【土木学会論文集　第358号／Ⅲ-3　1985年6月】

砂質地山トンネルの挙動と解析に関する研究

BEHAVIOR AND SIMULATION OF 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

To obtain basic data served to the field measurements and the design methods of sandy ground tunnels, a series of laboratory model tests and two different types of finite element analyses were performed. In the case of shallow overburden, large displacement took place even at the ground surface, while the larger displacement zone reduced its size when the overburden became deeper. The use of joint elements in the analyses was found to be more effective than of usual elasto-plastic elements to describe the discontinuous movements occured in sandy ground due to tunneling.

1. 序　　論

NATMの導入を契機にトンネルの現場計測や有限要素解析が日常的なものとなった．広く計測が行われ，資料は山積しているものの地山の挙動をどの程度把握し，計測結果がどれほど活用されているのであろうか．また，解析結果も氾濫しているが，的確に地山の挙動をモンタージュしているのであろうか．

計測を有意なものとするためにも，設計手法を確立するためにも，トンネル掘削による地山の挙動を正しく把握して，挙動を説明できる解析手法を適用することが大切である．

都市トンネルはもとより，山岳トンネルにおいても，土砂トンネルが増加している．かぶりの浅い場合，近接する既設構造物への影響を知ることからも，掘削による地山の挙動を正しく予測することが必要となっている．

* 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
（〒612　宇治市五ケ庄）
**** 学生会員　京都大学大学院修士課程学生　土木工学科
（〒606　京都市左京区吉田本町）

村山[1]，村山・松岡[2]は砂質地山トンネルの挙動を解明するため，アルミ棒積層体で地山をモデル化して，降下床実験を行った．その結果，**Fig. 1** に示すように降下床と同一の移動を呈する Zone-Ⅰと Zone-Ⅰに追従して移動する Zone-Ⅱ，および Zone-Ⅱの外側にあって移動しない Zone-Ⅲに分かれることを明らかにした．このことは変位の生じる領域と変位の生じない領域の存在，すなわち変位の不連続の境界のあることを意味している．

しかしながら，降下床による実験においては，トンネル下部半断面の掘削による周辺地山への影響を調べられないこと，固定板と降下床の接点が変位の特異点となる

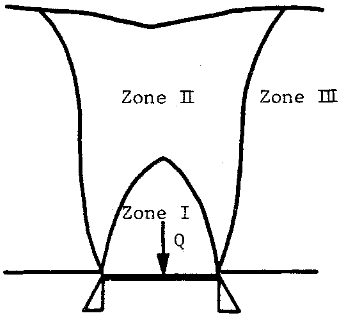


Fig. 1　Various zones developed in sandy ground[1].

ことの欠点をもっている．そこで，先の論文[3]では直径可変の金属円筒をアルミ棒積層体地山内にあらかじめ埋設しておき，徐々に直径を縮小させてトンネル掘削をシミュレートし,緩み域がどのように進展するかを調べた．その結果，かぶりが浅いと緩み域が地表面にまで達するが，かぶりが増加すると緩み域は逆に縮小することを明らかにした．

本研究は改良型の直径可変装置を用いて，より詳細に地山内の変位挙動を調べる室内モデル実験を実施するとともに，トンネル掘削によって地山内に生ずる不連続的な変位挙動を説明し得る解析手法を検討するため，弾塑性要素とジョイント要素を用いた２種類の有限要素解析を行って，解析手法の適否を考察したものである．

2.　実験方法と実験結果

本実験は村山[1]，村山・松岡[2]の研究を踏襲して，砂質地山トンネルの掘削による地山内の変位挙動を調べ，下記の諸点に対する基礎資料を求めるためのものである．

a）グランドアーチが形成されない浅いトンネルとグランドアーチが形成される深いトンネルを区別するかぶり厚の境界を検討する．

b）砂質地山トンネルの現場計測結果の評価に供するため，かぶりによる変位分布の差異を明らかにする．

c）地山の変位挙動を適切に記述し得る解析手法の検討に供する資料を与える．

地山は豊浦砂の粒径加積曲線と平行な粒度配合となるよう，長さ 5 cm，直径 1.6 および 3.0 mm のアルミ棒を重量比 3：2 で混合したものを積み上げて準備する[2]．トンネル掘削シミュレーション装置は **Fig. 2** に示すように直径 8 cm で，ハンドルを回転すると直径が縮小するように設計されている．なお，初期間隙比は 0.24 である．

実験は **Photo 1** に示す幅 50 cm の枠内に，下端より 20 cm にトンネル掘削シミュレーション装置の中心軸が位置するように置き，トンネル天端からのかぶりとして所定の高さまでアルミ棒を積む．その後，トンネル径を徐々に縮小させ，地山の変位挙動を写真で記録する．本研究で用いたかぶり高さは 1 D_0 (8 cm)，2 D_0 (16 cm)，3 D_0 (24 cm) および 4 D_0 (32 cm) の 4 種である．なお，D_0 は初期のトンネル直径である．

Fig. 3 はかぶりの浅い場合（$H=1\,D_0$，8 cm）を例に，トンネル半径を δ_R だけ縮小したとき，$\delta=2$ mm の等変位線がいかに拡大していくかを示している．これより，トンネル径の縮小に伴われ大きな変位を示す領域が天端上方に向かって急速に拡大し，$\delta_R=3.3$ mm では $\delta=2.0$ mm の等変位線が地表面にまで達することがわかる．なお，$\delta_R=1.7$ mm で，$\delta=2.0$ mm の変位を生ずるのは，

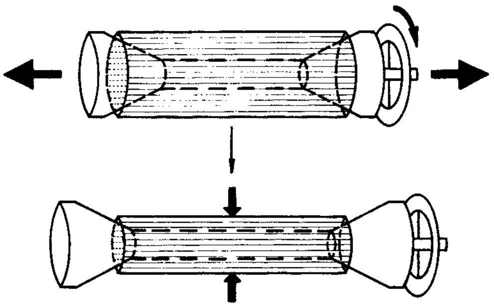


Fig. 2　Schematic diagram of diameter reducible device to simulate tunnel excavation.

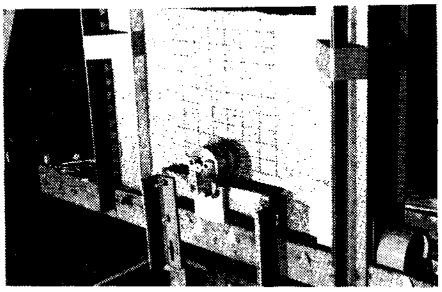


Photo 1　View of apparatus used in model tests.

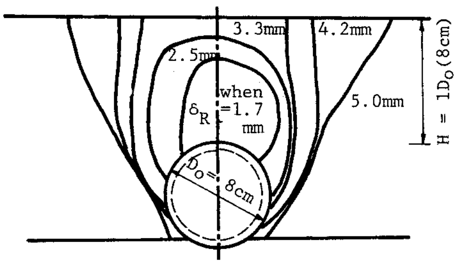
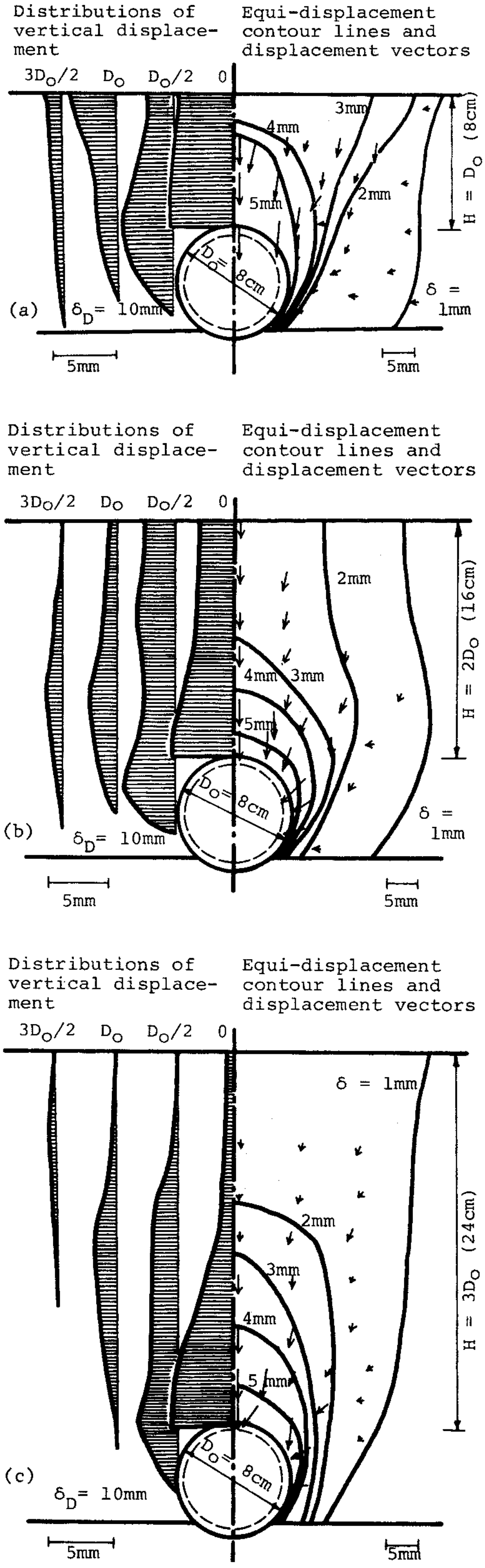


Fig. 3　Enlargement of equi-displacement line of $\delta=2$ mm with the reduction of tunnel radius, δ_R.

トンネル壁面に沿って上部のアルミ棒が下方に回り込むためである．また，**Fig. 3** および以下の図中の下部の水平線は，**Photo 1** に示すように実験装置上，水平線以下の挙動が観察できないため，その限界線を示している．

Fig. 4 (a)，(b)，(c)，(d) はかぶり $H=1\,D_0$，$2\,D_0$，$3\,D_0$ および $4\,D_0$ において，トンネルの直径を $\delta_D=10$ mm 縮小したときの地山内の変位挙動を示している．各図の左半分には地表から行う多層沈下計による計測に対応するものとして，トンネル中心軸鉛直線上とそれから $D_0/2$，D_0 および $3\,D_0/2$ だけ離れた地山内の鉛直方向変位の分布を与えている．一方，右半分には変位ベクトルと変位の絶対値に関する等変位線を与えている．これらの図から得られる知見は以下のようである．

a）かぶりが浅い場合（$H=1\,D_0$），天端直上の鉛直



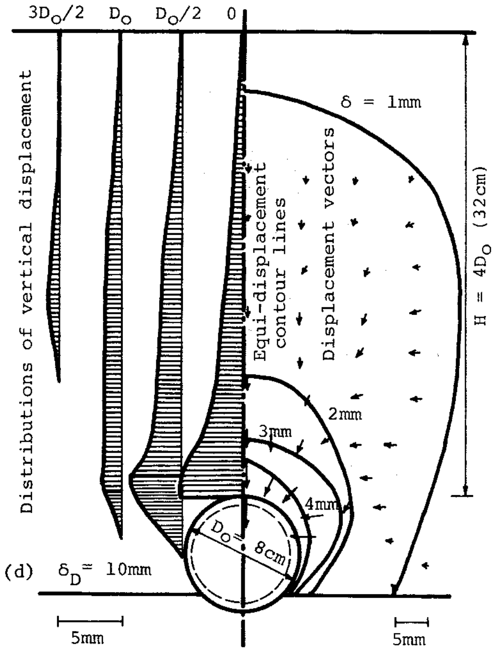


Fig. 4 Experimental results of vertical displacement distributions, equi-displacement contour lines and displacement vectors, (a) overburden $H=1\,D_0$, (b) $H=2\,D_0$, (c) $H=3\,D_0$, (d) $H=4\,D_0$.

変位はほぼ一様に分布しており，全体が一様に沈下するがごとき挙動を示すが，他方深い場合（$H=4\,D_0$）ではトンネル周辺で大きな変位を示す分布となる．

b） かぶりが浅いと大きな変位が地表面にまで及ぶが，大きな変位を示す領域（たとえば $\delta=3$ mm）は一部に逆転もみられるもののかぶりが深くなると縮小する．

より明確に b）の事実を示すため，$\delta_D=10$ mm において $\delta=2.5$ mm 以上の変位が生じる領域を Fig. 5 に示している．図の左半分には深い場合（$H=4\,D_0$ (32 cm)）を，右半分には浅い場合（$H=1\,D_0$（8 cm））を与えている．この図において，同じ大きさの変位を生じる領域はかぶりが深くなると縮小することが明らかである．

以上，要するにトンネル壁面で等しい変位が生じる場合，かぶりが浅いと土塊（土粒子）が互いにせりもって，石積みアーチ橋のようなバリアーが形成され，下部の変位が上部に伝達しない，いわゆるグランドアーチが形成されず地表面にまで大きな変位が伝達されるが，深い場合にはグランドアーチの形成によって，地表面にはわずかな変位しか伝達されないと結論づけられる．また，浅いトンネルと深いトンネルを区分する境界は Fig. 4 の鉛直方向変位分布に着目すると，かぶりが 2 D_0～3 D_0 の間にあるといえる．

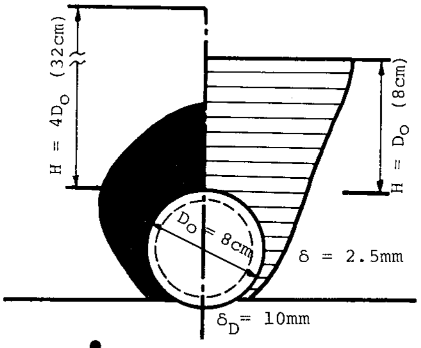


Fig. 5 Experimental results of equi-displacement contour lines of δ=2.5 mm.

3. 解析手法

アルミ棒積層体地山を用いた実験結果をどのような解析であればよりよく説明できるかを比較検討するため，弾塑性体要素を用いた解析と Goodman ら[4]のジョイント要素を用いた解析を行った．なお，実験が二次元であるから，二次元平面ひずみ問題として扱った．

（1） 弾塑性体要素を用いた解析

解析には Fig. 6 に示すような有限要素分割を用いたが，なお Fig. 6 は $H=1\,D_0$（8 cm）のかぶりに対するものである．

初期応力状態は重力場であり，土かぶり圧と静止土圧係数 K_0 で表わされると仮定した．トンネル掘削シミュレーション装置によるトンネル径の縮小はトンネル壁面の各節点に δ_R（半径変位量）を強制的に与えることでモデル化した．

解析の価値は予測能力をもつかどうかにあるとの立場から，二軸圧縮せん断試験等で求めた Table 1 に示すアルミ棒積層体の力学諸量を解析に直接用いている．

アルミ棒積層体の塑性構成式は式（1）で表わされる，Drucker・Prager[5]の降伏関数と Associated flow rule を適用して求まるものであるとした．

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

ここに，J_2 は偏差応力 $S_{ij}(=\sigma_{ij}-\sigma_{kk}\delta_{ij}/3$，$\sigma_{ij}$ は応力テンソル，$\sigma_{kk}=\sigma_{11}+\sigma_{22}+\sigma_{33}$，$\delta_{ij}$ はクロネッカーのデルタ）の第 2 不変量，$\sigma_m(=\sigma_{kk}/3)$ は平均応力，α は $\sin\phi/\sqrt{9+3\sin^2\phi}$（$\phi$ は内部摩擦角）である．

なお，ヤング率は平均応力の関数とし，ポアソン比は 1/3 を用いた．

（2） ジョイント要素を用いた解析

地盤内に生じるすべり面などの不連続的変位挙動を解析でいかに表現するかは大切な問題である．不連続的変位・運動現象を記述しようとする数値解析モデルには，Goodman ら[4]のジョイント要素のほか，破壊面の発生，局所的なすべりや引張破壊の生じる系の挙動解析を目的とした川井[6]の剛体ばねモデル，岩盤ブロックの分離後の崩壊など運動学的な挙動を説明する Cundall[7]の個別要素法，さらには破壊した要素にジョイント要素を組み込み逐次破壊現象を表現しようという川本[8]の方法などがある．

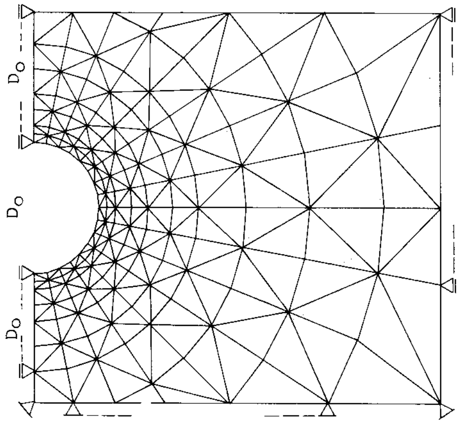


Fig. 6 Finite element mesh ($H=1\,D_0$).

Table 1 Material parameters used in analyses.

	Aluminum
Unit Weight γ (gf/cm^3)	2.18
Young's Modulus E (gf/cm^2)	$500+10^2\sigma_m$
Poisson Ratio ν	1/3
Cohesive Strength c (gf/cm^2)	0
Internal Friction Angle φ (°)	30
Coefficient of Earth Pressure at Rest K_O	0.5

砂質地山トンネルでは不連続的変位挙動，すなわちすべり面が生じるから，すべり線法かそれに準ずるような解析手法の適用が考えられる．これらのことや材料物性をより直接的に解析に導入でき，さらに有限要素法の枠組内で扱えることなどによって Goodman ら[4]のジョイント要素を用いることにした．

弾塑性体要素を用いる解析と同様，本解析においても Fig. 6 に示すような要素分割を用いるが，三角要素の周辺にはすべてジョイント要素を配置してある．また，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 作用方向と（$45°-\phi/2$）の角度で交わり，地山内へは放物線状で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，ジョイント要素は

弾-完全塑性的挙動を示すものと仮定する．垂直方向に関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とがばね定数 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定数 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．

$$\left.\begin{array}{ll}\tau_y = c + \sigma_n \tan\phi & \text{接触}\ (\sigma_n \geq 0) \\ \tau_y = 0 & \text{はく離}\ (\sigma_n < 0)\end{array}\right\} \cdots\cdots\cdots\cdots (2)$$

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って，アルミ棒積層体では Table 1 に与えているように，$c=0$，$\phi=30°$ である．

ばね定数 k_n，k_s はジョイント要素の垂直およびせん断方向の弾性変形に対する係数であるが，ジョイントは論理上厚さのない面であるから変位量は零であるべきことからきわめて大きな値を用いるのが望ましい．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などの不都合がある．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．なお，予備的数値解析において，ジョイント要素のばね定数が系全体の応答に及ぼす影響は小さく，上記程度のばね定数であれば問題のないことを確認している．

4. 解析結果と考察

かぶり $H=1\,D_0$ および $4\,D_0$ の実験結果（Fig. 4 (a), (d)）に対応する弾塑性体要素解析結果を Fig. 7 (a), (b) に，ジョイント要素解析結果を Fig. 8 (a), (b) に与えている．実験結果と解析結果の比較において求まる知見は，

a） かぶりが浅い場合（$H=1\,D_0$）には地表面にまで達する大きな変位挙動をジョイント要素解析の方がよく説明でき，等変位線の形状，広がりも実験結果に近い．

b） かぶりが深い場合（$H=4\,D_0$）では大きな変位が地表面にまで伝達されないという挙動をジョイント要素解析ではよく表現しており，等変位線の形状，広がりも実験結果に近い．

Fig. 9 は Fig. 5 に示す実験結果に対応する双方の解析結果を与えている．これらは，トンネルの直径を $\delta_D=10$ mm だけ縮小したとき，2.5 mm 以上の変位 δ が生じる領域を示す図であって，かぶりの浅い場合でも，また深い場合であっても，ジョイント要素解析が実験結果をよく説明していることがわかる．

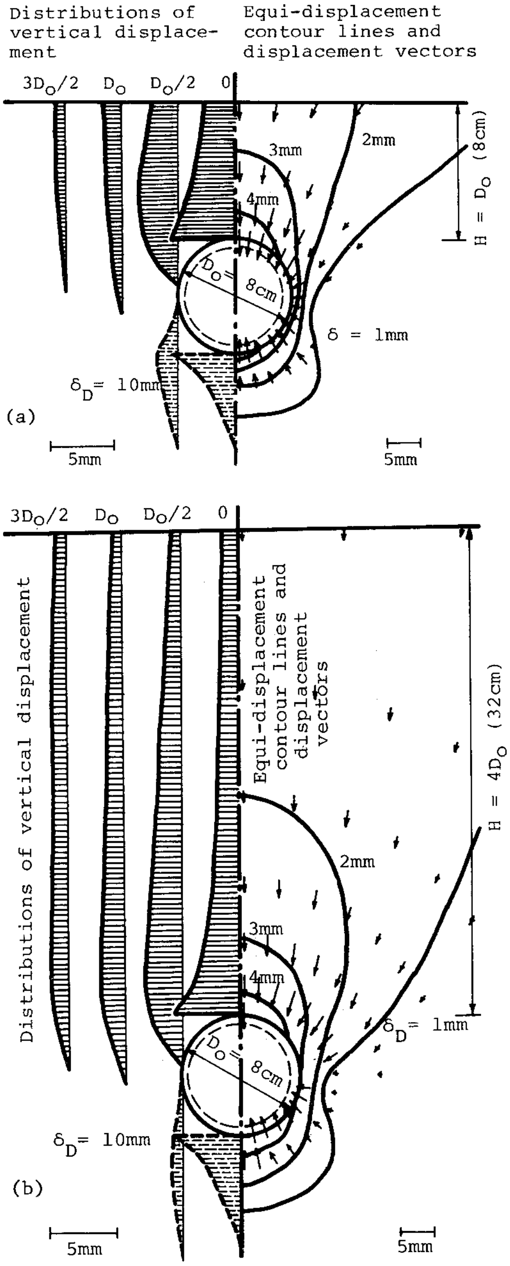


Fig. 7 Analytical results of vertical displacement distributions, equi-displacement contour lines and displacement vectors by elasto-plastic analyses, (a) overburden $H=1\,D_0$, (b) $H=4\,D_0$.

Fig. 10 は地表面の沈下量とその分布形状を比較して示す図であって，かぶりの浅い場合，深い場合の沈下量の大きさの違いをジョイント要素解析の方がよく表現できている．

Fig. 11 (a), (b) は Fig. 7 および Fig. 8 に示す解析に

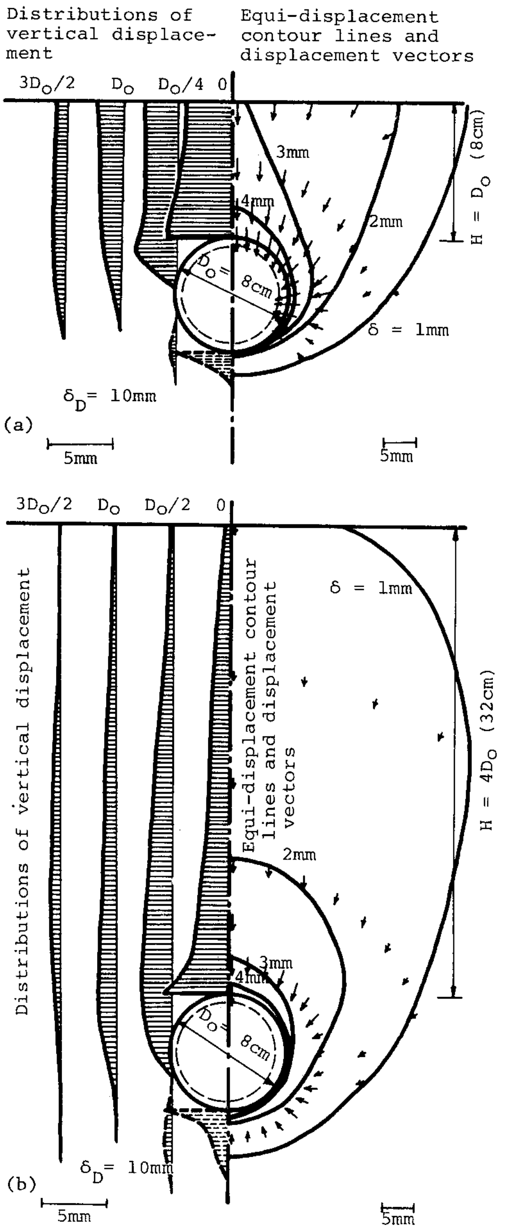


Fig. 8 Analytical results of vertical displacement distributions, equi-displacement contour lines and displacement vectors by joint element analyses, (a) overburden $H=1\,D_0$, (b) $H=4\,D_0$.

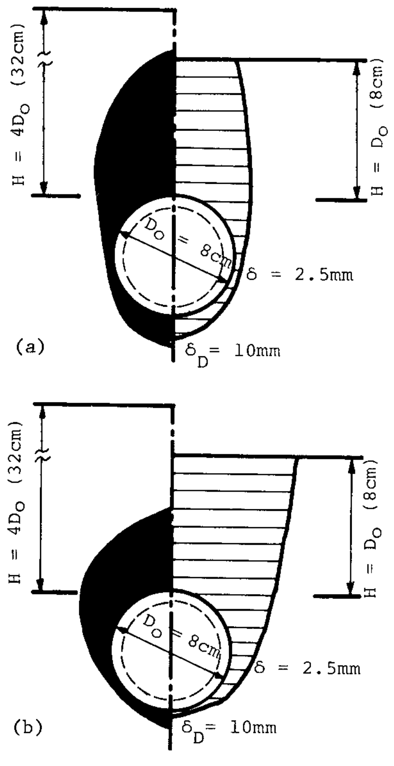


Fig. 9 Analytical results of equi-displacement contour lines of $\delta=2.5$ mm, (a) elasto-plastic analyses, (b) joint element analyses.

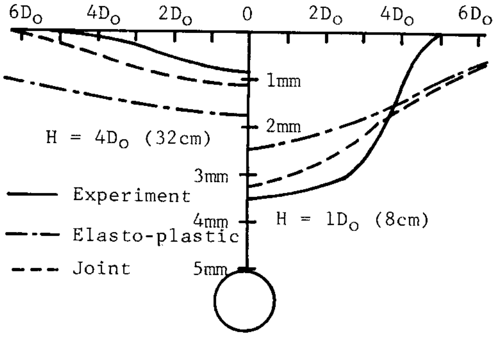


Fig. 10 Experimental and analytical results of ground surface subsidence due to tunneling.

おいて，かぶり $H=1\,D_0$ と $4\,D_0$ に対する塑性化した領域（弾塑性体要素解析）と塑性化したジョイント要素（ジョイント要素解析）を示している．塑性化したジョイント要素はかぶりが浅い場合には地表面にまで達するが，深い場合にはトンネル周辺に限られ，実験でみられる挙動をよくモンタージュしていると推定できるが，弾塑性体要素解析による塑性化した領域は広範囲にわたって生じ，特に深い場合には最小主応力が負，すなわち引張りによる塑性化域が遠くにまで生じ，砂質地山トンネルの挙動を適切に表現していないと判定される．

このように，砂質地山トンネルの挙動解析におけるジョイント要素解析の優位性は明らかである．しかしながら，従来主に岩盤の節理等のモデル化に用いるジョイント要素が，いかなる機構をとおしてアルミ棒積層体のような粒状体でも効果的であるのかを検討する必要がある．

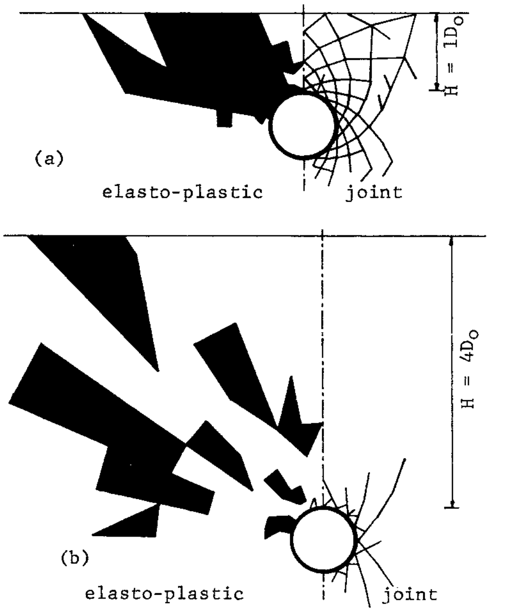


Fig. 11 Development of plastic zones (elasto-plastic analyses) and plastic joint elements (joint element analyses) in surrounding ground, (a) overburden $H=1\,D_0$, (b) $H=4\,D_0$.

そこで，ジョイント要素の配置および方向が解析結果にどのように影響するかを調べるために，Fig. 6 の要素分割を用いた Fig. 8 (a) に示す解析に加えて，Fig. 12 に与えた 5 種類のジョイント要素の配置に対して $H=1\,D_0$ の解析を行った．なお，図中の太線がジョイント要素を表わしている．配置-1 はトンネルに対して放射状にジョイント要素を配したもの，配置-2 は環状に，配置-3 は配置-1 と配置-2 を重ね合わせたものである．他方，配置-4 および 5 はジョイント要素群が，トンネル壁面と ($45°-\phi/2$) の角度で交わって，地山内には放物線的に配されており，配置-4 は配置-5 に比較してかなり粗な配置となっている．

各配置に対する解析結果は各図の右半分に与えてある．これは Fig. 4 (a) の実験結果に対応するもので，かぶり $H=1\,D_0$ でトンネル直径を $\delta_D=10$ mm 縮小したときの地山内の等変位線である．

配置-1 では $\delta_D=10$ mm の縮小に対してすべてのジョイント要素は弾性状態を保つ単なる弾性体の解析結果となって，トンネル側方の遠方にまで変位が生じる解を得る．

配置-2 と 3 の解析結果はほとんど同じであって，トンネル壁面に最も近い環状に配したジョイント要素が降伏してはく離するため，それより遠方にはわずかな変位しか伝達されない．なお，配置-3 は石積のアーチ橋が安定していることを示すものであり，解析するまでもなくここでの解析に適合していないことは明らかである．

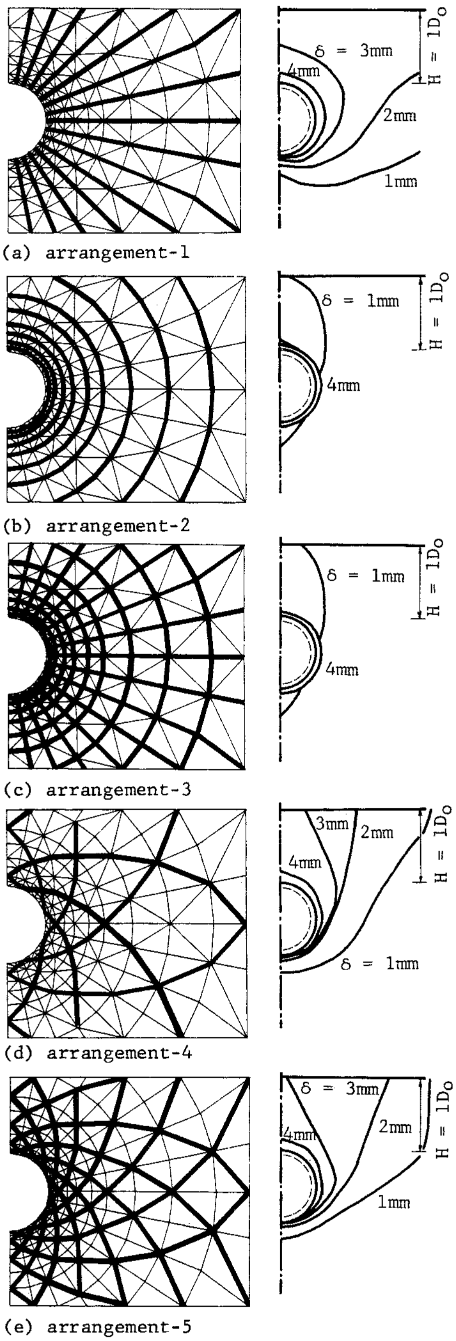


Fig. 12 Effect of arrangement of joint elements in finite element mesh on analytical results (equi-displacement contour lines, overburden $H=1\,D_0$), (a) arrangement 1, (b) arrangement 2, (c) arrangement 3, (d) arrangement 4, (e) arrangement 5.

放物線形状にジョイント要素を配した，配置-4 および 5 では，Fig. 8 (a) とほぼ同様の結果を与えており，

このような配置であれば砂質トンネルの挙動解析に有効であることがわかる.

以上をまとめると，砂質地山トンネルの変形挙動解析には地山内に生じる不連続的変位挙動を記述できるものであることが大切であって，連続体力学に立つ構成式と境界値問題の解析が必ずしも地盤の力学挙動を常に適切に記述できるものではないことを認識すべきである.

5. 結　論

トンネル掘削に伴われる砂質地山の変形挙動を解明するため，アルミ棒積層体地山を用いた室内モデル実験を行い，さらにその実験事実を説明できる解析手法を確立するため2種の解析を行って検討した．本研究をとおして得られた知見は，

a）かぶりが浅い場合，天端直上の地山内の鉛直変位は深さによらずほぼ同じ大きさで分布して全体が平行移動をするがごとき沈下挙動を示す．他方，深い場合には，トンネル周辺で大きな変位を示す分布となる.

b）かぶりが浅い場合，地表面にまで大きな変位が生じる．しかし，かぶりが深くなるに従って大きな変位を示す領域は縮小する.

c）厳密に浅いトンネルと深いトンネルを区別するのは容易ではないが，**Fig. 4** の実験結果をみる限りにおいては，$H=2D_0\sim3D_0$ の間に境界がありそうである.

d）アルミ棒積層体を用いた上記の実験結果を弾塑性体要素解析に比較して，ジョイント要素解析の方がよく説明できる．なお，ジョイント要素の配置等は検討したが，より定量的に説明できる解析手法確立にはさらなる工夫が必要であろう.

なお，本実験が実際の砂質トンネル掘削時の挙動を完全にシミュレートしているわけではないが，鉛直変位分布に関する限り，実際のトンネルの挙動をよく説明できている.

謝　辞：本研究の遂行にあたり，二軸圧縮試験機の使用を許可して下さった名古屋工業大学 松岡　元助教授，トンネル掘削シミュレーション装置の使用の便を計っていただいた（財）大阪土質試験所に謝意を表するものである.

参考文献

1）村山朔郎：砂層内局部沈下部にかかる垂直土圧，京都大学防災研究所年報，第11号，pp. 123～138, 1968.

2）村山朔郎・松岡　元：砂質土中のトンネル土圧に関する基礎的研究，土木学会論文報告集，第187号，pp. 95～108, 1974.

3）足立紀尚・田村　武・八嶋　厚：薄肉柔支保構造（吹付コンクリート，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，投稿中.

4）Goodman, R. E. and St. John, C. : Finite element analysis for discontinuous rocks, Proc. Numerical Methods in Geotechnical Engg., McGraw-Hill, pp. 148～175, 1977.

5）Drucker, D. C. and Prager, W. : Soil mechanics and plasticity analysis in limit design, Quart. Appl. Math., Vol. 10, pp. 157～165, 1952.

6）川井忠彦：物理モデルによる連続体諸問題の解析，東京大学生産技術研究所セミナー・テキスト（コース・57), 1980.

7）Cundall, P. A. : A computer model for simulating progressive large-scale movements in blocky rock systems, Sympo. of ISRM, Nancy, France, 1971.

8）Kawamoto, T. and Takeda, N. : An analysis of progressive failure in rock slopes, Proc. 3rd Int. Conf. on Numerical Method in Geomechanics, Aachen, pp. 797～808, 1979.

（1984. 8. 25・受付）