

被りの浅い砂質地山トンネル掘削に伴う地表面沈下

SURFACE SUBSIDENCE ABOVE SHALLOW SANDY GROUND TUNNEL

足立紀尚*・田村 武**・八嶋 厚***・上野 洋****

By Toshihisa ADACHI, Takeshi TAMURA, Atsushi YASHIMA and Hiroshi UENO

Surface subsidence due to a shallow sandy ground tunnel construction may affect the stability and safety of neighboring structures. To establish a design method for shallow sandy ground tunnels, it is very important to specify an analytical model which can synthetically explain not only the surface subsidence but displacement behavior in the surrounding ground as well. For the purpose, a series of finite elements analyses, i. e., elastic elements analysis, elasto-plastic elements analysis, no-tension analysis, and joint elements analysis, were carried out and their analytical results were discussed in relation to the following four points, those are (1) deflections of tunnel wall, (2) extent of plastic zones developed in surrounding ground, (3) the shape of surface subsidence, and (4) the ratio of the displacement at the tunnel crown to the amount of surface subsidence. The use of joint elements was found to be the most effective in the analysis of a shallow sandy ground tunnel construction.

1. 序 論

土砂地山に土被りの薄いトンネルを掘削すると、地表面が沈下し、近接構造物に被害が及ぶことがある。土被りの薄いトンネル掘削時の地山挙動は、地表面沈下現象を中心に研究されており、その手法は以下の4つに区別される。

- ① 現場計測による研究
- ② 模型実験による研究
- ③ 理論解析による研究
- ④ 数値解析による研究

①に関しては、地下空洞の掘削による地表面沈下について、鉦山において古くから研究されている。Szechyは¹⁾空洞横断方向の地表面沈下曲線に関するAversin, Martosの研究を紹介している。Schmidt²⁾は、地表面沈下曲線が正規分布曲線で近似できることを示した。その研究を受けて、Peck³⁾は種々の地山条件下のトンネル計

測結果をまとめ、 z/D と i/D の関係を与えた(ここに、 z :土被り、 D :トンネル径、 i :トンネル中心線から沈下曲線の変曲点までの距離)。Attewell⁴⁾、O'Reillyら⁵⁾も、 z/D と i/D の関係を論じている。

一方、わが国においても、Peckの研究をもとに、シールドトンネル建設時の地表面沈下を中心に、現場計測結果が検討されている。半谷⁶⁾は、58例のシールドトンネルの計測結果を地山の種類別に整理し、最大地表面沈下量の予測式を与えた。藤田^{7),8)}は、94例のシールドトンネルの実測値を検討し、最大沈下量がシールド型式、地盤あるいは補助工法といかなる相関があるかを示したが、さらに実測値と有限要素解析結果との相関についても言及している。竹山⁹⁾は、シールドトンネル33事例の結果に基づき、地表面最大沈下量および横断沈下形状を有限要素解析を修正した式で表わした。西尾ら¹⁰⁾は、シールドトンネル掘削時の地表面横断沈下形状の推定法として、非線形回帰法の適用を提案している。なお最近ではNATM適用現場においても、地表面沈下に関する計測が数多く行われている^{11)~13)}。

②に関しては、降下床を用いた実験が多く、Kunczl(Szechyの著書¹⁾より引用)は、降下床の降下量と作用荷重の関係を与えている。村山¹⁴⁾はアルミ棒積層体を用いた降下床による実験を行い、地山の変位挙動を把握

* 正会員 Ph. D. 京都大学教授 工学部交通土木工学教室 (〒606 京都市左京区吉田本町)

** 正会員 工博 京都大学助教授 工学部土木工学教室 (同上)

*** 正会員 工修 京都大学助手 防災研究所 (〒611 宇治市五ヶ庄)

**** 学生会員 京都大学大学院修士課程学生 土木工学専攻 (〒606 京都市左京区吉田本町)

して、地表面およびトンネル直上地山内の沈下量の予測式を提案した。また、中崎¹⁵⁾は地表面沈下トラフの幅は土被り厚に関係せず、降下床幅のみに依存することを見出している。さらに、島田¹⁶⁾は標準砂を用いた降下床実験より、横断沈下形状や沈下量と土被りの関係を求め、地表面沈下形状と沈下量の予測式を地質別に提案している。

著者ら^{17),18)}は、アルミ棒積層体中に設置した円筒を収縮させ、種々の土被りのもとでの円形トンネル掘削をシミュレートし、ゆるみ域の発達過程、地表面および地中変位、さらにはグラウンドアーチ形成と土被りの関係などを検討した。

Atkinson ら¹⁹⁾は、砂および粘土地山のトンネル掘削時の挙動を遠心力モデル実験で検討し、横断沈下形状を正規分布曲線で近似することによって、土被りと沈下量の関係を与える予測式を提案した。Mair ら²⁰⁾も、遠心力モデル実験で粘土地山トンネル掘削時の地表面沈下について、有限要素解析結果と比較検討した。

③に関しては、トンネル周辺の応力場について弾性および弾-塑性地山として検討されているが、弾性体地山の場合でも変位場に関する議論は少ない。Limanov (Szchy の著書¹⁾より引用)はトンネル掘削による地山の变位を、トンネルの内部圧力によるものと地山に作用する外力によるものの和と考え近似解を与えた。木山²¹⁾は、Mindlin の応力解析²²⁾の手法に習って、自重と地表面の影響を考慮した二次元弾性地盤内の変位解析を行い、最大沈下量および沈下トラフ幅を求めている。

④に関しては、有限要素法の適用によって、任意形状のトンネルに対して、塑性や粘性を考慮した解析が可能となった。地表面沈下を対象とした解析例には、日比野²³⁾の粘弾性解析、Kawamoto ら²⁴⁾の非線形解析、橋木²⁵⁾の No-Tension 解析²⁶⁾などがある。著者ら¹⁸⁾は砂質地山を対象に、ジョイント要素を用いた新しい解析手法を提案し、アルミ棒積層体のモデル実験の解析を行った。Rowe ら^{27),28)}は、シールドトンネルのテール・ボイドの降下に対し gap parameter という経験的に求めた定数を用いた解析手法を提案している。以上の解析は、トンネル掘削を二次元状態として扱ったものであるが、Katzenbach ら²⁹⁾は三次元有限要素法を用いて地表面沈下を解析している。有限要素法以外に、境界要素法 (BEM) や個別要素法 (DEM) がある。トンネル掘削による地表面沈下に関しては、BEM による三次元解析を行った久武³⁰⁾の研究、アルミ棒積層体の降下床実験を DEM で解析した木山³¹⁾の研究がある。

以上、トンネル掘削による地表面沈下現象を中心に従来の研究を概観した。しかしながら、地表面の沈下現象はあくまでトンネル周辺地山挙動の一側面であることを

認識し、浅いトンネルの設計手法を確立するには、単に地表面沈下のみならず、トンネル壁面の変位、さらには地山内の変位挙動をも統一的に記述できる解析手法は何かを明らかにすることが大切である。

本研究はこの立場から、砂質地山トンネルを対象に、弾性体要素解析、弾-塑性体要素解析、No-Tension 解析ならびにジョイント要素解析³²⁾を行い、①トンネル壁面の変位分布、②地山内の塑性域の発生と拡大の様子、③地表面の横断沈下形状、および④トンネル天端沈下量と地表面の沈下量との関係などを、いずれの解析がより統一的に説明できるかについて検討した。その結果、グラウンドアーチの形成が十分でないような被りの浅い砂質地山のトンネル掘削に対しては、従来の連続体力学に立つ弾-塑性構成式と境界値問題の解が必ずしも、地盤の力学挙動を適切に記述できるものではないことを確認した。なお、解析手法の優劣判定は、先に示す現場計測結果による諸研究や模型実験による諸研究の結果に基づくのは当然のことである。

2. 解析手法

上述のように解析は弾性体要素解析、弾-塑性体要素解析、No-Tension 解析ならびにジョイント要素解析によった。ここでは、弾-塑性体要素解析とジョイント要素解析について説明する。なお、本研究では二次元平面ひずみ問題を考える。

(1) 弾-塑性体要素を用いた解析

本研究において用いた、構成式は非関連流動則を用いて求めるものと仮定した。すなわち、降伏関数 f は Drucker-Prager の降伏規準³³⁾を用い、次式で表わされ、一方、塑性ポテンシャルは次式のように与えられるとする。

$$f(J_2, \sigma_m) = \sqrt{J_2} - 3\alpha\sigma_m = 0 \dots\dots\dots (1)$$

ここに、 J_2 : 偏差応力の第 2 不変量、 σ_m : 平均主応力、また、材料定数 α 、 β は次のようである。

$$\alpha = \sin \phi / \sqrt{9 + 3\sin^2 \phi} \quad (\phi : \text{内部摩擦角})$$

$$\beta = \sin \psi / \sqrt{9 + 3\sin^2 \psi} \quad (\psi : \text{ダイレイタンシー角})$$

なお、ダイレイタンシー角 ψ は塑性領域でせん断力による体積変化、すなわちダイレイタンシー挙動に関するもので、 ψ が負の場合には体積圧縮が、 ψ が正の場合には体積膨張が生ずることに対応している。本研究では、 $\psi = -30^\circ$ (塑性体積圧縮)、 $\psi = 0^\circ$ (塑性体積変化なし) と $\psi = 30^\circ$ (塑性体積膨張) の 3 通りについて検討した。

さて、非関連流動則 (non-associated flow rule) より、応力-ひずみ関係は次式で与えられる。

$$d\sigma_{ij} = D_{ijkl}^p d\epsilon_{kl} \dots\dots\dots (3)$$

ここに、

$$D_{ijkl}^{EP} = D_{ijkl}^E - \frac{D_{ijpq}^E \cdot \frac{\partial g}{\partial \sigma_{pq}} \cdot \frac{\partial f}{\partial \sigma_{mn}} \cdot D_{mnlk}^E}{\frac{\partial f}{\partial \sigma_{mn}} \cdot D_{mnpq}^E \cdot \frac{\partial g}{\partial \sigma_{pq}}} \dots\dots\dots (4)$$

D_{ijkl}^E : 弾性テンソル, $d\sigma_{ij}$: 応力増分テンソル,
 $d\epsilon_{ij}$: ひずみ増分テンソルである.

解析には Fig. 1 に示すような有限要素分割を用いた. なお, Fig. 1 は $H=1D$ (D : トンネル直径) の被りに対するものである.

(2) ジョイント要素を用いた解析

砂質地山トンネル掘削において, 地山内で不連続的に生ずるすべり変位を表現するため, ジョイント要素を用いて解析を行った. 本解析においても, Fig. 1 のような要素分割を用いるが, 三角形要素の境界にはすべてジョイント要素を配置している. また, 図にみられるとおり, 一群のジョイント要素はトンネル壁面で掘削時に生じる最大主応力 σ_θ の作用方向と $(45^\circ - \phi/2)$ の角度で交わり, 地山内へは放物線状に伸展させるように選んである.

三角形要素は弾性的にのみ挙動し, 一方ジョイント要素は弾-完全塑性的挙動をするものと仮定する. 垂直方向の変位に対するジョイント要素の構成関係は, 垂直ひずみが負 (はく離) の場合, 応力は伝達されず, 他方, 正 (接触) の場合応力とひずみがばね係数 k_n をもつ線形関係式として与えられるものである. せん断方向の変位に関しては, 作用せん断応力の絶対値 $|\tau|$ が降伏応力 $|\tau_y|$ に達するとすべりが生じ, それ以下であるとせん断ばね係数 k_s をもつ線形弾性体として挙動するものとする. 垂直方向にはく離が生ずるときは当然せん断応力も伝達されない.

降伏応力 τ_y は接触状態 ($\sigma_n \geq 0$) においては Mohr-Coulomb の降伏規準を, はく離状態 ($\sigma_n < 0$) においては零とすることによって次式で与えられるとする.

$$\tau_y = c + \sigma_n \tan \phi \quad \text{接触 } (\sigma_n \geq 0)$$

$$\tau_y = 0 \quad \text{はく離 } (\sigma_n < 0)$$

ここに, c , ϕ はジョイント要素の粘着力および内部摩擦角である.

(3) 解析条件と材料定数

本解析においてはトンネル径 D は 8 m とした. 砂質

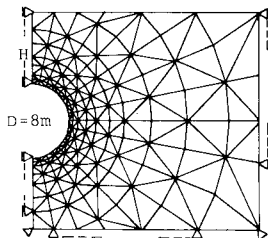


Fig. 1 Finite element mesh ($H=1D$).

地山の初期応力状態は重力場で, 土被り圧と静止土圧係数 K_0 で表わされると仮定した. トンネル掘削のシミュレーションは, トンネル壁面で初期地圧を解放することによるが, それは荷重を 100 ステップに分割し, 順次解放する方法で行った. この初期地圧の解放割合を以下 Load Factor (LF) とよぶ. なお, 土被りは $H=1D$ と $4D$ の 2 種である.

解析に用いた材料定数は Table 1 に示すとおりであり, また, 前述のように, 弾-塑性解析における塑性ポテンシャルパラメーター ψ は $\psi=-30^\circ$, $\psi=0^\circ$, $\psi=30^\circ$ の 3 種である. ジョイント要素のばね係数 k_n , k_s は理論上ジョイント要素が厚さのない面であるから, すべりを生じる以前の変位量は零であるべきことからきわめて大きな値とすることが望ましい. しかし, 極端に大きな値とすると数値解析上桁落ち, あるいは収束が困難になる. そこで, ここでは三角形要素のヤング率 E の 10 倍程度となるような k_n , k_s を用いた.

3. 解析結果と考察

先に述べたように, 被りの浅い砂質地山トンネルを対象に, 弾性体要素解析, 弾-塑性体要素解析, No-Tension 解析 ($\sigma_m < 0.1 \text{ tf/m}^2$ の要素では, ヤング率を 0.1 tf/m^2 に下げる) およびジョイント要素解析を行い, Fig. 2 に示す 4 項目, すなわち, (1) トンネル壁面の変位分布, (2) 地山内の塑性域の発生と拡大の様子, (3) 地表面の横断沈下形状, および (4) トンネル天端沈下量と地表面の沈下量との関係, をいずれの解析がより統一的に説明できるかを考察する.

(1) トンネル壁面の変位分布

静止土圧係数 $K_0=0.5$ のように鉛直応力が側方応力より大きい場合, Fig. 2 に示すようにトンネル天端の変位 δ_{crown} はトンネル側壁の変位 $\delta_{\text{spring line}}$ より大きな値をとる.

Fig. 3 には側壁の水平変位 $\delta_{\text{spring line}}$ と天端の鉛直変

Table 1 Material parameters used in analysis.

	Sand
Unit Weight γ (tf/m^3)	2.00
Young's Modulus E (tf/m^2)	2,000
Poisson's Ratio ν	1/3
Cohesive Strength c (tf/m^2)	0
Internal Friction Angle ϕ ($^\circ$)	30
Coefficient of Earth Pressure at Rest K_0	0.5

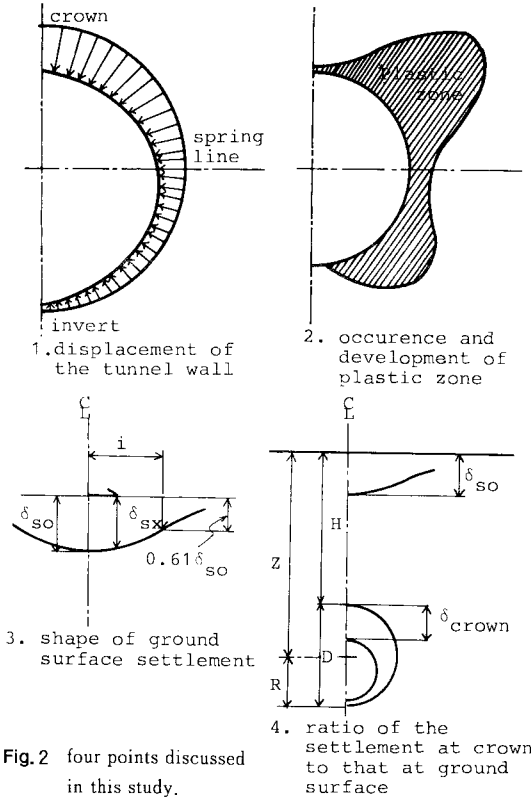


Fig. 2 four points discussed in this study.

位 δ_{crown} の比が LF (掘削相当外力の解放割合) の増加とともにいかに変化するかを示している。なお、(a) は $H=1D$ 、(b) は $H=4D$ の各解析結果である。弾性解析の結果は LF に関係なく一定値を示す。ジョイント要素解析結果は次節で述べる塑性化するジョイント要素の増加にもかかわらず、弾性解析による変形モードと大差ない。一方、弾-塑性解析結果は塑性ポテンシャルパラメーター ψ によって異なり、 $\psi=-30^\circ$ (体積圧縮) では側方変位が小さな割合となるが、 $\psi=30^\circ$ (体積膨張) では側方変位が鉛直変位より大きな値をとることになる。なお $\psi=-30^\circ$ の結果がとぎれているのは、それ以降の解析ステップにおいて解が発散したためであって (この時点で全体的な破壊が生じたと考えられる)、以下の議論では、 $H=1D$ については LF=0.6 までを、 $H=4D$ については LF=0.8 までを考察の対象とする。

Fig. 4 は $H=1D$ と $4D$ の各土被りに対して、LF=0.6, 0.8 のトンネル壁面の変位分布を示している。 $\psi=30^\circ$ の場合の結果を除いて、他の解析結果は天端の鉛直変位が側壁の水平変位より大きいという、 $K_0=0.5$ の応力場の変位モードを表わしている。

(2) 地山内の塑性域の発生と拡大の様子

$H=1D$ と $4D$ の土被りに対する、各解析モデルによる塑性域の拡大の様子 (No-Tension モデルの場合は、

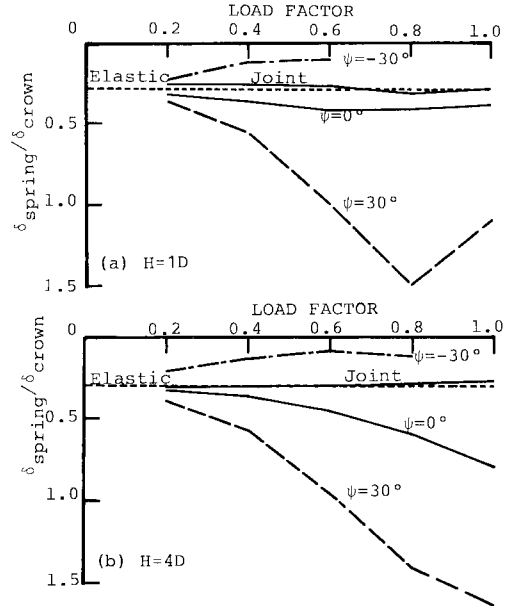


Fig. 3 Displacement of the tunnel wall during excavation, (a) $H=1D$ and (b) $H=4D$.

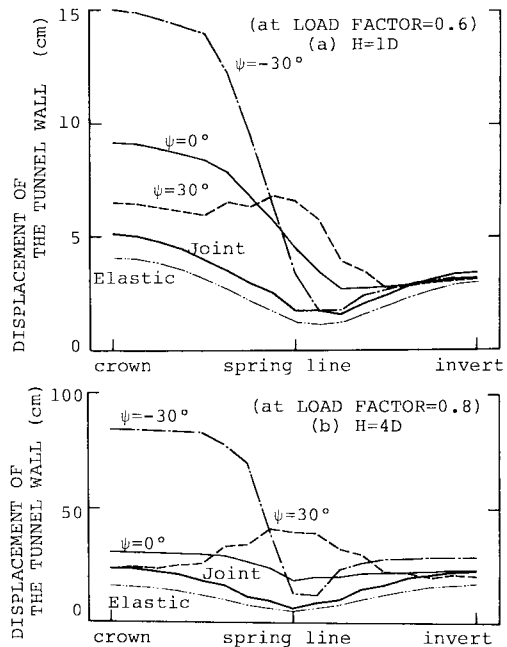


Fig. 4 Distribution of the displacement of the tunnel wall, (a) $H=1D$ and (b) $H=4D$.

平均主応力が引張領域となった要素) を Fig. 5, 6 に示している。塑性域のプロットは LF=0.5 までのものである (No-Tension モデルの場合は、LF=1.0 までのものをプロットした)。

これらの図より得られる知見は以下のようである。

1) 弾-塑性体要素モデルにおける塑性域は、塑性ポテンシャルの違いによって有意の差はみられない。また、土被りが $H=4D$ と深くなっても、 $H=1D$ の場合と同様に塑性域は地表面にまで達し、トンネル掘削による影響が遠方にまで及ぶ結果を与えている。

2) ジョイント要素モデルにおける塑性域は、土被りの違いによってその大きさが異なる。すなわち、土被りが $H=1D$ と浅い場合、塑性域は地表面にまで達するが、 $H=4D$ と土被りが深い場合には、塑性域はトンネル周辺のごく限られた範囲にのみ発生する。また、弾-塑性体要素モデルでは塑性域がスプリングライン部で $\pm 45^\circ$ の方向に卓越するが、ジョイント要素モデルでは、クラウン上部に卓越し、実験事実に近いことがわかる。

3) No-Tension モデルにおいては、 $H=1D$ と浅い場合、掘削終了直前（すなわち $LF \geq 0.9$ ）に、トンネル壁面のごく近傍に引張領域が生じるのみであり、また、 $H=4D$ と深くなると、引張領域は生じないので、プロットを省略している。いずれにしても、砂質トンネル掘削時の現象説明には不相当であるといえる。

(3) 地表面の横断沈下形状

土被り $H=1D$ と $4D$ に対する地表面の横断方向の沈下形状が、 LF の増加とともにいかに変化するかを、Fig. 7, 8 に応力解放 2 割ごとの形状としてそれぞれ示してある。これらの図より以下のことがいえる。

1) LF が小さいとき、すなわち応力解放が十分でない段階では、地表面沈下は横断面全体にわたる盆状の沈下として始まる。しかし、 LF が大きくなると、縁辺部の沈下は終結し、クラウン直上部分に沈下が集中し、最終的に陥没状の沈下となる。この傾向は、土被りが浅い $H=1D$ において顕著である。

2) $H=4D$ と土被りが深い場合、ジョイント要素モデルでは、地表面沈下は弾-塑性体要素モデルと比較してきわめて小さいことが明らかである。すなわち、弾-塑性体要素モデルでは地表面にかなりの沈下を与え、実際の挙動と掛け離れている。

さて、Fig. 7, 8 に示す最終横断沈下形状 δ_{sx} をトンネルクラウン直上部の地表面沈下量 δ_{s0} で除して求める、規準化した横断沈下形状、すなわち Fig. 9 を用いて解析モデルによる差異を検討すると、以下のことが明らかである。

3) $H=1D$ と土被りが浅い場合、ジョイント要素モデルではクラウン直上部近傍に沈下が集中し、そこから離れるに従って、沈下は比較的すみやかに減少する。このような沈下形状について、島田¹⁶⁾はトンネル掘削初期に広範囲に盆状に生じる弾塑性沈下と、トンネル直上に陥没状に生じる局部沈下²⁴⁾から成るものと考えている。Fig. 7(a) と Fig. 9(a) に与えたジョイント要素モデル

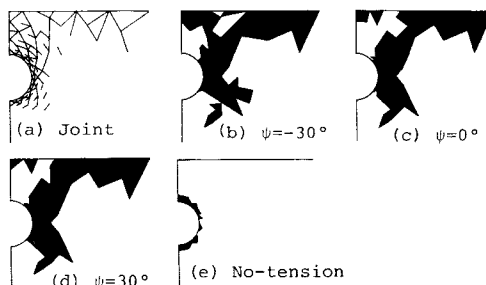


Fig. 5 Plastic zone around the tunnel for $H=1D$.

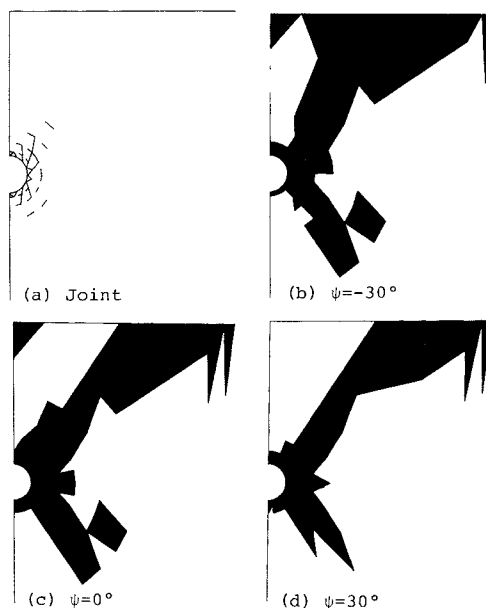


Fig. 6 Plastic zone around the tunnel for $H=4D$.

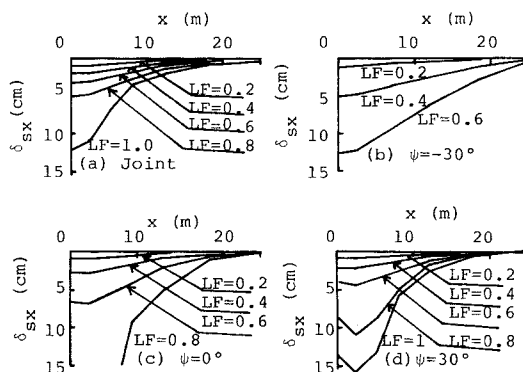


Fig. 7 Surface settlement during excavation for $H=1D$.

の結果は島田の考えをよく説明しているといえよう。一方、弾-塑性体要素モデルでは、横断沈下の影響域は大きくなり、ゆるやかな沈下形状を示すようになる。

Mairら²⁰⁾は、粘性土地山トンネルの遠心装置による

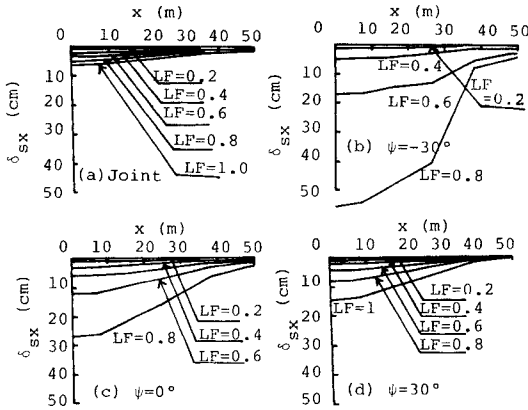


Fig.8 Surface settlement during excavation for $H=4D$.

モデル実験結果と比較するため、修正 Cam-Clay モデルを用いて FEM 解析を行った。その結果、解析による地表面沈下トラフは、実験結果のそれよりもかなり広域にわたり、粘土地山においても、弾-塑性体要素を用いる FEM 解析は事実をよく説明できないと述べている。

4) $H=4D$ と土被りが深い場合、ジョイント要素モデルは広範囲にわたってゆるやかな沈下形状を示し、この傾向は、他の 3 種の弾-塑性体要素モデルの結果よりも顕著である。

このように、ジョイント要素モデルは弾-塑性体要素モデルに比べて、地表面の横断沈下形状に与える土被りの影響をよく表現できている。

Schmidt²⁾は地表面の横断沈下形状を正規分布曲線で近似することを提案した。Fig. 2(3) に示すとおり、ト

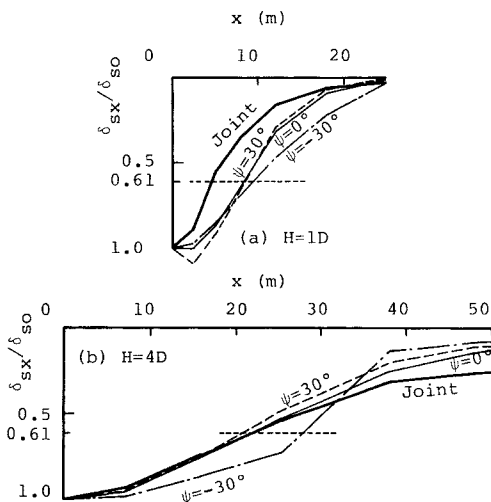


Fig.9 Surface settlement normalized by δ_{s0} , (a) $H=1D$ and (b) $H=4D$.

ンネル中心軸直上点から沈下曲線の変曲点までの距離を i とすると、 i 点における沈下量は $0.61 \delta_{s0}$ で与えられることになる。Schmidt の正規分布曲線による近似の妥当性は、現場計測やモデル実験に基づき Peck³⁾, Atkinson ら¹⁹⁾, 島田¹⁶⁾によっても確認されている。 i 点は、正規分布曲線の形状を決定する定数であって、この値が大きいくほど、地表面沈下の生じる範囲が大きくなることを意味している。Fig. 9 の図中に、 $0.61 \delta_{s0}$ を示す点線を与えているが、土被りが大きくなると、点線と各沈下曲線との交点、すなわち i 点の値が増加する、換言すると地表面沈下の生じる範囲が拡大することがわかる。

現場計測結果より Peck は種々の地山条件下の i と土被りの関係に対して、 z/D と i/R の関係としてまとめている。解析結果を加えたものが Fig. 10 である。図中 3 本の太破線は 3 種類の地山条件に対して Peck³⁾が導いた関係である。この図において、各解析とも砂質土の挙動に対する関係に近い値を与えていることがわかる。

Attewell⁴⁾は、地山の種類で変化する定数 K, n を用い、地表面横断沈下曲線を次式で与えた。

$$i/R = K(z/2R)^n \dots \dots \dots (5)$$

砂質地山で、 $K=0.63 \sim 0.82$, $n=0.36 \sim 0.97$ の間の値をとる。

O'Reilly ら⁵⁾は、イギリスにおけるトンネルの実測値より、砂質地山に対して次式を提案した。

$$i = 0.28z - 0.12(m) \dots \dots \dots (6)$$

Atkinson ら¹⁹⁾は、ゆる詰め、密詰めの乾燥砂地盤のトンネル掘削モデル実験より、 i と土被り H の関係を次式で与えた。

$$i = 0.25(H+D) \dots \dots \dots (7)$$

島田¹⁶⁾は、各種地山のトンネルの現場計測結果に基づ

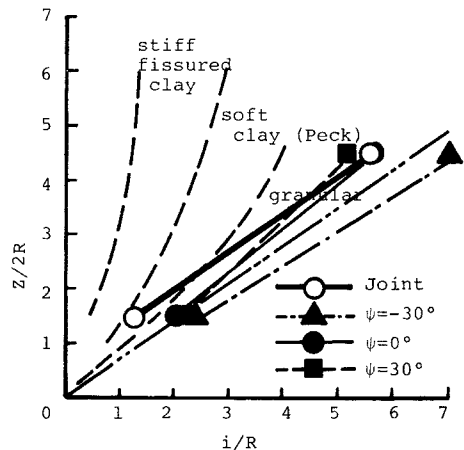


Fig. 10 Relationship between overburden and shape of surface settlement.

き、地表面の横断沈下形状を次式で与えた。

$$\delta_{sx} = \delta_{s0} \cdot e^{-\alpha \left(\frac{x}{z}\right)^2} \dots \dots \dots (8)$$

z/D と i/R の関係を知るため、式 (8) に $\delta_{sx}/\delta_{s0} = 0.61$ を代入すると、最終的に次式を得る。

$$i/R = 2 \cdot \sqrt{\frac{0.4943}{\alpha}} \cdot (z/2R) \dots \dots \dots (9)$$

島田は、 α の値が密詰め砂で 2~8、ゆる詰め砂で 1~3 と報告している。

竹山⁹⁾は、式 (8) と同様の正規確率分布曲線を仮定し、実測沈下曲線と対比することで次式を誘導した。

$$\delta_{sx} = \delta_{s0} \cdot e^{-x^2/50H/D^2} \dots \dots \dots (10)$$

これを式 (8) と同様の手順で変形すると次式が求まる。

$$i = \sqrt{24.715(z/2R) - 12.35} \dots \dots \dots (11)$$

さて、Fig. 10 の解析結果に対する i の値は、Fig. 9 から求まる $\delta_{sx}/\delta_{s0} = 0.61$ のときの x の値を用いている。

Fig. 10 において、ジョイント要素解析の結果は、Peck のいう Granular の地盤、島田のいう loose sand の地盤に相当するもので、式 (8)、(9) を用いれば、 $\alpha = 2$ 程度の地盤となることがわかる。一方、弾-塑性体要素モデルの結果は土被りの浅い場合、Fig. 9 で述べたように地表面沈下の影響範囲を過大に見積る傾向がある。

以上論及した i と被りの関係に関する各経験式は LF の大きさ (すなわちトンネルの掘削段階) には何ら言及しておらず、単にある段階 (ほとんどの場合最終変形状態と考えられる) における地表面横断形状に関するものである。しかし、地表面の沈下形状は、先に述べたように、掘削初期の盆状沈下から掘削後期の局部陥没状沈下へと変化する。

そこで、 $H=1D$ の場合について、Fig. 7 の結果とともに、LF の増加とともに i がいかに変化するかを Fig. 11 に示した。図中には、前述の各研究者による $H=1D$ の場合の i の値も示している。この図に示す、各解析結果の値はトンネル掘削当初は弾性変形が卓越することから、横断沈下形状はすべて同じで、 $i=7.1m$ ($i/R=1.775$) をとる。しかし、LF の増加とともに、塑性域の発達によって i は変化する。ジョイント要素モデル

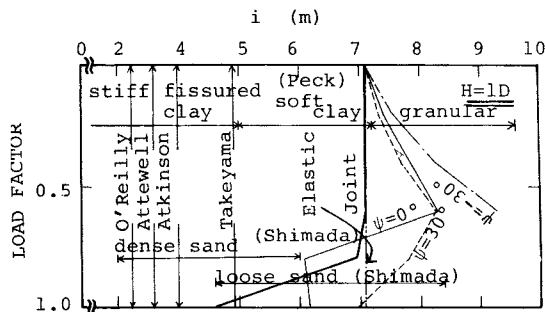


Fig. 11 The change of point- i during excavation.

では、掘削後期においてクラウン直上部に沈下が集中するため、 $LF > 0.8$ で i が急激に減少し、Fig. 10 のプロットにもあるように、最終的には $i=4.6m$ ($i/R=1.15$) となる。この最終到達値は、前述の各研究者の提案値から求まる i の値に近い値となることがわかる。

他方、弾-塑性体要素モデルの結果は、ダイレイタンシー特性の違いによって、LF の増加に伴う i の変化過程が異なるが、一様に i の値を過大に評価している。換言すると、クラウン直上部の局部的沈下形状を的確に表現し得ないことを意味している。

以上のことから、地表面の横断沈下形状に関しては、LF の増加による変化のみならず土被りの違いによる差異を的確に表現できるのはジョイント要素モデルによる解析であることがわかる。

(4) トンネル天端沈下量と地表面の沈下量の関係

Fig. 12 に、地表面の最大沈下量 δ_{s0} とトンネル天端の変位量 δ_{crown} の比が LF の増加とともにいかに変化するかを示した。この図から求まることは以下のものである。

1) $H=1D$ と浅い場合には、グラウンドアーチの形成も十分でなく、LF の増加とともに $\delta_{s0}/\delta_{crown}$ はしだいに 1 に近づくものと考えられる。Fig. 12 から判断すると、ジョイント要素モデルと $\psi = -30^\circ$ の弾-塑性体要素モデルはこの現象をよく説明している。すなわち、当初 $\delta_{s0}/\delta_{crown}$ の値が 0.63 であったものが、0.8 以上まで増加し、トンネル天端の沈下が地表面にまで直接的に影響を与えることがわかる。他方、 $\psi = 30^\circ$ と体積膨張を呈するモデルでは、 $H=1D$ と土被りが浅いにもかかわらず $\delta_{s0}/\delta_{crown}$ が LF の増加とともに減少するという、実際の現象とは全く異なる挙動を示している。

2) $H=4D$ と深くなると、グラウンドアーチの形成によって、トンネル天端の沈下は直接的には地表面に影響を与えない。すなわち、 $\delta_{s0}/\delta_{crown}$ の値は LF の増加によっても変化しないと考えられる。このことをジョイン

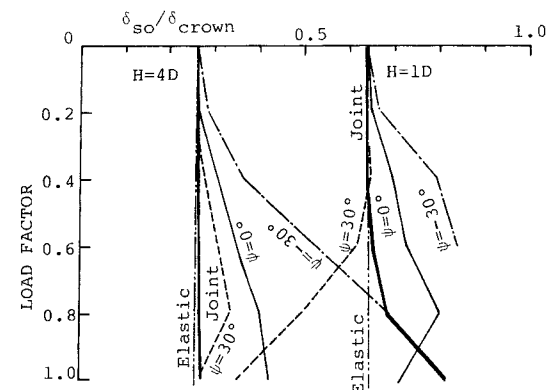


Fig. 12 Change of $\delta_{s0}/\delta_{crown}$ during excavation.

ト要素モデルはよく表現しているが、 $H=1D$ の場合に適当と考えられた $\psi=-30^\circ$ のモデルは、 $H=4D$ の深い場合にも $\delta_{so}/\delta_{crown}$ が LF の増加によって急激に増大することになって、深い場合の $\delta_{so}/\delta_{crown}$ の挙動を適切に説明できないことが明らかである。

Fig. 13 にトンネル天端から地表面に至るまでの地中内の鉛直変位分布をトンネル天端の変位量で規準化し、 $H=1D$ と $H=4D$ について示している。この図においても、Fig. 12 による考察と同様、ジョイント要素モデルが土被りの違いによる変位挙動の相違を的確に表現していることが明らかである。

一方、弾-塑性体要素モデルでは、Fig. 6 に示した塑性域、Fig. 8 に示した地表面沈下の LF の増加による変化からもわかるように、土被りが深くなっても、トンネル壁面変位の影響が遠方にまで伝達することが明らかである。すなわち、砂質地山トンネル掘削時の挙動解析には弾-塑性体要素モデルが適当でないことを意味している。

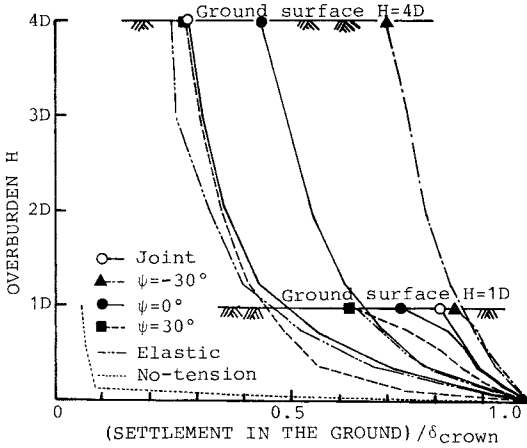


Fig. 13 Vertical displacement above tunnel crown.

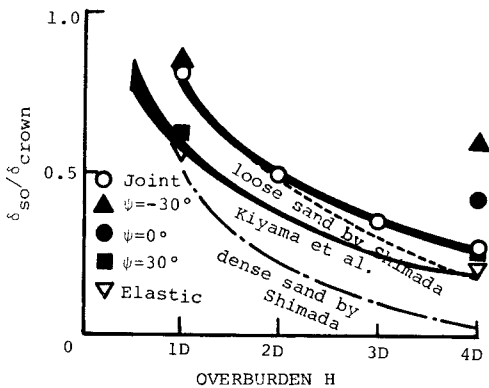


Fig. 14 Relationship between overburden and maximum surface settlement.

Fig. 13 には、No-Tension モデルの結果も与えている。Fig. 5(e) でも明らかのように、トンネル壁面ごく近傍における引張領域の発生によって、その部分のみの変位が大きくなり、その他の部分では変位は小さく $H=1D$ と浅い場合でも地表面の沈下が非常に小さいという非現実的な結果を与える。一方、 $H=4D$ の場合には、引張領域の発生がほとんどみられないため、弾性解析の結果とはほぼ一致する。

横断沈下形状と同様に、最大地表面沈下量と土被りの関係についても、数多くの実験式、理論式が提案されている。

Atkinson ら¹⁹⁾は、モデル実験より最大地表面沈下量と土被りの関係を次式で与えている。

$$\delta_{so}/\delta_{crown} = 1.0 - \alpha \cdot H/D \dots\dots\dots (12)$$

島田¹⁶⁾は、乾燥砂を用いた降下床実験より、ゆる詰め砂に対して、

$$\delta_{so} = 1.6 \cdot \delta_{crown} \cdot e^{-0.24(z/R)} \dots\dots\dots (13)$$

密詰め砂に対して、

$$\delta_{so} = 1.8 \cdot \delta_{crown} \cdot e^{-0.42(z/R)} \dots\dots\dots (14)$$

を与えている。

木山ら²¹⁾は、Mindlin²²⁾の応力解析手法に習って、 $\delta_{so}/\delta_{crown}$ を二次元弾性論によって誘導している。

これらの実験式、理論式と、本解析で行った種々の解析結果を $\delta_{so}/\delta_{crown}$ と被り H の関係として Fig. 14 に示す。

この図において、ジョイント要素モデルの結果は、Atkinson らの提案する線形関係ではなく、島田が示した loose sand に対する実験式とよい対応を示していることがわかる。これは、Fig. 10 で得られた横断沈下形状に対する結論と全く同様である。一方、弾-塑性体要素モデルは、Fig. 13, 14 でも述べたように、土被りが深くなると $\delta_{so}/\delta_{crown}$ を過大に見積もる傾向がある。

以上の考察より、最大地表面沈下量に対する土被りの影響を的確に表現し得るのはジョイント要素モデルのみであることがわかる。

4. 結 論

砂質地山に被りの浅いトンネルを掘削した場合の、地表面沈下の横断形状、土被りと沈下量の関係などを、FEM 解析を通じて考察した。解析モデルとしては、弾性体要素モデル、関連および非関連流動則に基づいた弾-塑性体要素モデル、No-Tension モデル、およびジョイント要素モデルである。これらの解析結果を、既存の理論式、実験式などと比較検討しながら、この種の問題に対する数値解析手法の予測能力の優劣判断を行った。得られた結論は以下のとおりである。

- (1) トンネル掘削に伴うトンネル壁面の変位は、塑

性域の拡大に伴って各モデルで差異が生じる。つまり、 $K_0=0.5$ の条件下で、正のダイレイタンスを呈する弾-塑性体要素モデルでは、スプリングライン部の変位が卓越し負のダイレイタンスを呈するモデルでは、クラウン部の変位が卓越する。

(2) 砂質地山トンネル掘削に伴う塑性域は、弾塑性体要素モデルでは、スプリングライン $\pm 45^\circ$ の方向に卓越するのに対して、ジョイント要素モデルでは、クラウン上部に卓越する。このことは、弾-塑性有限要素法による塑性域が必ずしもゆるみ域と一致するものではないことを意味する。

(3) ジョイント要素モデルでは、土被りの増加により塑性域はトンネル周辺のごく限られた範囲のみに発生するが、弾-塑性体要素モデルでは、塑性域は地表面にまで達する。

(4) 地表面の横断沈下形状に関して、LF増加によるその変化や、土被りの影響を的確に表現し得るのはジョイント要素モデルのみであって、弾-塑性体要素モデルは地表面沈下の影響範囲を過大に見積もる。

(5) 最大地表面沈下に対する土被りの影響を的確に表現し得るのはジョイント要素モデルのみであり、弾-塑性体要素モデルは土被りが深くなると、 $\delta_{so}/\delta_{crown}$ の値を過大に見積もる傾向がある。

このように被りの浅い砂質地山中のトンネル掘削解析においては、従来から用いられている弾-塑性構成式に基づいた有限要素解析は種々の欠点を有しており、特にグラウンドアーチの形成が十分でないような地山に対してはその使用は避けられるべきであり、地盤の不連続性挙動を説明し得る解析法を用いることが大切である。

本研究においては、素掘りのトンネルの挙動について考察を行った。次の報告では、ジョイント要素モデルに吹付けコンクリートやロックボルトなどの支保工の効果盛り込み実レベルでの設計に供し得るよう体系化を試みる。

参考文献

- 1) Szechy, K. : The Art of Tunnelling, Akademia Kiado Budapest, 1967.
- 2) Schmidt, B. : Settlements and Ground Movements Associated with Tunnelling in Soil, Ph. D. Thesis, Univ. of Illinois, Urbana, 1969.
- 3) Peck, R. B. : Deep Excavations and Tunnelling in Soft Ground, Proc. 7th ICSMFE, Mexico City, Mexico, pp. 225~290, 1969.
- 4) Attewell, P. B. : Engineering Contract, Site Investigation and Surface Movements in Tunnelling Works, Soft-Ground Tunnelling-Failures and Displacements, A. A. Balkema, pp. 5~12, 1981.
- 5) O'Reilly, M. P. and New, B. M. : Settlements above Tunnels in the United Kingdom-Their Magnitude and Prediction, Tunnelling '82, The Institution of Mining and Metallurgy, pp. 173~181, 1982.
- 6) Hanya, T. : Ground Movements due to Construction of Shields-Driven Tunnel, Vol. 4 Case Histories, Proc. 9th ICSMFE, Tokyo, pp. 759~790, 1977.
- 7) Fujita, K. : On the Surface Settlements caused by Various Methods of Shield Tunnelling, Vol. 4, Proc. 10th ICSMFE, Stockholm, pp. 609~610, 1981.
- 8) Fujita, K. : Prediction of Surface Settlements caused by Shield Tunnelling, Vol. 1, Proc. International Conference of Soil Mechanics, Mexico, pp. 239~246, 1982.
- 9) 竹山 喬 : シールド掘進による地盤沈下とその予測に関する研究, 学位論文, 大阪大学, 1983.
- 10) 西尾宣明・米山 潔・高木宣雄・島村一訓 : シールド工事に伴う地盤沈下と安定比の関係, 土質工学シンポジウム, pp. 87~90, 1982.
- 11) 寺戸幸雄・木村 宏 : トンネルの掘削に伴うカブリの薄い未固結地山の变形挙動に関する考察, 第 14 回岩盤力学に関するシンポジウム, pp. 111~115, 1982.
- 12) 横山 章・藤森房司・平野逸雄・亀村勝美 : 土被りの薄いトンネルの掘削時における地山挙動について, 第 15 回岩盤力学に関するシンポジウム, pp. 86~90, 1983.
- 13) 横山 章・高瀬昭雄 : 土被りの薄い未固結地山におけるトンネル掘削時の地山挙動, 土木学会論文報告集, No. 352, III-2, pp. 79~88, 1984.
- 14) 村山朔郎・松岡 元 : 粒状土盤の局部沈下現象について, 土木学会論文報告集, pp. 149~159, 1969.
- 15) 中崎英彦・浅井勝稔・岡部 博 : 乾燥砂を用いたトンネルの模型実験 (その 1), 第 14 回土質工学研究発表会, pp. 1493~1496, 1979.
- 16) 島田隆夫 : 土被りの浅い山岳トンネルの地表沈下, 土木学会論文報告集, No. 296, pp. 97~109, 1980.
- 17) 足立紀尚・田村 武・八嶋 厚 : 薄肉柔支保構造 (吹付けコンクリート, ロックボルト) の支保機構に関する実験的研究, 土木学会論文報告集, No. 358, III-3, pp. 47~52, 1985.
- 18) 足立紀尚・田村 武・八嶋 厚・上野 洋 : 砂質地山トンネルの挙動と解析に関する研究, 土木学会論文報告集, No. 358, III-3, pp. 129~136, 1985.
- 19) Atkinson, J. H. and David, M. P. : Subsidence above Shallow Tunnels in Soft Ground, Proc. ASCE, GT 4, pp. 307~325, 1977.
- 20) Mair, R. J., Gunn, M. J. and O'Reilly, M. P. : Ground Movements around Shallow Tunnels in Soft Clay, Proc. 10th ICSMFE, Stockholm, 2/11, pp. 323~328, 1981.
- 21) 木山英郎・藤村 尚 : 地下浅所のトンネル掘削に伴う地表面沈下の弾性解析, 土質工学会論文報告集, Vol. 22, No. 3, pp. 161~169, 1982.
- 22) Mindlin, R. D. : Stress Distribution around a Tunnel, Proc. ASCE, Vol. 65, No. 4, pp. 619~642, 1939.
- 23) 日比野敏・駒田広也・徳江俊秀・本島 睦・永島英起 : 軟弱地盤のトンネル掘削による地表沈下の予測解析, 第 10 回岩盤力学に関するシンポジウム, pp. 91~95, 1978.

- 24) Kawamoto, T. and Okuzono, K. : Analysis of Ground Settlement due to Shallow Shield Tunnels, *Int. J. Num. and Ana. Meth. in Geo.*, Vol. 1, pp.271~281, 1977.
- 25) 橋木 武・田中章二・等 敏一：トンネル周辺の弾塑性応力状態及び地表沈下について，第30回土木学会年次学術講演会，pp.311~312, 1975.
- 26) Zienkiewicz, O.C., Valliappan, S. and King, I.P. : Stress Analysis of Rock as a 'No Tension' Material, *Geotech.*, Vol.18, pp.56~66, 1968.
- 27) Rowe, R.K., Lo, K.Y. and Kack, G.J. : A Method of Estimating Surface Settlement above Tunnels Constructed in Soft Ground, *Can. Geotech. J.* Vol.20, pp.11~22, 1983.
- 28) Rowe, R.K. and Kack, G.J. : A Theoretical Examination of the Settlements induced by Tunnelling : four case histories, *Can. Geotech. J.* Vol.20, pp.299~314, 1983.
- 29) Katzenbach, R. and Breth, H. : Nonlinear 3-D Analysis for NATM in Frankfurt Clay, *Proc. 10th ICSMFE, Stockholm*, Vol.1, pp.315~318, 1981.
- 30) 久武勝保・伊藤富雄：トンネル掘削によって生じる地表面沈下の境界要素法による三次元解析，土木学会論文報告集，No.327, 1982.
- 31) 木山英郎・藤村 尚・二木 隆：地下浅所のトンネル周辺地盤の離散剛要素法解析と模型実験，第6回岩の力学国内シンポジウム講演論文集，pp.245~250, 1984.
- 32) Goodman, R.E. and St. John, C. : Finite Element Analysis for Discontinuous Rocks, *Numerical Methods in Geotechnical Engineering*, Desai, C.S. and Christian, J.T., Eds., McGraw-Hill, New York, pp.148~175, 1977.
- 33) Drucker, D.C. and Prager, W. : Soil Mechanics and Plasticity Analysis in Limit Design, *Quart. Appl. Math.*, Vol.10, pp.157~162, 1952.

(1985.6.17・受付)