

トンネル掘削における地下水位低下の効果に関する研究

Effect of Draw down on Tunnel Stability during Excavation

小西真治*・田村武**

Shinji KONISHI, Takeshi TAMURA

正会員 工博 トンネル研究室長 (財) 鉄道総合技術研究所 (〒185-8540 東京都国分寺市光町 2-8-38)

フェロー 工博 教授 京都大学 大学院工学研究科土木工学専攻 (〒606-8501 京都市左京区吉田本町)

For the shallow tunnel in sandy ground, an effect of drawing down of the ground water level for tunnel face stability is discussed in this paper. The effect was analyzed by means of rigid plastic FEA and Dupuit assumption. Using the numerical analysis, critical load factor was obtained and tunnel stability was evaluated. Drawing down of the ground water level makes relative gravity greater. In case of friction angle of ground material is greater than zero, the method is effective to increase the tunnel stability. Especially, it was confirmed that descending of ground water level from tunnel crown to spring line is the most effective to the stability.

Key Words : tunnel stability, ground water, draw down, rigid plastic FEA, Dupuit assumption

1. はじめに

トンネル掘削における1つの重要な問題は地下水の処理である。地下水のトンネル安定への影響で考慮しなければならないものとしては、①自重の変化に伴う有効応力の変動、②有効応力の変化に伴う強度の変化、③間隙水の流れの遅れによる時間効果等が挙げられる。③の非排水状態や非定常時の検討は重要な問題ではあるが、問題を簡単にするため、本研究では、①、②に着目し、直ちに完全排水され、地下水が定常になっている状態を仮定した。すなわち都市トンネルのような被りの浅いトンネルが透水係数の比較的大きい砂質土中に、ディープウェルやウェルポイント等の地下水位低下工法を用いて建設される場合について、地下水位の変化に伴うトンネルの安定性の変化を検討した。また、本来トンネル安定は切羽の安定について3次元で考察するべきであるが、まず、この研究の最初のステップとして問題を単純化して2次元平面ひずみ状態で検討した。

2. 地下水位の決定法

本研究では地下水位と間隙水圧の決定自体が大きな要素である。ここでは、地下水位の設定に関して、①Dupuitの仮定の適用、②トンネル自体の効果を見捨てる、といった近似を行った。Dupuitの仮定というのは

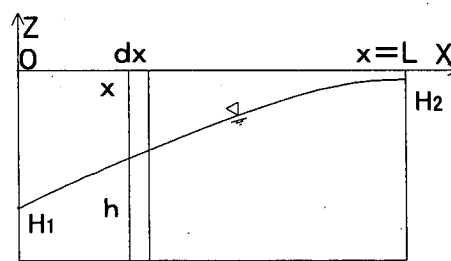


図-1 地下水位の決定法

浸透水の鉛直流れを見捨てるもので、鉛直方向と比べて水平方向が十分に長い領域の流れに適用される仮定である。座標 X における水位を h とすると連続の式は(1)式となる。

$$k \frac{d}{dx} \left(h \frac{dh}{dx} \right) = 0 \quad (1)$$

ここで透水係数 k は一定とする。これを2つの境界条件 $h(0)=H_1$, $h(L)=H_2$ のもとで解くと(2)式となる。

$$h^2 = \frac{H_2^2 - H_1^2}{L} x + H_1^2 \quad (2)$$

そして、原点に向かって流れる地下水量 Q は(3)式となる。

$$Q = -kh \frac{dh}{dx} = \frac{k(H_2^2 - H_1^2)}{2L} \quad (3)$$

この地下水量 Q が何らかの方法で排水されることになる。 H_1 は負にならないため最大の排水量 $Q_{\max}$ は(4)式で表される。

$$Q_{\max} = \frac{kH^2}{2L} \tag{4}$$

Q と $Q_{\max}$ の比を β と定義して (2) 式に代入すると(5)式になる。

$$h^2 = H_2^2 \left\{ \beta \left(\frac{x}{L} - 1 \right) + 1 \right\} \tag{5}$$

したがって右端 L における水位 H_2 および相対的排水量 β を与えれば地下水位が定まり、(6)式より任意の深さ Z における間隙水圧 u が求まる。

$$u = \gamma_w (h - Z) \tag{6}$$

ここに γ_w : 水の単位体積重量

3. 地下水とその水位低下の効果

3.1 地下水面の変動に伴う自重の変化

地下水面より上部の単位体積重量は、

$$\gamma_d = \rho_d g \tag{7}$$

地下水面より下部の単位体積重量

$$\gamma' = \frac{\rho_s - \rho_w}{1 + e} g \tag{8}$$

ここに ρ_d : 土粒子の乾燥密度 g : 重力の加速度
 ρ_s : 土粒子の密度 e : 間隙比
 ρ_w : 間隙水 (地下水) の密度

3.2 自重の変化に伴う有効応力の変動と強度の変化

地下水位の変動により自重の分布が変化し、つりあい状態における有効応力が増減する。砂質土のような摩擦性材料では有効応力の変化により強度も変化するため、地下水面の変動は地盤の強度にも大きな影響を与える。

砂質地盤の破壊規準としては Mohr-Coulomb 則を仮定し、有効応力との関係を調べた。

3.3 数値解析法

安定問題を取扱うため、数値解析には弾性や弾塑性解析を用いるのではなく、極限解析である剛塑性有限要素法を用いた。剛塑性解析は、構造物全体が塑性流動していると仮定し、流れ則から導かれる応力のつりあい式を解くことによって、速度場と破壊時の荷重強度を求めようとするものである^{1) 2) 3) 4)}。この際、関連流れ則を用いると正のダイレイタンスーによる過度な膨張が生じ、不自然な速度場を呈することがある。そこで、塑性流動

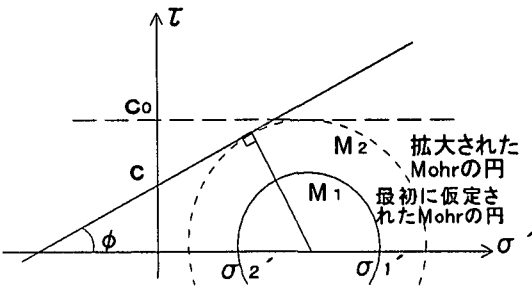


図-2 c_0 決定のプロセス

には体積変化成分はないとし、 $\phi=0$ 材料のごとく非圧縮的であると仮定した。つまり、強度には Mohr-Coulomb 則を、また、塑性ひずみ速度は $\phi=0$ 材料 (Von Mises 型破壊規準) として仮定した (非関連流れ則)。

また自重と水圧を物体力として取扱った。

流れ則	$\phi=0$ 材料
	c_0 : みかけの粘着力 (未知)
強度	$\tau = c + \sigma \tan \phi$
	c, ϕ : 材料定数 (既知)

(9)

材料定数として粘着力 c 、内部摩擦角 ϕ は与えられているとする。しかし、非圧縮的に流動を起こす $\phi=0$ 材料として、そのみかけの強度定数である c_0 (みかけの粘着力 c_0) は未知である。以下に c_0 を決定するプロセスを示す (図-2)。

- ① c, ϕ をもつ Mohr-Coulomb 線が与えられている
- ② 適当な初期 (有効) 応力が仮定されている
- ③ 初期の Mohr 円が描かれる (M_1)
- ④ Mohr 円 M_1 の中心を固定して、Mohr-Coulomb 線に接するまで、Mohr 円を拡大あるいは縮小し、新たな Mohr 円 M_2 を描く
- ⑤ Mohr 円 M_2 の半径として(10)式より c_0 を決定

$$c_0 = c \cos \phi + \frac{\sigma_1' + \sigma_2'}{2} \sin \phi \tag{10}$$

この時点において実際の有効応力円 M_1 はまだ小さく、みかけの強度定数 c_0 とは適合していない。

- ⑥ c_0 を用いて、非圧縮的材料に対する剛塑性解析を行い、新たな有効応力が決定される。(この時点で上記の②へ戻る)

②～⑥のプロセスを Mohr 円が移動しなくなるまで繰り返し、仮定された Mohr 円が(10)式より求められた c_0 と適合する場合を探す。このとき応力は(9)式の破壊基準を、また、塑性ひずみ速度は非圧縮条件をそれぞれ満足することになる。

4. 安定性の評価法

地山が破壊するときの加速度 μG (G : 重力加速度、 μ : 加速度比、荷重係数) を剛塑性有限要素法で求める

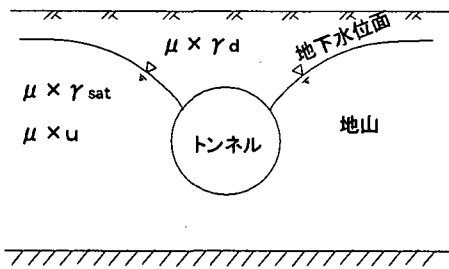


図-3 荷重係数と自重、間隙水圧の関係

ことによって、トンネルの安定性に関する定量的な評価を行った。これは、トンネルを含む領域全体の遠心力載荷試験を行い、地山破壊時の遠心加速度 μG を求めるのと同じことを行っている。ここでは、自重 γ_d 、 γ' のみならず間隙水圧 u も μ 倍される (図-3)。以下 μ を荷重係数と呼ぶことにするが、これがトンネルの安定性の尺度となる。

剛塑性解析は、破壊 (極限) 時におけるつりあい式を解くもので、有限要素法でこれを行う場合、通常の有限要素法とほとんど同一の内容となる。節点での速度を主たる未知数とし、剛塑性材料の構成式より応力を求めつりあい式を解く。ただし、以下に示すような、通常の有限要素法と異なる部分が4つある。

- ① 構成式はひずみ (節点) 速度の大きさには依存しないことより、人為的に大きさの設定をしなければならないこと。
- ② 外荷重の大きさが未知数であること。この未知数の増加分は①で設定する条件と対応している。
- ③ 剛塑性材料が流動するとき、そのひずみ速度成分の間に何らかの制約条件が課せられていること。例えば、von Mises 材料であれば非圧縮条件が課せられる。
- ④ 構成式から定まる応力以下に、不定成分があること。例えば von Mises 材料では等方成分は構成式からは定まらない。この応力の不定成分は未知量であるが、この未知数の増加分は③の制約条件と対応している。

von Mises 材料の場合つりあい式は(11)式になる。

$$\frac{\partial s_{ij}}{\partial x_j} + \frac{\partial \sigma_m}{\partial x_i} + \mu f_i = 0 \quad (11)$$

この σ_m が、不定等方成分である。「つりあい式は全応力で表されるもの」であるから、 σ_m は全等方成分である。第1項の s_{ij} は偏差成分であることより等方成分は σ_m しかない。したがって、剛塑性解析で求まる σ_m は全応力である。一方間隙水圧は先に述べたように $\mu \times u$ である。ここに u は予め浸透解析をして与えられたものである。以上のことより有効等方応力 σ_m' は、(12)式となる。

$$\sigma_m' = \sigma_m - \mu u \quad (12)$$

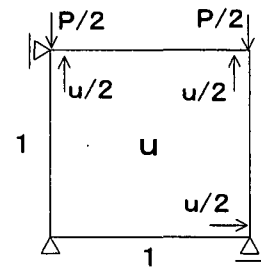


図-4 1要素モデル

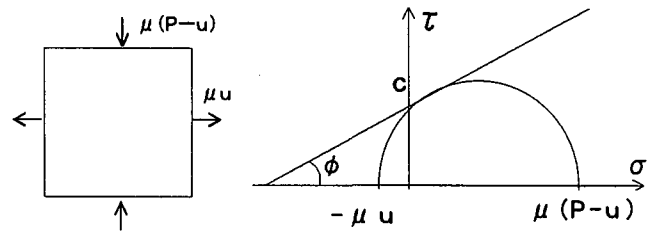


図-5 1要素モデルの破壊の考え方

他の有効応力 σ_{ij}' は剛塑性解析から求まった偏差成分 s_{ij} より(13)式で表せる。

$$\begin{aligned} \sigma_{ij}' &= s_{ij} + \sigma_m' \delta_{ij} \\ &= s_{ij} + (\sigma_m - \mu u) \delta_{ij} \end{aligned} \quad (13)$$

こうして有効応力が求り、Mohr-Coulomb 則よりせん断強度が求まる。

5. 予備解析

5.1 空洞のない領域の自重沈下 (水圧が作用)

まず、図-4 示す単位の大きさをもつ平面要素の2つの節点に荷重 $P/2$ を垂直下方に作用させた場合を考える。要素内には一様に u なる間隙水圧があり、要素を膨張させようとする節点力を生みだしているとする。ここで、試料全体に垂直加速度を単調に作用させたとき、試料が破壊する場合の加速度の大きさ μ を求める。3.3 で示したプロセスを用いると求まるが、この例題のように一様変形のみを許す問題では簡単な計算により直ちに正解が求まる。図-5 に示すように、2辺に作用する有効応力はそれぞれ主応力 $\mu(P-u)$ および $-\mu u$ であり、これから構成される Mohr 円が Mohr-Coulomb 線に接するという条件より μ が求まる。つまり、(14)式より μ を表す(15)式が求まる。

$$\frac{\mu}{2} P = \sin \phi \left\{ \frac{c}{\tan \phi} + \frac{\mu}{2} (P - 2u) \right\} \quad (14)$$

$$\mu = \frac{2c \cos \phi}{P - (P - 2u) \sin \phi} \quad (15)$$

破壊時の μ と予め設定した間隙水圧の関係は図-6 のようになり、 u の増加と共に強度 (μ) は減少する。

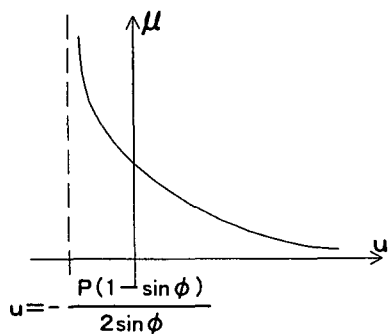


図-6 1要素モデル解析結果

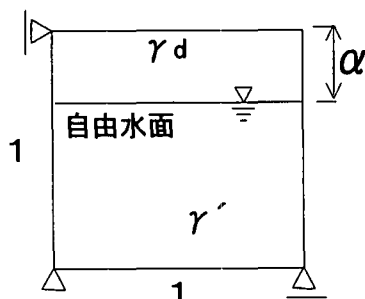


図-7 自由水面を持つ1要素モデル

$\phi=0$ の場合は $\mu P=2c$ のまま, u に対して不変となる。
また, $\phi \neq 0$ のとき, (15) 式の分母より, (16)式で表される負の間隙水圧以下のもとでは, 破壊しなくなる。

$$u = -\frac{P(1-\sin \phi)}{2 \sin \phi} \quad (16)$$

5.2 空洞のない領域の自重沈下（水平な自由水面）

次に, 水圧以外に自由水面の存在を考慮した場合に, どのような強度をもつのか, 簡単なモデルで検討した。
図-7 のような単位の大さきの要素をとる。上端より下端に向かって α の位置に自由水面があり, その上部では γ_d , 下部では γ' のそれぞれの単位体積重量を仮定する。
 $\alpha=0$ の場合水圧 u は $1/2$, また $\alpha=1$ の場合 0 である。
以上のことより平均的な単位体積重量 γ と水圧はパラメータ α により(17)式および(18)式のように近似できる。

$$\gamma = \alpha \gamma_d + (1-\alpha) \gamma' \quad (17)$$

$$u = \frac{1-\alpha}{2} \gamma_w \quad (18)$$

これらを $P = \gamma/2$ として先に求めた(15)式に代入して(19)式が導かれる。

$$\mu = \frac{4c \cos \phi}{\alpha \gamma_d + (1-\alpha) \gamma' \{1 - \sin \phi\} + 2(1-\alpha) \gamma_w \sin \phi} \quad (19)$$

以下において $\gamma_w = 10 \text{ kN/m}^3$, $\gamma' = 20 \text{ kN/m}^3$, $\gamma_d = 15 \text{ kN/m}^3$ と仮定する。このとき(19)式は(20)式となる。

$$\mu = \frac{0.8c \cos \phi}{(4-\alpha) - 3\alpha \sin \phi} \quad (20)$$

となる。さらに $c = 10 \text{ kPa}$, $\phi = 0^\circ$ の場合(21)式となる。

$$\mu = \frac{8}{4-\alpha} \quad (21)$$

また, $c = 10 \text{ kPa}$, $\phi = 30^\circ$ の場合, (22)式となる。

$$\mu = \frac{8\sqrt{3}}{8-5\alpha} \quad (22)$$

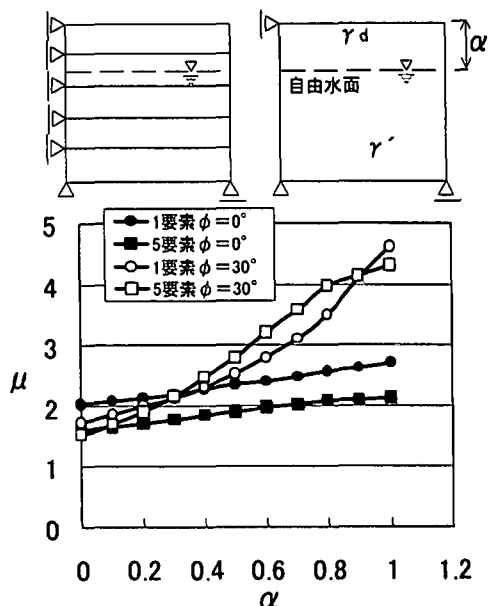
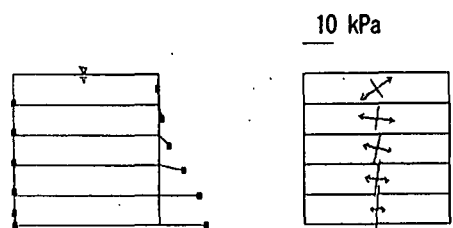
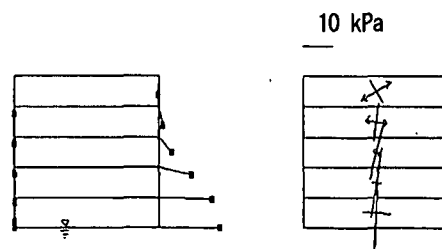


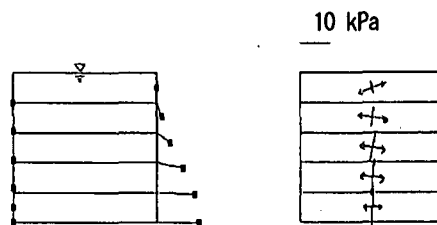
図-8 地下水位と荷重強度の関係



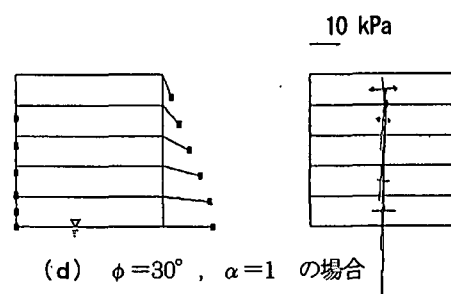
(a) $\phi=0^\circ$, $\alpha=0$ の場合



(b) $\phi=0^\circ$, $\alpha=1$ の場合



(c) $\phi=30^\circ$, $\alpha=0$ の場合



(d) $\phi=30^\circ$, $\alpha=1$ の場合

(注: $\blacksquare$ はベクトルを表示 $\rightarrow$ と同じ)

図-9 破壊時の速度場と有効主応力

図-8 に地下水位 α と荷重強度 μ の関係を示す。図中丸印は1要素の結果である。 $\phi=0^\circ$ (黒色) の場合、水位低下の効果は自重の変化によるものだけであり、強度 μ の増加は大きくない。それに比べて $\phi=30^\circ$ (白抜き) の場合、有効応力の増大による強度の増加が著しい。わずかに1要素による検討であるが、水位低下による強度増加の効果をある程度示している。なお、1要素の問題はつりあい式と破壊条件のみより解の求まる静定問題であって、関連流れ則、あるいは非関連流れ則のどちらかを用いても破壊強度は同じである。 $\phi=30^\circ$ の場合、関連流れ則を用いれば、ダイレイタンシーの効果により沈下量よりも大きな側方への膨張が生じることになる。

四角い印は、同じ問題を5要素で解析した結果である。 $\phi=0$ の場合、1要素の結果にほぼ平行に増加しているが、全体的に要素数の増加により変形の自由度も増大することより、強度の低下が生じると考えられる。一方、 $\phi=30^\circ$ の場合、 $\phi=0$ の場合とは異なり、1要素の結果とほぼ同じような強度となっている。これは、 $\phi=30^\circ$ では下部において応力の増加によるせん断抵抗が大きくなり全体としての強度が高くなっていると考察できるが、この影響が変形の自由度の増加による強度の低下と比べて大きいためと考えられる。

図-9 には、破壊時の速度場と有効主応力図が示されている。 $\phi=0$ の場合、速度場からわかるように相対的に応力の大きい下部において流動が卓越している。 $\phi=30^\circ$ の場合、上部の方にも側方流動成分が現れているが、このことよりも下部のせん断抵抗が増加していることがわかる。

5.3 空洞のある領域の自重沈下 (放物線形状の自由水面)

Dupuit の仮定に基づく自由水面は 2. で示した (5) 式で与えられる。ここで H_2 は右端における水位であり、左端における吸水により変動しない固定値である。ところが無限に長い領域を考える場合、理論的にはどのような遠方においても水位は吸水により変動する。したがって、図-10 のように右端 $X=L$ において水位 H_2 を仮定することにした。原点 $X=0$ からどの位の地点で水位が回復するかを決定することは本来不可能であるが、ここでは解析領域の長さ X_0 の4倍に L を設定した。この値を用いると、(5) 式における吸水量パラメータ β を1 ($X=0$ における水位が底面になるまで吸水する) としたとき、解析領域の右端でちょうど水位が $H_2/2$ となるように設定したことになる。 L を大きくすれば同じ β に対し水位は下がるが、ここでは計算上 $L=4X_0$ と定めておく。以下の論議は全て $L=4X_0$ に基づくものとする。1つの要素を水面が横切る場合、その要素の自重、間隙水圧は適当な近似として与えなければならない。ここでは、次のような方法を採用した。いま、図-11 のような要素と水面の位置があったとする。

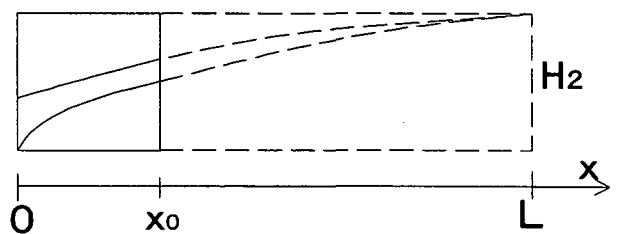


図-10 地下水位の決定方法

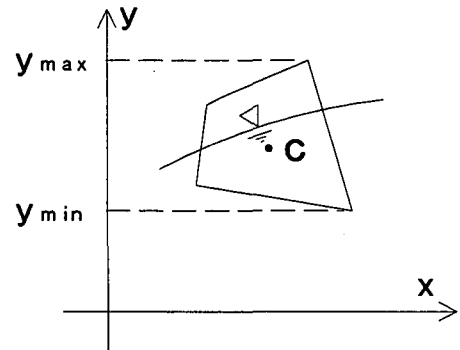


図-11 要素の自重、間隙水圧の設定方法

要素が完全に水中にある場合には、要素の座標中心 C の Y 座標 Y_c とその上部にある水位 h_c との差より (23) 式のように要素の水圧 u_c を近似する。

$$u_c = \gamma_w (h_c - Y_c) \quad (23)$$

すなわち、各節点ごとに (23) 式を適用して (24) 式となる。

$$u_i = \gamma_w (h_i - Y_i) \quad (i=1, \dots, 4) \quad (24)$$

これを平均して (25) 式に示すように要素の平均的水圧を求めた。

$$u_c = \frac{1}{4} \sum u_i \quad (25)$$

ただし、(25) 式の Σ 記号は水面より下にある節点に対し和をとるものとする。また、自重については要素の Y 座標方向の最小 (下) $Y_{\min}$ からみた中心 C の水位 $h_c - Y_{\min}$ を要素の Y 方向の長さ $Y_{\max} - Y_{\min}$ で基準化して (26) 式なる係数を定義したあと、これを重みにして (27) 式によって、この要素の自重とした。以上の仮定のもとで

$$\alpha_\gamma = \frac{h_c - y_{\min}}{y_{\max} - y_{\min}} \quad (26)$$

$$\gamma = (1 - \alpha_\gamma) \gamma_d + \alpha_\gamma \gamma_{sat} \quad (27)$$

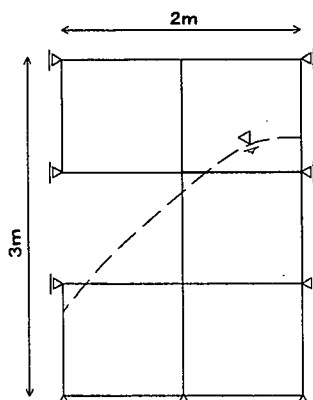


図-12 空洞を有する場合の5要素モデル

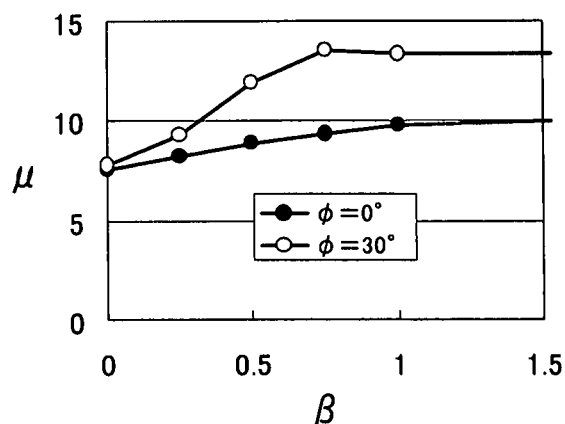


図-13 空洞を有する場合の5要素モデル

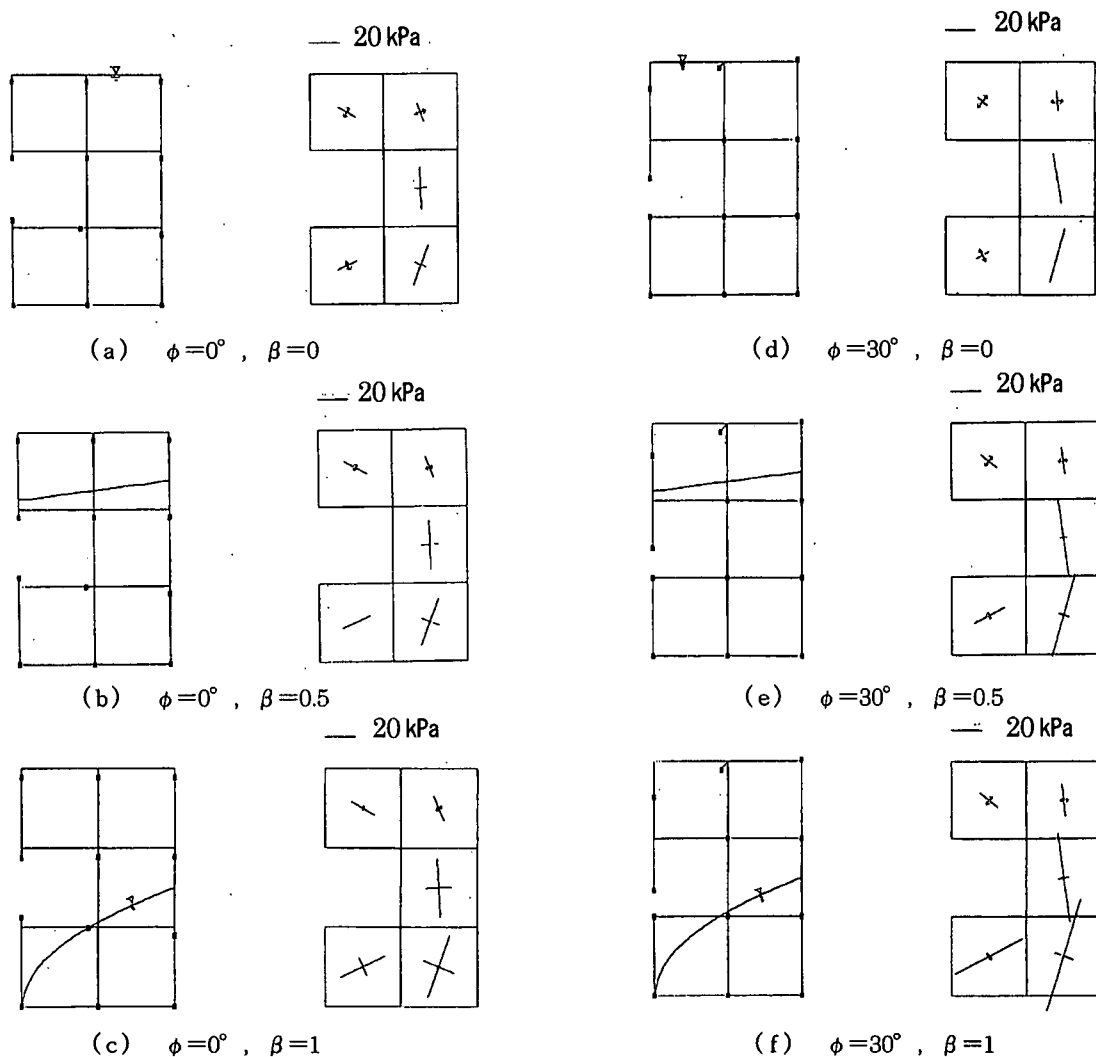


図-14 速度場と有効主応力図 (空洞を有する場合の5要素モデル)

図-12のような空洞を有する領域をとり、排水のパラメータ β を変化させながら破壊に至るまでの荷重係数 μ の値を求めた。わずか5要素のモデルであるが、トンネル周辺の破壊のメカニズムを含んでいると考えられる。図-13に結果を示す。図-14には速度場と有効主応力図を示す。図中には、 β に対応する地下水面も表示している。これらのことからわかる特徴的なことは、内部摩擦角がある材料の場合には、地下水の汲みあげ量 (β の小さい

部分)での強度の増加が著しいことである。 $\phi=30^\circ$ の場合、空洞の直上の要素の節点が最も大きな速度を有している。すなわち、比較的安定な下部と比して、不安定な上部のせん断抵抗を高めることが効果的である。わずかの排水によっても、その部分の地下水面が下がることより、上述のような特徴が現れるものと理解される。これは、空洞の存在が破壊の主因となる現象の特徴の1つであり5.2の例とは異なる結果である。

表-1 解析に用いた定数とパラメータ

項目	値
水の単位体積重量	$\gamma_w = 10 \text{ kN/m}^3$
土の飽和単位体積重量	$\gamma_{sat} = 20 \text{ kN/m}^3$
土の乾燥単位体積重量	$\gamma_d = 15 \text{ kN/m}^3$
土の粘着力	$c = 10 \text{ kPa}$
土の内部摩擦角	$\phi = 0^\circ, 30^\circ$
排水のパラメータ	$\beta = Q/Q_{max}$ [(5) 式参照] $\beta = 0$: 全領域飽和 $\beta = 1$: インバート下部 1D に自由水面が下がるまで排水 $\beta = \infty$: 地下水が完全になくなった状態

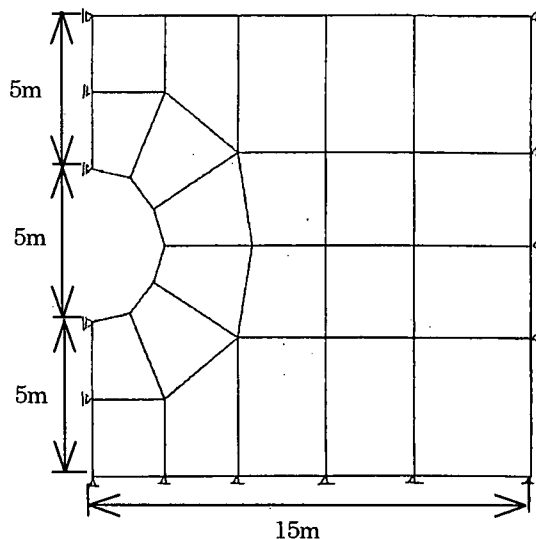


図-15 円形トンネルモデル図 (22要素)

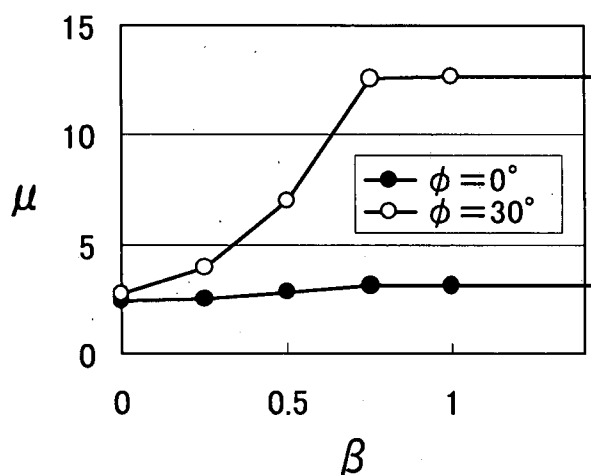


図-16 円形トンネルモデル解析結果 (μ と β の関係)

6. トンネル周辺の安定解析

次に、内径 $D=5\text{m}$ の円形トンネルを想定して解析を行った。要素分割を図-15に示す。土被りは1Dとし、下方領域も1Dとした。下端の拘束条件は固定とした。側方境界、トンネル中心線(鉛直線)の右側3D(=15m)とし、側方のみ拘束した。用いた定数とパラメータを表-1に示す。図-16に結果(μ と β の関係)を示す。図-17, 18はそれぞれ $\phi=0^\circ$ および 30° の場合の破壊時の速度場と有効主応力図を示している。図中には β に対応する地下水面也表示している。まず、注目すべきは図-16の $\phi=30^\circ$ の場合である。 $\beta=0.5$ を前後に荷重係数 μ が急激に増加している。全く排水しない場合と比して $\beta=0.75$ あるいはそれ以上では強度が5倍近く増えている。図-18の(c), (d)の地下水面の位置をみてもわかるように、地下水面がトンネル断面のクラウン部を通過する前後で、強度の増減が著しい。そして $\beta=0.75$ (地下水面がスプリングライン付近に付置している場合に相当)よりもさら

に排水を強化しても、ほとんどトンネルの安定性には効果がないことがわかる。つまり破壊時において大きな変位(速度)を呈する部分が地下水面より上にあるか、それとも下にあるかが、トンネルの安定性にとって重大な影響を及ぼすといえる。図-16で $\phi=0$ の場合は、単に地下水の上下による自重の変化の効果を調べたことになる。この結果から自重自体の効果は、トンネルの安定性にそれほど大きく関係しないと考えられる。むしろ、その結果として地山内の有効応力の変化によるせん断抵抗が重要な要素となっている。 $\phi=0$ の場合の速度場をみると、インバート部のヒービング的な上昇が少しある。そして、この速度場のパターンは地下水位の位置によってあまり変化していない。これは、せん断強度が有効応力に無関係であることによる。一方、 $\phi=30^\circ$ の場合の速度場では、トンネルクラウン部とその上部の領域の沈下成分が卓越している。そして、この傾向は地下水位の降下とともに強調されていく。これらのことから $\phi=30^\circ$ (すなわち、実際の地山)においては地下水位がトンネルの安定性に大きな影響を与えていることがわかる。

次に着目すべきは、5要素で解析した場合の結果である図-13と22要素で解析した場合の結果である図-16との比較である。それぞれ両者で定量的な差はあるものの、排水のパラメータ β とトンネルの強度 μ の関係は大変よく似た傾向をもっている。これは、両者における破壊のメカニズムがほとんど同じであることによるもので、図-8における1要素と5要素モデルの比較と同じような意味をもつ。このことを言い換えれば、ここで用いた22要素のモデルでも、これと同じ幾何形状のトンネルに対し十分な情報を与えるものと考えられる。つまり、もっと細かな要素を用いずとも、この程度の分割数でも定性的そしてある範囲の定量的な検討ができると考えられる。

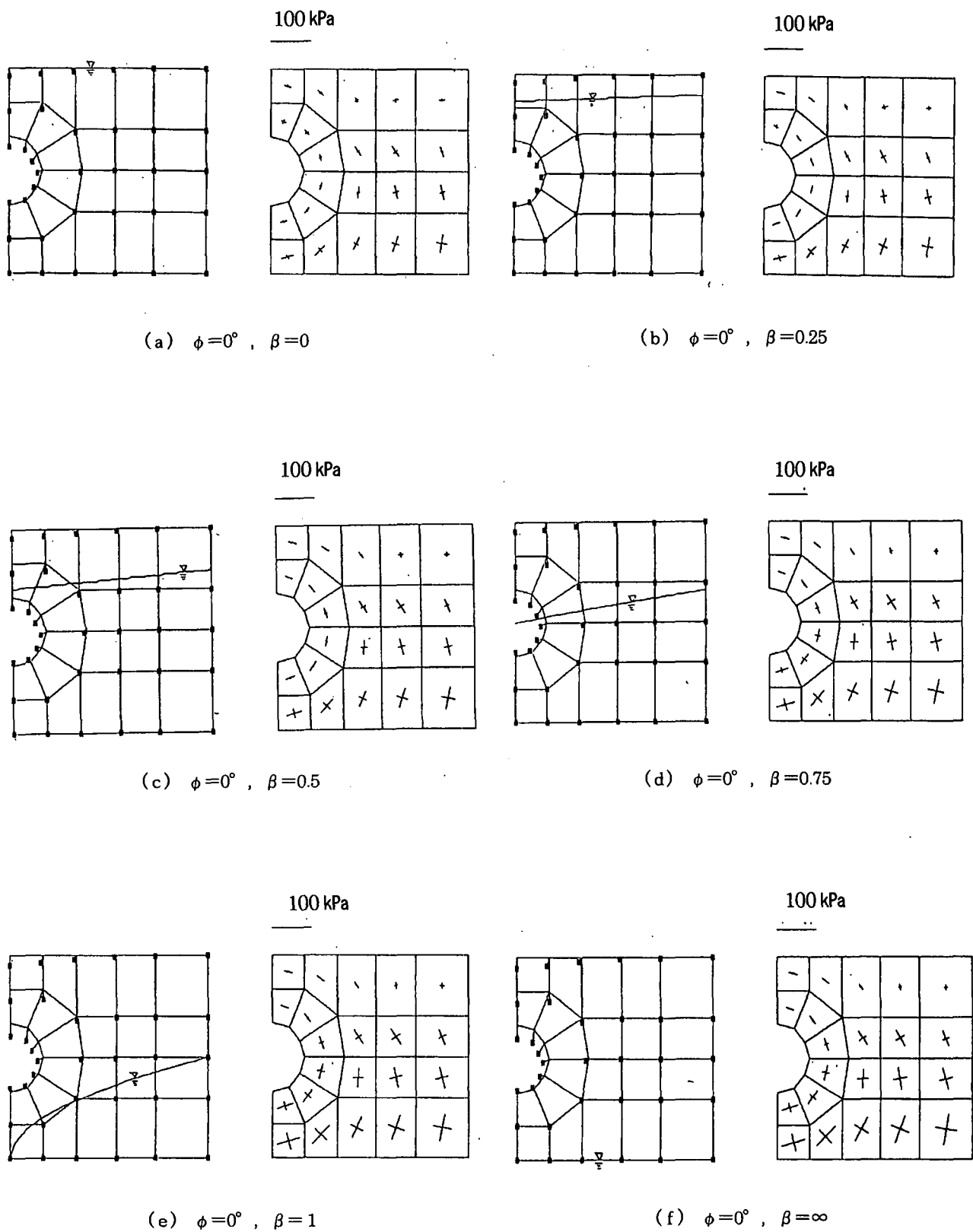


図-17 $\phi=0^\circ$ の場合の速度場と有効主応力図 (円形トンネル22要素モデル)

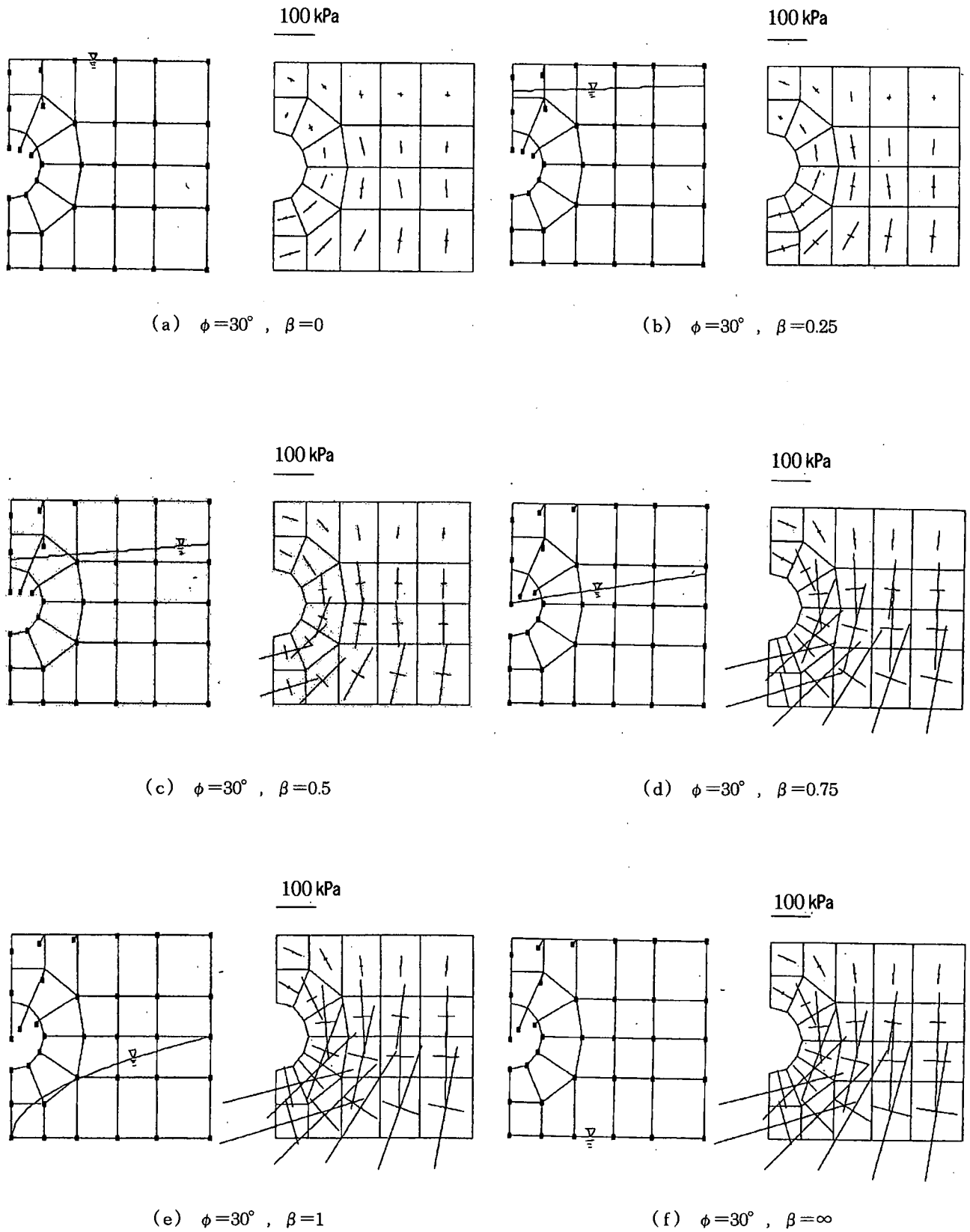


図-18 $\phi=30^\circ$ の場合の速度場と有効主応力図 (円形トンネル22要素モデル)

9. まとめ

土被りの浅い砂質地山トンネルにおいて地下水位の低下がトンネルの安定性に及ぼす効果について検討した。解析方法は水圧を考慮した剛塑性有限要素法を用いた。そして、自重にかかる荷重係数 μ の破壊時の値により安定性の評価を行った。その結果、次のような結論を得た。

1. 地下水位低下の効果は、自重の変化とそれに伴うせん断抵抗の増加の2面から評価できる。
2. 内部摩擦角 $\phi = 0$ の場合地下水位低下はトンネルの安定性に寄与しないが、 $\phi \neq 0$ の場合安定性への寄与が著しい。
3. トンネルクラウン部からスプリングライン付近まで地下水位を下げると地盤の強度が非常に増加するが、スプリングライン付近より下部にまで地下水位を下げてても大きな効果はない。
4. 強度を評価する際、破壊のメカニズムを本質的に含むものであれば、要素数が少なくても定性的には十分な検討ができる。

以上より、地下水位をある程度下げることにより、トンネルの安定性が飛躍的に増大するという定性的なことは十分検討された。今後、トンネルの安定性について確たる評価をするためトンネル形状、材料定数、パラメータの定義などについてより一般化する予定である。

参考文献

- 1) Tamura,T.,Kobayashi,S.and Sumi,T. : Limit analysis of soil structure by rigid plastic finite element method, Soils and Foundations, Vol.24, No.1, pp34-42, 1984.
- 2) Tamura,T.,Kobayashi,S.and Sumi,T. : Rigid-plastic finite element method for frictional materials, Soils and Foundations, Vol.27, No.3, pp.1-12, 1987.
- 3) 田村武：剛塑性有限要素法の基礎と適用，昭和61年度土質工学会関西支部講習会テキスト，地盤力学数値解析，pp.50-77，1986.
- 4) 田村武，足立紀尚，小西真治，辻鉄也：剛塑性有限要素法によるトンネル切羽の安定性評価について，土木学会論文集，No.638/III-49，pp.301-310，1999.
(2002年4月19日 受付)