線路下開放型推進に伴う切羽周辺地盤の挙動に関する検討

山内　雅基[1]・譽田　孝宏[2]・大谷　良輝[3]・小椋　裕彰[4]

[1]正会員　（株）地域 地盤 環境 研究所 地盤解析部
（〒540-0008 大阪府大阪市中央区大手前2丁目1-2 國民會館大阪城ビル4F）
E-mail: m.yamauchi@geor.co.jp

[2]正会員　（株）地域 地盤 環境 研究所 地盤解析部
（〒540-0008 大阪府大阪市中央区大手前2丁目1-2 國民會館大阪城ビル4F）
E-mail: konda@geor.co.jp

[3]正会員　大鉄工業（株）（〒532-8532 大阪府大阪市淀川区西中島3丁目9番15号）
E-mail: y-ootani@daitetsu.co.jp

[4]正会員　大鉄工業（株）（〒532-8532 大阪府大阪市淀川区西中島3丁目9番15号）
E-mail: h-ogura@daitetsu.co.jp

鉄道直下を横断するトンネル工事において，非開削工法の１つであるエレメント推進工法により施工する場合，推進中に切羽面が開放されることから，切羽周辺地盤が緩むことに伴って軌道の沈下が懸念される．本検討では，エレメント推進に伴う３次元的なゆるみ領域の進展状況を把握することを目的に，３次元弾塑性FEM解析を実施した．その結果，切羽前方だけでなく切羽側部への塑性化の進展程度を確認した．さらに，実施工においてエレメント推進時の切羽安定性を評価することを念頭に，極限平衡法による既往モデルを比較し，３次元弾塑性FEM解析で確認した切羽側部のすべり領域も考慮できる簡易的な計算モデルを提案した．

Key Words : *open pushing element jacking, face stability, neighboring construction, 3D elasto-plastic finite element method, limit equilibrium method*

1.　はじめに

切羽開放型エレメント推進時の地盤挙動に関係する研究は，これまでに各種おこなわれてきている．たとえば，深田ら[1)]は，３次元弾塑性FEM解析を用いてURT工法の幅広エレメントの適用性を検討して，半断面先進工法による変位抑制効果を検証した．中村ら[2)]は，室内実験結果にもとづいて函体推進工法における軌道変位の抑制手法や予測法を提案し，実際の施工現場に適用して有用性を確認した．また，小泉ら[3)]は，切羽安定性に着目して，土被りが比較的小さい箇所でも列車運行時間帯に作業可能な工法を開発している．なお，小泉らの切羽安定性評価は，すべり面が地表面まで発達すると仮定し，２次元円弧すべりに側面抵抗力を考慮したモデルを用いている．

一方，比較的土被りが大きい山岳トンネルやシールドトンネルでは，切羽安定問題について数多く研究がなされている．たとえば，村山ら[4)]は，対数螺旋をすべり面と仮定し，**図-1**に示すすべり土塊に作用するモーメントの釣り合いから切羽が自立する条件式を示している．また，真下ら[5)]は，山岳トンネルを対象にして，模型実験と極限平衡法を用いて切羽の安定性を評価するための指標を提案し，小西ら[6)]は，互層地盤の簡易な切羽安定評価法を提案している．なお文献4)～6)は，トンネル天端を通る水平面で切羽前方の崩壊土塊を分離し，水平面より上部の土塊の影響を水平面に作用する土圧に置き換えており，崩壊土塊を切羽前方のみに限定している．

本検討では，**図-2**に示すように切羽側部地盤が切羽前方（掘削側）に変形する３次元的な挙動を示す可能性に着目し，鉄道直下のエレメント推進に伴う影響を３次元弾塑性FEM解析により確認した．また，実施工においてエレメント推進時の切羽安定性を評価することを念頭に，極限平衡法による既往モデルを比較し，３次元弾塑性FEM解析で確認した切羽側部のすべり領域も考慮できる簡易的な計算モデルを提案した．

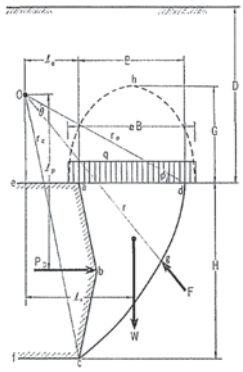
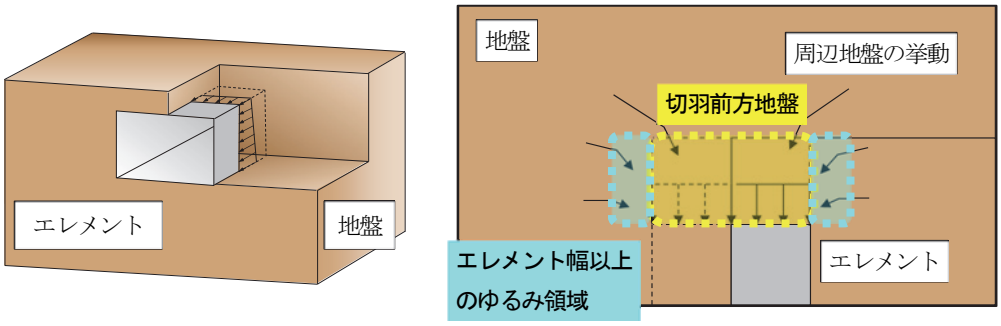


図-1　切羽の釣り合い機構
（村山ら[4]）



（a）鳥瞰図　　（b）平面図

図-2　切羽前方地盤および側方地盤の３次元的な地盤挙動のイメージ

表-1　検討条件

土被り H	掘削面積（＝エレメント幅 b×高さ h）	地盤性状				
0.5 m 1.0 m 2.0 m	シングルエレメント（1.15 m×1.0 m）	砂質土	自立性の低い砂	粒度配合の悪い砂	一般の砂	良質な砂質土
			ϕ＝30°	ϕ＝35°	ϕ＝40°	ϕ＝45°
	ダブルエレメント（2.30 m×1.0 m）	粘性土	軟らかい粘性土		中位の粘性土	
			c＝18 kN/m^2		c＝37 kN/m^2	

2.　３次元弾塑性FEM解析を用いた切羽周辺地盤の挙動分析

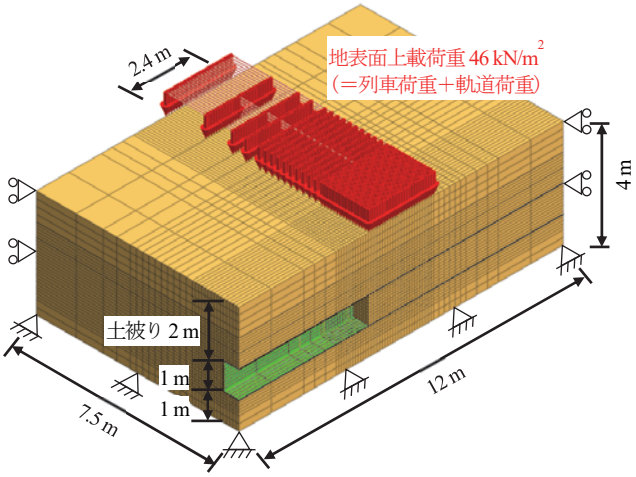
図-2に示すように，エレメント推進に伴って主として切羽前方地盤が変形し，それに連動して切羽側部から掘削側に地盤が変形する３次元的な挙動を示す場合があると考えられる．ここでは，３次元弾塑性FEM解析により，エレメント推進に伴う切羽周辺地盤の挙動を確認した．なお本検討では，軌道直下の基準エレメント１本分の推進による影響に着目し，切羽前方とエレメント幅以上のゆるみ領域を定量的に評価した．また検討条件は，エレメント推進の施工実績等を考慮して，**表-1**に示す土被り，掘削面積，地盤性状を想定した．なお，本解析手法は，パイプルーフ推進時における切羽前面地盤の３次元的な変形挙動の分析と軌道変位計測との比較を実施した事例[7]より，計測値を定量的かつ定性的に表現できることを確認している．

(1)　解析モデル

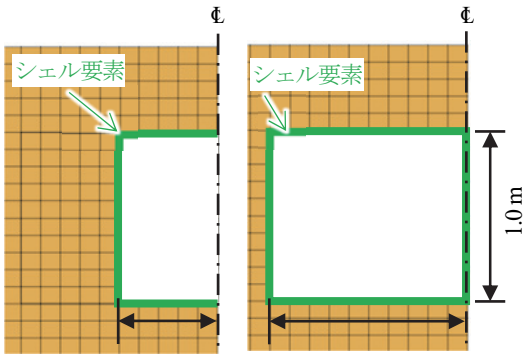
有限要素メッシュ図の例を**図-3**に示す．

解析モデルは，対称性を考慮してエレメント中心からの半断面モデルとした．地盤はソリッド要素で，エレメントはシェル要素で設定した．エレメントの諸元を**表-2**に示す．なお，エレメントと地盤間の摩擦による影響は，両者が一体となって挙動する剛結状態を仮定した．

解析領域は，エレメント推進に伴う影響が無視できる領域まで広げる[8]ことを念頭にモデル化した．具体的に



(a) 鳥瞰図（土被り 2 m の場合）



(i) シングルエレメント　(ii) ダブルエレメント

(b) エレメント断面図（半断面）

図-3　有限要素メッシュ図

表-2　エレメントの諸元

板厚 t　［m］	0.012
ヤング係数 E　［kN/m^2］	2.0×10^8
ポアソン比 ν　［－］	0.3
単位体積重量 γ　［kN/m^3］	77

表-3　地表面上載荷重［kN/m^2］[9)]

列車荷重	軌道荷重	合計
36	10	46

※施工基面 F.L.への載荷を想定して，載荷幅は2.4 m とした．

表-4　土質パラメータ

ケース No.	土質		N 値	単位体積重量 γ［kN/m^3］	内部摩擦角 ϕ［°］	粘着力 c［kN/m^2］	変形係数 E［kN/m^2］	ポアソン比 ν［－］	静止土圧係数 K_0［－］
CASE 1	砂質土	自立性の低い砂質土	2	17	30	8	3,077	0.33	0.50
CASE 2		粒度配合の悪い砂	7		35		10,769	0.30	0.43
CASE 3		一般の砂	20		40		30,769	0.26	0.36
CASE 4		良質な砂質土	40		45		61,538	0.23	0.29
CASE 5	粘性土	軟らかい粘性土	3		0	18	7,059	0.41	0.70
CASE 6		中位の粘性土	6			37	14,118	0.38	0.60

は，エレメント横断方向にはエレメント下端深度Hの２倍（（1 m＋2 m）×2＝6 m）以上を影響範囲として考え，エレメント中心から7.5 mをモデル化した．エレメント縦断方向は，地表面上載荷重の端部から45°範囲以上を想定して計12 mをモデル化した．鉛直方向は，エレメント下端からエレメント高さ分（＝1 m）を確保して下方境界を設定した．変位境界は，側方を鉛直自由，底面を完全固定とした．地表面には，上載荷重として列車荷重および軌道荷重（**表-3**参照）を想定した．なお，軌道剛性は考慮せず，地表面沈下と軌道沈下は同じとした．掘削面は鉛直を仮定し，上載荷重載荷範囲まで100%応力解放すると同時に基準エレメントを設置した．また，基準エレメントは，一般的に地下水位より浅い深度を掘削することが多いことから，本検討では有効応力解析を実施した．

(2)　土質パラメータ

解析に用いた土質パラメータを**表-4**に示す．

地盤の構成則は，以下の理由により弾完全塑性モデルの一つであるMohr-Coulombモデル（以下，MCモデル）を用いた．

(a) 線形弾性的な挙動から地盤の崩壊までを再現することができる．

(b) MCモデルのパラメータである粘着力cと内部摩擦角ϕを**3章**以降の極限平衡法でも用いる．

単位体積重量γは，初期応力を統一することを目的に，文献10)を参考にして17 kN/m^{2}に統一設定した．砂質土の内部摩擦角ϕは，文献10)を参考にして４ケースを，粘性土の粘着力cは，２ケースを感度分析した．なお，砂質土の粘着力cは，初期応力状態で塑性化しない最低限必要なc＝8 kN/m^{2}を設定した．

変形係数Eは，文献11)に準拠してN値（文献12)13)を参考）より設定した．静止土圧係数K_0は，砂質土ではK_0＝1－sinϕ，粘性土では文献14)を参照してN値から設定し，ポアソン比νは，$\nu=K_0/(1+K_0)$より設定した．

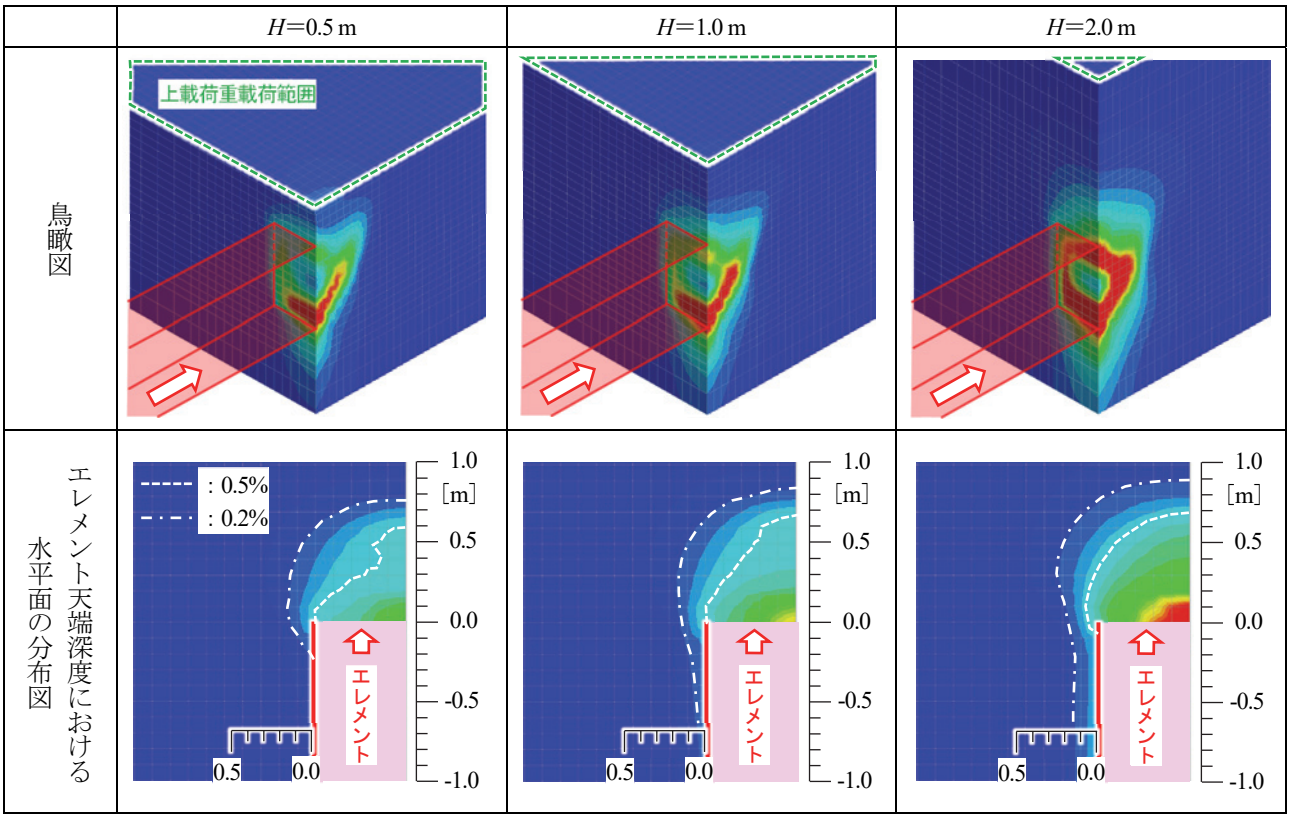
(3)　土被りと掘削面積の違いによる影響の感度分析

土被りHの違いによる影響の感度分析結果を**図-4**に示す．ここでは，今回検討した砂質土の４ケースの内，自立性の低い砂質土（ϕ＝30°）の結果を示す．なお，以降の偏差ずみ分布の凡例は同じである．

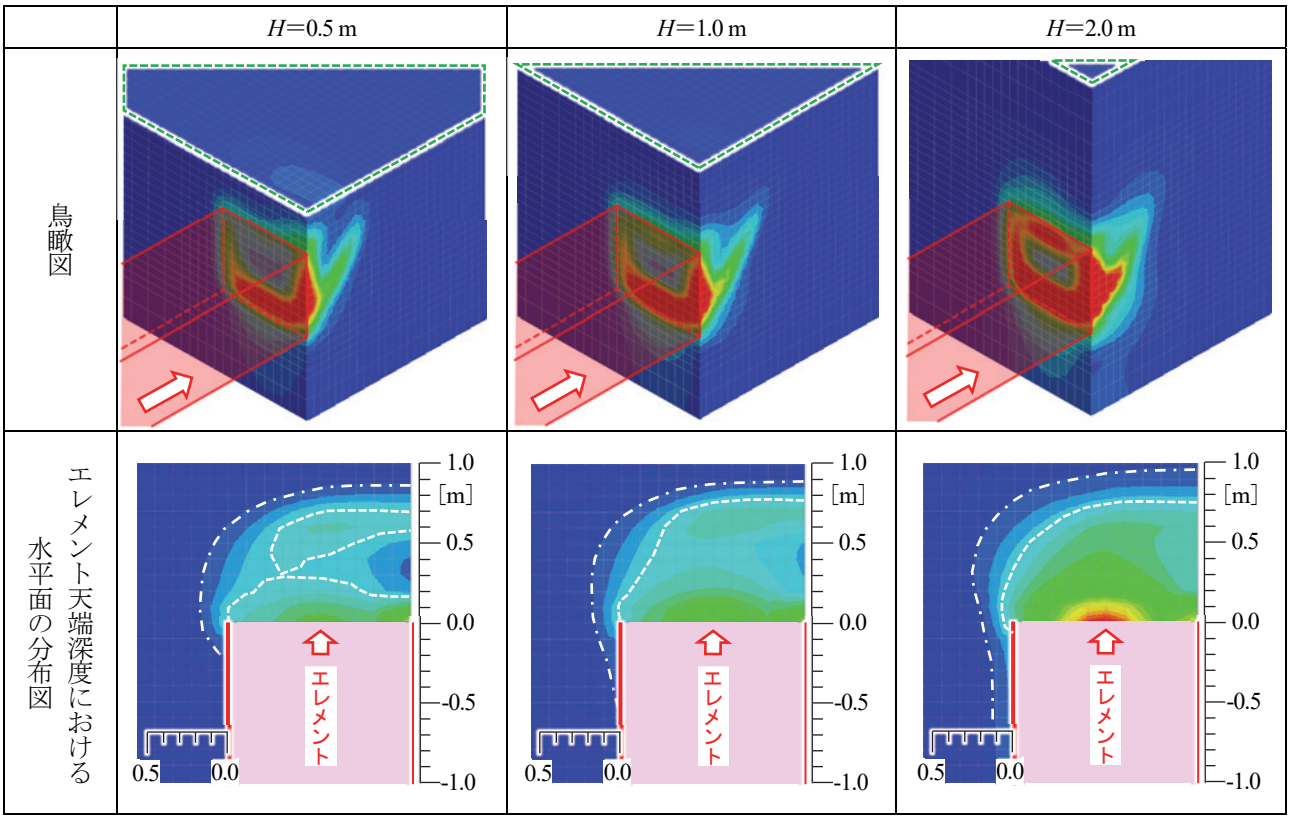
土被りが小さいH＝0.5 mの場合には，エレメント鋼殻下端のみに偏差ひずみが発生し，その影響が切羽前方地盤において地表面に向かって発達している．この傾向は，土被りや掘削面積が大きくなるにしたがって拡大している．一方，切羽側方地盤への影響は，切羽前方地盤ほど大きくなく，土被りにも掘削面積にも大きく依存しない結果であった．

エレメント天端深度における偏差ひずみの水平分布は，主として切羽前方に向かって進展しており，土被りが大きいほど顕著となる結果にあった．一方，側方地盤への進展は切羽前方に比べて小さく，偏差ひずみ0.2%の範囲は0.1～0.2 m程度であった．これは，土被りおよび掘削面積にかかわらず同程度であった．

以上のことから，本検討の条件では，エレメント推進に伴って切羽前方地盤では３次元的に塑性化が進行するものの，それは主として切羽前方地盤に対して発達しており，切羽側方地盤に対して限定的にしか発達しないことが分かった．



(a) シングルエレメント



(b) ダブルエレメント

※偏差ひずみ$\varepsilon_{dev}=\frac{\sqrt{2}}{3}\sqrt{(\varepsilon_1-\varepsilon_2)^2+(\varepsilon_2-\varepsilon_3)^2+(\varepsilon_3-\varepsilon_1)^2}$

図-4　偏差ひずみ分布（土被りと掘削面積の違いによる影響の感度分析）

(4)　地盤性状の違いによる影響の感度分析

地盤性状の違いによる影響の感度分析結果を**図-5**に示す．なお，ここでは，砂質土として自立性の低い砂質土（ϕ＝30°）と良質な砂質土（ϕ＝45°），粘性土として軟らかい粘性土（c＝18 kN/m^2）と中位の粘性土（c＝37 kN/m^2），土被りH＝0.5 m，掘削面積はシングルエレメント（幅1.15 m）とした．

砂質土について比較すると，ϕ＝45°（良質な砂質土）の場合，自立性の高い地盤であることからエレメント推進による影響は切羽面付近に限定しており，ϕ＝30°（自立性の低い砂質土）に比べて偏差ひずみ分布の変化はほとんど見られなかった．

粘性土について比較すると，軟らかい粘性土（c＝18 kN/m^2）に比べて中位の粘性土（c＝37 kN/m^2）の場合では，エレメント推進による影響は切羽面付近に限定しており，偏差ひずみ分布の変化はほとんど見られなかった．

砂質土の場合と粘性土の場合を比較すると，初期応力状態の再現において，前者はϕ材で深度方向にせん断強度が増加する傾向にあるが，後者はc材で深度方向にせん断強度が一定値であるため，粘性土（c材）の場合は深部から塑性化しやすい状態になり，偏差ひずみ領域の進展が切羽前方地盤に進展する傾向にあった．

切羽側部地盤における偏差ひずみ分布の進展状況には，地盤性状の違いによる大きな差異はなかった．

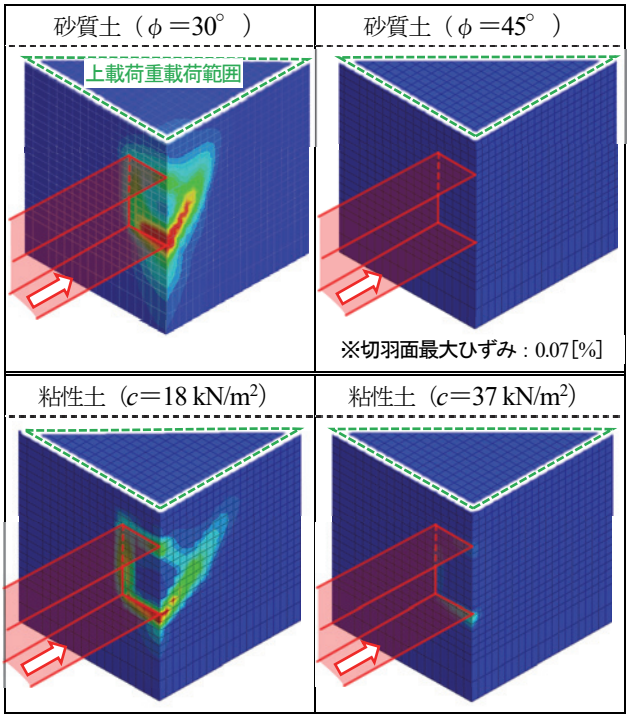


図-5　偏差ひずみ分布（地盤性状の違いによる影響の感度分析）

(5)　エレメント拘束効果の違いによる影響の感度分析

(3)(4)の結果から，切羽側方地盤への影響は限定的であることが分かった．これは，エレメントによる拘束効果が大きいと予測されることから，切羽面までエレメント剛性を考慮した場合と，エレメントがない（エレメント剛性を無視した）場合の結果を比較してその拘束効果を感度分析した（**図-6**参照）．なおここでは，自立性の低い砂質土（ϕ＝30°）を対象とし，掘削面積はシングルエレメント（幅1.15 m）とした．

エレメント拘束効果の有無による偏差ひずみ分布の違いは，切羽前方への発達モードは類似しているものの，その大きさや拡がり具合について，拘束効果がない場合の方がある場合に比べて大きかった．特に，切羽側方地盤における偏差ひずみの進展は，拘束効果がない場合の方が大きいことから，切羽側方地盤への偏差ひずみの進展程度は，エレメントによる拘束効果に大きく依存していると考えられる．

拘束がない切羽中央部は変形が大きく切羽前方にその影響が伝播するが，拘束が大きいエレメント外縁部は変形が抑制されるため切羽側部への伝播は小さいと考えられる．

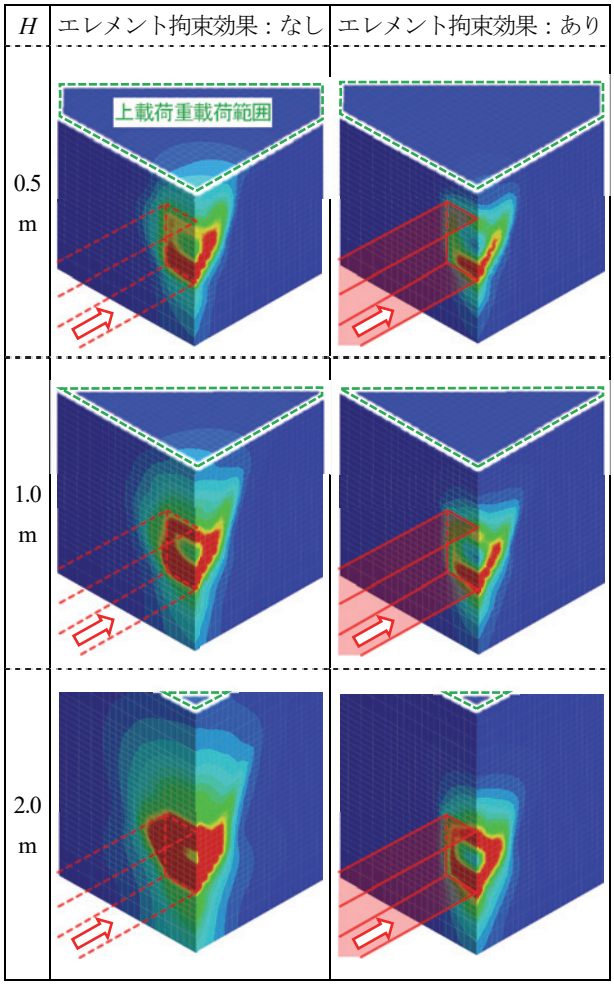


図-6　偏差ひずみ分布（エレメントの拘束効果の違いによる影響の感度分析）

3. 極限平衡法による切羽安定評価

2章にて，エレメント推進時における切羽周辺地盤の変形挙動について３次元弾塑性FEM解析を用いて分析した結果，今回の検討条件では，切羽開放に伴う地盤のゆるみは主として切羽前方地盤に対して進展し，切羽側部地盤への拡がり具合は限定的であることが判明した．

エレメント推進時における切羽の安定性について，FEMなどの数値解析を毎回用いて評価することは実務上煩雑であることから，ここでは，極限平衡法を用いた切羽安定の評価方法について検討する．なお，極限平衡法とは，仮定したすべり面における滑動力と抵抗力の各総和から釣り合いを検討する手法であり，両者の比を安全率として定量化できることから，実務においてよく採用される手法である．

本研究では，既往の極限平衡法の中で小泉ら[3]の方法（以下，A法）と真下ら[5]の方法（以下，B法）の考え方を取り入れつつ，ここではさらに実務で使いやすい簡便なC法を提案する．

(1) A法（小泉らの方法）による切羽安定評価

A法は，一般的な斜面安定検討に用いる２次元円弧すべりに加えて，側面抵抗力を定義することによって３次元的に拡張したモデルである（**図-7**参照）．特徴は，横型円筒状の崩壊形状を仮定することによって，すべり面が地表面まで発達することである．これは，地下連続壁工法における溝壁の安定性を評価する方法[15)16)]を参考にしており，３次元円筒すべり法と呼ばれている．

側面抵抗力を考慮することで３次元的に拡張したモデルであるが，すべり面を地表面まで仮定することから，すべり面抵抗力および側面抵抗力ともに後述のB法に比べて大きく想定している．また，すべり形状に円弧すべりを仮定していることから，最小安全率を求めるために円弧の中心と半径を変えた繰り返し計算が必要となる．

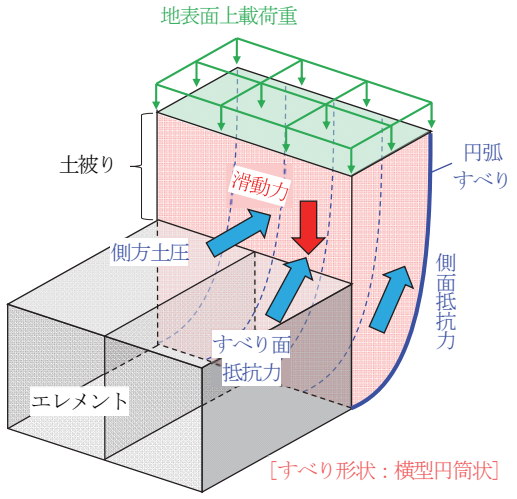


図-7 A 法による切羽安定評価

式(3.1)により各円弧形状に対して安全率Fsを算定して，最小安全率を求める．

$$Fs=\frac{R\cdot\sum(c\cdot A+(W+Q_0)\cos\alpha\cdot\tan\phi)+M_{cr}+M_{sr}}{R\cdot\sum((W+Q_0)\sin\alpha)} \quad (3.1)$$

ここに，
- R ：すべり円弧の半径[m]
- c ：地盤の粘着力[kN/m^2]
- A ：分割土柱の底面積[m^2]
- W ：分割土柱の重量[kN]
- Q_0 ：地表面上載荷重[kN]
- α ：分割土柱底面が水平面となす角度[°]
- ϕ ：地盤の内部摩擦角[°]
- M_{cr} ：側方土圧による抵抗モーメント[kNm] $=l\cdot b\cdot P_p$
- l ：円弧中心から側方土圧作用点までの鉛直方向の距離[m]
- b ：エレメント幅[m]
- P_p ：エレメント上部土塊の側方土圧（受働側圧）の合力[kN/m]
- M_{sr} ：側面抵抗モーメント[kNm] $=2\cdot\tau_c\cdot A_s\cdot L_c$
- τ_c ：側面抵抗領域図心のせん断抵抗[kN/m^2] $=K\cdot(q_0+\sigma_c)\tan\phi+c$
- K ：主働土圧係数$=\tan^2(45°-\phi/2)$
- q_0 ：地表面上載荷重[kN/m^2]
- σ_c ：側面抵抗領域図心の鉛直応力[kN/m^2]
- A_s ：側面抵抗領域の面積[m^2]
- L_c ：すべり円弧中心からの側面抵抗領域図心までの距離[m]

(2) B法（真下らの方法）による切羽安定評価

B法は，トンネル横断方向に円弧形状が変化する，つまり球体状のすべり領域をモデル化する３次元モデルである．すべり形状は，トンネル進行方向断面では円弧，トンネル天端位置の水平断面では４次曲線を仮定している（**図-8**参照）．これは，重力場と遠心力場における円形トンネルを模擬した模型実験結果にもとづくものである．また，切羽前方のトンネル天端以浅の緩み土圧を上載荷重としている．この上載荷重の評価方法は，たとえば文献4)～6)に示すように，トンネルの切羽安定に関する一般的な考え方である．A法に比べてより精緻な３次元モデルである反面，計算が煩雑である．

式(3.2)により崩壊面の位置を変化させた繰り返し計算により安全率Fsを算定して，最小安全率を求める．

$$Fs=\frac{R\cdot\sum(c\cdot A+(W+q\cdot dx\cdot dy)\cos\alpha\cdot\tan\phi)}{R\cdot\sum((W+q\cdot dx\cdot dy)\sin\beta)} \quad (3.2)$$

ここに，　R　：すべり円弧の半径[m]

c　：地盤の粘着力[kN/m^2]

A　：分割土柱の底面積[m^2]

W　：分割土柱の重量[kN]

q　：切羽前方のエレメント天端位置における上載荷重[kN/m^2]

dx　：x軸方向の分割土柱の長さ[m]

dy　：y軸方向の分割土柱の長さ[m]

α　：底面中心における接平面と水平面のなす角度[°]

β　：底面中心における接平面とxz面との交線がx軸となす角度[°]

ϕ　：地盤の内部摩擦角[°]

文献5)では，土被り1D～3D（D：トンネル径）を対象に模型実験を実施しており，３次元解析モデルのトンネル天端位置における上載荷重qには緩み土圧を設定している．ただ本検討では，0.5D～2Dと浅いエレメント推進でありかつ地表面に列車荷重および軌道荷重が載荷している条件であることから，全土被り土圧とした．

(3)　C法の提案

A法やB法，さらには文献17)18)を参考にして，簡易に切羽安定性を検討することを目的に，直線すべり面にもとづく簡易モデル（以下，C法）を提案する（**図-9**参照）．これにより，単一層はもちろん，互層地盤や後述する切羽側部すべり領域を考慮する場合でも容易に計算が可能である．

式(3.3)により安全率Fsを求める．

$$安全率\ Fs=\frac{R_1+R_2}{S_1} \tag{3.3}$$

ここに，　S_1　：切羽前方の滑動力[kN]

$=(W_1+Q_1)\sin(45°+\phi/2)$

R_1　：切羽前方の抵抗力[kN]

$=(W_2+Q_2)\cos(45°+\phi/2)\tan\phi+c\cdot A_1$

R_2　：切羽側部の抵抗力[kN]

$=2\cdot\tau_c\cdot A_2$

W_1　：切羽前方すべり土塊の全重量[kN]

Q_1　：切羽前方エレメント天端位置の上載荷重[kN]

A_1　：すべり土塊前面の面積[m^2]

A_2　：すべり土塊側面の面積[m^2]

τ_c　：側面抵抗領域図心のせん断抵抗[kN/m^2]

すべり面は，トンネル下端から水平に45°＋ϕ／2の角度を持つ主働破壊面の直線すべり面を仮定した．つまり，横型三角柱状の崩壊領域となる．これは，直線すべりと対数螺旋すべり[4]（円弧すべりとほぼ同等）では計算結果がほぼ変わらない見解にもとづいている[6]．

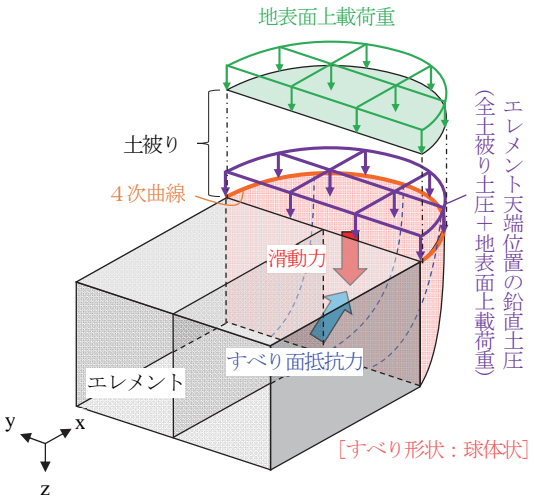


図-8　B法による切羽安定評価

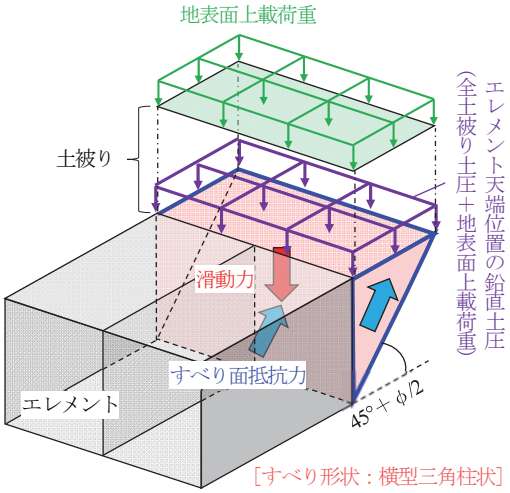


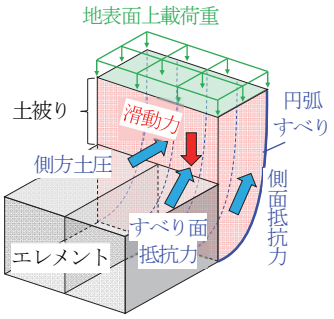
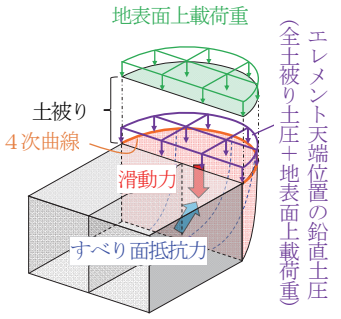
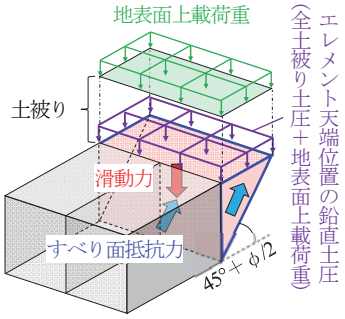
図-9　C法による切羽安定評価

また，本検討は，軌道直下のエレメント推進であることから，土被りが1～2 m程度で小さく，それに比べて列車荷重載荷や列車走行による振動荷重の方が大きいという特殊条件下にあることから，エレメント天端面に作用する土圧は，全土被り圧を仮定した．なお，現行の手引き[19]では，エレメントに作用する設計土圧を全土被り土圧としている．

(4)　各モデルの比較

極限平衡法による切羽安定評価の各モデルの特徴を**表-5**にまとめて示す．すべり土塊の形状は，球体状であるB法が最も精緻であり，横型円筒状のA法，横型三角柱状のC法の順に簡略化される．また，A法ではすべり面を地表面まで仮定しているが，B法やC法ではエレメント天端に留めている．これにより，エレメント天端以浅の地盤をB法やC法では上載荷重としている．最小安全率を求めるための繰り返し計算がA法とB法には必要であるが，C法には不要である．

表-5　極限平衡法による切羽安定評価の各モデルの特徴

	A 法（小泉らの方法）[3]	B 法（真下らの方法）[5]	C 法（本研究提案法）
モデル図			
すべり形状	横型円筒状（円弧すべり）	球体状（円弧すべり＋4次曲線）	横型三角柱状（直線すべり面）
エレメント天端以浅地盤の取扱	すべり領域の一部として含まれる	上載荷重	
すべり領域	エレメント下端～地表面 （すべり領域が切羽前方に広い）	エレメント下端～エレメント天端深度 （すべり領域が切羽直近に限定される）	
繰り返し計算	必要		不要

(5)　各モデルによる計算結果

各モデルによる土被りH～安全率Fsの関係を**図-10**に示す．

エレメント幅の影響について，３つの方法ともにダブルエレメントの方がシングルエレメントよりも安全率が小さかった．つまり，ダブルエレメントの方がシングルエレメントに比べて切羽が不安定になりやすいことを示す結果となった．

B法とC法は，定性的にも定量的にもほぼ同じであった．つまり，すべり領域に違いがあるものの，安全率の差はほとんどないと言える．

A法は，砂質土および粘性土ともに土被りの増加に伴って，安全率が大きくなる右肩上がりの傾向であった．これは，土被りの増加に伴って抵抗力も滑動力も増加するものの，地表面まですべり面を仮定することから，抵抗力の増分が滑動力の増分を上回るためである．これに対して，B法およびC法は，土被りの増加に伴って安全率が小さくなる右肩下がりの傾向であり，A法と傾向が異なった．これは，B法およびC法がエレメント天端までにすべり面を留めて仮定するため，土被りの増加に伴って土塊の重量が大きくなり，抵抗力に対して滑動力が大きくなるためである．

(6)　C法における内部摩擦角と粘着力の影響度分析

C法における内部摩擦角と粘着力の影響を分析した結果を**図-11**～**図-12**に示す．その結果，C法における安全率に与える影響は，内部摩擦角よりも粘着力の方が大きかった．

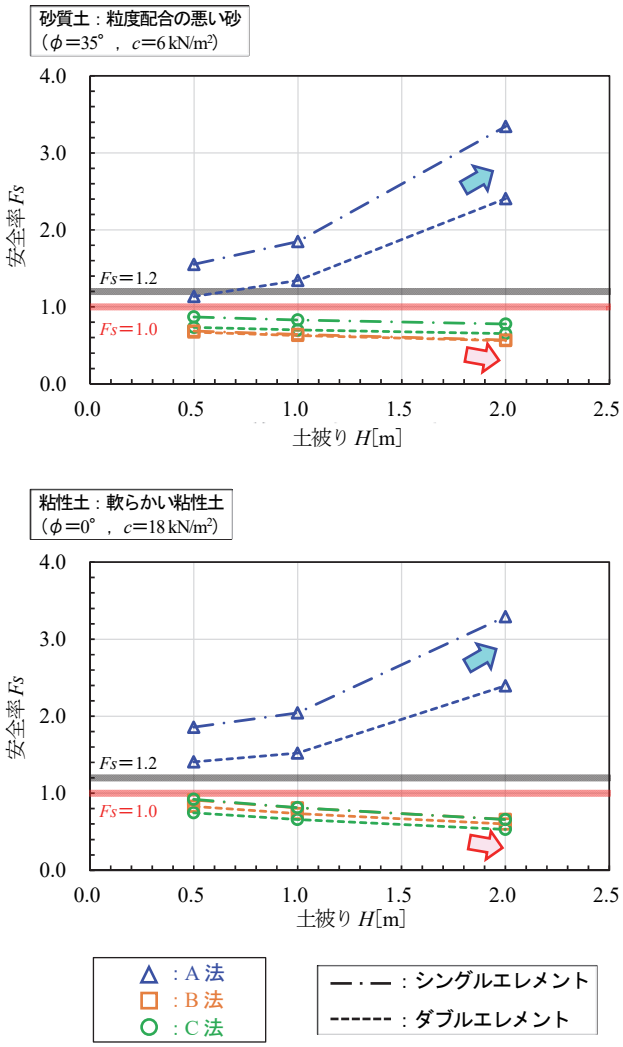


図-10　モデルの違いによる切羽安定計算結果の比較

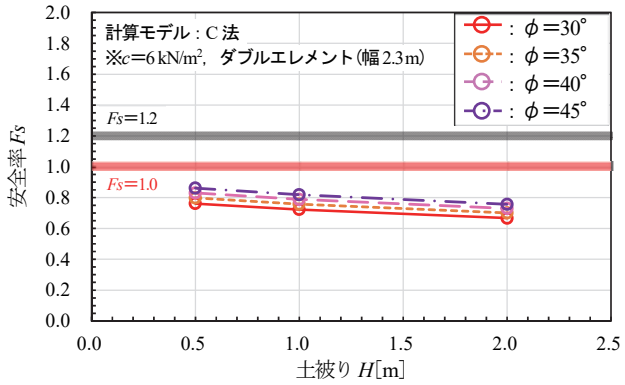


図-11　内部摩擦角の違いによる影響（C 法）

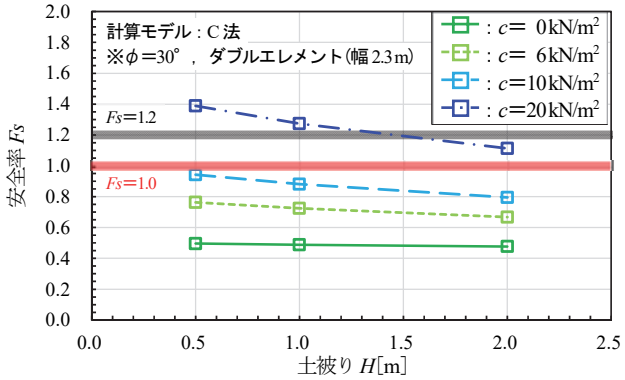


図-12　粘着力の違いによる影響（C 法）

(7)　C法における切羽側部すべり領域の影響度分析

極限平衡法における切羽側部すべり領域の影響について，C法を用いて分析した．切羽側部すべり領域を考慮したC法の概念図を**図-13**に示す．なお，切羽側部すべり領域の幅は，**図-4**に示す３次元弾塑性FEM解析結果にもとづいて0.1 mを仮定した．式(3.4)により安全率Fsを求める．

$$安全率\ Fs=\frac{R_1+R_2}{S_1+S_2} \tag{3.4}$$

ここに，　S_1　：切羽前方の滑動力[kN]

$=(W_1+Q_1)\sin(45^\circ+\phi/2)$

S_2　：切羽側部の滑動力[kN]

$=(W_2+Q_2)\sin(45^\circ+\phi/2)$

R_1　：切羽前方の抵抗力[kN]

$=(W_1+Q_1)\cos(45^\circ+\phi/2)\tan\phi+c\cdot A_1$

R_2　：切羽側部の抵抗力[kN]

$=(W_2+Q_2)\cos(45^\circ+\phi/2)\tan\phi+c\cdot A_2$

W_1　：切羽前方すべり土塊の重量[kN]

W_2　：切羽側部すべり土塊の重量[kN]

Q_1　：切羽前方エレメント天端位置の上載荷重[kN]

Q_2　：切羽側方エレメント天端位置の上載荷重[kN]

A_1　：すべり土塊前面の面積[m²]

A_2　：すべり土塊側面の面積[m²]

安全率Fsの変動程度を分析した結果を**図-14**に示す．

切羽側部すべり領域を考慮した結果，土被りが大きくなると安全率Fsが小さくなる右下がりの傾向は変わらなかった．切羽側部すべり領域を考慮した場合には，シングルエレメントで砂質土が16%減少，粘性土で7%減少，ダブルエレメントで砂質土が9%減少，粘性土で4%減少しており，平均的には10%程度減少した．つまり，切羽側部すべり領域を考慮する方が，より危険な場合を想定することになるが，今回の検討範囲では，切羽側部すべり領域の影響度は，安全率にして10%程度小さくなる程度であった．

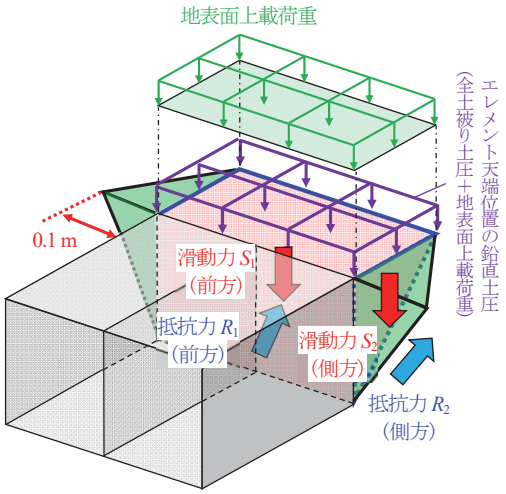


図-13　切羽側部すべり領域を考慮した C 法

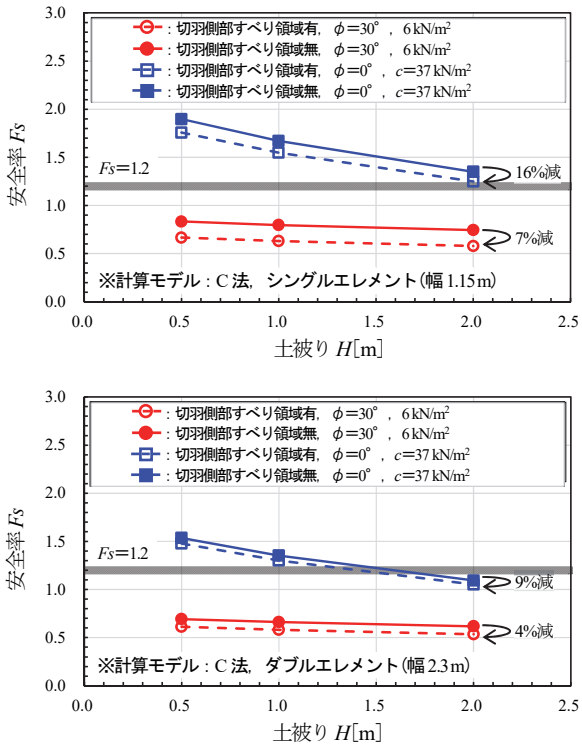


図-14　切羽側部すべり領域の影響（C 法）

4. おわりに

本検討では，鉄道直下のエレメント推進時における切羽周辺のゆるみ領域を確認することを目的に，３次元弾塑性 FEM 解析を実施した．また，実施工においてエレメント推進の切羽安定性を評価することを念頭において，極限平衡法による既往モデルを比較した上で，簡易的な計算モデルを提案した．

本検討で得られた知見を以下に示す．

1) ３次元弾塑性FEM解析を用いて，エレメント推進時における切羽周辺地盤の３次元的なゆるみ領域を感度分析した結果，偏差ひずみが切羽から地表面に向かって進展する傾向は，土被りが大きくなるにしたがって拡大し，掘削面積の違いによる影響は小さかった．一方，切羽側方地盤への影響は，土被りや掘削面積，地盤性状の違いによる差は小さく，エレメント側部から外側に最大0.1～0.2 mの拡大であった．
2) エレメント拘束効果の有無による偏差ひずみ分布の違いを分析した結果，その大きさや拡がり具合は，拘束効果がない場合の方がある場合に比べて大きく，特に，切羽側方地盤に対するその傾向は顕著であった．拘束がない切羽中央部は変形が大きく切羽前方にその影響が伝播するが，拘束が大きいエレメント外縁部は変形が抑制されるため，切羽側部への伝播は小さいと考えられる．
3) 極限平衡法による切羽安定評価の各モデルを比較検討した結果，土被りの増加に伴ってA法は安全率が大きくなる右上がりの傾向を示し，B法やC法は逆に右下がりの傾向を示す差異が見られた．これは，A法が地表面まですべり面を仮定するため，土被りの増加に伴って抵抗力も滑動力も増加するものの抵抗力の増分の方がそれを上回るのに対して，B法やC法がエレメント天端までにすべり面を留めて仮定することから，土被りの増加に伴って土塊の重量が大きくなると抵抗力に対して滑動力が大きくなるためである．
4) C法における内部摩擦角と粘着力の影響を分析した結果，安全率に与える影響は，内部摩擦角よりも粘着力の方が大きかった．
5) 切羽側部すべり領域の影響度について，３次元弾塑性FEM解析を用いて領域の拡がり具合を把握し，C法を用いて安全率Fsの変動程度を分析した．その結果，今回の検討条件では，切羽側部のすべり領域を考慮することで安全率にして約10%程度低下した．

今後，設計や施工前段階等においてC法を活用した地盤改良の必要性判断に利用することができると思われる．

参考文献

1) 深田隆弘，長山喜則：半断面先進による URT 幅広エレメント推進時の地盤変位抑制効果に関する解析的検討，トンネル工学報告集第 25 巻，IV-3，pp.1-7，2015.
2) 中村智哉，山下康彦，丸田新市，遠藤宗仁，小山幸則，小宮一仁：函体推進・けん引工法における地表面変位予測法と逐次対策法の開発，土木学会論文集 F1，Vol.72，No.3，pp.I_179-I_190，2016.
3) 小泉秀之，森山智明，有光武，長尾達児，中井寛：地表面変位を抑えたエレメント掘進工法の開発，トンネル工学報告集第 19 巻，IV-1，pp.279-283，2009.
4) 村山朔郎，遠藤正明，橋場友則：機械化シールドの掘進性能に関する土質力学的考察，第１回土質工学会研究発表会，pp.75-79，1966.
5) 真下英人，鈴木正彦，猪熊明：トンネル切羽安定性の簡易評価法の提案, 土木学会論文集, No.638, Ⅲ-49, pp.117-129, 1999.
6) 小西真治，田村武，清水寛之：互層地盤の切羽安定簡易計算法について，トンネル工学研究論文・報告集第 10 巻，pp.9-16，2000.
7) 山内雅基，稲垣祐輔，大谷良輝，岡崎光宏：鉄道線路直下のダブルパイプルーフ施工時における地盤挙動に関する検討，第 77 回土木学会年次学術講演会，VI-676，2022.
8) (公財) 鉄道総合技術研究所：都市部鉄道構造物の近接施工対策マニュアル，p.160，2008.
9) 西日本旅客鉄道株式会社：土木建造物設計施工標準 VI 地下・トンネル構造物編 地盤掘削による影響予測, p.26, 2017.
10) 東日本旅客鉄道株式会社：列車運行時間帯の近接工事設計施工マニュアル，2022,
11) (公財) 鉄道総合技術研究所：鉄道構造物等設計標準・同解説－トンネル・開削編，pp.100-103，2021.
12) (公社) 地盤工学会：地盤調査の方法と解説－二分冊の１－，pp.305-309，2013.
13) Terzaghi, K. and Peck, R.B. : Soil Mechanics in Engineering Practice，John Wiley & Sons，1948.
14) 前掲 11)：pp.87-89，2021.
15) 片桐雅明，石井武司，斎藤邦夫，増田達，相沢文也，鵜飼恵三：砂地盤中の泥水掘削溝壁の破壊メカニズムとその解釈，土木学会論文集，No.666，Ⅲ-53，pp.127-143，2000.
16) 内田博，田中邦熙，水谷仁：ベントナイト泥水による掘削壁面の安定性について(その 2)，鹿島建設技術研究年報第 18 号，pp.95-105，1971.
17) (社) 日本鉄道技術協会：プレライニング工法設計指針(案)，p.28，1996.
18) (社) 土木学会：トンネルライブラリー 10 プレライニング工法，p.147，2000.
19) (社) 日本鉄道施設協会：線路下横断工計画の手引き，2004.

(2024. 8. 23 受付)

EVALUATION OF GROUND BEHAVIOR DUE TO OPEN PUSHING ELEMENT JACKING UNDER RAILROAD TRACKS

Masaki YAMAUCHI, Takahiro KONDA, Yoshiteru OHTANI and Hiroaki OGURA

In the case of tunnel construction directly under railroad using the pushing element jacking method, which is one of the non-open-cut methods, there is concern about tracks settlement due to loosening of the ground around the face because the face surface is opened during propulsion. In this study, a three-dimensional elastoplastic FEM analysis was employed in order to understand the progress of the loosened area due to element propulsion. As a result, we confirmed the extent of plasticization not only in front of the face but also on the side of the face. Furthermore, we compared previous models based on the limit equilibrium method and proposed a simplified calculation model that can take into account the sliding area at the side of the face, which was confirmed by the 3D elastoplastic FEM analysis, with the aim of evaluating the stability of the face during element jacking in construction.