

**投稿論文 (和文)**  
**PAPERS**

# システムロックボルトによる立坑の安定

西村和夫\*・山本 稔\*\*・今田 徹\*\*\*

低固結度の地山でのシステムロックボルトを用いた立坑の挙動とその安定解析法は、施工事例があるにも関わらず不明確なまま残されている。本論文では、低固結度の地山における比較的浅い立坑をシステムロックボルトを用いて安定化する場合を想定した模型実験を行い、立坑の掘削にともなう掘削面の変形形態や作用土圧の挙動とシステムロックボルトの作用を明らかにするとともに、その簡便な解析法を提案した。

**Keywords** : rock bolt, vertical shaft, laboratory test, analysis

## 1. はじめに

土砂地山を対象とした都市トンネルの多くはシールド工法で掘削され、その発進もしくは到達立坑の施工には各種工法が現場の諸条件の下に比較検討されて選択されてきた。ところが、近年、山岳工法として主流となった NATM がこれら都市トンネルにも適用されるようになってきたことから、それらの発進もしくは到達立坑をロックボルトを用いて施工することが施工性、経済性からも有利となる条件が整ってきた。

しかし、土砂地山でロックボルトを用いて施工された立坑の実績やその挙動に関する研究<sup>1), 2)</sup>はまだきわめて少ない。その理由として都市部でのトンネル施工法としての NATM の馴染みが薄いことと、従来の立坑の設計では NATM におけるような掘削面の変形を許容して支保するという設計概念が存在せず、また、設計法も確立されていないことが挙げられる。ロックボルトがその作用効果を発揮するためにはある程度の変形を必要とする。従来の立坑の設計概念に基づいている以上、立坑にこのようなロックボルトによる支保を受入れる余地はなかったように思われる。

これらの観点から、本文では固結度の低い砂質土など主としてその挙動が内部摩擦角  $\phi$  に支配される土砂地山を対象として、立坑をシステムロックボルトを用いて施工した場合のロックボルトと地山の挙動を小型室内模型実験によって明らかにし、その簡便な解析法を示すことを目的としている。

## 2. 室内模型実験

### 2.1 実験のモデル化と実験装置の概要

モデル化にあたっての基本的な考え方は鉛直切土斜面の模型実験の場合<sup>3)</sup>と同じであり、地山材料、表面保護工モデルなどの材質や1段の掘削高さ、掘削段位数、計測関係は斜面の場合と共通となるように設定している。

#### (1) 地山材料

実験ではロックボルトの作用効果を明確に把握するため、模型地盤材料に表-1に示す粘着のない銅粒子を用いる。銅粒子を採用する理由は文献3)を参照されたい。

#### (2) 円形立坑のモデルと実験土槽

円形立坑のモデル化は、できるだけ単純で、かつ、円形としての挙動をある程度保証できるように六角形で行う。立坑モデルの外接円直径は測定装置などを設置する空間を立坑内部に確保するために240 mmとする。

実験土槽は図-1に示すような、内法寸法が直径1000 mm、高さ600 mm、肉厚15 mmの側面を補強した塩化ビニール製の円柱形で、その底面中央には立坑掘削の際に地山材料を排出するための孔が開けてある。

#### (3) 表面保護工のモデル

表面保護工は実際には吹付けコンクリートなどで施工されるが、本実験では表面保護工に作用する土圧を一部測定するので、受圧板の局所的な変形による土圧の減少を防ぎ、土圧を荷重として正確に測定するため、剛性の高い厚さ10 mmの亚克力板でモデル化する。そのため、柔な表面保護工としての可とう性は、亚克力板を1本のロックボルトの分担面積で上下左右に切り離し、個々の剛体板の相対変位でモデル化する。これによって、表面保護工の曲げ剛性の影響を除いたロックボルトだけの作用効果を明確にとらえることができる。

実験槽内部にロックボルトモデルを取り付けた表面保護工モデルを水平6面、鉛直7段(1段7 cm)に設置

\* 正会員 工博 東京都立大学講師 工学部土木工学科  
(〒158 世田谷区深沢2-1-1)

\*\* 正会員 工博 東京都立大学名誉教授

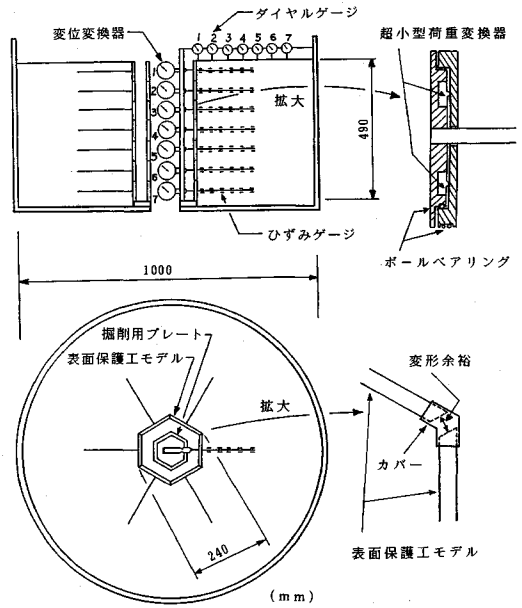
\*\*\* 正会員 工博 東京都立大学教授 工学部土木工学科

表一 模型地盤材料の物性

	Value, Unit, Comment
Specific Gravity: $G_s$	8.76
Unit Weight: $\gamma$	57.2 $\text{kN/m}^3$ : Dense
	(5.83 $\text{gf/cm}^3$ )
	64.9 $\text{kN/m}^3$ : Model
	(6.60 $\text{gf/cm}^3$ )
Angle of Internal Friction: $\phi$	53.0 $\text{kN/m}^3$ : Loose
	(5.41 $\text{gf/cm}^3$ )
Angle of Internal Residual Friction: $\phi_r$	35° : Dense Direct Shear Test
	33° : Loose
	25° : Dense Triaxial Compression Test
	23° : Loose
Cohesion: $c$	26° : Dense Direct Shear Test
	25° : Loose
	22° : Dense Triaxial Compression Test: $\phi = 10\%$
	22° : Loose
Grain Size: $D_{60}$ $D_{30}$ $D_{10}$	0 $\text{kN/cm}^2$ (0 $\text{gf/cm}^2$ )
	1.92 mm
	4.00 mm
Uniformity Coeff.: $U_c$	0.25 mm
	2.18

表二 実験条件

TN-No.	Bolt Length (cm)	Anchor Head (cm)
TN-101	28.0	-
TN-102		
TN-103		
TN-104	24.5	-
TN-105		
TN-106		
TN-107	21.0	-
TN-108		
TN-109		
TN-110	17.5	-
TN-111		
TN-112		
TN-113	16.0	-
TN-114		
TN-115		
TN-116	15.0	-
TN-117		
TN-118		
TN-119	14.0	-
TN-120		
TN-121		
TN-122	10.5	-
TN-123		
TN-124		
TN-125	9.0	-
TN-126		
TN-127		
TN-128	7.0	-



図一 実験土槽とモデルの配置図

するが、計測断面の縦1列の表面保護工モデルは、凹凸2枚の板からなる入れ子構造(図一)として剛性を保つと同時に、その中に4個の超小型荷重変換器を組み込んで表面保護工モデルに作用する水平土圧を荷重として計測する。なお、摩擦を除くために上下左右の表面保護工モデルの間と、計測用モデルの入れ子の間に直径1 mmのボールベアリングを挿入する。したがって、表面保護工モデルのロックボルト軸方向の土圧成分は、ロックボルトの軸力のみで支えられなければならない。

(4) ロックボルトのモデル

ロックボルトモデルには外径6 mm, 肉厚1 mmのベークライトのパイプを用いる。また、定着法として全面接着式を想定し、ある程度の引抜耐力を得るために、パイプに外径10 mm, 内径6 mm, 厚さ1 mmの同材質の円盤状の節を5 mm間隔で取り付ける。なお、ロックボルトのモデル化に関してはパラメーターにその曲げ剛性や断面積を考えるのではなく、ロックボルトの長さや引抜耐力を選ぶ<sup>3)</sup>。

2.2 実験条件と実験手順

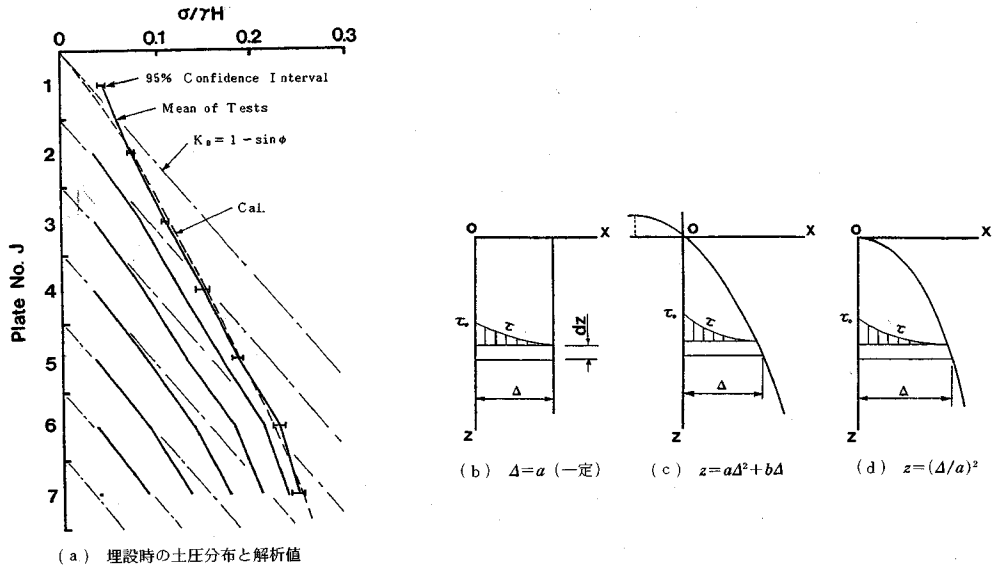
(1) 実験条件

実験では代表的な例として同一長さのロックボルトを一定間隔で水平に打設する場合を対象とする。表二に行った実験条件を示す。ロックボルトモデルの長さは28 cmから変位の発生状況を見ながら短くする。また、実際のロックボルトの定着強度の違いによる引抜耐力の差をロックボルトの地山側先端に付ける角型アンカーヘッドで模擬することにして、アンカーヘッドがなしと2.0 cm角の場合の実験を行う。

(2) 実験手順

実験の手順の概要を以下に説明する。

- 最初に、模型地盤の内枠となる掘削用プレートと7段分実験槽内に設置する。
- 実験槽内に立坑内空の変形余裕が確保できるように所定の間隔をあけて表面保護工モデルを六角に並べ、ロックボルトモデルの先端を銅粒子で埋設して支持する。次に、表面保護工モデルの水平変位を測る変位変換器を計測断面の縦1列の各表面保護工モデルの中心位置にそれぞれ設置する。
- 計測断面の表面保護工モデルの中に組み込んである4個の超小型荷重変換器の初期値を測定してこの時点土圧に対するゼロ点とする。
- 掘削用プレートと表面保護工モデルの間の掘削部分と地山側に銅粒子を詰める。
- 表面保護工モデル1段分を埋設して、その上面を水平にならした後、すでに埋設してあるすべての表面保護工モデルに作用している土圧を計測する。
- 上記b)からe)までの手順を所定の埋設高さまで繰り返す。この結果、表面保護工モデルに作用する水平土圧が埋設高さに対してどのように増加してゆくか、測定できる。
- 所定の高さ(7段, 49 cm)に達した後、参考のために、地表面沈下を測定する変位計を最初の1つは掘削面から3.5 cmの位置に、以後7 cm間隔に地表面中心線上に設置する。
- 表面保護工モデルの水平変位を測定する変位変換器と、地表面沈下を測定する変位計の初期値を計測して、



図—2 壁面摩擦の影響とその分布モデル

この時点を変位計測のゼロ点とする。また、表面保護工モデルに作用する水平土圧を測定し、その値をもって静止土圧とする。

これで実験準備は終了し、以下、掘削実験に入る。

i) 掘削用プレートを1段ずつ引き上げることによって掘削用プレートと表面保護工モデルの間の銅粒子を立坑中心の排出用円孔から下に排出して掘削を模擬する。

j) 表面保護工モデル1段分(7cm)の銅粒子の排出が終了した後、土圧と水平変位を、また、参考のために地表面沈下とロックボルト軸力を測定する。

k) i)~j) までの手順を繰り返す。

なお、実験では、図—1に示すように六角に設置した各表面保護工モデルがモデルの設置の際の位置のずれによる誤差を含めて立坑直径の約1割まで変位しても相互に競り合わないように変形余裕を設定しており、この変形余裕が消化された場合にはロックボルトが立坑を支持し得なくなったと考えて立坑の崩壊と判定する。

これらの一連の手順を、表—2に示す実験条件について繰り返す。

また、実験ではロックボルトと表面保護工モデルが掘削前に地山内に設置されているため、実験は掘削後地山が変形する前にロックボルトと表面保護工を打設したモデル化になっている。掘削前にモデルが埋設されていることの実験結果への影響は、同じ実験方法を用いた斜面の実験<sup>3)</sup>で大きくないことが確かめられている。

### 2.3 実験結果と考察

#### (1) 壁面摩擦と静止土圧について

本実験でも鉛直切土斜面の実験<sup>3)</sup>と同じ理由から特に壁面摩擦を軽減する手段を施していない。したがって、

壁面摩擦の影響と思われるが、図—2 (a) の太線に示すように Plate No. が7から6, 5, ..., 1と実験手順 f) に従って埋設していくごとに、水平土圧  $\sigma$  の測定値は図中一点鎖線で示した静止土圧の値から次第に減少する。なお、図中 H は最終掘削深さで 49 cm である。

そこで、静止状態での壁面摩擦の影響範囲  $\Delta$  を2つの二次元平面モデルによって概算してみる。

1つの計算モデルは同図 (b) に示すように、壁面摩擦が壁面から深さに関係なく一定距離  $\Delta$  まで作用すると考えて計算する。この計算方法は文献3)を参照されたい。もう1つは  $\Delta$  が放物線分布していると仮定して計算するものである。このとき、同図 (c) に示すように一般的な形のモデルがよいが、初等関数では解けないため、自由度を拘束することになるが、放物線の頂点と座標原点が一致する同図 (d) に示すモデルについて解く。壁面摩擦  $\tau$  の分布形状および計算方法は文献3)と同様である。

深さ  $z$  に対する壁面摩擦の放物線分布

$$\Delta_z = az^{1/2} \dots \dots \dots (1)$$

に対し、斜面<sup>3)</sup>の場合と同様の手順にしたがって壁面に作用する水平土圧は次のように求められる。

$$\sigma_h = \frac{\gamma}{2 \tan \delta} \left[ z^{1/2} - \left( 1 - \exp \left( -\frac{4 \lambda \tan \delta}{a} z^{1/2} \right) \right) \frac{a}{4 \lambda \tan \delta} \right] \dots \dots \dots (2)$$

ここで、 $a$  は未定係数、 $\delta$  は地山とアクリル板との摩擦角、 $\lambda$  は側方土圧係数で Jaky の式を用いる。

計算結果と実験結果を比較することで未定係数を決定し、摩擦の影響範囲  $\Delta$  を推定することができる。図—2

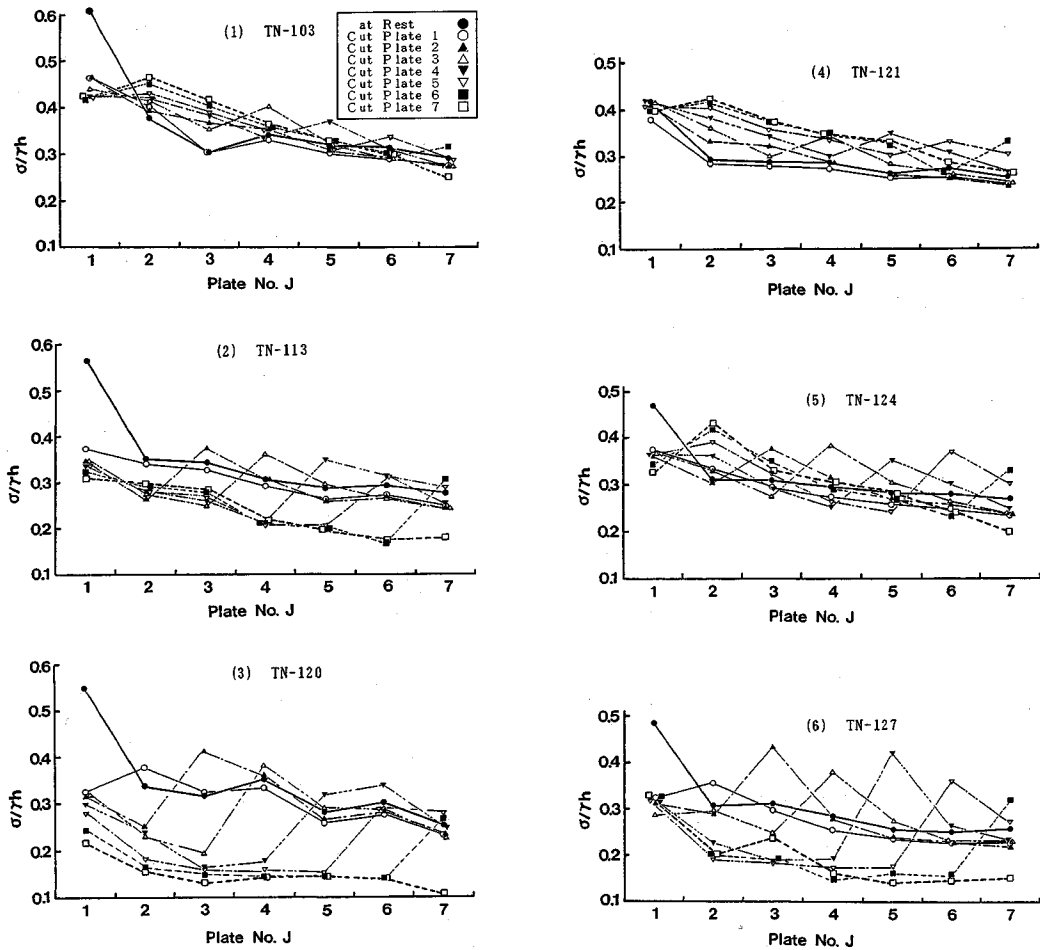


図-3 無次元化土圧  $\sigma/\gamma h$  と段位  $J$

(a) に影響範囲が大きく出る  $\phi=35^\circ$  を用いて放物線分布としたときの結果を破線で示す。△は立坑モデルの最下段の位置で約9 cm となり、表面保護工からその範囲内までは壁面の摩擦の影響が存在する。なお、一定分布とすれば△は約6 cm となるが、実験結果に対する適合性は放物線分布の方がよい。

(2) 掘削に伴う土圧の変化について

表面保護工に作用するロックボルト打設領域内の土圧は掘削の進行と実験条件の違いによって増減する。実験条件の違いによる土圧変化を考察するため、各掘削段階をパラメーターに段位  $J$  と各表面保護工に作用する無次元化水平土圧  $\sigma/\gamma h$  の関係の代表的事例を図-3 に示す。ここで、 $h$  は段位  $J$  までの掘削深さで  $J \times 7$  cm である。

掘削前の静止状態にある1段目の土圧は大きい値となっている。この現象は斜面の実験<sup>3)</sup>のときにも観察されているが、1段目掘削とともに2段目以下の土圧と整合する値にまで減少することから、1段目掘削後には解放されていると考えられる。

図-3 (1) は、実験によって異なるが4段位前後を境として、上段位では掘削にともなって土圧が静止土圧より大きくなり、下段位ではほぼ同じか小さくなる事例のうち TN-103 の例である。ロックボルト長がこの条件よりも短くなるにつれて上段位での掘削後の土圧と静止土圧の差は小さくなる傾向にあり、次に同図 (2) に示すような挙動へ連続的に推移してゆく。

同図 (2) は、ロックボルト長が (1) 図の場合より短くなり、土圧が掘削している段位で減少してまだ掘削していないその真下の段位では増加する土圧の再配分の現象が明確に生じ、7段掘削後は全段位で静止土圧より減少する事例で TN-113 が代表的である。これらの事例では前例と異なって各段掘削後のその段位の土圧はその後の続く掘削の進行に対して増加しない。

さらにロックボルト長が短くなると、TN-120 の事例として同図 (3) に示すように掘削後の土圧はその後の続く掘削の進行に伴ってさらに減少し、最終的にはきわめて低い値となって崩壊する。ところが、同図 (4) に

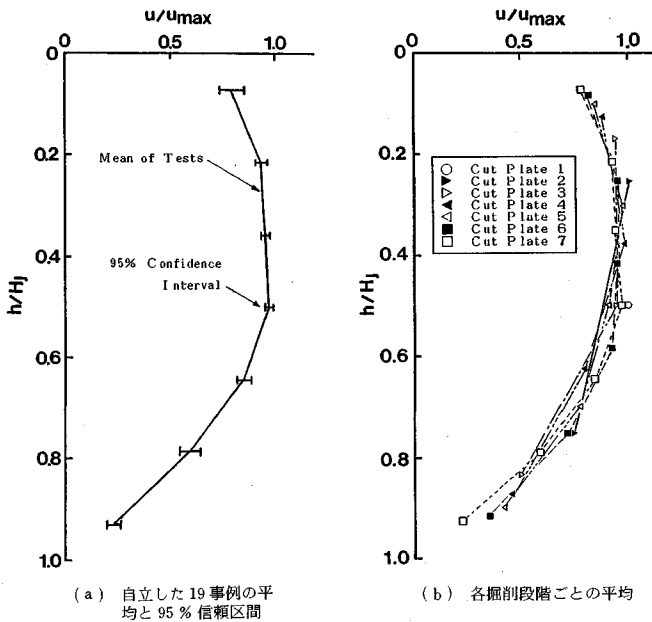


図4 無次元化変位

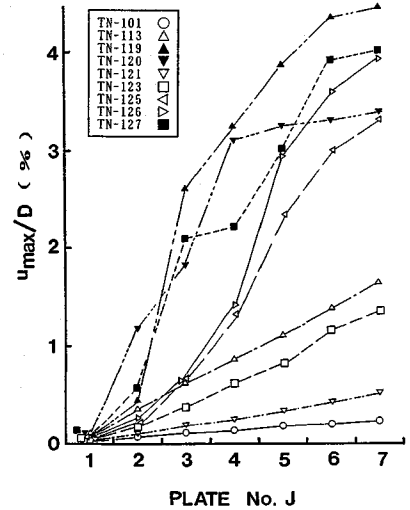


図5 最大変位と掘削段階の関係

示す TN-121 の事例のようにロックボルト長は短いままアンカーヘッドをつけて定着強度の違いによる引抜耐力の増加を模擬すると、掘削した後の土圧は続く掘削に伴って増加し、7段掘削後の土圧は静止土圧より大きい値となり、同図(1)に示した事例と同じような挙動が再び現れる。

アンカーヘッドを付けたままロックボルト長をさらに短くすると同図(5)に示す TN-124 の事例のように再び土圧の再配分が顕著となり、同図(2)の事例と同じような挙動を示す。さらにロックボルト長を短くすると同図(6)の TN-127 のように同図(3)と同様な挙動を示して崩壊する。

一方、別途行った引抜試験の結果、最下段位での引抜耐力は TN-103 と 121 の事例が一番大きく、続いて TN-124, TN-127, TN-113, TN-120 の順である。

これらの結果から、図示した6事例は以下に示す①から③に分類できる。①はロックボルト長が長く、引抜耐力も土圧に対して余裕があって、ロックボルトは回りの土塊をのちに示す図-8(a)のモデルのように1つの地山ブロックとして一体化でき、そのブロックの底部に生じるせん断抵抗力も大きい TN-103, 121 の場合で、土圧の再配分は多少生じる程度であり、ロックボルトは大きい土圧を保持して安定する。

②はロックボルト長が①より短くなる TN-113, 124 の場合で、土圧の再配分は顕著となり、ロックボルトは変形を生じながら土圧をある程度減少させ、静止土圧より小さい土圧を保持して安定する。

③はさらにロックボルトが短くなる TN-120, 127 の

場合で、前者ではロックボルト自身の引抜耐力不足のためロックボルトは回りの土塊を mass として保持しきれずに崩壊する。一方、後者ではロックボルトは回りの土塊を mass として保持することができるが、その土塊の底部に生じるせん断抵抗力が小さいため、背面土圧に対抗しきれずに変位とともに土圧は次第に低下して崩壊する。

(3) 変形形態について

7段掘削後自立した事例の変形  $u$  は実験条件によって差が大きく、掘削高さ  $H_J$  ( $J=1\sim 7$ ) にも相関がない。しかし、各事例ごとの最大変位  $u_{max}$  で無次元化すると、図-4(a)に示すようにその95%信頼区間はきわめて狭く、実験条件に無関係に各事例とも良く形が一致する。しかも、各段階掘削後の各  $u/u_{max}$  の平均は同図(b)に示すように同一包絡線上にある。このことからロックボルトで支保された立坑は掘削段階数の多少に関係なく同一の変形形を保持しながら変位していることがわかる。また、最大変位増分は掘削した段階に、最大累積変位はその掘削高さの中間位置付近に生じる傾向がある。

このような変形形態は斜面の場合にも観察されており、粒状体地山に同一長さのロックボルトを一定間隔で打設した場合、ロックボルトはその支保能力に応じて地山とともに変位し、土圧の再配分を介して相互に釣合いを保って変形を制御しているためと考えられる。

次に代表的事例について立坑の直径  $D$  ( $D=240$  mm) を尺度とした無次元化変位  $u_{max}/D$  と掘削段階  $J$  の関係を図-5に示す。立坑の挙動が掘削に対して安定している場合、 $u_{max}/D$  は  $J$  に対してほぼ比例して増加してい

表-3 無次元化変位

$z_j/H$	$u_j/H$	$z_j/H$	$u_j/H$
0	$c_0$	0.5	$0.347c_0 + 0.153c_0$
0.1	$0.230c_0 + 0.670c_0$	0.6	$0.306c_0 + 0.0935c_0$
0.2	$0.322c_0 + 0.478c_0$	0.7	$0.250c_0 + 0.0503c_0$
0.3	$0.361c_0 + 0.339c_0$	0.8	$0.179c_0 + 0.0210c_0$
0.4	$0.367c_0 + 0.233c_0$	0.9	$0.0948c_0 + 0.0052c_0$
		1.0	0

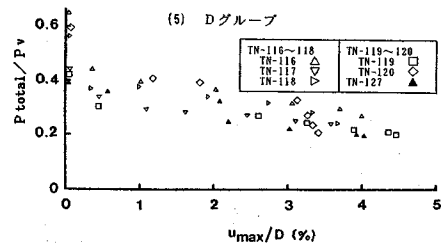
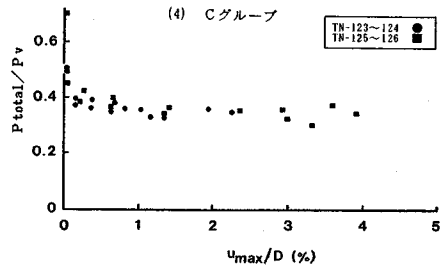
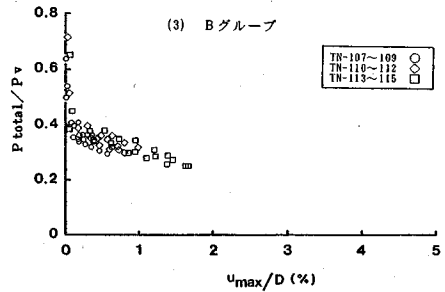
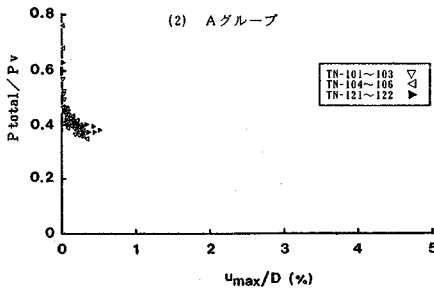
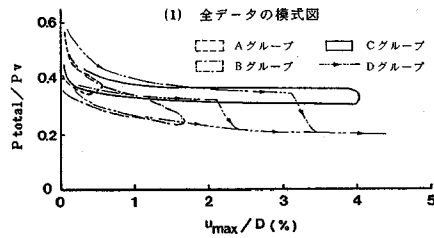


図-6 土圧と最大変位の関係

る。そこで、上記の結果を基に7段階掘削後も立坑が十分に安定している場合の変形形を試算して求めてみる。

いま、 $J$ 段位の変位  $u_j$  に注目する。実験結果から、最大変位増分  $\Delta u_{max}/D$  は掘削した段位に生じ、その大きさは掘削段位数に関係なく一定であると仮定し、 $c$  を定数として次式のように置く。

$$\Delta u_{max} = \Delta u_j \equiv c_{Jl} \Delta H = c \Delta H \dots \dots \dots (3)$$

また、掘削ごとに生じる  $J$  段位の変位増分は掘削段位が下がるとともに減少することを考慮して、 $I$  段位掘削時に  $J$  段位に生じる変位増分の係数  $c_{Jl}$  を次のように仮定する。

$$c_{Jl} = (c - c_0) \frac{\Delta H \cdot J}{\Delta H \cdot I} + c_0 \dots \dots \dots (4)$$

ここに、 $c_0$  は掘削段位に関係ない定数で  $c_0 < c$ 、また、 $I = J, J+1, \dots, N$ ,  $\Delta H$  は1段の掘削高さで一定である。これらの仮定から  $N$  段位の掘削によって  $J$  段位に生じる最終変位  $u_{jN}$  は、

$$u_{jN} = \Delta U_{Jl} + \Delta u_{Jl+1} + \dots + \Delta u_{JN}$$

$$= \sum_{l=J}^N \Delta u_{Jl} = \sum_{l=J}^N [(c - c_0) \frac{\Delta H \cdot J}{\Delta H \cdot I} + c_0] \Delta H \dots \dots \dots (5)$$

極限を考えると、変数  $\Delta H \cdot I$  を鉛直座標  $z$  に置き換えると  $\Delta H \rightarrow dz$ ,  $\Delta H \cdot J \rightarrow z_j$  となるから上式は積分の形になり、任意の位置  $z_j$  の最終変位  $u_j$  は次式で与えられる。

$$u_j = \int_{z_j}^H [(c - c_0) \frac{z_l}{z} + c_0] dz$$

$$= (c - c_0) z_j \cdot \log \frac{H}{z_j} + c_0 (H - z_j) \dots \dots \dots (6)$$

なお、上式の  $z_j=0$  の極限值は  $c_0 H$  である。

結果を最終掘削高さ  $H$  で無次元化して表-3に示す。掘削した段位に生じる変位の係数  $c$  が  $c_0$  より数倍大きいときには、変位分布は掘削高さの中段位付近を最大とする凸形となり、実験結果の変位分布形と一致する。

(4) 全土圧と最大変位の関係について

土圧と変位の関係を明らかにするために、ある段位の掘削高さ  $H_j$  までの全土圧  $P_{total}$  を全鉛直土圧  $P_v (= \gamma H_j^2/2)$  で除した無次元化水平土圧と、各掘削段階  $J$  の

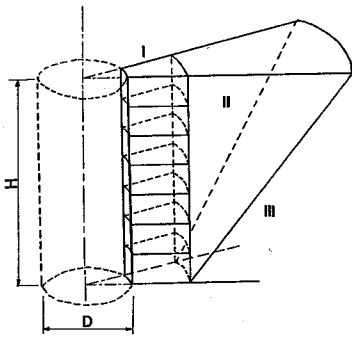
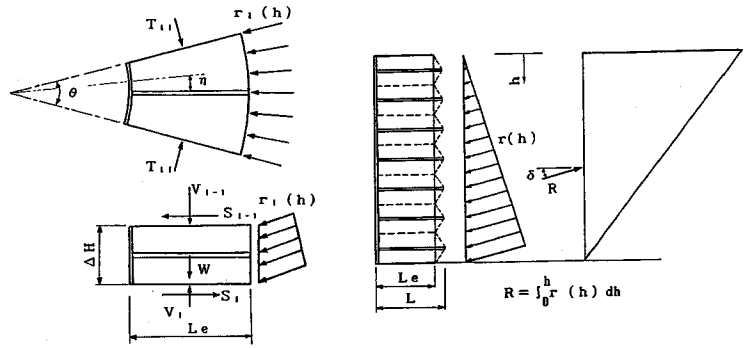


図-7 理論解析モデル



(a) 1つの地山ブロックモデル (b) 疑似擁壁モデル

図-8 地山ブロックモデル

ときの無次元化最大変位 ( $u_{max}/D$ ) の関係を全実験事例 (27 事例, TN-128 は変位データに欠陥があるため図では除外, 11 実験条件) について模式的に描くと図-6 (1) のように 4 つのグループに大別される。

A グループは同図 (2) に示す TN-101~103, TN-104~106, TN-121~122 の事例で, 挙動の特徴は変形が小さく, 保持している土圧が大きいことである。B グループは同図 (3) の TN-107~109, TN-110~112, TN-113~115 の事例で, 自立はするが変形がやや大きくなり, 土圧は変形の増加とともに低下する。C グループは同図 (4) に示す TN-123~124, TN-125~126 の事例で, 変形が大きくても比較的大きな土圧を保持し続ける。D グループは同図 (5) の TN-116~118, TN-119~120, TN-127 からなり, B グループの延長線上をたどる事例と C グループのラインから急激に低下してこのラインに載る事例とに大別できる。

崩壊は TN-116~120, TN-125~128 で生じており, 図-5 の最大変位の伸び方と図-6 のグループ分けから見ると TN-125~126 は崩壊と自立の境界にあると考えられる。

### (5) まとめ

ロックボルトが地山をブロックとして一体化して形成する地山ブロックの控え長さが立坑安定の重要な因子であり, この控え長さと等価なロックボルト長さを有効長さと定義すれば, 実際の長さよりもこの有効長さがロックボルトのパラメーターとなることがわかる。ロックボルトの引抜耐力と有効長さとが十分であると, ロックボルトは一体化した地山ブロックで構成される疑似擁壁を地山内に形成して変形を小さく収めるか, 変形が大きくても疑似擁壁内に大きな地山内応力を保持して安定する。

反対に, ロックボルトの引抜耐力が不十分であるとき疑似擁壁は形成されない。このとき, わずかな地山の變形でもロックボルト打設領域内の地山は緩み, 地山内応

力は減少して脆性的な挙動を示す。また, ロックボルトの長さは短い引抜耐力が十分であるとき, ロックボルトの実際の長さに近い控え長さをもつ疑似擁壁が形成されるが, 控え長さが不足するため, 控え長さ間に動員される地山のせん断抵抗力が背面土圧に抵抗できず, 掘削面は大きな変形を生じて崩壊する。

## 3. 安定解析

### 3.1 解析のモデル化の考え方

ここでは, ロックボルトがシステムロックボルトとして十分に機能して下記で述べる第 I 領域に確実に疑似擁壁を形成することを前提に, 地山を 3 つに領域に分割して簡便な理論解析モデルを組み立てて解析する。図-7 に示すように第 I の領域はロックボルトの打設領域で, 一体化された mass として挙動する。第 II の領域は第 I の領域の背面のすべり領域として位置づけられる。第 III の領域ではすべりによる地山の变位は存在しない。

第 I の領域のモデルには図-8 に示す地山ブロックモデルを考える。ロックボルトはロックボルト回りの地山を領域  $Le$  にわたって 1 つの地山ブロックとして挙動させ, 地山内に疑似擁壁を形成する。この領域の長さ  $Le$  はロックボルトの有効長さと等価であり, ロックボルトの実際の長さ, 地山条件, 定着法, 打設間隔などに依存する。

この解析モデルでは, ロックボルトは地山ブロックの中に包含されているため力の釣合いには出てこない。ロックボルトの軸力や, ベアリングプレートの支圧力は直接的に地山の安定に作用するのではなく, 地山を mass として挙動させて疑似擁壁が形成されるように寄与する力である。

立坑の安定は極限釣合いに基づき, 疑似擁壁に作用する背面土圧の半径方向水平成分に対する, 地山ブロックの底面に動員されるせん断抵抗と側面に作用する円周方向水平力の半径方向成分との和の比で判定する。なお,





### 3.3 解析結果

長さのパラメーターには実験では実際の長さ  $L$  を、解析では有効長さ  $Le$  を用いている。掘削高さ  $H_I$  のときの必要ロックボルト長さには安全率 1.0 に対する有効長さ  $Le$  が最小有効長  $Le_{min}$  として与えられる。解析に用いる物性は極限釣合いであることを考え、次のように設定する。

一体化された疑似擁壁の大きな変形に伴ってその背後の地山領域は残留強度状態になっていると仮定し、背面土圧を求めるときの地山物性値には三軸圧縮試験から求めた残留強度の  $\phi_r = 22^\circ$  を用いる。一方、疑似擁壁の安定計算では地山は一体化されていることが前提条件であり、地山は mass として挙動することから緩みは生じないものと仮定し、ピーク強度に対する  $\phi = 25^\circ$  を用いる。さらに、疑似擁壁と背面領域の間の壁面粗さ角  $\delta$  には疑似擁壁がもともと地山であることから  $\tan \delta = (C + \delta \tan \phi) / \delta$  を用いる。解析結果を図-10 に示す。なお、図中  $p$  は背面土圧強度である。

### 3.4 考察

#### (1) 背面土圧の解析モデルについて

立坑の覆工に作用する土圧の解析法は、一般に①立坑の接線方向応力を考慮しない場合と、②考慮する場合とに大別できる。①の方法では鉛直平面問題としての土圧分布を用いて構造解析し、立坑の閉じた形のリング効果は立坑の水平断面を解析したり、リング効果を表現するばねを付加して鉛直断面で解析して評価する。

②の方法では、Coulomb の土圧論的に立坑軸と同心の逆円錐台のすべり土塊に作用する力の釣合いを考える極限釣合法<sup>4)</sup>と、立坑の任意の深さの水平面内で平面ひずみの問題として塑性釣合いを考える塑性釣合法<sup>4)~9)</sup>とがある。前者の方法では円周方向の側方土圧は不静定となり、その大きさを仮定しなければならない。

極限釣合法としては、前述した Prater の方法のほか、Steinfeld<sup>4)</sup>、Karafiath<sup>4)</sup>、等の方法がある。不静定力となる円周方向力の大きさを決定する側方土圧係数  $\lambda$  について、Steinfeld は本来静止土圧係数  $K_0$  に比例するものとして覆工や地質条件によって 0.5 から 1 の間の値をとることを述べている。また、Prater は、Lorenz のように  $\lambda = 0$  とすることは求められた解が過大評価となり、一方、Terzaghi や Berezantzev のように  $\lambda = 1$  では過度に小さい値を与えることを指摘した。そして、 $\lambda$  の値は主動土圧係数  $K_A$  と  $K_0$  の間の範囲で選ぶべきであり、Coulomb すべりを考える場合には  $K_0$  を与えるべきであると述べている。また、Karafiath も接線方向側方土圧は静止土圧に比例すると仮定し、近似として静止土圧を用いた。本解析では  $\lambda$  に  $K_0$  を用いたが、極限解析では  $\lambda$  の大きさが解に与える影響は大きいことから、その妥当性については今後も吟味が必要である。

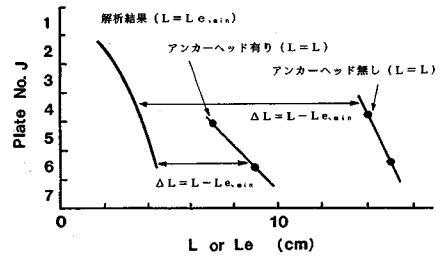


図-11 ロックボルトの実際の長さ  $L$  と最小有効長さ  $Le_{min}$  および  $\Delta L$  の関係

また、本実験の立坑掘削深さは図-10 に示したように土圧分布が凸形となる領域より浅いが、 $H/r$  ( $H$ : 深さ、 $r$ : 立坑半径) が大きいところでは土圧が減少し、ついには負になる。Wong<sup>8)</sup>はその原因としてすべり土塊の側面に作用する円周方向水平力の大きさに制限がないことを指摘している。しかし、この原因としては、 $H/r$  が大きいときにはここで仮定した逆円錐台のすべりが生じない、言い換えれば、立坑の破壊モードが異なると考えるべきである。極限釣合法では、本来応力の大小関係で決定される破壊モード(すべり線の型)を決めてつけていて、その吟味がなされないからである。

#### (2) 崩壊の判定とロックボルトの有効長について

実験では表面保護工の変形余裕がなくなった場合を崩壊と定義している。このときの変形余裕はモデルの設置誤差を差し引いて立坑直径  $D$  の 6% (14.4 mm) に設定した。実際でも 5% 程度で吹付けコンクリートはすでに破壊していることを考えれば、ロックボルトの作用効果を対象とする実験として妥当であろうと思われる。

図-11 に解析結果と実験結果の比較を示す。安全率  $F = 1.0$  となる掘削深さは、崩壊と判定した段位とその 1 段上の段位の切り取り高さの間にあるので、図では内挿によって求めた。なお、横軸はロックボルトの実際の長さであるが、解析結果は疑似擁壁の最小控え長さと同様なロックボルトの最小有効長さで表示している。図中、アンカーヘッドなしとありの実験データの実線は解析結果とはほぼ同じ勾配となる。

これは、ロックボルトの実際の長さ  $L$  と最小有効長さ  $Le_{min}$  との間に  $\Delta L (= L - Le_{min})$  に相当する一定値 (Dead Length) が存在することを意味している。図から  $\Delta L$  を見積もってみると、アンカーヘッドなしの場合で約 10~11 cm、アンカーヘッド 2 cm 角の場合で 4~5 cm となる。斜面の場合では前者が 13~14 cm、後者がアンカーヘッドの大きさが 1.5 cm 角で 10 cm 程度、3.0 cm 角で 4~5 cm となっている<sup>3)</sup>。

斜面の実験のアンカーヘッドなしのロックボルトモデルの引抜耐力は立坑の場合より小さいことを考えると、両者の  $\Delta L$  はほぼ等しいといえるが、最小有効長さは斜

面の場合<sup>3)</sup>よりも立坑の方が約半分程度に小さく、立坑に軸対称の効果が現れている。

疑似擁壁の控え長さと同様なロックボルトの有効長さは地山が一体化される領域を示す尺度であるが、解析から得られる  $L_{e, \min}$  からロックボルトの実際の長さ  $L$  を逆算するには  $\Delta L$  の評価に問題が残っている。 $\Delta L$  がロックボルトの使用条件や地山条件に支配されることは図-11 の例からも明らかである。このため、現時点では有効長さに対して結論は差し控えなければならないが、基本的には斜面の場合<sup>3)</sup>と同様であると思われる。

## 5. 結 論

システムロックボルトによる土砂地山を対象とした立坑の小型室内模型実験を行い、その結果と解析法について考察して以下のことが明かとなった。

システムロックボルトで支保した立坑の掘削に伴う変形や土圧の挙動には軸対称の効果が存在するが、システムロックボルトとしての基本的な作用効果は鉛直切土斜面の場合<sup>3)</sup>と同じである。このような変形や土圧の挙動を支配する要因はロックボルトの実際の長さではなく疑似擁壁の控え長さと同様な有効長さである。有効長さが十分である場合、ロックボルトは地山を一体化して疑似擁壁を地山内に形成し、変形が大きくても大きな地山内応力を疑似擁壁内に保持して安定する。

反対に、ロックボルトの引抜耐力が不十分である場合、疑似擁壁は形成されず、ロックボルト打設領域内の地山はわずかな変形が生じても緩み、ロックボルト打設領域内の地山内応力は減少して脆性的な挙動を示す。また、ロックボルトの引抜耐力は地山を一体化できるほどに大きい、ロックボルトの実際の長さが短い場合、有効長さを控え長さとする疑似擁壁は形成されるがその控え長さ間に動員される地山のせん断抵抗が背面土圧に対して不足し、掘削面は崩壊する。

これらの結果に基づき、疑似擁壁の安定を作用する背

面土圧に対する疑似擁壁のせん断抵抗の比で検討する簡便な安定解析法を提案した。解析結果ではロックボルトの有効長さから実際の必要な長さを評価することに問題が残っているが、システムロックボルトを用いた立坑の簡便な解析の考え方を示すことができたと考えられる。

なお、本研究は大日本土木株式会社の委託研究によるものであり、同社の関野、坂戸両氏の助力を得たことを記して謝意に代える。

## 参 考 文 献

- 1) 石垣・小島：稲城砂層における立坑ナトム施工，土木学会第40回年講，Vol. 3, pp.193~194, 1985.
- 2) 永井・金山ほか：ロックボルトと吹付けコンクリートによる円形立坑の施工，トンネルと地下，Vol.19-12, pp.47~52, 1988.
- 3) 西村・山本：比較的短いロックボルトを用いた切り取り斜面の安定について，土木学会論文集，第388号/Ⅲ-8, pp.217~226, 1987.
- 4) Prater, E.G.: An examination of some theories of earth pressure on shaft linings, Can. Geotech. J., Vol.14, pp.91~106, 1977.
- 5) Terzaghi, K.: Theoretical Soil Mechanics, John Wiley and Sons, pp.202~215, 1959.
- 6) 伊藤富雄：円形立て坑の周囲における弾塑性応力状態，土木学会論文集，第46号，pp.34~38, 1957.
- 7) 川本 眺万：円形立坑周辺の弾・塑性応力状態に対する近似解法，土木学会論文集，第59号，pp.1~7, 1958.
- 8) Wong, R.C.K. and Kaiser, P.K.: Design and performance evaluation of vertical shafts: rational shaft design method and verification of design method, Can. Geotech. J., Vol.25, pp.320~337, 1988.
- 9) Wong, R.C.K. and Kaiser, P.K.: Behaviour of vertical shaft: reevaluation of model test results and evaluation of field measurements, Can. Geotech. J., Vol.25, pp.338~352, 1988.

(1990.1.9 受付)

## STABILIZATION OF VERTICAL SHAFT BY SYSTEM ROCK BOLTS

Kazuo NISHIMURA, Minoru YAMAMOTO and Toru KONDA

Few studies have been devoted to stability of the vertical shaft located in soil ground, which is stabilized by system rock bolts with same length and arrayed regularly. In order to clarify the stability mechanism of the vertical shaft, the authors have carried out some small scale laboratory tests and these simple analyses. In the analyses, the effect of system rock bolts is transformed into "the monolithic mass effect", instead of modeling the each rock bolt directly.

As a result, it was found that the wall around the shaft, which made of the monolithic masses, acts like the quasi-retaining wall.

The basic mechanism of system rock bolts in the vertical shaft is the same as system rock bolts in tunnels and slopes.