

## DEM 解析による Fenner-Pacher 型支保特性曲線の実現と考察

## THEORETICAL ANALYSIS OF FENNER-PACHER-LIKE CHARACTERISTIC CURVES FOR TUNNELING BY DISTINCT ELEMENT METHOD

木山英郎\*・藤村 尚\*\*・西村 強\*\*\*

By Hideo KIYAMA, Hisashi FUJIMURA and Tsuyoshi NISHIMURA

The purpose of the present investigation is to show analytically the existence of the Fenner-Pacher curve. This has been fully achieved by the distinct element method of a new model of tunneling.

The model ground consists of about 400 equal circle elements in regular array and a larger circle element of a tunnel (or circular closed lining) in the center of the array. This ground is subjected to a given initial vertical load and lateral load, and the tunneling is simulated by the decrescent of stiffness and weight of the tunnel element.

From the result it becomes clear that there are three typical characteristic curves due to the initial ground conditions: the elasto-plastic type showing continuous decrease of bearing load  $P$  with increase of deformation  $U_D$ , the Fenner-Pacher type having  $P_{min}$  and a stable decrescent branch of  $P$  with increase  $U_D$ , and the lateral-flow type showing sudden increase of  $P$  and/or  $U_D$  after large and unstable  $P_{min}$ .

Keywords: DEM, granular ground, tunnel, Fenner-Pacher curve

## 1. 緒 言

DEM (離散剛要素法、個別要素法) を用いて、地下浅所のトンネル掘削に伴う地表沈下やアーチ作用を検討した結果はすでに報告した<sup>1)</sup>。本報では、地下深所のトンネル掘削を考え、初期地圧に相当する鉛直応力と水平応力の作用のもとで、掘削部の重量と支保剛性の減少過程を解析した結果について報告する。

本研究の1つの目標は、NATMの基本概念をなすFenner-Pacher曲線の検証にある。NATMの普及とともに、Fenner-Pacher曲線を理論的に導こうとする試みが、弾・塑性解析を中心にいろいろと進められてきたけれども、支保圧の極小値の存在とそれ以降のいわゆる“ゆるみ荷重”による増大を説明するに至っていない。このことは、Fennerが経験的に想定した“ゆるみ荷重”が地盤の塑性化といった連続体的取扱いの範囲を越え、地盤のもつ潜在的な粒状性の評価などなんらかの不連続体的取扱いの必要性を示唆する。粒状集合体の挙動解析に有効なDEM解析を試みるゆえんである。

## 2. 解析方法の概要

解析モデルの一例を図-1に示す。地盤要素はこれまでの解析<sup>1),2)</sup>と同様に円形要素(直径1cm)を用い、これを縦・横約19.5cmの枠内に最下段に $s$ 個、その上に $s-1$ 個の順で繰返し配列した(以下、 $s-1/s$ 配列とよぶ)ものを模型地盤とした。1要素4接点の代表的配列として17/18, 13/14, 11/12の3種類を解析した。用いた要素定数等は表-1に示す。

鉛直応力 $p_v$ は、土被り圧に相当する応力を最上段の要素に割り振って、それらの要素の自重として与え、変形の自由度を高める。水平応力 $p_h$ は、鉛直応力に対する比率(側圧係数とよぶ)で設定し、その合力を左右の側方剛板(AB, CD)に水平方向自重として与える。掘削の進行中もたえず一定の水平力を接触要素を通じて地盤に作用する。中央の大きな円形要素(直径3cm)がトンネル掘削部であって、初期状態の要素剛性は他の地盤要素のそれと等しく $K_0$ にとり、重量は直径3cmの要素重量を与えている。

解析手順は、step 00, 0, および、1~5の7段階を標準にしている。step 00は、各配列の地盤要素を側方剛板を固定した状態で、与えられた鉛直応力(最上段の各要素の自重に49粒子分の重量を上載荷重として加算)

\* 正会員 工博 鳥取大学教授 工学部海洋土木工学科 (〒680 鳥取市湖山町4-101)

\*\* 正会員 工博 鳥取大学助教授 工学部海洋土木工学科 (同上)

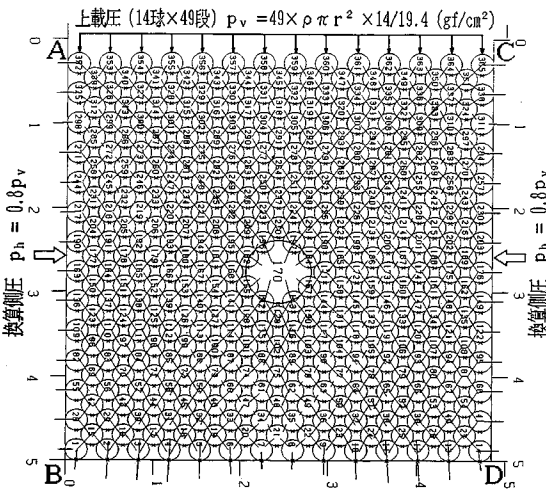
\*\*\* 正会員 工修 鳥取大学助手 工学部土木工学科 (同上)

表—1 DEM要素定数

Particle	
diameter	D: 1.0 cm
density	$\rho$ : 2.65 gf/cm <sup>3</sup>
Young's modulus	E: 750 Kgf/cm <sup>2</sup> (7.35 × 10 <sup>4</sup> kpa)
Poisson's ratio	$\nu$ : 0.3
time step $\Delta t$ : 1.0 × 10 <sup>-5</sup> sec	
particle to particle	
$k_n/\rho g$ (cm <sup>2</sup> )	3.84 × 10 <sup>4</sup>
$\eta_n/\rho g$ (cm <sup>2</sup> ·s)	1.11 × 10
$k_s/\rho g$ (cm <sup>2</sup> )	0.96 × 10 <sup>4</sup>
$\eta_s/\rho g$ (cm <sup>2</sup> ·s)	0.55 × 10
$\mu$	0.577

の作用下で静止される。引続き step 0 では、側方剛板を可動とし、設定した水平応力（側圧係数 0.5, 0.8, 1.0, 1.5 の 4 種類）を作用させて静止状態を得る。これが、掘削前の初期応力状態を与えることになる。step 1 ~ 5 は掘削過程を表わし、上記した一定の鉛直・水平応力下で、トンネル要素の自重を 20% 刻みに 5 段階で 0 まで減少させ、それと同時にトンネル要素の剛性も 0.5, 0.01, 0.001, 0.0001 ( $K_0$ ) と 5 段階で指数関数的に減少させた。両者の対応に理論的な必然性はなく、予備解析の結果から、後出の標準径路の計算に便利のように、1つの対応関係を設定したものである。大きな土被り圧の存在によって、トンネル要素の自重が解析結果に与える影響は少なく、自重減少段階を比較的自由に設定できる。計算はそれぞれの段階で完全な静止状態を求めて、そのときの要素間の接触変位を継いで、次段階に進める方法を採用した。

以上の解析手順を模式的に示すと図—2 のようになる。図は、トンネル要素とそれを取り囲む地盤要素との間の鉛直方向接触力を支保圧とみなし縦軸にとり、その



図—1 解析モデル

(13/14 配列,  $p_h/p_v=0.8$ , step 0)

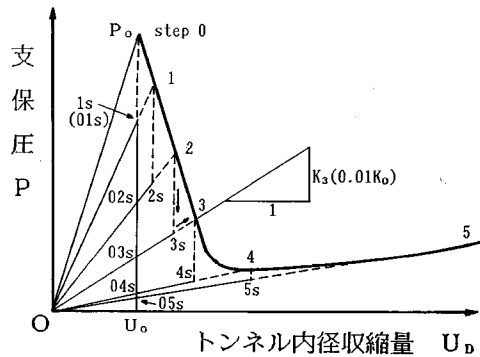
鉛直方向接触変位量をトンネル内径収縮量とみなして横軸にとってある。step 0 の静止状態から step 1 のトンネル要素条件への切換えは 0 → 1 s に対応し、そこから step 1 の静止状態への収束過程は 1 s → 1 とする。以下、step 2, 3, 4, 5 の過程は 1 → 2 s → 2 → 3 s → 3 → 4 s → 4 → 5 s → 5 の径路（以下、これを標準径路とよぶ）で解析することにする。その結果、step 0, 1, 2, … の静止状態を結ぶ図の太い実線は地盤の支保特性を表わすところの Fenner-Pacher 曲線を与えることになる。

### 3. 解析モデルの検討

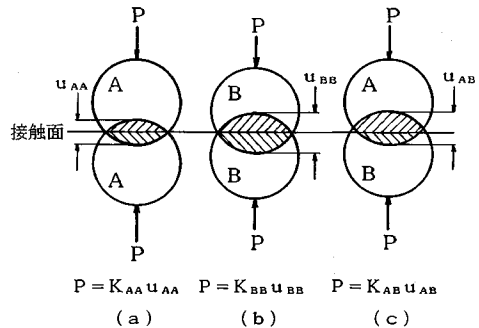
#### (1) トンネル要素の剛性変化と接触定数の設定

掘削の進行および吹付けコンクリート等による支保剛性の変化を表わすのに、トンネル要素の重量の低減率 ( $\Delta$ ) と剛性の低減率 ( $n$ ) でモデル化している。要素剛性の低下を DEM の接触剛性定数  $K$  に反映させる方法を考える。

図—3 は剛性の異なる円柱の接触変形に関する仮定を表わしている。A が通常剛性を有する地盤要素、B が剛性の低下したトンネル要素を表わす。図—3(a) の AA 接触における接触剛性定数を  $K_{AA}$ 、(b) の BB 接触における接触剛性定数を  $K_{BB}$  とすれば、それらは、A 要素、B 要素それぞれの剛性に比例する。仮定は、(c)



図—2 掘削・支保の DEM 解析径路の模式図



図—3 剛性の異なる円柱の接触変形の仮定

表—2 接触定数の計算式

	AA	AB
$\rho$	$\rho_0$	$\rho_0$
$m$	$m_0$	$m_0$
$K$	$K_0$	$K_0 \cdot 2(1-n)/(2-n)$
$\eta$	$\eta_0 (= 2\sqrt{m_0 K_0})$	$\eta_0 \cdot \sqrt{2(1-n)/(2-n)}$
$K'$	$K'_0 (= K_0/\rho_0 g)$	$K'_0 \cdot 2(1-n)/(2-n)$
$\eta'$	$\eta'_0 (= \eta_0/\rho_0 g)$	$\eta'_0 \cdot \sqrt{2(1-n)/(2-n)}$

表—4 要素配列と  $c, \phi$

(水平方向せん断試験の DEM 解析結果)

配列	$\alpha$	$c$ (gf/cm <sup>2</sup> )	$\phi$ (deg.)
17/18	60°	4.19	12.7
13/14	45°	5.39	23.4
11/12	35°	46.7	42.6

の AB 接触において、それぞれの要素剛性に応じた接触変形を示し、接触変位量が  $u_{AB} = u_{AA}/2 + u_{BB}/2$  で表わされるものとする。このとき、AB 接触の接触剛性定数を  $K_{AB}$  とおけば、 $P = K_{AA}u_{AA} = K_{BB}u_{BB} = K_{AB}u_{AB}$  が成立することから、 $K_{AB}$  が次式のように求められる。

$$K_{AB} = \frac{2K_{AA}K_{BB}}{K_{AA} + K_{BB}} \dots\dots\dots (1)$$

ここで、地盤の接触剛性定数を  $K_{AA} = K_0$  とし、トンネル要素の剛性の低減率を  $n$  とすれば、 $K_{BB} = K_0(1-n)$  であるから、周辺地盤との接触剛性定数  $K_{AB}$  は、式 (1) より  $K_{AB} = 2K_0(1-n)/(2-n)$  のように表わされる。このときの接触粘性定数  $\eta_{AB}$  は、従来どおり運動方程式の収束性の観点から  $\eta = 2\sqrt{mK_{AB}}$  の関係で定める。

以上をまとめて、DEM 解析に必要な接触定数の計算式を示すと表—2 のようになる。実際の計算では、 $K, \eta$  をそれぞれ  $\rho g$  で相対化した  $K', \eta'$  の形で用いる。また、掘削進行を表わす step 0 から step 5 までに採用した  $\Delta, n$  の値と、それに対する接触定数  $K', \eta'$  の値を示すと表—3 のようになる。

(2) 要素配列と側圧係数

単一粒径の円形要素の規則配列によってモデル化した地盤においては、配列の相異は地盤のせん断強度定数  $c, \phi$  やすべり線の方向など強度特性を表現するのみならず、粒子接触角  $\alpha$  (共通法線の水平線からの傾きで表わす) を通じて地盤の応力状態をも支配する<sup>2)</sup>。

用いた 3 種の配列 17/18, 13/14, 11/12 について、水平方向せん断に対する  $c, \phi$  の値は表—4<sup>3)</sup> に示す。鉛直方向のせん断に対しては、後出図—5 および図—11 の要素配列から明らかなように、17/18 配列と 11/12 配列は 90 度回転した配列となっており、その  $c, \phi$  は表—4 に

表—3 掘削・支保 step と  $K', \eta'$  の設定

	( $\rho$ )	( $K$ )	AA		AB	
	$\Delta$	$n$	$K'_{AA}/K'_0$	$\eta'_{AA}/\eta'_0$	$K'_{AB}/K'_0$	$\eta'_{AB}/\eta'_0$
step 0	0	0	1.0	1.0	1.0	1.0
step 1	0.2	0.5	1.0	1.0	1/1.5	$\sqrt{1/1.5}$
step 2	0.4	0.9	1.0	1.0	2/11	$\sqrt{2/11}$
step 3	0.6	0.99	1.0	1.0	2/101	$\sqrt{2/101}$
step 4	0.8	0.999	1.0	1.0	2/1001	$\sqrt{2/1001}$
step 5	0.99	0.9999	1.0	1.0	2/10001	$\sqrt{2/10001}$

表—5 側圧係数の基準値と設定値

配列	$\cot \alpha$	step 00 (側方剛板固定)	step 0~step 5 (側方剛板可動)
17/18	0.65	0.31	0.5
13/14	1.0	0.83	0.8, 1.0
11/12	1.43	1.51	1.5

において両者を入れ換えたものと考えてよい。つまり、17/18 配列は鉛直応力の大きい場合に安定し、11/12 配列は鉛直応力より水平応力の大きい場合に安定した地盤の模型となる。

一方、配列と地盤内応力の関係を見ると、最も高積みの 17/18 配列 ( $\alpha = 60^\circ$ ) が鉛直応力の伝達の卓越した主動状態を表わし、最も偏平積みの 11/12 配列 ( $\alpha = 35^\circ$ ) は水平応力伝達の卓越した受働状態を表わし、13/14 配列 ( $\alpha = 45^\circ$ ) はちょうどその中間の状態を表わす。このようにモデル地盤の要素配列は、本来強度特性と応力状態がうまく一致して安定を保っていることになる。このことから、側圧係数の設定にあたっては、各配列における自然堆積時の側圧係数を基準にとる必要がある。そこで、step 00 として側方剛板を固定し、所定の鉛直荷重下において各配列の静止状態を解析した (なお、鉛直に立てた側方剛板は側面摩擦係数を 0 とおいて、水平成分のみ伝達するものとする)。

解析の結果、固定側方剛板に作用する水平接触力の合計と、最上端要素に作用させた鉛直荷重の合計との比、すなわち側圧係数は 17/18 配列、13/14 配列、11/12 配列でそれぞれ 0.31, 0.83, 1.51 であった。この結果より、step 0 以降の側方剛板可動とした場合の側圧係数は、各配列について表—5 に示すように設定した。

4. 解析結果

表—5 に示した 4 種類の地盤 (要素配列は 3 種類) について、プロッター出力図および支保特性曲線 ( $P-U_b$  曲線) を図—4~図—11 に示す。解析径路を示す  $1s \rightarrow 1, 2s \rightarrow 2$  等の点線はおよその収束過程を描いてある。なお、初期地盤 (step 0) の一例は前出図—1 にみられる。

(1) 安定な地盤 (17/18 配列)

17/18 配列は、側圧係数は  $p_h/p_v=0.5$  と最も低く設定しているが、この配列は本来鉛直力の伝達に卓越した地盤を表わし、step 00 で得た側圧係数が 0.31 と小さいことが重要である。

図-4 はトンネル要素と接する天井と床の粒子 (No. 237, No.167) に着目して、その接近量を鉛直内径収縮量  $U_b$  とし、その接触力の平均値を鉛直支保圧  $P$  にとって、掘削進行に伴う  $P-U_b$  関係を示す。

標準径路  $0 \rightarrow 1s \rightarrow 1 \rightarrow 2s \rightarrow \dots$  の静止状態  $0, 1, \dots$ ,

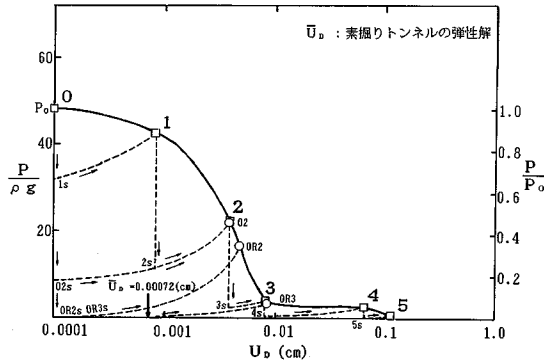


図-4  $P-U_b$  曲線 (17/18 配列,  $p_h/p_v=0.5$ )

5 を結ぶ線がこの場合の地盤支保特性を表わす Fenner-Pacher 曲線を与える。初期地盤を基準にした  $02s \rightarrow 02$  の径路は、簡略化した標準径路の  $2s \rightarrow 2$  と一致し、さらに、 $0R2s \rightarrow 0R2$ ,  $0R3s \rightarrow 0R3$  の径路はそれぞれ剛性の等しい  $2s \rightarrow 2$ ,  $3s \rightarrow 3$  の径路を下方に平行移動したものとなり、いずれも、その静止位置は先の支保特性曲線上に乗ることから、この曲線の一意性を知ることができる。

$P-U_b$  曲線の片対数グラフで上に凸の 0~3 の区間は、

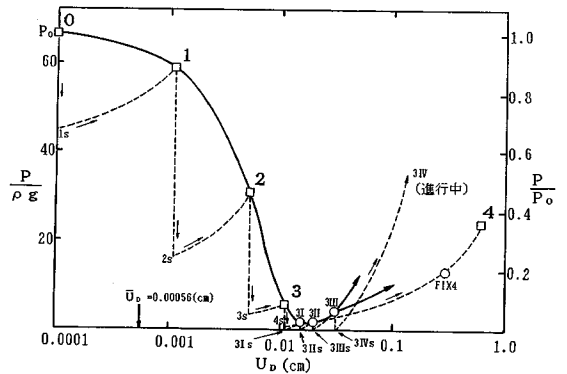


図-6  $P-U_b$  曲線 (13/14 配列,  $p_h/p_v=0.8$ )

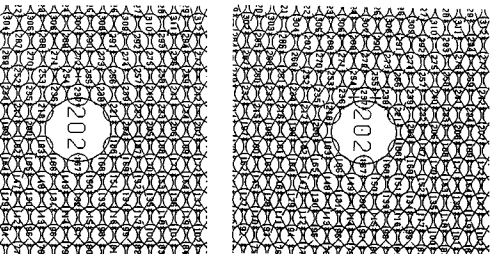
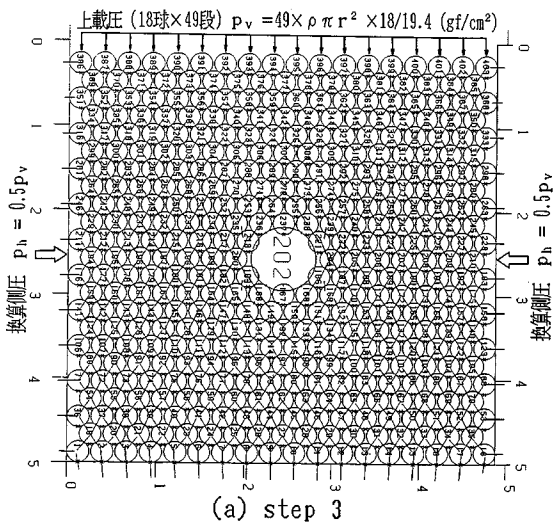


図-5 DEM 解析結果 (17/18 配列,  $p_h/p_v=0.5$ )

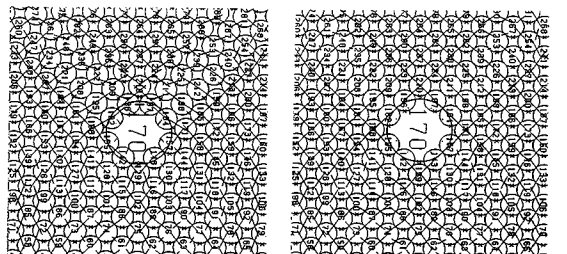
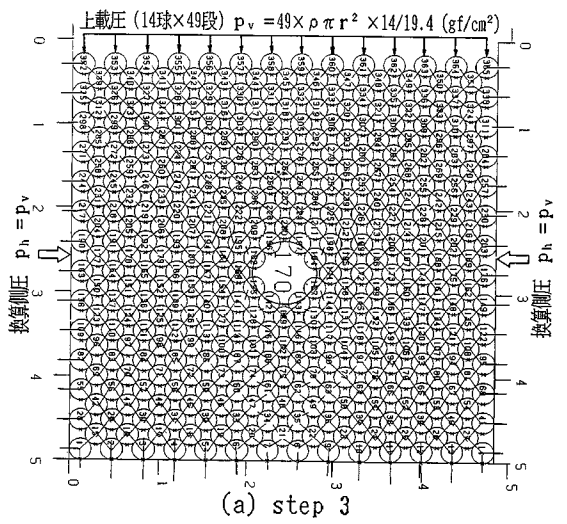


図-7 DEM 解析結果 (13/14 配列,  $p_h/p_v=0.8$ )

普通目盛上ではほぼ直線関係を示し、収縮量も少なくきわめて安定である。以下、この区間を線形区間とよぶ。step 3 以降、収縮量は急増するが  $P$  は減少を続け、step 4, step 5 とともに静止状態が存在する。以下、この区間を大変形区間とよぶ。全体としてこの地盤は安定であり、大変形区間においても支保圧は単調減少を示し、 $P_{\min}$  は存在しない。

代表的な掘削段階における地盤内の接触力の伝達状態を示すと、図—5<sup>2)</sup> のようである。先に報告<sup>2)</sup>したように、トンネル周辺地盤要素の接触力の伝達状態によってアーチを定義すれば、トンネル掘削に伴う地盤全体の力の流れに関与し、大きな地圧支持力を発揮するグランドアーチと、トンネル壁面の要素の自重による崩落等を支えるだけのルーフアーチの2種類に大別できる。これら2つのアーチ作用が、トンネル周辺地盤が本来有している支持力として機能し、支保工等に作用する支保圧の増減にいかにかかわっているかを以下にみる。step 3 において、トンネル剛性の低下とともにトンネルに斜め左右、上下四方向から X 線状に流れ込む力の伝達（図—1 参照）が消滅し、これに代わってトンネルを取り囲むように生成した菱形のグランドアーチが、step 4 においてさらに顕著になる。これによって上述のように支保圧は減少を続けることになる。支保剛性のきわめて小さい step 5 で、グランドアーチにやや乱れが生じるがルーフアーチの生成によって支保圧の増加を防いでいる。

また、この地盤の特徴として、可動側方剛板は一定側圧のもとで、step 0～step 5 の間に内方へわずかに収縮傾向を示すことである。step 00 より大きな側圧を設定したこともよるが、後述の地盤に比べて、この収縮傾向が安定性に強く関与していることが推定される。

弾性解<sup>2)</sup>との関係を見ると次のようである。この地盤の  $E=750 \text{ kgf/cm}^2$ 、 $\nu=0.3$ 、 $D=3 \text{ cm}$ 、および step 0 のトンネル付近の応力状態（地盤上端からトンネル位置まで要素自重のため、側圧係数に用いた  $p_v$ 、 $p_h$  とは異なる）から、 $\bar{p}_v=112.7 \text{ gf/cm}^2$ 、 $\bar{p}_h=47.02 \text{ gf/cm}^2$  を用いて計算される。素掘りトンネルの  $U_b$  は、 $0.00072 \text{ cm}$  となる。この値は、図—4 における線形区間の終端 step 3 の  $U_b$  の約 1/10 であり、DEM 解析の変位量の大きさを示している。

## (2) やや不安定な地盤 (13/14 配列)

注 1) 以後、同様のプロッター出力図において接触力を表わす線分は、垂直力とせん断力の合力の大きさと方向を示したもので、その線分長は要素直径分が 50 個の要素重量 ( $0.5^2 \pi \rho g \times 50$ ) に相当する力を表わす。

注 2) 平面ひずみ状態における素掘り円形トンネルの鉛直方向の内径収縮量  $U_b$  の弾性解は次式で与えられる。

$$U_b = \frac{D}{E} [2(1-\nu^2)\bar{p}_v - (1+\nu)(1-2\nu)\bar{p}_h]$$

粒子接触角  $45^\circ$  を有し、力の伝達が鉛直、水平にほぼ等分される 13/14 配列について、step 00 で求めた側圧係数 0.83 を基準に側圧係数 0.8 と側圧係数 1.0 の 2 例を解析した。

このときの  $P-U_b$  曲線を図—6、図—8 に示す。側圧係数 0.8 の場合標準径路で step 0 から step 3 までの間は安定な線形区間を示す。ところが、 $4 \text{ s} \rightarrow 4$  の径路で収縮量は急増し、支保圧  $P$  も大きく増加する。そこでこの間を、剛性率を step 3 の状態にとめて、支保圧を 0 に開放しては静止状態を求めることを繰り返す（支保時期を遅らせることに対応する） $3 \rightarrow 3 \text{ I s} \rightarrow 3 \text{ I}$ 、 $3 \text{ I} \rightarrow 3 \text{ II s} \rightarrow 3 \text{ II}$ 、…の径路で補ってある。 $P_{\min}$  の存在が認められるが、ついに  $3 \text{ III} \rightarrow 3 \text{ IV s} \rightarrow 3 \text{ IV}$  の径路で  $P$  が急増し、もはや静止状態は得られない。このように、step 3 以降の大変形区間は支保剛性と支保時期（横軸の変形量でみる）に依存する不安定な領域となる。

地盤内の粒子間の力の伝達状況を図—7 に示す。step 3 において、トンネルを取り囲むルーフアーチを兼ねた弱いグランドアーチの生成をみるが、step 4 ではトンネル周辺の力の流れは乱れ、ただトンネル周辺粒子が大変形の後に噛み合うことによって（一種のアーチを生成して）平衡を保っている。一方、 $P_{\min}$  を示す 3 II において、むしろ step 3 より進んだグランドアーチの生成をみる事ができる。トンネル周辺地盤の有する支持機能の発揮が支保圧を軽減することを示す一例である。

さらに、可動側方剛板の動きは、step 0～step 3 の線形区間も含めて全区間で膨張傾向にあり、特に、大変形区間で強い側方流動の傾向を示し、これが、この間の不安定性に関与していると考えられる。

そこで、側圧係数を 1.0 に増加させた場合を解析した。この場合の図—8 に対応するトンネル周辺状況は図—9 のようになり、いずれもアーチ作用は強められ、可動側方剛板の動きも全区間でわずかな膨張傾向に収まっている。この結果、図—8 に示すように  $P-U_b$  曲線は、step 3 につづいて  $P_{\min}$  を示した後の大変形区間においても、 $P$  の増加は緩やかで、支保剛性、支保時期による曲線の振れもわずかである。概念として示された Fenner-Pacher 曲線に最も近い解析例といえる。なお、図—6、図—8 にみられるように、13/14 配列地盤において、線形区間の終端 step 3 の  $U_b$  は素掘りトンネルの弾性収縮量 ( $U_b=0.00052 \sim 0.00056 \text{ cm}$ ) の約 20 倍となっている。

## (3) 不安定な地盤 (11/12 配列)

11/12 配列は、水平方向の力の伝達が卓越する配列であって、step 00 において側圧係数 1.51 と大きく、静止状態を得るのに鉛直応力よりも大きな水平応力を必要とする地盤である。

$P-U_b$  曲線は図—10 に示すように、標準径路  $3 \text{ s} \rightarrow 3$

で静止状態が得られず、線形区間は step 0~step 2 と短い。2 I s → 2 I の径路による静止状態が可動側方剛板による  $P-U_b$  曲線の限度である（継続する 2 II s → 2 II 径路は発散する）。この step 3 および 2 II の発散は、可動側方剛板の膨張変位を引き起こす地盤の強い側方流動による。つまり、これまでの 17/18 配列および 13/14 配列の場合と同様な側圧一定とした  $P-U_b$  曲線は、step 2 あるいは 2 I の状態以降極端に不安定となって存在せず、一気にトンネル地盤の崩壊に至るものと考えられる。

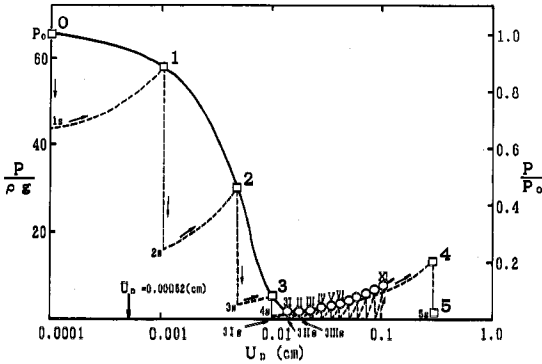


図-8  $P-U_b$  曲線 (13/14 配列,  $p_h/p_v=1.0$ )

そこで、step 2 の静止状態で側方剛板を固定し、以後標準径路に準じて、step 3, 4, 5 に対応する FIX 3, FIX 4, FIX 5 を求めると、これは安定した  $P-U_b$  曲線を示す。ただし、この間前述した地盤の側方流動の傾向は、側方剛板への水平力の増加となって現われ、側圧係数で 1.7~2.2 ときわめて大きくなる。側圧係数が 1.5 (ただし、トンネル近傍では、 $\bar{p}_v=71.02 \text{ gf/cm}^2$ ,  $\bar{p}_h=75.02 \text{ gf/cm}^2$ ,  $\bar{p}_h/\bar{p}_v=1.07$  である) の地盤も特殊な例と思われるが、こうした地盤で側方流動を拘束し、側圧

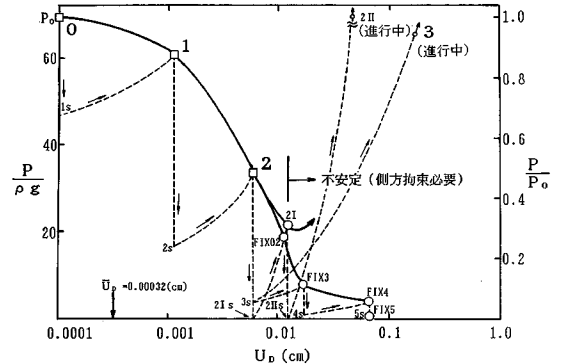
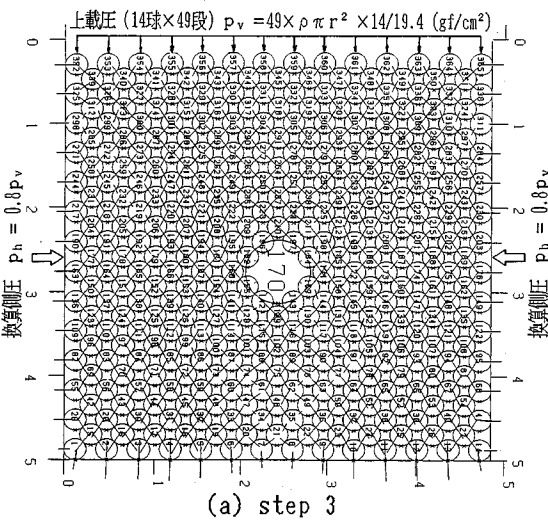
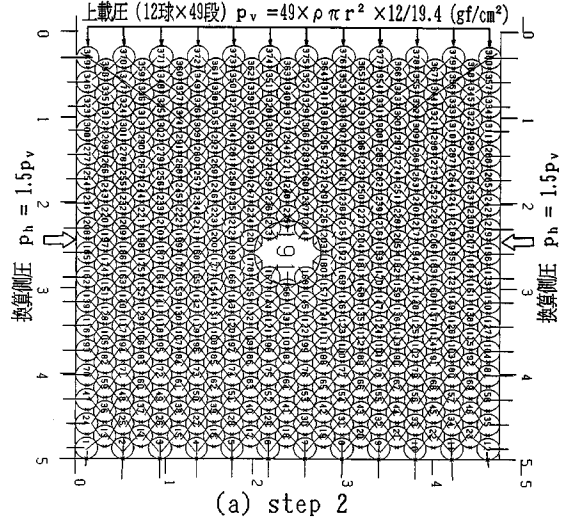


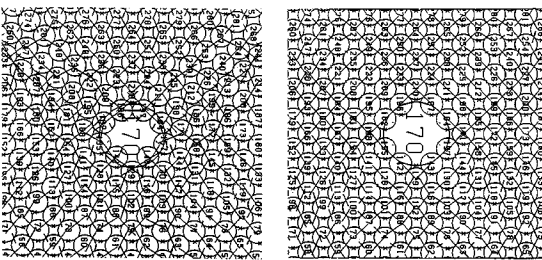
図-10  $P-U_b$  曲線 (11/12 配列,  $p_h/p_v=1.5$ )



(a) step 3



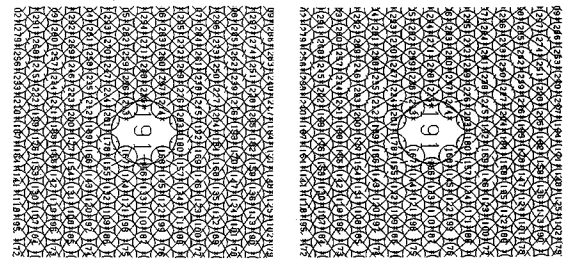
(a) step 2



(b) step 4

(c) step 3 II

図-9 DEM 解析結果 (13/14 配列,  $p_h/p_v=1.0$ )



(b) step 2 I

(c) FIX 3

図-11 DEM 解析結果 (11/12 配列,  $p_h/p_v=1.5$ )

係数を 2.0 近くまで高めることは、さらに考えにくいといえる。

図-11 は、この配列におけるトンネル周辺状況の一例を示している。step 2 および 2 I においてアーチの生成はトンネル上方において不完全であり、側方剛板を固定した FIX 3 において力の流れに従った偏平なグラウンドアーチの形成が認められ、対応する  $P-U_b$  曲線の安定性を裏付ける。

なお、図-10 にみられるように、素掘りトンネルの弾性収縮量に比べ、step 2 の  $U_b$  で約 20 倍、2 I あるいは FIX 3 では約 40 倍に達している。

#### (4) 解析結果のまとめ

各要素配列は、与えられた上載圧に対し、地盤内の力の伝達が滑らかに行われるような、粒子接触角に応じた側圧成分を生じさせる (step 00)。このときの側圧係数が、その配列に対する安定な初期地盤 (step 0) を保つための最少の側圧係数を与える。地盤物性と初期応力状態とは、土質地盤では静止土圧係数としてたとえば密な砂の場合 0.4、ゆるい砂やかたい粘土の場合 0.6~0.8、やわらかい粘土の場合 1.0 といった相関が認められている。今回の初期地盤モデルは配列による地盤物性と側圧係数の相関という点でこれに似ている。しかし、地下深所の岩盤では側圧がこれより大きくなる場合のあるのも事実である。この場合に、解析では地盤の安定性を増す方向に作用することが確かめられた。したがって、実際の側圧係数から上述の地盤モデルをあてはめて安定・不安定を評価するとき、側圧係数が高い場合においては、地盤物性によるものか否かの判定に注意する必要がある。

17/18 配列は鉛直力の伝達が卓越し、側圧係数が 0.5 (トンネル付近の  $\bar{p}_h/\bar{p}_v=0.42$ 、以下同様) 以上で安定な初期地盤、13/14 配列は鉛直力と水平力の伝達が相半ばし、側圧係数が 0.8~1.0 ( $\bar{p}_h/\bar{p}_v=0.52\sim 0.62$ ) 以上で安定な初期地盤、および 11/12 配列は水平力の伝達が卓越し、側圧係数が 1.5 ( $\bar{p}_h/\bar{p}_v=1.07$ ) 以上必要な初期地盤のモデルとなる。

トンネル掘削 (トンネル要素の自重と剛性の減少) によるトンネル要素の地圧分担能力の減少に伴って、トンネル周辺要素への力の伝達量は増加し、トンネルを取り囲む形の力の伝達アーチが形成される。要素配列 (粒子接触角) によって、鉛直方向に伸びた縦長のアーチ (17/18 配列) から、水平方向に伸びた偏平なアーチ (11/12 配列) まで変化する。いずれも最大荷重の方向に長軸を有するアーチと考えれば、力の流れに上手に対抗しているといえる。にもかかわらず、偏平なアーチをつくる 11/12 配列は、トンネル掘削に伴い側方流動あるいは側圧増加を来し、アーチの生成が不完全で不安定な

トンネル地盤となる。

このように地盤の安定性は (したがってまた支保特性曲線の安定性) は主としてグラウンドアーチの特性に依存するものであって、ルーフアーチの存在は支保圧と内径収縮量の大きさにわずかに影響するのみである。しかし、大変形区間においては、ルーフアーチ崩壊がグラウンドアーチ崩壊や後退につながり、結果として支保圧の急増やトンネルの大変形を招くので、ルーフアーチの保持に努めることが肝要である。

地盤の支保特性曲線 (Fenner-Pacher 曲線) については以下のようなものである。初期地盤のトンネル要素の剛性および支保圧を基準にとって、トンネル要素の剛性を 10/100 ( $K'$  は 18/100) とした step 2 のとき支保圧は約 45% に、剛性を 1/100 ( $K'$  は 2/100) とした step 3 のとき支保圧は約 8% となる。ここまでが支保圧と内径収縮量がほぼ比例する線形区間となる。

その後、トンネル要素の剛性を 1/1000 ( $K'$  は 2/1000) とした step 4 のとき、グラウンドアーチの強い 17/18 配列は支保圧の減少を続ける。これは、 $P_{min}$  を示さない点で従来の弾・塑性解析の結果と同じである。ルーフアーチ兼グラウンドアーチ型の 13/14 配列は、ルーフアーチが強い側圧係数 1.0 の場合には、 $P_{min}$  を示した後支保圧を 20% 程度にまで増やしながらか安定するし、ルーフアーチが弱い側圧係数 0.8 の場合には、支保圧が 20% をはるかに越えて不安定となる。いずれにしろ、線形区間に比べると、支保圧の変化の割に内径収縮量の多い大変形区間となる。不完全なルーフアーチ兼グラウンドアーチ型の 11/12 配列は地盤の側方流動の傾向が強くなり、これを拘束しない限り、上述した支保圧の急増 (多分トンネルの崩壊に至る) を避けられない。

内径収縮量は、線形区間の終端 (step 3) あるいは  $P_{min}$  位置で  $U_b=0.01$  cm 前後 (トンネル直径 3 cm) であり、これは、素掘りトンネルの弾性解の 10~20 倍と大きい。大変形区間は、安定な地盤の step 4 で  $U_b=0.1\sim 0.3$  cm、支保圧 20% までとみられる。このままでは、変形量が大きすぎるが、安定な地盤 (たとえば、図-4、図-8 の場合) の場合には、支保の建て替えも可能であるから、大変形区間も有効に利用できる。

以上の結果を総合すると、理想的な支保は支保剛性をトンネル要素剛性換算で初期地盤の 1/100 程度 (step 3 相当) で、できるだけ早期に閉合し、線形区間での平衡状態の確保を目指すことが基本となる。そのうえで、側圧係数が 0.5 (トンネル近傍で  $\bar{p}_h/\bar{p}_v=0.42$ 、以下同様) 前後の地盤では、支保剛性を低くして、大変形区間の適当な許容変位量の点を目指す。側圧係数が 0.8~1.0 ( $\bar{p}_h/\bar{p}_v=0.52\sim 0.62$ ) では、大変形区間で支保圧の漸増ときには急増を招くので、支保は基本どおりとし、線

形区間での平衡を目指すべきである。側圧係数が1.5 ( $\bar{p}_h/\bar{p}_v=1.07$ ) と大きい場合には、地盤の側方流動が拘束されない限り、支保剛性を18/100程度に大きくし、支保圧も初期地圧の40~50%になることを覚悟して、短い線形区間内での平衡状態の確保が必須となる。

最後に、解析結果ではトンネル要素の剛性と自重の減少によって、トンネル要素自身が沈下変位する。特に、step 3以降の大変形区間では、その沈下変位量は鉛直内径収縮量と同じオーダーとなる。DEM解析の検証のためにも確かめる必要があると考えている。

## 5. 結 論

地盤を粒状集合体と考えたDEM解析によって、トンネルの掘削に伴うFenner-Pacher型の支保特性曲線の存在を証明するという本研究の目標は達成された。

地盤の支保特性曲線に関して特に注意すべきことは、 $P_{mn}$ を示した後に安定した支保圧の漸増を示すFenner-Pacher型がすべてではなく、内径収縮量の増加とともに支保圧が単調に減少する安定した特性曲線が存在するほか、 $P_{mn}$ の直後から支保圧あるいは内径収縮量

の急激な増加を示すものや、ときには、ほとんど除荷過程もないまま急激な支保圧増加に入るものなど、きわめて不安定な特性曲線の存在することである。

本研究は、昭和61年度文部省科学研究費〔自然災害(2)61025040および一般研究(c)61550358〕によって実施した。また、DEM解析の入出力は鳥取大学情報処理センター、計算は京都大学大型計算機センターを利用して行った。ここに記して、関係各位に感謝の意を表す次第である。

## 参 考 文 献

- 1) 木山英郎・藤村 尚：カンドルの離散剛要素法を用いた岩質粒状体の重力流動の解析，土木学会論文報告集，第333号，pp.137~146，1983.
- 2) 木山英郎・藤村 尚・二木 隆：粒状体地盤の離散剛要素法解析と模型実験—地下浅所のトンネルによる地盤変形—，材料，第392号，pp.466~471，1986.
- 3) 木山英郎・藤村 尚・西村 強：せん断モデルを用いた離散剛要素法の材料定数に関する検討，土木学会論文報告集，第382号，pp.167~174，1987.

(1987.7.20・受付)