

# 都市NATM設計時の 切羽安定性評価手法の提案

佐々木 亨<sup>1\*</sup>・森本 真吾<sup>1</sup>・進士 正人<sup>1</sup>

<sup>1</sup>山口大学大学院 理工学研究科社会建設工学（〒755-8611 山口県宇部市常盤台2-16-1）

\*E-mail: tsasaki@yucivil.onmicrosoft.com

都市NATMでトンネルを施工する際、トンネル切羽の安定性は特に重要となる。しかし、設計段階において切羽安定に関する定量的な指標は決して十分ではなく、切羽安定性の評価や切羽不安定時における補助工法の選定は設計者・施工者の総合的判断にゆだねられている。本研究は、都市部の非常に軟弱な地盤における山岳トンネル建設を対象に解析を行い、三次元数値解析からトンネル掘削時の切羽近傍の平均せん断ひずみを算出し、限界せん断ひずみと比較することによって、切羽安定性の新たな指標となる許容土被り高さを提案する。そして、二車線と三車線道路トンネルでの許容土被り高さを比較することにより掘削断面積の大きさの違いによる切羽安定性の変化について説明する。

**Key Words** : tunnel face, stability, critical shear strain, permissible overburden, 3D-numerical analysis

## 1. はじめに

山岳工法でトンネルを施工する際、トンネル切羽の安定性を確保することは不可欠であり、自立が困難となるような軟弱地山では補助工法を適宜実施する必要がある。特に、都市部の非常に軟弱な地盤や低土被り部に山岳トンネルを施工するにはより重要な課題である。トンネル切羽の安定性については数値解析を含めさまざまな検討がなされている。しかしながら、設計時において切羽安定に関する定量的な指標は乏しく、切羽安定性の評価や切羽不安定時における補助工法の選定は設計者の総合的な判断にゆだねられているのが現状である。

本研究は数値解析を用いて軟弱地盤のトンネル掘削を再現し、土被りの変化と切羽面のせん断ひずみの関係から切羽安定性評価の新たな指標の提案を目的とし、特にNATMにおいて軟弱であるとされる地山等級DIIの物性値<sup>1)</sup>を基準として粘着力 $c$ と内部摩擦角 $\phi$ を低下させることにより都市部を想定した切羽の安定性が問題となるような軟弱地盤を再現し、トンネル掘削解析を行った。使用した解析コードはItasca社製のFLAC-3Dである。

この研究を行うことでトンネル設計時において土被りおよび粘着力 $c$ 、内部摩擦角 $\phi$ が既知であれば切羽の安定性を把握することができ、最適な設計につながるのではないかと考える。

## 2. 対象とした軟弱地盤のモデル化と解析手順

### (1) 解析物性値

本研究で用いた解析物性値を表-1に示す。本研究では森本ら<sup>2)</sup>の研究を参考に問題をより簡易化するために粘着力と内部摩擦角のみを変化させ、そのほかの単位体積重量、弾性係数、ポアソン比は日本道路公団により分類されている地山等級DIIの値を用いて解析を行った。 $c$ と $\phi$ の物性値図に過去の文献や実験データにより得られた物性条件を当てはめた地質分布概念図を図-1に示す。図-1において概ね粘着力 $c$ が高く、内部摩擦角 $\phi$ が小さい場合(図の左下)は粘性土系の地質である傾向が高い。また、粘着力 $c$ が低く、内部摩擦角 $\phi$ が大きい場合(図の右上)は砂質土系の地質である傾向が高いことがわかる。

### (2) 解析モデル

図-2に解析モデル図を示す。地山は等方弾塑性体でMohr-Coulombの破壊基準に従うものとした。本研究では土被りと切羽安定性の関係を考察するために15m、50m、100mの3種類の土被りをモデル化して解析を行った。評価断面位置はモデル中央とし、境界条件はトンネル側方およびトンネル軸方向は拘束面からの影響を受けないように切羽面、側面からそれぞれ4D程度離すこととした。

また、トンネル底面までの距離は掘削時の応力解放による盤膨れを考慮し、土被りと同じ深さとした。掘削断面形状図を図-3に示す。トンネル掘削断面は、二車線道路トンネルおよび三車線道路トンネルを想定した形状寸法とし、トンネル半径はそれぞれ5.5mと8.7mとした。また、今回はトンネルの対称性を考慮し半断面とした。支保工としては二車線の場合、DIIパターンを想定し、鋼製支保工H-150、吹付コンクリートt=20cmとし、三車線の場合もDIIパターンを想定した鋼製支保工H-200、吹付コンクリートt=25cmとした。支保工の入力物性値はそれぞれの支保工の剛性を等価に置き換えた値とし、シェル要素を用いて表現した。

### (3) 解析手順

本解析では4D（二車線：40m、三車線：65m）までを一括掘削し、直後に切羽手前1mまで支保工とインバートを設置して解析を行った。

## 3. 切羽の限界せん断ひずみによる安定性評価方法

切羽安定性評価のフロー図を図-4に示す。まず、トンネルを一括掘削後、支保工を設置した後解析を行い、解が発散したケースはこの時点で切羽が崩壊したと判定する。次に解が収束したケースは切羽面の最大せん断ひずみの平均値を算出し、この平均値が限界せん断ひずみの値より小さければ切羽は安定、大きければ切羽は不安定であるという評価を行った。本研究では図-5に示す櫻井ら<sup>3)</sup>が提案した一軸圧縮強さと限界せん断ひずみの関係から限界せん断ひずみを算出した。なお、一軸圧縮強さは $c$ 、 $\phi$ より算出した。本研究では切羽の安定性に関する許容値を算出するために限界せん断ひずみの上限値を用いることとした。本研究で用いた限界せん断ひずみの値を表-2に示す。

## 4. 解析結果

### (1) 切羽安定性評価結果

掘削断面の違により切羽の安定性にどのような影響を与えるのか比較を行うため、土被りごとに各ケースの最大せん断ひずみの平均値と判定結果を表-3に示す。

表中において解が収束せず、発散したケースは×で、不安定と判定されたケースは赤字で示している。

表-3より二車線、三車線ともに土被りの高さが大きくなるにつれて不安定および崩壊と判定できるケースが増加しており、切羽面の安定性は土被りの高さに影響を受けることが分かる。また、二車線と三車線を比較すると、

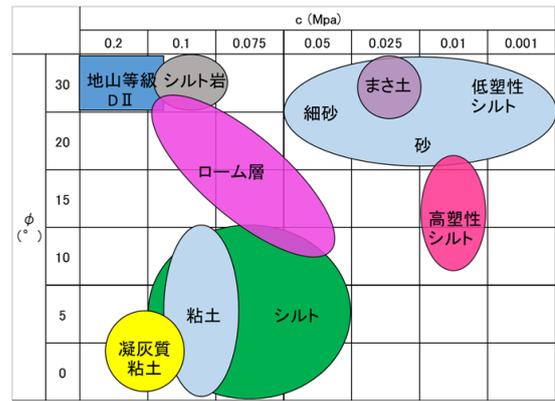
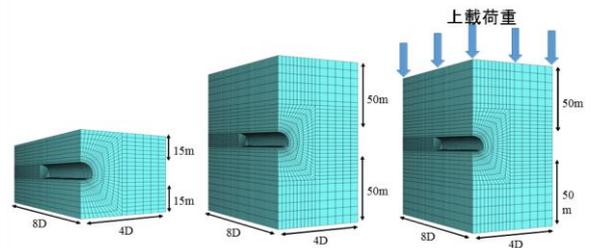


図-1 地質分布概念図



(a) 15 mモデル (b) 50 mモデル (c) 100 mモデル

図-2 解析領域図

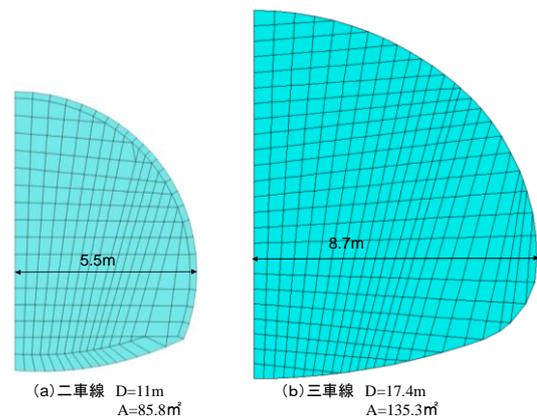


図-3 断面形状図

表-1 解析物性値

	単位体積重量	弾性係数	ポアソン比	粘着力	内部摩擦角
	$\gamma$ (kgf/m <sup>3</sup> )	E(MPa)	$\mu$	c(MPa)	$\phi$ (°)
地山	2100	150	0.35	0.001~0.2	0~30
支保工	二車線	2509	8134	0.20	
	三車線	2539	9235	0.20	
インバート	2400	22000	0.20		

表-2 各ケースの限界せん断ひずみ (%)

限界せん断ひずみ	$\phi$ (°)	c(MPa)						
		0.2	0.1	0.075	0.05	0.025	0.01	0.001
30	30	5.671	7.323	8.144	9.458	12.214	17.128	40.060
	25	5.880	7.594	8.445	9.808	12.666	17.762	41.542
	20	6.089	7.864	8.745	10.156	13.116	18.392	43.016
	15	6.298	8.134	9.045	10.505	13.566	19.024	44.494
	10	6.510	8.407	9.348	10.857	14.021	19.662	45.987
	5	6.725	8.684	9.657	11.216	14.484	20.311	47.505
	0	6.945	8.969	9.973	11.583	14.959	20.977	49.062

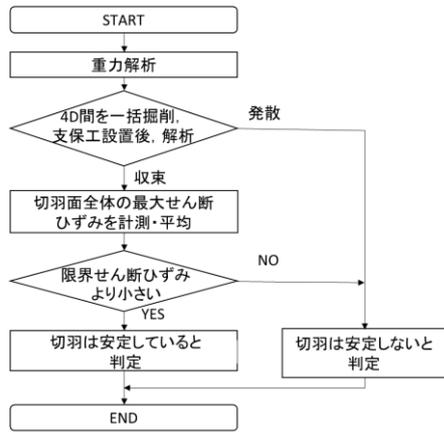


図-4 切羽安定性評価フロー

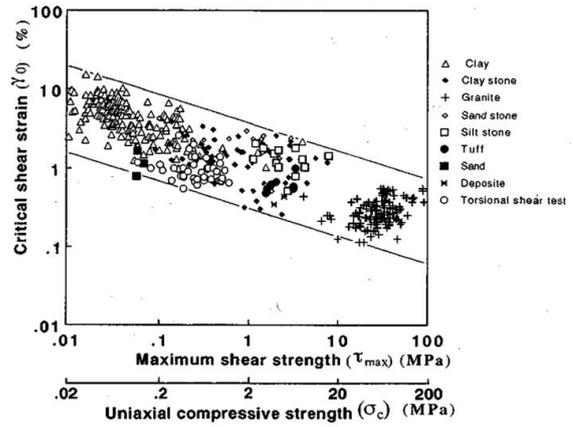


図-5 限界せん断ひずみと一軸圧縮強さ<sup>2)</sup>

表-3 切羽面の最大せん断ひずみ平均値 (%)

× : 発散

(1) 土被り15m

赤字: 表-2を超えるケース

(a) 二車線

(b) 三車線

		c(MPa)						
		0.2	0.1	0.075	0.05	0.025	0.01	0.001
φ (°)	30	0.21	0.22	0.24	0.30	0.48	28.34	×
	25	0.21	0.24	0.28	0.36	0.63	95.54	×
	20	0.21	0.27	0.32	0.45	1.02	×	×
	15	0.22	0.31	0.39	0.59	2.50	×	×
	10	0.23	0.36	0.50	0.92	×	×	×
	5	0.25	0.47	0.75	1.99	×	×	×
	0	0.28	0.71	1.56	8.84	×	×	×

		c(MPa)						
		0.2	0.1	0.075	0.05	0.025	0.01	0.001
φ (°)	30	0.27	0.31	0.35	0.44	0.79	24.84	×
	25	0.28	0.35	0.41	0.55	1.51	50.83	×
	20	0.29	0.41	0.51	0.77	4.83	×	×
	15	0.31	0.49	0.65	1.14	21.79	×	×
	10	0.35	0.63	0.93	2.16	×	×	×
	5	0.40	0.91	1.61	5.84	×	×	×
	0	0.49	1.65	5.61	×	×	×	×

(2) 土被り50m

(a) 二車線

(b) 三車線

		c (MPa)						
		0.2	0.1	0.075	0.05	0.025	0.01	0.001
φ (°)	30	0.73	0.80	1.32	1.71	3.07	138.84	×
	25	0.84	1.36	1.68	2.39	5.05	234.50	×
	20	0.99	1.75	2.36	3.72	10.52	×	×
	15	1.18	2.57	3.85	7.60	×	×	×
	10	1.51	4.84	9.03	25.79	×	×	×
	5	2.31	17.59	48.77	755.52	×	×	×
	0	6.09	175.79	×	×	×	×	×

		c(MPa)						
		0.2	0.1	0.075	0.05	0.025	0.01	0.001
φ (°)	30	0.95	1.44	1.76	2.45	5.62	54.11	×
	25	1.12	1.87	2.44	3.86	10.36	58.81	×
	20	1.37	2.64	3.77	6.62	30.98	×	×
	15	1.74	4.24	6.70	14.17	78.93	×	×
	10	2.45	8.36	16.56	54.29	×	×	×
	5	4.00	29.52	106.68	×	×	×	×
	0	10.00	3226.44	×	×	×	×	×

(3) 土被り100m

(a) 二車線

(b) 三車線

		c(MPa)						
		0.2	0.1	0.075	0.05	0.025	0.01	0.001
φ (°)	30	2.04	3.16	3.86	5.30	9.80	47.39	×
	25	0.84	1.36	1.68	2.39	5.05	234.50	×
	20	3.18	6.59	9.24	15.34	41.66	×	×
	15	4.60	12.79	20.84	41.62	×	×	×
	10	8.30	40.75	84.38	246.14	×	×	×
	5	41.55	511.02	1187.41	×	×	×	×
	0	367.69	3226.44	×	×	×	×	×

		c(MPa)						
		0.2	0.1	0.075	0.05	0.025	0.01	0.001
φ (°)	30	2.61	4.32	5.67	8.45	17.01	×	×
	25	3.32	6.60	8.85	13.72	31.19	×	×
	20	4.60	10.72	15.43	26.54	103.50	×	×
	15	7.12	21.36	35.26	74.50	×	×	×
	10	13.47	66.64	141.20	504.11	×	×	×
	5	41.55	511.02	1187.41	×	×	×	×
	0	367.69	3226.44	×	×	×	×	×

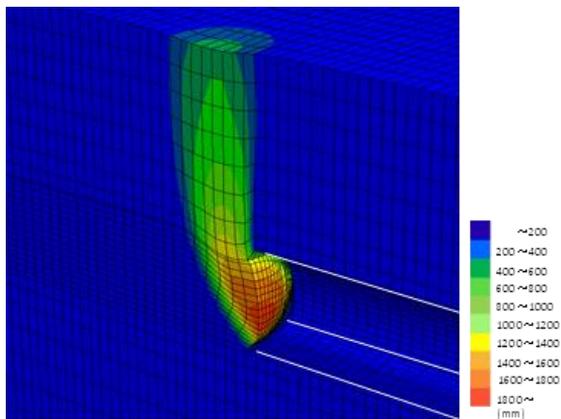


図-6 砂質土系地山における変位分布図

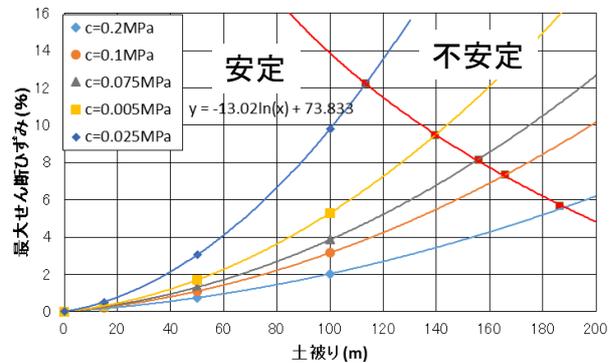


図-7 土被りと最大せん断ひずみの関係 (二車線 D=11m φ=30°)

表-4 許容土被り値

(a) 二車線 D=11m

		c(MPa)						
		0.2	0.1	0.075	0.05	0.025	0.01	0.001
$\phi (^{\circ})$	30	190	166	156	139	113	77	×
	25	164	139	124	109	85	50	×
	20	144	109	97	81	55	26	×
	15	117	81	69	55	35	13	×
	10	89	65	50	34	17	4	×

(b) 三車線 D=17.2m

		c(MPa)						
		0.2	0.1	0.075	0.05	0.025	0.01	0.001
$\phi (^{\circ})$	30	164	136	123	106	82	47	×
	25	140	107	97	83	57	29	×
	20	116	85	75	61	37	16	×
	15	94	64	55	43	23	8	×
	10	70	50	35	20	11	2	×

三車線トンネルのほうがより剛性の高い支保工をモデル化しているにもかかわらず、不安定となるケースが二車線トンネルよりも多いことが読み取れる。

ここで、 $c=0.01\text{MPa}$ 、 $\phi=30^{\circ}$ および $\phi=25^{\circ}$ のケースに着目すると表-3に示すように低土被りの場合であっても最大せん断ひずみの値が急激に大きくなっていることが読み取れる。このケースの変位分布図(図-6)に示すように粘着力が小さく内部摩擦角が比較的大きい軟弱な砂質土系地山(図-1参照)では天端部から流砂現象が生じ、天端上方へ変位が影響してしまう。そのため、低土被りの場合、切羽の押し出し変位が地表面にまで伝達し、不安定になると考えられる。

(2) 許容土被りの算出

土被りの変化による切羽の最大せん断ひずみの推移から二車線および三車線トンネルそれぞれについて各ケースの許容土被り高さを算出した。最大せん断ひずみの推移を示す曲線は、最大せん断ひずみの土被りに対する推移を各ケースでプロットした際に放物線のような推移を示したため2次の近似曲線を用いた。図-7は $\phi=30^{\circ}$ の時の二車線トンネルにおける最大せん断ひずみと土被りの関係を粘着力ごとにまとめたものである。図-7中の赤線は限界せん断ひずみを基準とした安定領域と不安定領域の境界線であり、各ケースにおける最大せん断ひずみの推移を示す曲線上に限界せん断ひずみをプロットし、対数近似曲線を引くことで表現した。この線と限界せん断ひずみが交わる点を各ケースにおける許容土被りとした。このようにして算出した各ケースの許容土被りを表-4に示す。最大せん断ひずみの推移を示す曲線が描けないケースにおいても限界せん断ひずみの値から許容土被りの値は算出することができ、粘着力が高いものほど正確な値を算出できる。表-4より二車線および三車線ともに地盤が軟弱になるにつれて許容土被りの値は小さくなっているのが分かる。また、この許容土被りの値は前述の切羽安定性評価の結果とほぼ一致しており、このことから許容土被りは切羽の安定性評価や補助工法選定の一つの指標として用いることができると考えられる。しかし、 $c=0.01\text{MPa}$ 、 $\phi=30^{\circ}$ のような砂質系地山をモデル化したケースについては必ずしも一致しない。これは、図-6の変位分布

表-5 二車線に対する三車線の許容土被り比

		c(MPa)						
		0.2	0.1	0.075	0.05	0.025	0.01	0.001
$\phi (^{\circ})$	30	0.88	0.82	0.79	0.76	0.73	0.61	
	25	0.85	0.77	0.78	0.76	0.67	0.58	
	20	0.81	0.78	0.77	0.75	0.67	0.62	
	15	0.80	0.79	0.80	0.78	0.66	0.62	
	10	0.79	0.77	0.70	0.59	0.65	0.50	

が示すように、低土被りでは地表面にまで変位が生じるためであり、このような場合は土被りの値に関係なく補助工法を適用することが妥当といえる。また、表-4に示す赤字のケースにおいては許容土被り以下であっても解析が発散し、切羽が崩壊してしまうためこれらについての妥当性は低いと考えられる。

次に、二車線と三車線トンネルの許容土被りを比較する。二車線トンネルの許容土被りに対する三車線トンネルの許容土被りの割合を表-5に示す。表が赤くなるほど低下の割合が多いことを表している。表-5から、本研究で対象とした地質の中でも比較的硬いDII地山のような地質では許容土被りの低下は小さく10~20%程度であるが、軟弱な地山になるにつれて許容土被りの値は面積比程度まで低下する。このことから軟弱地盤ほど断面積に大きく影響を受けることが分かる。

5. 結論

土被りが比較的浅く軟弱な地盤を対象に都市NATMによってトンネルを掘削する際の切羽安定性の評価方法に関して数値解析を行った。得られた主要な結果をまとめると以下のようなになる

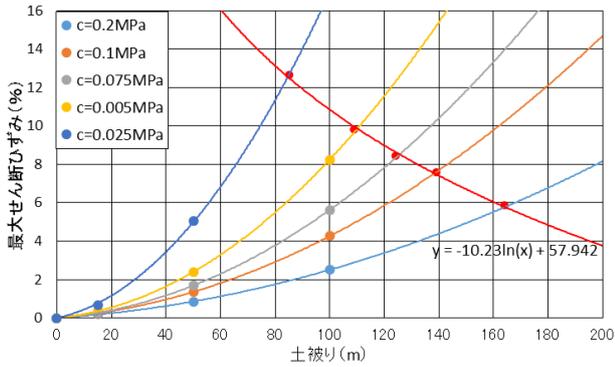
(1) 二車線および三車線ともに土被りが増加するほど切羽が不安定または崩壊とみなすことができるケースは増加している。また、断面が大きいほうが切羽の崩壊のリスクが高くなる。これらのことから切羽の安定性は土被り高さや断面形状に大きく影響を受けると考えられる。

(2) 粘着力 $c=0.2\sim 0.01\text{MPa}$ 、 $\phi=30\sim 0^{\circ}$ の範囲について新たな切羽安定性評価および補助工法選定の一つの指標となりうる許容土被りを算出した。

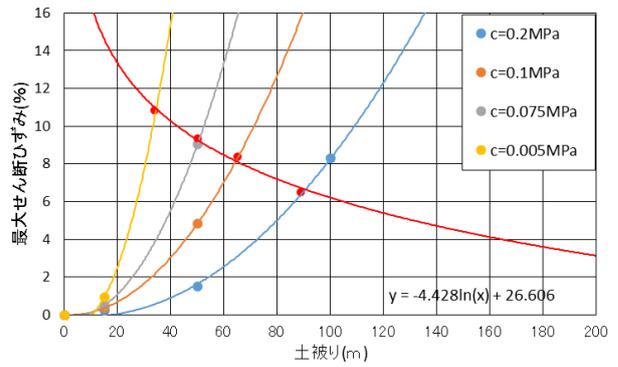
しかし、粘着力が小さく内部摩擦角の大きい砂質土系地山においては許容土被り以下でも切羽が不安定となるケースがあるため、今回提案した許容土被りに限らず、地山挙動も考慮した上で補助工法を提案する必要があると考えられる。

(3) 二車線と三車線の許容土被りを比較すると本研究で対象とした地質の中で比較的硬いDII地山のような地質では許容土被りの低下は小さく10~20%程度であるが、軟弱になるにつれて許容土被りの値は面積比の逆数程度まで低下する。

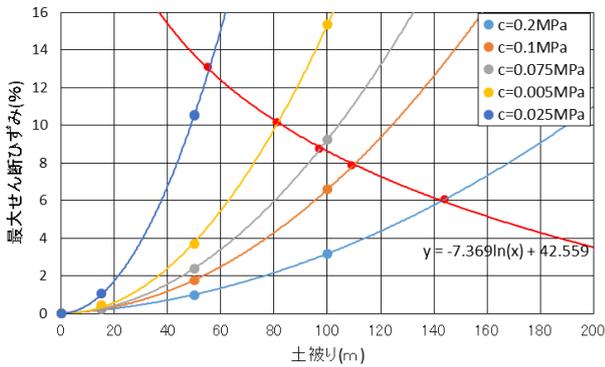
### 付録：土被りと最大せん断ひずみの関係



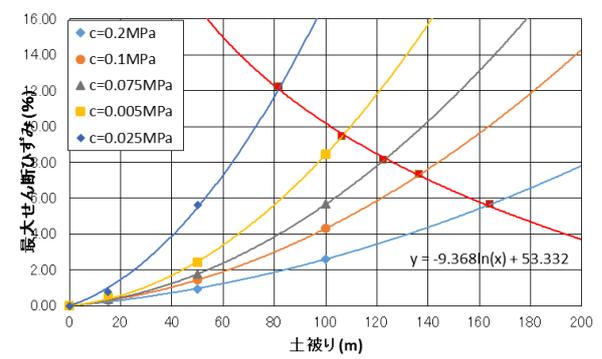
二車線 D=11m  $\phi = 25^\circ$



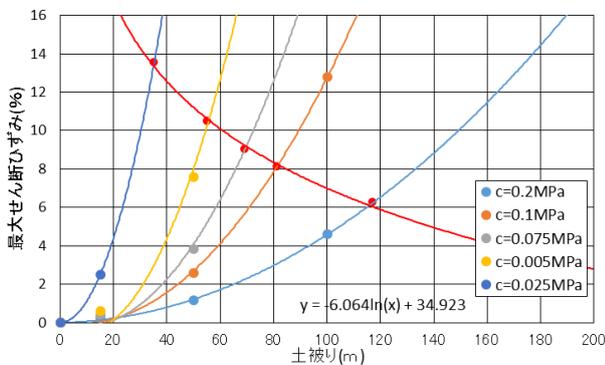
二車線 D=11m  $\phi = 10^\circ$



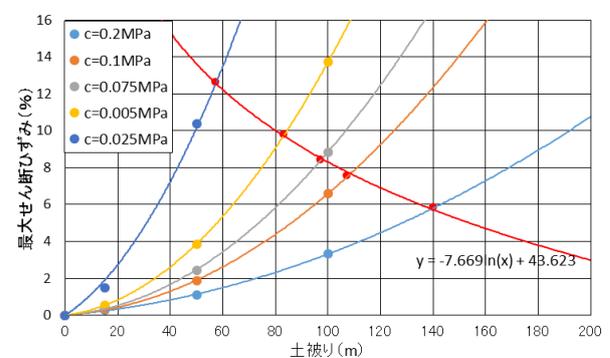
二車線 D=11m  $\phi = 20^\circ$



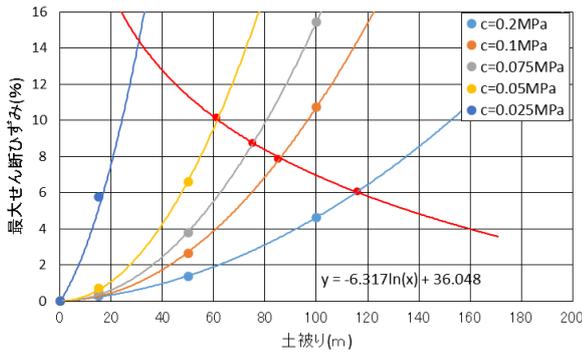
三車線 D=17.4m  $\phi = 30^\circ$



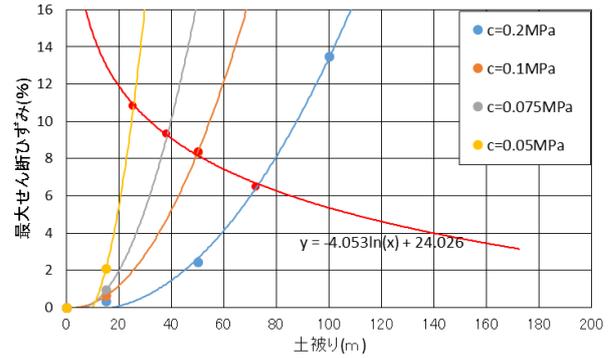
二車線 D=11m  $\phi = 15^\circ$



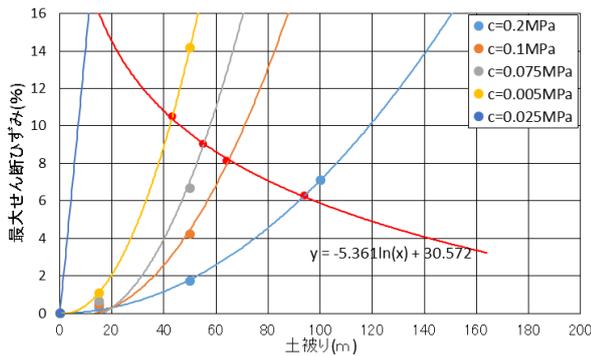
三車線 D=17.4m  $\phi = 25^\circ$



三車線 D=17.4m  $\phi = 20^\circ$



三車線 D=17.4m  $\phi = 10^\circ$



三車線 D=17.4m  $\phi = 15^\circ$

#### 参考文献

- 1) 日本道路公団試験研究所：トンネル数値解析マニュアル 試験研究所技術資料，第358号，1998.10.10
- 2) 森本真吾，進士正人，中川浩二：地山特性の違いによるトンネル切羽挙動の把握，第58回土木学会年次学術講演会，III-037，pp. 73-74，2003.3.9
- 3) 櫻井春輔，川嶋幾夫，大谷達彦，松村真一郎：トンネルの安定性評価のための限界せん断ひずみ，土木学会論文集，No493/III-27，pp. 185-188，1994

## THE ESTIMATION METHOD OF MOUNTAIN TUNNEL FACE STABILITY AT URBAN AREA

Toru SASAKI, Shingo MORIMOTO and Masato SHINJI

The tunnel face stability is the most important topics in NATM. But the estimation of the safety of tunnel face is difficult when the ground is very weak ground like a urban area.

To get the useful design information, numerical analysis of tunnel excavation on very weak ground conditions were carried out in this study. And the relationship between the average strain of the tunnel face and the overburden was obtained. It estimates the strain of the tunnel face comparing the critical shear strain obtained by comparing these strain value. Finally, the allowable overburden to keep the tunnel face safely was calculated satisfying the critical shear strain of the ground.