンネルの位置は、頭部・中央部・末端部とする。 第1層とトンネルの離隔距離は、0.5D・1.0D・1.5D・2.0D・3.0D とする。 （D はトンネルの内径をあらわし、ここでは10m とする。）				
想定する地すべり移動量	解析上の限界 （解析モデルサイズに対応）	1m 程度	5m 程度	5m 程度まで算出されるが、解析の妥当性が保障されるのは1m 程度が限界である。	1m 程度以下	理論的な限界はないが、解析結果の妥当性は検討する必要がある。
	解析結果が信頼できる範囲とその理由 （解析モデルサイズに対応）	微小変形弾塑性理論に基づいて定式化したものであるため、大変形の場合では解析結果の信頼性が低い。 すべり面を不連続面としてモデル化していないため、せん断変形が集中する場合は解析結果の適用性が乏しい。 一概に言えないが、数 100m 程度のモデルにおいて、変形量は 1m 以下であれば、その解析結果は信頼できると考える。	100m 程度であれば信頼できると考える。 パラメトリックスタディにより変位増加分が極端に増加するケース以降は信頼できない。	今回のモデルケースに対する数値解析結果からは、最大でも 300mm 以下の変位しか生じていない。それ以上の変位が生じている場合は、解析コードが保証する条件に合致していない（妥当な解析ではない）。 したがって、今回のモデルケースに対しては 300mm 程度が上限値であると考ええる。ただし、未検討のケースも多く、多少の増減はあるものと思われる。	地すべりを不連続面として取り扱う限り、解析原理上大きな移動量を伴う現象も解析可能である。地すべりとトンネルの相互影響を検討するに際して、大きな変位量を扱うと地すべり土塊（第1層）の移動に伴う上載荷重の変化が大きく表れ、検討が煩雑になると推定される。そこで、上載荷重の変化が比較的小さいと推定される 1m 以下程度の地すべり変位量を想定している。	今回のモデルケースでは、トンネル位置によって、地すべり土塊（第1層）のひずみや変位が顕著に変化する傾向を表すことが重要であり、大変形時の絶対的な精度や範囲は、別途検討を要すると考える。 なお、変位の理論的な限界はないが、解析結果の妥当性は計測データとの比較などにより、別途検討する必要がある。

解析手法	弾塑性有限要素法	弾塑性有限要素法	有限差分法	マニフォールド法	個別要素法
構成則	Drucker-Prager モデル	Mohr-Coulomb モデル	Mohr-Coulomb モデル	Drucker-Prager モデル	Mohr-Coulomb モデル
解析コード	ISNA	DIF	FLAC	MF	UDEC
ゆるみによる強度低減方法	基本的に弾塑性解析を行うため、発生応力が降伏点に至り塑性挙動を示すところでは、自動的に剛性低下が行われて計算される。	①Mohr-Coulomb の破壊基準に達した領域をゆるみ領域とする。 ②ゆるみ領域の強度を低減する。 ③強度低減は、$\alpha=0.98\%$ ④再自重計算により、更に降伏する領域の強度を低減する。 ⑤繰り返し計算によりゆるみの拡大を考慮する。  ゆるみ域 = 強度低減域 塑性域の増加が収束するまで強度低減を繰り返す 強度低減による塑性域の増加	基本的に Mohr-Coulomb モデルを用いた弾塑性解析を行っており、発生応力が降伏点に至り、塑性挙動を示すところでは、自動的に剛性低下が行われて計算される。	①弾塑性解析を行い、トンネル掘削で塑性化した部分をゆるみ域と仮定する。塑性化した範囲のすべり面強度を低減する。 ②すべり面の強度低減量は、$c'=0.3c$、$\phi'=3\phi/4$（高速道路技術センター）を基本とする。  強度低減域 ゆるみ域 すべり面 強度低減域 ゆるみ域 せん断ひずみや局所安全率の大きさから設定 σ ε 弾力ーひずみ曲線 $f_y(\phi, c)$ $f_u(\phi, c)$ ϕ, c 弾性領域 塑性領域	①トンネル掘削に伴うトンネル周辺のせん断ひずみ、局所安全率の分布から、ゆるみ域を設定する。 ②ゆるみ域にかかるすべり面を強度低減域として設定する。 ③強度低減域のすべり面の強度量は、旧道路公団の設計要領を参考とする($c'=0.3c$、$\phi'=3\phi/4$)。  すべり面 強度低減域 ゆるみ域 せん断ひずみや局所安全率の大きさから設定
評価指標	地すべり土塊（第1層）の最大変位	地すべり土塊（第1層）の最大変位	地すべり土塊（第1層）の水平変位・鉛直変位、トンネルの天端沈下・内空変位	トンネルの天端沈下・内空変位、トンネル直上の沈下・水平変位、地すべり土塊（第1層）の最大変位	トンネルの天端沈下・最大せん断ひずみの分布、地すべり土塊（第1層）の地表面の鉛直変位・水平変位
評価方法のイメージ	地すべりとトンネルの離隔やトンネル位置、物性値を変化させて数値解析し、トンネルの離隔距離と評価指標の関係から安全な離隔距離を求める（右イメージ図参照）。  解析結果をプロット 安全離隔距離 トンネルと地すべりの離隔距				

4.3 数値解析結果

数値解析結果の一例として、有限差分法（FLAC）を用いて解析した結果を以下に示す。

4.3.1 基本モデルの数値解析結果

基本モデルの解析ケースを表 4.2 に示す。

表 4.2 解析ケース

	トンネル位置	地すべりとの離隔 (D)	第 2 層物性	応力解放率 (%)
Case01	中央部	0.5	C (弱)	70
Case02	中央部	1	C (弱)	70
Case03	中央部	1.5	C (弱)	70
Case04	中央部	2	C (弱)	70
Case05	中央部	3	C (弱)	70
Case06	中央部	4	C (弱)	70
Case07	中央部	5	C (弱)	70
Case08	中央部	0.5	A (強)	70
Case09	中央部	1	A (強)	70
Case10	中央部	1.5	A (強)	70
Case11	中央部	2	A (強)	70
Case12	中央部	3	A (強)	70
Case13	中央部	4	A (強)	70
Case14	中央部	5	A (強)	70
Case15	末端部	0.5	C (弱)	70
Case16	末端部	1	C (弱)	70
Case17	末端部	1.5	C (弱)	70
Case18	末端部	2	C (弱)	70
Case19	末端部	3	C (弱)	70
Case20	末端部	4	C (弱)	70
Case21	末端部	0.5	A (強)	70
Case22	末端部	1	A (強)	70
Case23	末端部	1.5	A (強)	70
Case24	末端部	2	A (強)	70
Case25	末端部	3	A (強)	70
Case26	末端部	4	A (強)	70

	トンネル位置	地すべりとの離隔 (D)	第2層物性	応力解放率 (%)
Case27	頭部	0.5	C (弱)	70
Case28	頭部	1	C (弱)	70
Case29	頭部	1.5	C (弱)	70
Case30	頭部	2	C (弱)	70
Case31	頭部	3	C (弱)	70
Case32	頭部	4	C (弱)	70
Case33	頭部	5	C (弱)	70
Case34	頭部	0.5	A (強)	70
Case35	頭部	1	A (強)	70
Case36	頭部	1.5	A (強)	70
Case37	頭部	2	A (強)	70
Case38	頭部	3	A (強)	70
Case39	頭部	4	A (強)	70
Case40	頭部	5	A (強)	70

(1) 変形モード

トンネルを末端部に掘削した際の解析事例として、Case17 の変位ベクトルと塑性域の分布図を示す（図 4.6）。地表面の変位ベクトルはどれも同じ向きを示し、末端部へ向かうほど大きな変位が発生していることが分かる。また、第2層の物性値が弱の場合においても、トンネルと地すべり土塊（第1層）の離隔距離を 1.5D 以上離すと掘削に伴って発生した塑性領域がすべり面につながらないことを確認した。

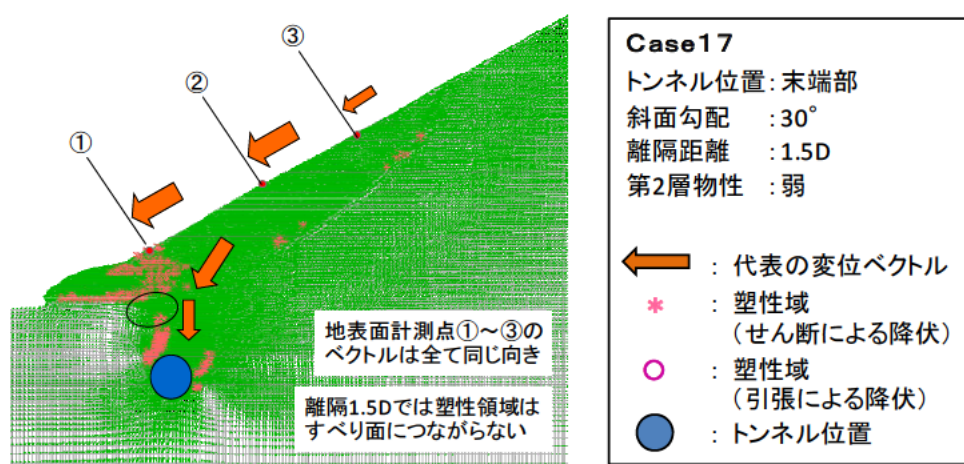


図 4.6 トンネル位置が末端部の変形モード

トンネルを中央部に掘削した際の解析事例として、Case05 の変位ベクトルと塑性域の分布図を示す（図 4.7）。地表面の変位ベクトルの方向は末端部の結果と比べて複雑になり、地すべり地表面中央付近（地表面計測点②）では、トンネル方向にやや引きずられる傾向が見られた。また、第 2 層の物性値が弱の場合においても、トンネルと地すべり土塊（第 1 層）の離隔距離を 3.0D 以上離すと掘削に伴って発生した塑性領域がすべり面につながらないことを確認した。

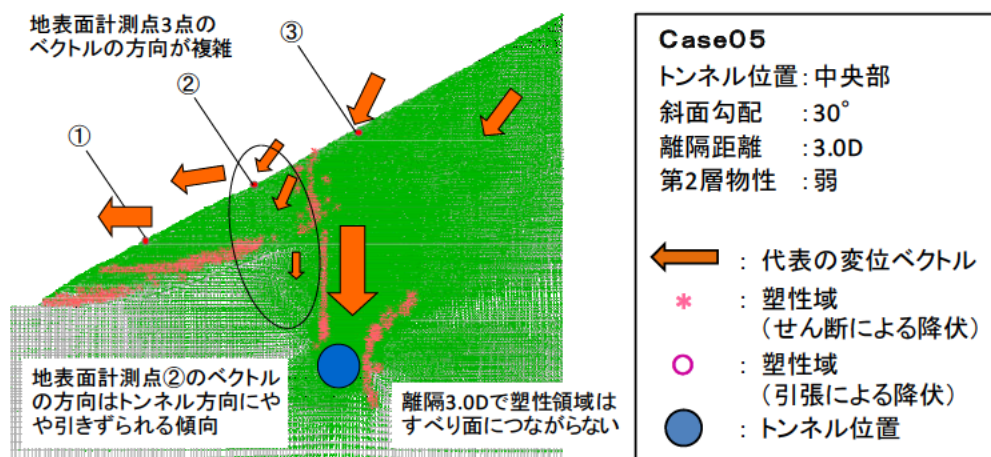


図 4.7 トンネル位置が中央部の変形モード

トンネルを頭部に掘削した際の解析事例として、Case30 の変位ベクトルと塑性域の分布図を示す（図 4.8）。トンネルと地すべり土塊（第 1 層）の離隔距離に応じて変形の傾向が複雑な傾向を示した。特に離隔距離が 1.5D のケースでは、第 1 層と第 2 層の間のすべりが卓越する傾向が見られた。

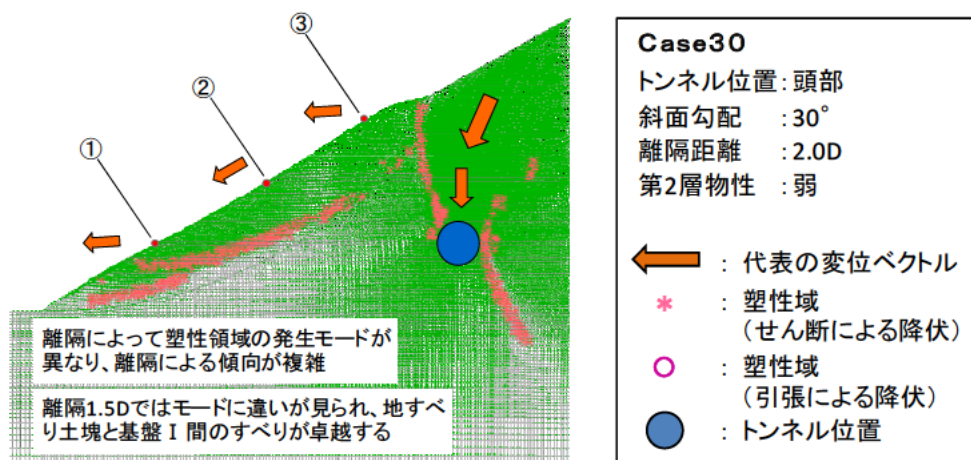


図 4.8 トンネル位置が頭部の変形モード

また、トンネル位置がいずれの場合でも、第2層の物性値の違いによる変形モードへの影響は、あまり顕著でないことを確認した。

(2) 地表面最大変位と離隔距離の関係

トンネル掘削に伴う地表面変位について、図 4.9 に示す地表面観測点 17 点に着目して検討を行った。これらの観測点における水平変位、鉛直変位、最大変位（水平変位と鉛直変位の合成変位）について評価を行った。また、トンネルが通過する際の地すべり土塊（第1層）の安全性を評価するために、以後のパラメトリックスタディでは全体変位から自重変位を引いた掘削変位（差分変位）を検討に用いることにした。

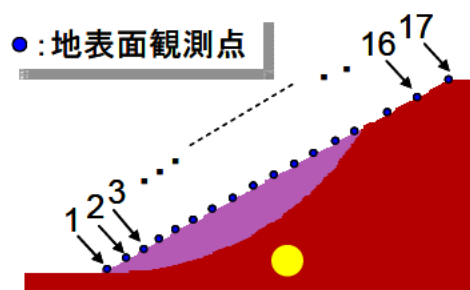


図 4.9 地表面変位観測点

パラメトリックスタディから得られた地表面最大変位と離隔距離の関係を示す（図 4.10、図 4.11）。ここでは、掘削に伴う地表面最大変位（差分変位）および地表面最大変位を土被り厚で除した値を指標として用いた。

図 4.10 は第2層の物性値が強いケースの解析結果である。トンネル位置が頭部、中央部、末端部のいずれの場合でも、比較的同程度の変位が発生することが確認できた。また、いずれのグラフを見ても、地すべり土塊（第1層）とトンネルの離隔が $0.5D$ や $1.0D$ 以下である場合には、顕著な変位が発生することが分かった。したがって、本ケースにおける安全離隔距離は $1.5D$ 程度と考えられる。

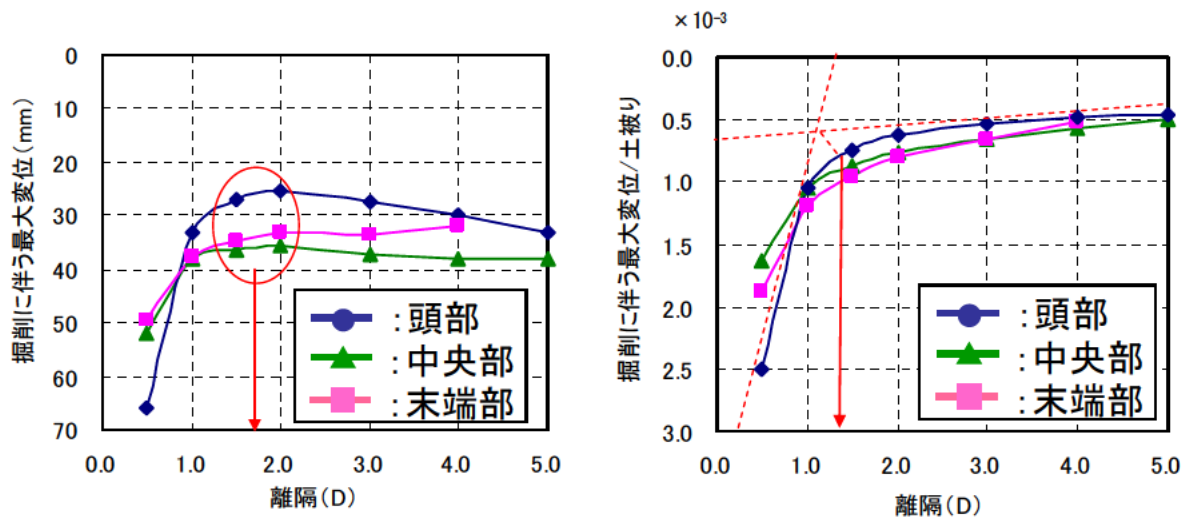


図 4.10 地表面最大変位と離隔距離の関係（物性値強）

図 4.11 は第 2 層の物性値が弱のケースの解析結果である。物性値が強の場合と異なり、掘削に伴って発生する変位量がトンネル位置によって異なることを確認した。掘削に伴う最大変位と離隔距離の関係をみると、とりわけ頭部に関して、どの程度の離隔距離を確保すれば良いか判別が困難であるが、物性値が強のグラフ（図 4.10）に比べると全体的に大きな離隔距離が必要であることは明らかである。一方、土被りで除した値を指標として用いることで、応力解放力の影響を軽減することができ、地すべりとトンネルの離隔距離の影響を評価しやすくなった。

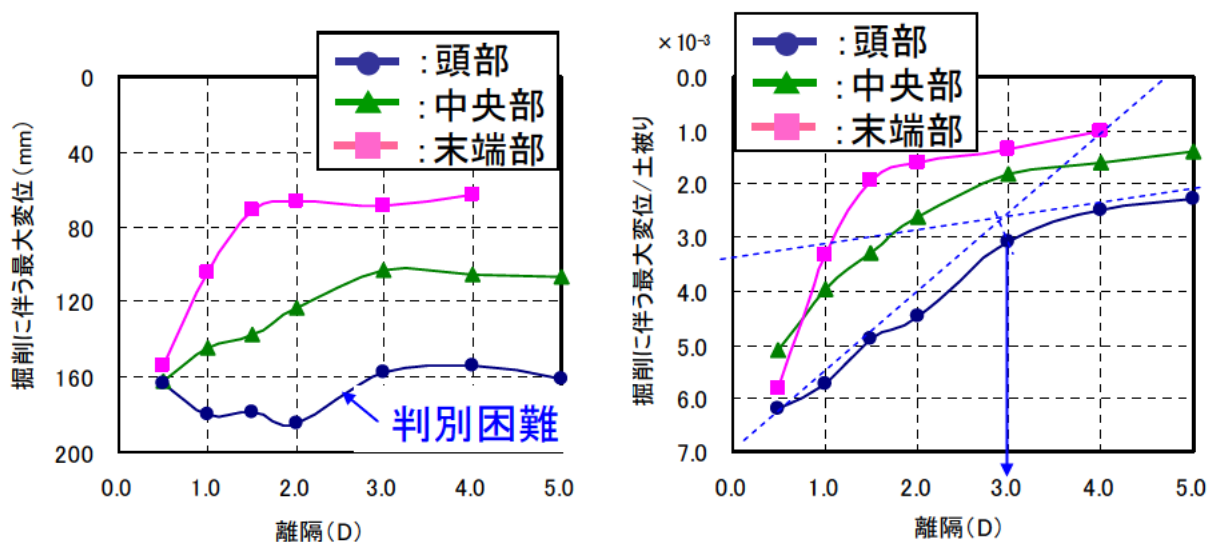


図 4.11 地表面最大変位と離隔の関係（物性値弱）

(3) 基本モデルの安全離隔距離

パラメトリックスタディの結果から、トンネル位置および第 2 層の物性値別の安全離隔距離を

決定した（表 4.3）。それぞれの安全離隔距離は、図 4.10、図 4.11 に示した地表面最大変位と離隔距離の関係をj用いて、グラフの最大曲率点となる離隔距離を安全離隔距離とした。

なお、変位を土被り厚で除することで応力解放力の影響を軽減することができるが、実際には離隔距離と応力解放力を含めた変位量で評価する必要がある。そのため、土被り厚で除した変位量と除していない変位量の両方を考慮して安全離隔距離を決定した。第 2 層の物性値の強弱によって必要な離隔距離が異なり、物性値が強の場合で 1.5D、物性値が弱の場合で 2.0D～3.0D の離隔距離が必要であるとした。

表 4.3 基本モデルの安全離隔距離

物性値	トンネル位置		
	末端部	中央部	頭部
弱	2.0D	3.0D	3.0D
強	1.5D	1.5D	1.5D

4.3.2 斜面勾配変更モデルの数値解析結果

斜面勾配変更モデルの解析ケースを表 4.4 に示す。

表 4.4 解析ケース（斜面勾配変更モデル）

	トンネル位置	地すべりとの離隔 (D)	第 2 層物性	応力解放率 (%)	斜面勾配 (°)
Case41	中央部	0.5	弱	70	20
Case42	中央部	1	弱	70	20
Case43	中央部	2	弱	70	20
Case44	中央部	3	弱	70	20
Case45	中央部	0.5	強	70	20
Case46	中央部	1	強	70	20
Case47	中央部	2	強	70	20
Case48	中央部	3	強	70	20
Case49	中央部	0.5	弱	70	45
Case50	中央部	1	弱	70	45
Case51	中央部	2	弱	70	45
Case52	中央部	2.5	弱	70	45
Case53	中央部	3	弱	70	45
Case54	中央部	4	弱	70	45
Case55	中央部	5	弱	70	45
Case56	中央部	0.5	強	70	45
Case57	中央部	1	強	70	45
Case58	中央部	2	強	70	45
Case59	中央部	2.5	強	70	45
Case60	中央部	3	強	70	45
Case61	中央部	4	強	70	45
Case62	中央部	5	強	70	45

(1) 変形モード

斜面勾配が 20° の解析事例として Case42 の塑性域と水平変位の分布図を示す（図 4.12）。第 2 層の物性値が弱であれば離隔距離が 2.0D 以上、物性値が強であれば離隔距離が 1.0D 以上で塑性領域の発達が抑制されることを確認した。また、離隔距離が 0.5D や 1.0D の場合は、基本モデルにおける解析結果と同様に地表面に向かって塑性領域が発達することが分かった。斜面勾配が 20° の場合の変形モードは、離隔が小さい場合は基本モデル（斜面勾配 30°）の傾向と類似し

ているが、基本的には平坦な地盤にトンネルを掘削した時の変形モードに近いと考えられる。

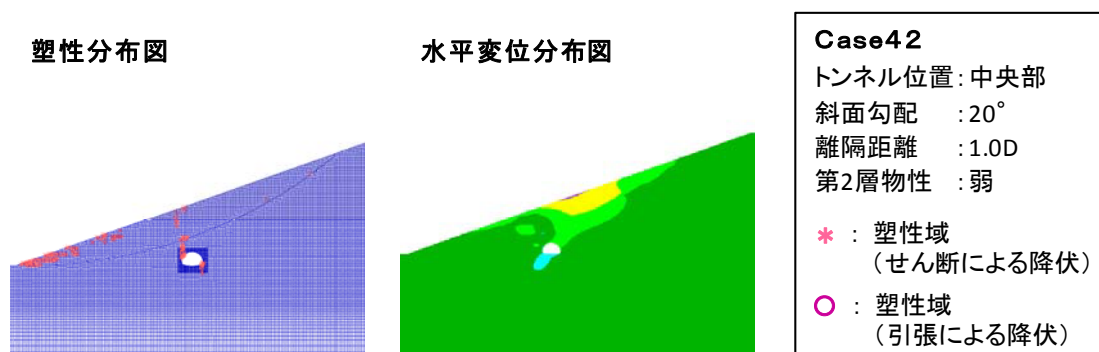


図 4.12 斜面勾配 20° の変形モード

斜面勾配が 45° の解析事例として Case50 の塑性域と水平変位の分布図を示す (図 4.13)。第 2 層の物性値が弱であれば、トンネルを含むように塑性領域が発達し、離隔距離が 1.0D 以下では変形モードが著しく異なり変位量も増加することが確認された。さらに、地すべり土塊 (第 1 層) の範囲を越えて塑性領域や変位卓越箇所が分布し、法肩へも影響が及ぶことが分かった。

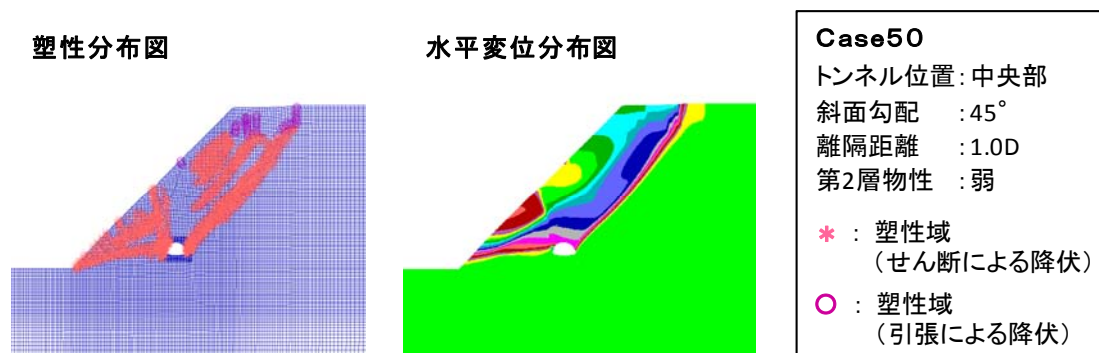


図 4.13 斜面勾配 45° の変形モード

(2) 地表面最大変位と離隔距離の関係

斜面勾配変更モデルのパラメトリックスタディから得られた地表面最大変位と離隔距離の関係を示す (図 4.14、図 4.15)。ここでは、掘削に伴う地表面最大変位 (差分変位) および地表面最大変位を土盛り厚で除した値を指標として用いた。

斜面勾配 20°、第 2 層の物性値が弱のケースでは、変位と離隔距離の関係が基本モデルと類似した傾向を示すことが確認できた (図 4.14)。この傾向は物性値が強の場合でも同様である。斜面勾配 45°、第 2 層の物性値が弱のケースでは、地表面最大変位量が 1m 程度発生し、斜面が崩壊するケースも確認された (図 4.15)。また、基本モデル (斜面勾配 30°) や斜面勾配 20° の

ケースと比較すると、より大きな離隔距離が必要であることが確認できた。

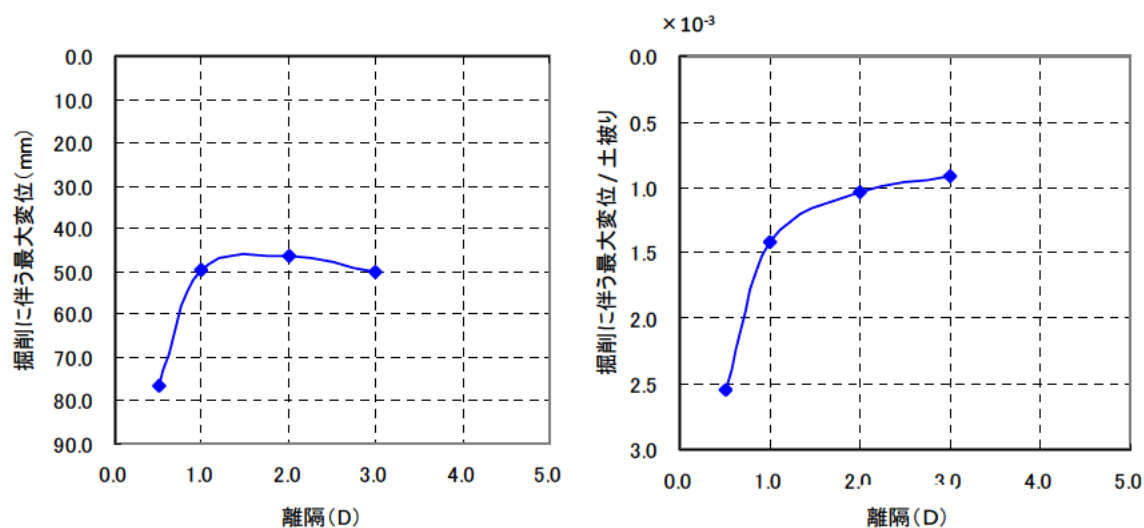


図 4.14 地表面最大変位と離隔の関係（斜面勾配 20°、物性値弱）

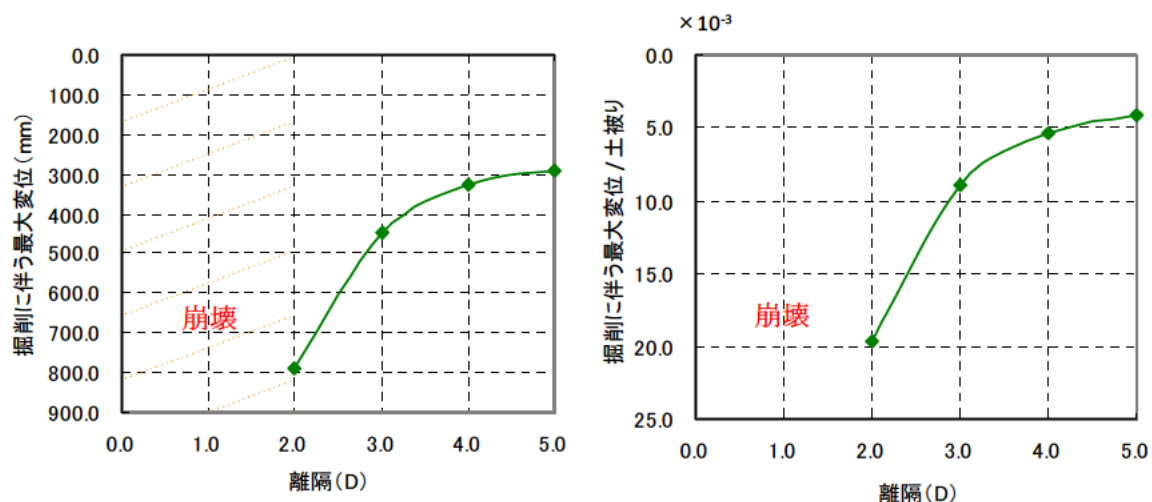


図 4.15 地表面最大変位と離隔の関係（斜面勾配 45°、物性値弱）

(3) 斜面勾配変更モデルの安全離隔距離

パラメトリックスタディの結果から、斜面勾配変更モデルの安全離隔距離を決定した（表 4.5、表 4.6）。それぞれの安全離隔距離は、基本モデルの時と同様に、図 4.14、図 4.15 に示した地表面最大変位と離隔距離の関係をを用いて、グラフの最大曲率点となる離隔距離を安全離隔距離とした。これらの結果より、斜面勾配の違いや物性値の違いによって必要な安全離隔距離が異なり、斜面勾配 20° の場合で 1.5D、斜面勾配 45° の場合で 3.0D～4.0D の離隔距離が必要であるとした。

表 4.5 斜面勾配 20° の安全離隔距離

物性値	トンネル位置		
	末端部	中央部	頭部
弱	—	1.5D	—
強	—	1.5D	—

表 4.6 斜面勾配 45° の安全離隔距離

物性値	トンネル位置		
	末端部	中央部	頭部
弱	—	4.0D	—
強	—	3.0D	—

4.4 数値解析結果のまとめ

5種類の数値解析手法によるパラメトリックスタディの結果から得られた安全離隔距離を図4.16、図4.17に示す。それぞれの数値解析手法で安全離隔距離に幅が認められた場合は、離隔距離の大きい側（安全側）を採用した。パラメトリックスタディで設定した離隔距離の条件である3.0Dより大きな離隔距離が必要なケースも見られた。3.0D以内で評価可能であった解析条件では、数値解析手法によって安全離隔距離に多少のばらつきは認められるが、概ね1.0D程度の差に収まり、変形モードもよく似た傾向を示す結果が得られた。

続いて、5種類すべての数値解析手法において安全と判断された離隔を「安全離隔距離」、全ての数値解析手法において危険と判断された離隔を「危険離隔距離」、解析手法により結果が分かれた離隔範囲を「要注意離隔距離」としてとりまとめたものを図4.18、図4.19に示す。パラメトリックスタディの条件の違いによって、以下のような傾向が見られた。

- (1) 第2層の物性値が小さいほど安全離隔距離が大きくなる。
- (2) トンネル位置が末端部から頭部に向かうほど、安全離隔距離がやや大きくなる傾向があるが、明確な違いは見られない。ただし、変形モードには違いが見られる。
- (3) 斜面勾配が急勾配になるほど安全離隔距離が大きくなる。

なお、モデル解析では実際の現場で想定される複雑な地山条件を簡略化したモデルを用いて数値解析を行っている。モデル解析結果から得られた安全離隔距離は限られた条件下における安全性を議論しており、実際の現場にあてはめるには地質条件や地形条件など危険側となる要素がないか現地状況を十分考慮する必要がある。実際に地すべりとトンネルの影響を数値解析で評価する場合には、現場ごとの特性を反映させて解析モデルを構築し、数値解析を行う必要があることもここで確認しておく。

物性	応力 解放率	斜面 勾配	トンネル 位置	解析手法	離隔					
					0.5D	1.0D	1.5D	2.0D	2.5D	3.0D
強 (A)	70%	30度	末端部	有限要素法 (DP)						
				有限要素法 (MC)						
				有限差分法 (MC)						
				マニフォールド法 (DP)						
				個別要素法 (MC)						
			中央部	有限要素法 (DP)						
				有限要素法 (MC)						
				有限差分法 (MC)						
				マニフォールド法 (DP)						
				個別要素法 (MC)						
			頭部	有限要素法 (DP)						
				有限要素法 (MC)						
				有限差分法 (MC)						
				マニフォールド法 (DP)						
				個別要素法 (MC)						

物性	応力 解放率	斜面 勾配	トンネル 位置	解析手法	離隔					
					0.5D	1.0D	1.5D	2.0D	2.5D	3.0D
弱 (C)	70%	30度	末端部	有限要素法 (DP)						
				有限要素法 (MC)						
				有限差分法 (MC)						
				マニフォールド法 (DP)						
				個別要素法 (MC)						
			中央部	有限要素法 (DP)						
				有限要素法 (MC)						
				有限差分法 (MC)						
				マニフォールド法 (DP)						
				個別要素法 (MC)						
			頭部	有限要素法 (DP)						
				有限要素法 (MC)						
				有限差分法 (MC)						
				マニフォールド法 (DP)						
				個別要素法 (MC)						

※MC : Mohr-Coulomb 降伏規準
DP : Drucker-Prager 降伏規準

図 4.16 基本モデルの安全離隔距離（上：物性値強、下：物性値弱）

物性	応力 解放率	斜面 勾配	トンネル 位置	解析手法	離隔					
					0.5D	1.0D	1.5D	2.0D	2.5D	3.0D
強 (A)	70%	20度	中央部	有限要素法 (DP)						
				有限要素法 (MC)						
				有限差分法 (MC)						
				マニフォールド法 (DP)						
				個別要素法 (MC)						
		30度		有限要素法 (DP)						
				有限要素法 (MC)						
				有限差分法 (MC)						
				マニフォールド法 (DP)						
				個別要素法 (MC)						
		45度		有限要素法 (DP)						
				有限要素法 (MC)						
				有限差分法 (MC)						
				マニフォールド法 (DP)						
				個別要素法 (MC)						

物性	応力 解放率	斜面 勾配	トンネル 位置	解析手法	離隔					
					0.5D	1.0D	1.5D	2.0D	2.5D	3.0D
弱 (C)	70%	20度	中央部	有限要素法 (DP)						
				有限要素法 (MC)						
				有限差分法 (MC)						
				マニフォールド法 (DP)						
				個別要素法 (MC)						
		30度		有限要素法 (DP)						
				有限要素法 (MC)						
				有限差分法 (MC)						
				マニフォールド法 (DP)						
				個別要素法 (MC)						
		45度		有限要素法 (DP)						
				有限要素法 (MC)						
				有限差分法 (MC)						
				マニフォールド法 (DP)						
				個別要素法 (MC)						

※MC : Mohr-Coulomb 降伏規準
DP : Drucker-Prager 降伏規準

図 4.17 斜面勾配変更モデルの安全離隔距離（上：物性値強、下：物性値弱）

物性	応力 解放率	斜面 勾配	トンネル 位置	離隔					
				0.5D	1.0D	1.5D	2.0D	2.5D	3.0D
強 (A)	70%	30度	頭部			要注意			
			中央部	危険				安全	
			末端部						

物性	応力 解放率	斜面 勾配	トンネル 位置	離隔					
				0.5D	1.0D	1.5D	2.0D	2.5D	3.0D
弱 (C)	70%	30度	頭部						
			中央部	危険				要注意	
			末端部						

図 4.18 基本モデルの安全離隔距離（上：物性値強、下：物性値弱）

物性	応力 解放率	斜面 勾配	トンネル 位置	離隔					
				0.5D	1.0D	1.5D	2.0D	2.5D	3.0D
強 (A)	70%	20度	中央部					安全	
		30度		危険					
		45度						要注意	

物性	応力 解放率	斜面 勾配	トンネル 位置	離隔					
				0.5D	1.0D	1.5D	2.0D	2.5D	3.0D
弱 (C)	70%	20度	中央部					安全	
		30度		危険				要注意	
		45度							

図 4.19 斜面勾配変更モデルの安全離隔距離（上：物性値強、下：物性値弱）

5. 本マニュアルの現場への適用

これまで、地すべりとトンネルの相互影響を数値解析手法で評価する手法について説明してきた。本マニュアルで示した、数値解析モデルの構築方法や数値解析結果から導かれる地すべりとトンネルの相互作用に関する機構は、トンネル計画・設計における活用をはじめとして、施工中及び維持管理における計測の考え方にも反映させることができると考えられる。また、モデル解析で得られた安全離隔距離はトンネルを計画する際の目安の一つとなり得る。ただし、モデル解析では現場の条件を簡略化した数値解析モデルと限られた条件下で数値解析を行っている。実際の現場では複雑な地形・地質条件を抱えており、解析精度を向上させるためには実際の現象を正確に解析モデルに反映させる必要があるが、こうした複雑な地形・地質条件を考慮して数値解析を行うことは容易ではない。したがって、現段階では数値解析結果と他の調査結果を合わせて総合的に判断することが必要であると考えられる。

本章では、本マニュアルの計画・設計から維持管理における数値解析手法の適用の可能性について記載する。

5.1 トンネルの計画段階における適用

5.1.1 モデル解析結果の適用

路線の選定および概略設計の段階で地すべりの影響が懸念される場合には、モデル解析の結果から得られた安全離隔距離（図 4. 18、図 4. 19）を目安の一つとすることができる。ただし、この安全離隔距離は限られた条件の下で数値解析を行った結果であることを理解し、地形・地質条件などの現地状況を確認して不利となる要素はないか十分に考慮する必要がある。

5.1.2 数値解析モデルの構築

実際には、現場の地形・地質条件などを反映した解析モデルを作成して数値解析を行い、安全離隔距離を評価することが望ましい。数値解析手法を用いて地すべりとトンネルの相互影響を評価するためには、地すべりブロックとすべり面の位置、地すべり土塊および基盤の物性値とその分布範囲、断層や亀裂などの不連続面の情報、地下水位に関する情報なども大切な情報となる。したがって、こうした情報を取得できる地すべり調査を事前に実施する必要がある。

数値解析の実施にあたっては、以下の点に留意する必要がある。

(1) 解析領域と境界条件

物性値および境界条件の設定によっては、初期応力を設定した段階で不自然と考えられる破壊域等が発生する。したがって、境界と地すべり・トンネルとの距離を十分にとること、境界条件を適切に設定することが必要となる。

(2) 構成則について

地盤・岩盤を表す構成則によっては、同じ強度定数を設定しても塑性化の傾向が異なる場合がある。例えば、Drucker-Prager 規準で定義される降伏曲面と Mohr-Coulomb 規準で定義される降伏曲面は異なり定数も異なる。そのため、ある応力状態において Drucker-Prager 規準と Mohr-Coulomb 規準の降伏曲面が一致するように定数を補正したとしても、別の応力状態においては降伏曲面が一致するとは限らない。したがって、各構成則の定式化における仮定や理論的な特徴を把握したうえで、構成則を選択し定数を設定する必要がある。

(3) 数値解析手法の選定

同じ構成則と物性値を用いたとしても、例えば有限要素法、有限差分法、個別要素法のように支配方程式や離散化方法が異なると、塑性化の進行に伴って解析結果に差異が発生する可能性がある。したがって、数値解析手法の離散化方法における仮定や理論的な限界（ひずみが十分小さいこと等）を踏まえた上で適用する必要がある。

(4) ゆるみの進行に伴う強度低減

本マニュアルで用いたモデル解析では、ゆるみの進行などによる強度低下を考慮するには至っていない。ゆるみの発生によるすべり面強度や地盤・岩盤の強度低下が予想される場合は、ひずみ軟化モデルの適用について検討する必要がある。

(5) 応力解放率

二次元解析において設定するトンネルの応力解放率は、支保の設置前に 30～50%程度の応力が解放されると仮定し、支保を設置して残りの応力を解放するのが一般的である。しかし、応力解放率は施工方法、支保の種類、岩盤の物性値に影響されると考えられるため、必要に応じて支保の効果をモデル化した解析を行うことが望ましい。

5.2 トンネルの設計・施工計画への反映

詳細設計段階の調査結果により、地すべりの範囲、すべり面の位置やトンネル周辺の地山物性値が計画時から危険側に変化した場合（あるいは危険であることが新たに判明した場合）、本マニュアルで示した数値解析の手順を参考に地すべりとトンネルの相互影響について再評価をすることができる。その結果、安全離隔距離が確保できていないと判断された場合は、ルート変更の検討を行う必要がある。あるいは、トンネル掘削に伴う地山の変位を極力抑制する工法を検討して数値解析を行い、当該ルートの安全性を評価する必要がある。工法としては、長尺先受け工や長尺鏡ボルト工による先行変位抑制工、仮インバートやストラットによる早期の閉合、高強度吹付け工や鋼アーチ支保工のランクアップによる高剛性支保工の適用、などが挙げられる。

施工中には、危険予知が早期に行える断面を少なくとも1断面は選択し、地すべり地表面から孔内傾斜計やパイプひずみ計を用いて観測することに加えて、坑内B計測を実施することが望ましい。また、地山の変位抑制の効果がある切羽補強工の効果を評価するため、切羽前方に変位計を設置するなど補助工法の有効性を評価することを目的とした計測も必要に応じて実施する。計測計画を立案する際には、数値解析によって推定された変位やゆるみの発生傾向を参考とすることができる。

ここで、坑内B計測とはトンネル内の計測の詳細度を表すものであり、A計測とB計測の二種類がある。A計測は、日常の施工管理のために実施する計測であり、観察調査、トンネルの内空変位測定、土被りが小さい箇所での地表面沈下測定等からなる¹³⁾。B計測は、地山や立地条件に応じてA計測に追加して実施する計測であり、使用している支保部材や施工方法が妥当かどうかを判断して設計・施工の修正に反映するための計測である。計測項目は、地中変位測定、ロックボルト軸力測定、吹付けコンクリート応力測定、鋼製支保工応力測定、地表面沈下測定、地下水位測定等からなる¹³⁾。

5.3 地すべり及びトンネルの計測計画への反映

地すべりの動態観測結果とトンネル内の計測結果は、個々に分析するのではなく総合的に分析する必要がある。例えば、トンネル内空断面と地すべりの変位傾向に相関が見られれば、両者が影響を及ぼし合っていることが推定できる。こうした点を踏まえて、モデル解析から得られた地すべりとトンネルの相互作用に関する機構を参考として、地すべりおよびトンネルの計測計画を検討する際の考え方や留意点を示す。

5.3.1 地すべり地表面の計測

地すべりを監視する必要がある場合は、できるだけ早期に計測機器を設置してトンネル掘削前後の地すべりの変動を把握できるようにする必要がある。数値解析結果を基に、トンネル掘削時に地すべり土塊と基盤に生じる変位ベクトルやその発生領域の傾向を参考として計測計画を検討することができる。地すべり土塊がトンネル掘削の影響を受けている場合は、トンネル上方の地表面に鉛直方向の変位成分が発生する可能性がある（図 5.1）。これは、トンネル上方の地表面観測で鉛直方向の変位が検知された場合、トンネル掘削の影響が地すべりに及んでいることを示唆しており、地すべり地表面の沈下量を観測する計測計画を立案することが考えられる。

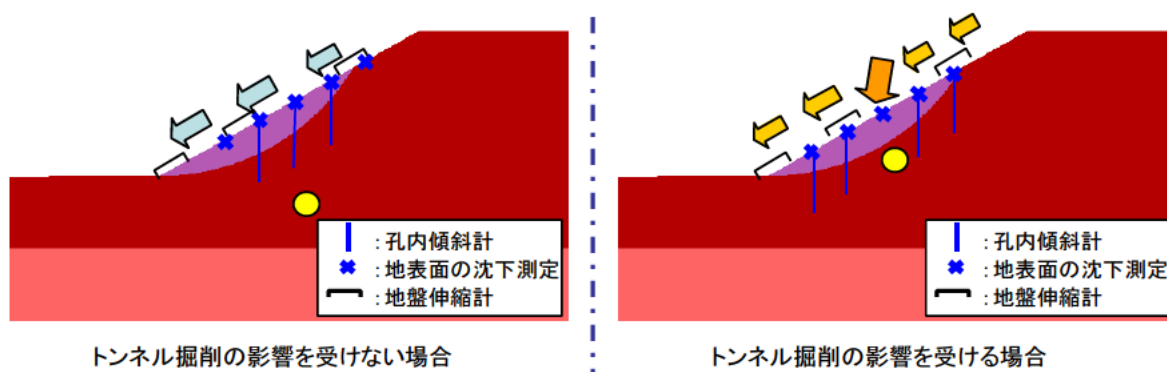


図 5.1 トンネル掘削の影響の有無

5.3.2 トンネル内の計測

トンネル掘削が地すべり近傍を通過する際には、トンネル内の計測（A 計測、B 計測）を行う必要がある。補助工法の効果を確認する場合には、補助工法の有効性を評価するための計測も行う。これらの計測結果から、トンネル内の計測結果と地すべり地表面の計測結果を総合的に分析してトンネル構造の安定性を評価する必要がある。例えば、図 5.2 のようにトンネルの変形が対称的に分布していない場合は、トンネルに偏圧が作用していることを示唆している。このような場合は、トンネル掘削の影響が地すべり土塊に及んでいる、あるいはトンネルが自身の掘削よりも地すべり土塊の動きに影響を受けている可能性があり、変形機構を分析する必要がある。

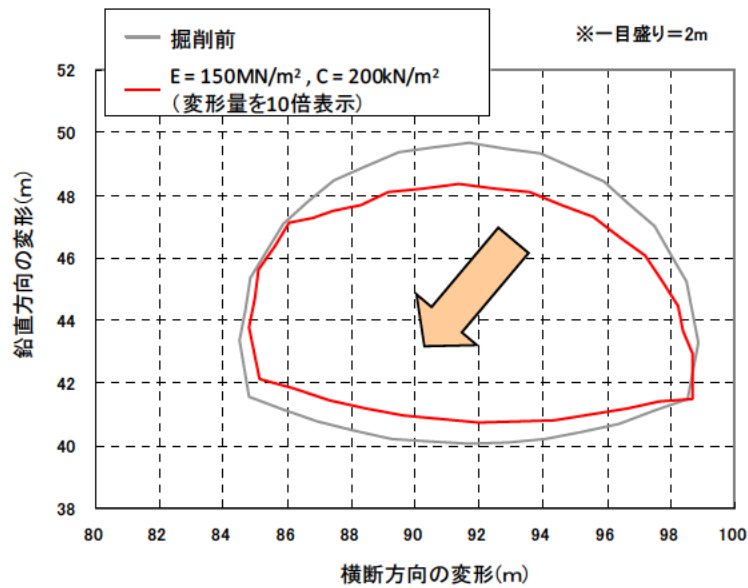


図 5.2 地すべりの影響が考えられるトンネル内の変位傾向

また、トンネルの施工前に数値解析を実施している場合には、事前の解析結果と掘削中の計測結果を比較してトンネル構造の安定性を再評価する必要がある。このとき、事前の数値解析結果と大きく異なる変形機構を示している場合は、変位量や変位速度が施工管理基準値以内であったとしても、潜在的に危険性を伴っている可能性があるため、実際に起こっている現象を再現するために逆解析やシミュレーション解析を実施することが望ましい。予想以上の変位やクラックなどが認められた場合は、やはり実際に起こっている現象を再現するために解析を実施し、トンネル構造（支保工、補助工法）の再検討を行う必要がある。その結果、トンネル内の変形やクラックが地すべり全体の動きと関連性を持ち、支保工や補助工法の追加では対応できないと判断された場合には、一旦掘削作業を中止して有識者等を募り、地すべりとトンネルを含めた全体の安定性について再検討することが望ましい。

5.4 維持管理における数値解析の活用可能性

本マニュアルは、数値解析手法を地すべりやトンネルの維持管理へ適用することを目的としたものではない。しかしながら、地すべりとトンネルの解析モデルの構築方法は、施工後に地すべりやトンネルに変状が認められた場合には、機構を分析するためのツールまたは対策工の効果を調査するためのツールの一つとして活用できると考えられる。活用方法の一案のフローを図5.3に示す。

数値解析を施工前または施工中に実施していれば、変状が相対的に発生しやすい場所と機構が推定されているので、地すべりとトンネルの点検方法を立案する際の参考とすることができる。定期的な点検中に変状が認められた場合は再現解析を実施し、事前に行った解析結果と対比させることで機構を推定することができる。その後、観測結果と解析結果に基づいて追加調査や追加対策の必要性を判断し、追加対策が必要な場合には再現解析のモデルから対策工の効果を照査することができる。

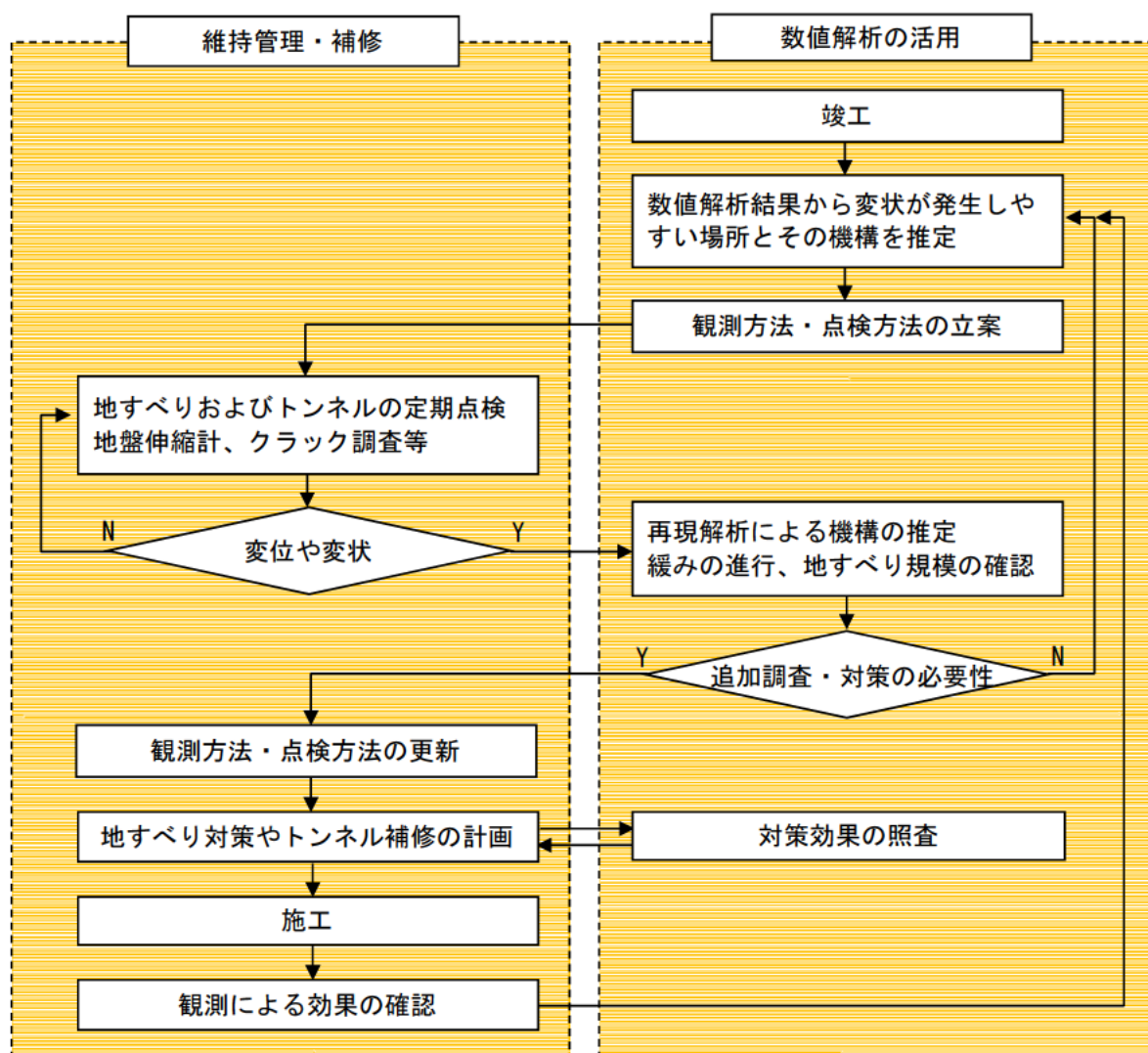


図 5.3 維持管理における数値解析の適用案

5.5 本マニュアルの適用限界

表 5.1 は、本マニュアルで検討を行った数値解析における制約条件と、取り扱っていない条件に対するモデル化の可能性について示したものである。特定の現場を対象として、主要な条件を反映した解析モデルを構築することは可能と考えられるが、地すべりを構成する材料特性、すべり面形状、地下水などの不確定性を考慮すると、計画・設計段階における数値解析の役割を明瞭にしておくことが望ましい。現段階においては、数値解析は確定論的な予測を目的とするのではなく、最も厳しい条件下で発生しうる危険性を推定することを目的としたリスクマネジメントの一つとして考えることができる。

表 5.1 検討を行った解析モデルの制約条件と特定現場へのモデル化の可能性

	解析モデルの制約条件	特定現場のモデル化
1	二次元モデルであり、地形・地質、地すべりの平面形(例えば馬蹄形、沢型、ボトルネック型)などの、トンネルと地すべりの三次元的配置の影響は扱っていない(図 5.4)。	必要に応じて三次元解析を実施する。結果はすべり面形状や地質構造の三次元データの信頼性に依存するので、調査・試験と観測が重要である。
2	トンネルと地すべりが直交するようなケースのみ検討している(図 5.5)。	上記と同様、三次元解析が必要となる場合が考えられる。
3	地すべり土塊及びトンネル周辺の基盤は均質であり、亀裂や断層などの不連続面、異方性等、不均質性は考慮していない。	左記の特性をモデル化する理論はあるが、調査・試験からモデルのパラメータを得るには限界があり、確定論的な予測を目的としたモデル化は難しい。
4	地すべり土塊は単独のすべり面で表される円弧形状としている。椅子型や船底型のすべり面形状、また複数のすべり面が存在する場合の検討は行っていない(図 5.6)。	実際の地すべり面形状をモデル化することは可能と考えられる。ただし、すべり面形状や地質構造のデータを調査・試験から得る必要がある。
5	地下水の影響は考慮していない。	水圧を考慮した有効応力に基づく解析が必要である。しかし、亀裂などの不連続面や破碎された岩盤内の水圧を推定することは難しい。
6	初期地圧は掘削前のモデルに重力を加えることで設定しており、実際の初期地圧を表しているとは限らない。	初期地圧を計測することは容易でない。解析では、既往の事例を参考に数通りの設定を行う方法が考えられる。
7	掘削時及び長期的なすべり面や岩盤の強度の低下は考慮していない	すべり面については、試験から残留強度を推定することは可能と考えられる。一方、基盤や地すべり土塊の強度低下を推定することは難しい。
8	トンネルの施工方法と手順、支保工、覆工をモデル化していない。	必要に応じて支保工および覆工と施工手順をモデル化することは可能と考えられる。

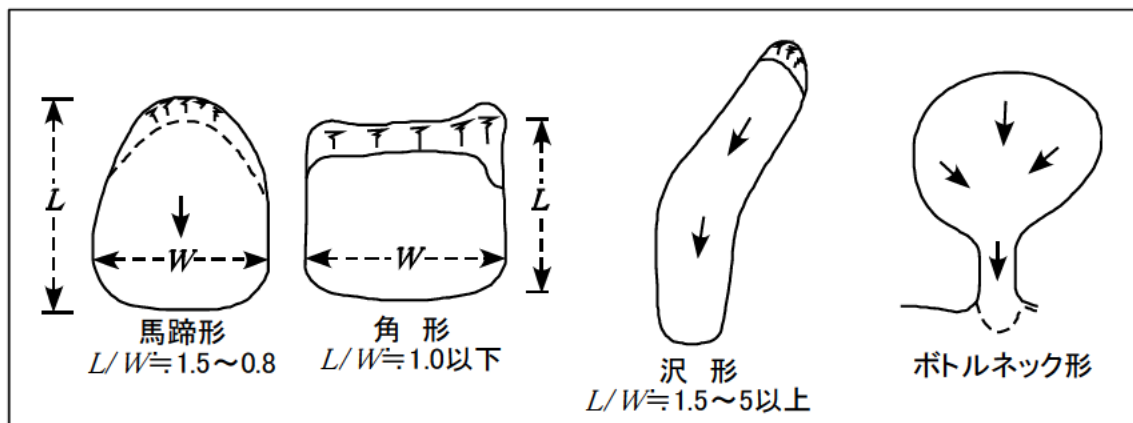


図 5.4 地すべりの平面形¹⁴⁾

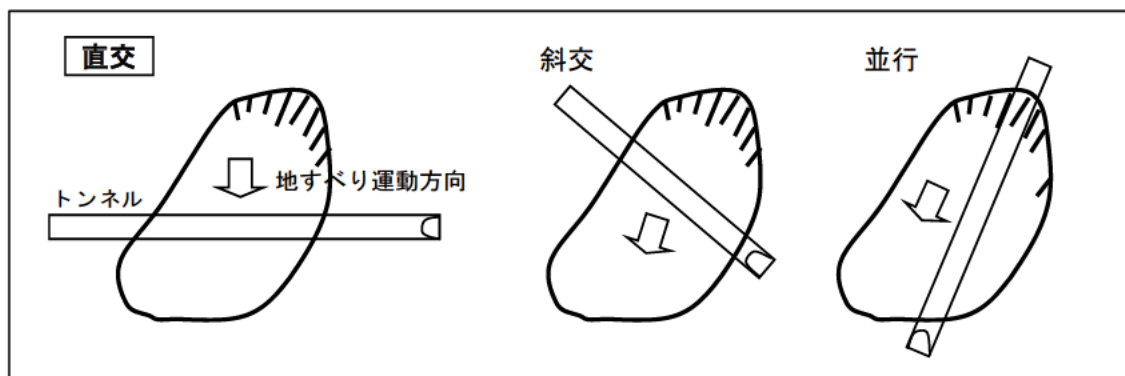


図 5.5 地すべりとトンネルの交差形態

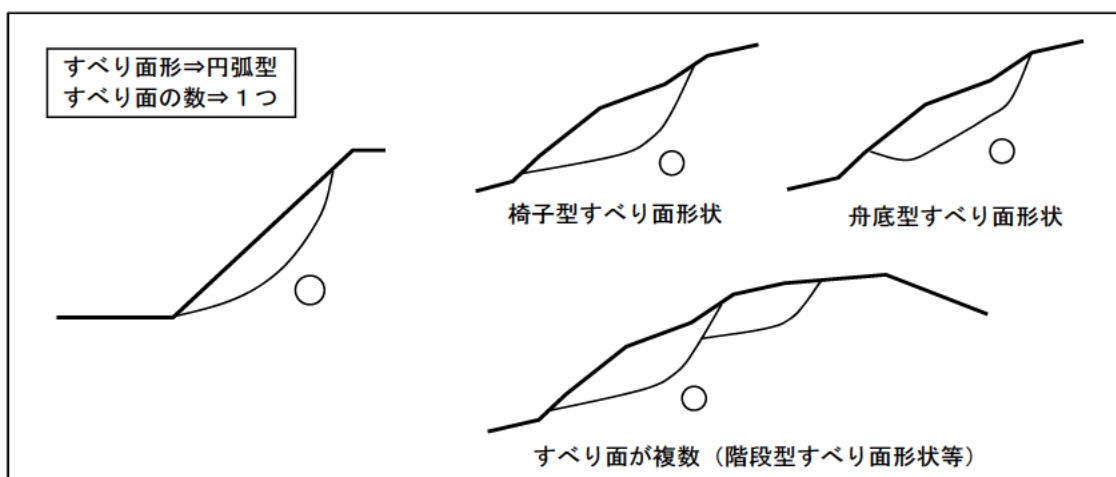


図 5.6 すべり面の形状やすべり面の数¹⁴⁾

謝辞

本研究を実施するにあたり、土木研究所道路技術研究グループトンネルチームには、トンネル周辺における解析条件の設定に関してご助言いただいた。ここに、深く御礼申し上げます。

[参考文献]

- 1) 藤澤和範・江田充志・真下英人・高橋近敏・山田康晴：国道 197 号名取トンネルの地すべり災害速報，土木技術資料，Vol.47，No.8，pp.4-8，2005.8
- 2) 土木学会：トンネル標準示方書（山岳工法）・同解説，p6，2006.8
- 3) 社団法人日本道路協会：道路土工 のり面工・斜面安定工指針，pp344-345，1999.8
- 4) 財団法人高速道路調査会：トンネル坑口周辺の地すべり・崩壊対策に関する研究報告書（日本道路公団委託），1981.1
- 5) 独立行政法人土木研究所・基礎地盤コンサルタンツ株式会社・応用地質株式会社・鹿島建設株式会社・日本工営株式会社・川崎地質株式会社：トンネルへの地すべりの影響評価手法に関する共同研究報告書，2010.3
- 6) 株式会社山海堂：有限要素法による地すべり解析（社団法人日本地すべり学会編），2006.8
- 7) Iizuka and Ohta：A determination procedure of input parameters in elasto-viscoplastic finite element analysis，Soils and Foundations，Vol.27，No.3，pp.71-87，1987
- 8) 土木学会：山岳トンネルにおける模型実験と数値解析の実務，トンネルライブラリー，Vol.16，pp.135-139，2006
- 9) 設計用地盤定数の決め方ー岩盤編ー，地盤工学会，pp.121～124，2008
- 10) 道路トンネル技術基準（構造編）・同解説，日本道路協会，2003.11
- 11) NATM 設計施工指針，日本鉄道建設公団，1996.2
- 12) 土木学会：トンネル標準示方書（山岳工法）・同解説，2006.8
- 13) 地盤工学会：山岳トンネル工法の調査・設計から施工まで，pp.160-161，2007
- 14) 渡正亮・小橋澄治：地すべり・斜面崩壊の予知と対策，山海堂，1987

土木研究所資料
TECHNICAL NOTE of PWRI
No.4163 March 2010

編集・発行 ©独立行政法人土木研究所

本資料の転載・複写の問い合わせは

独立行政法人土木研究所 企画部 業務課
〒305-8516 茨城県つくば市南原1-6 電話029-879-6754