

立坑の掘削および発進部の開放による 土圧と背面地山の挙動に関する研究

阿南 健一¹・鵜飼 恵三²・若井 明彦³・蔡 飛⁴

¹正会員 工修 東電設計株式会社 都市土木部(〒110-0015 台東区東上野 3-3-3)

²フェロー会員 工博 群馬大学教授 工学部建設工学科(〒376-8515 桐生市天神町 1-5-1)

³正会員 博(工) 群馬大学講師 工学部建設工学科(〒376-8515 桐生市天神町 1-5-1)

⁴正会員 工修 群馬大学助手 工学部建設工学科(〒376-8515 桐生市天神町 1-5-1)

シールド工法または推進工法の発進防護を目的として地盤改良が行われる。この地盤改良範囲の合理的な設計方法を検討するため、立坑の掘削過程の考慮、開放部の形状・土被りの違い、背面地山のすべり面の観察などに関して実験と数値解析を行い、開放部に作用する主働土圧の発生メカニズムについて検討した。その結果、開放部に作用する主働土圧として現状の設計に用いているランキン・レザールの主働土圧に比べ、実験および数値計算により得られた土圧は非常に小さくなっていた。また、開放部の土圧発生メカニズムの検討結果にもとづいて、新たな開放部土圧算定式の提案を行った。さらに、実際に改良体をモデル化した実験から、本研究で提案した開放部土圧算定式により算出した土圧を用いると実験結果とよく一致することが示された。

Key Words: 3D FEM, shield tunneling method, shaft, excavation, earth pressure, soil improvement

1. まえがき

都市部のトンネル工事は、近年シールド工法または推進工法などの非開削工法によることが多くなっている。これらの工法は、通常シールド機または推進機の発進時に山留めの撤去を必要とする。この際に背面地山が露出するので安定性を確保するために地盤改良工法などにより地盤の強化を行う。近年は安全性やコストダウンを目的として、シールドマシンなどで切削可能な山留め壁など地盤改良を省略する新工法も開発・実用化されているものの、一般には地盤改良工事によることが多い。しかし、これらの地盤改良工法や地盤改良を省略する新工法は、仮設工事であるものの、コストが高くなっているのが現状である。このため、地盤改良範囲の設計法について、模型実験および数値解析により発進部の地盤挙動の検討を行い、合理的な設計法について検討することを研究目的とした。

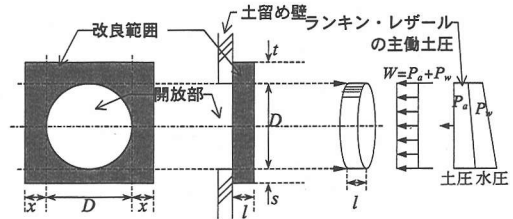


図-1 地盤改良範囲の設計モデル

ースも見られるが、ここでは、現設計法としてジェットグラウト工法 技術資料 1) の設計例を参考とした。なお、改良体の強度や設計安全率は、工法により材料特性などが異なるため、本研究の検討対象とはしていない。

シールドまたは推進工法の発進防護としての地盤改良範囲は、図-1 に示す、①改良長さ(l)、②上部改良厚さ(t)、③側部改良厚さ(x)、④底部改良厚さ(s)の各部から設計されている。

(2) 設計法の問題点

地盤改良範囲の設計方法には、いくつかの問題点が考えられるが、本研究では「改良長さ(l)」算出時の外力に着目した。一般にシールド工法または推進工法によるトンネル断面は円形であるため、発進の開放部も円形となる。しかし、「改良長さ(l)」を設計する際の外力算定はランキン・レザールの主働土圧式 2) によるもので、山留め壁を幅方向に無限と考えたときの2次元状態をモデル化

2. 現在の設計方法と問題点

(1) 現在の設計方法

現在の設計方法は、薬液注入工法による地盤改良が主流であった時からの計算方法が用いられている。企業体によっては、独自の検討を行い合理化を図っているケ

表-1 実験砂の物性値

試験項目	単位	試験結果
土粒子密度	ρ_s	g/cm^3 2.70
均等係数	U_c	— 2.04
最大密度	ρ_{\max}	g/cm^3 1.68
最小密度	ρ_{\min}	g/cm^3 1.36
自然含水比	w	% 0.26

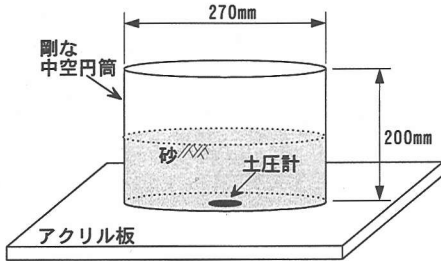


図-2 土圧計検定装置

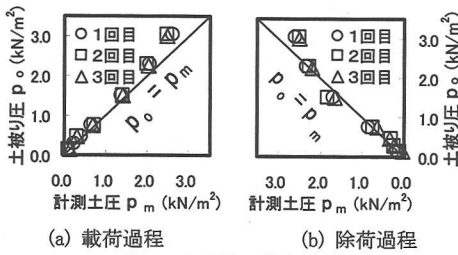


図-3 土圧計の検定結果

している。このため、発進の開放部に作用する土圧に、円形状による3次元性を考慮することにより、現在の算定される土圧より小さくなることが考えられる。

このことから、本研究では、発進部を開放したときに作用する土圧について検討することを主目的としている。

なお、本研究では、砂質地盤を対象とした。

3. 予備検討

模型実験結果の考察や数値解析に必要となる物性などについて予備検討を行った。

(1) 地盤物性

本研究の模型実験で用いた試料は、気中乾燥状態の砂(表-1)である。砂の材料定数は、要素試験の結果に基づいた。なお、模型実験における拘束圧を考慮すると、低拘束圧の三軸圧縮試験が必要となるが、実施が困難であったことから、実施可能な拘束圧による試験結果から、低拘束圧領域の材料定数を外挿により推定した。砂の変形係数 E_{50} は、三軸圧縮試験により拘束圧を 29.4, 49.0, 98.0 kPa の3段階に変えて試験を行ったところ、拘束圧 σ^* の平方根にほぼ比例し、次式で表された^{3),4)}。

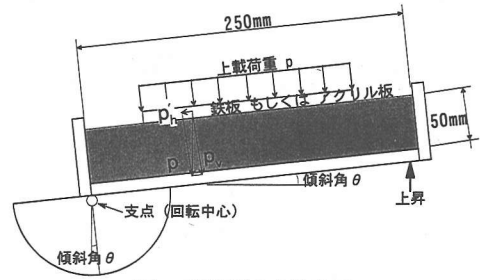


図-4 摩擦測定実験装置

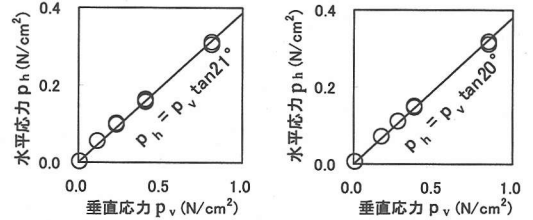


図-5 摩擦測定結果

$$E_{50} = E_0 \sqrt{\frac{\sigma^*}{\sigma_0}} \quad (E_0 = 19.8 \text{MPa}, \sigma_0 = 98 \text{kPa}) \quad (1)$$

解析において、地盤内各深さでの初期応力 $\sigma^* = (\sigma_1 + 2\sigma_3) / 3$ を用い、地盤の変形係数は深さの平方根に比例すると仮定して算出した。ここで、 σ_0 は規準とした拘束圧、 E_0 は三軸圧縮試験による σ_0 の時の変形係数、 σ_1, σ_3 は最大、最小主応力である。一方、 ϕ は拘束圧によらず、ほぼ一定であり $\phi = 42^\circ$ が得られた。

(2) 土圧計の検定

土圧計については、しばしば計測値の信頼性が問題となる。そのため、本研究では模型実験を実施するにあたり、土圧計の検定試験を行った。

a) 検定方法

検定は、図-2 に示す中空円筒内に後に示す模型実験と同様の地盤を空中落下法により作製し、地盤深さと土圧計の計測結果との関係から評価した。なお、本研究で計測する土圧は、主働土圧(土圧が減少する方向)であるため、土圧計への荷重過程のみならず除荷過程についても検定を行った。

b) 検定結果

結果を図-3 に示す。これより、地盤深さから算出した土被り圧(p_0)と土圧計による計測結果(p_m)は、模型実験における初期土圧に相当する 3.0kN/m^2 付近で約 15% 計測土圧が小さくなっているが、本研究で着目する発進部の開放に伴う主働土圧は 1.0kN/m^2 以下と小さく、この部分では、計測土圧と土被り圧は、ほぼ同じ結果となり、良好な対応関係にあることが確認された。



図-6 大型模型実験の実験フロー

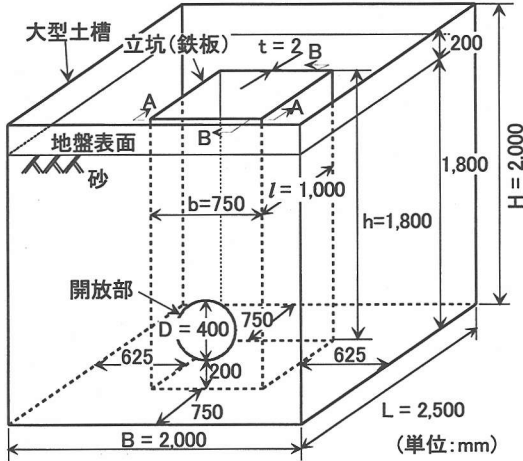


図-7 大型模型実験装置

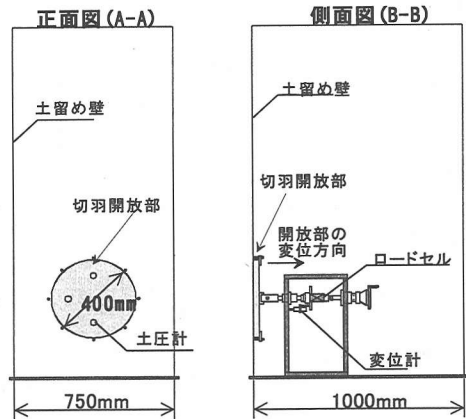


図-8 開放部の変位装置

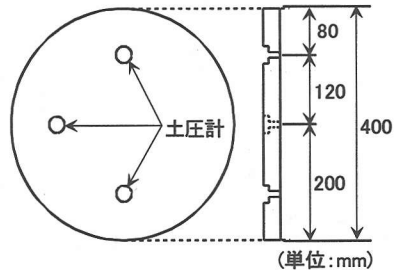


図-9 大型模型実験装置の開放部の土圧計設置位置

(3) 壁面摩擦の測定

本研究で対象としている開放部は、山留め壁と地盤との壁面摩擦が重要な境界条件となるため、壁材料と試料との摩擦測定を行った。

a) 測定方法

測定は、図-4 に示す装置を用いて行った。図中の試料部分に模型実験と同様の密度となるように砂の供試体を作成する。その砂の上に模型実験での壁面となる板(鉄板:大型模型実験, アクリル板:小型模型実験)を上載圧(p)を4種類変えて置き、装置全体を傾けて行った。このとき、供試体上の鉄板またはアクリル板の滑り出しが生じた時の実験装置の傾斜角度から鉛直荷重(p_v)と水平荷重(p_h)を算出し、鉛直荷重と水平荷重の関係から試料と壁面の間の摩擦角を算出した。

b) 実験結果

図-5 の(a)に試料と鉄板、(b)に試料とアクリル板との摩擦角測定試験結果を示す。垂直応力(p_v)と水平応力(p_h)は良好な一次関係にあり、摩擦角として次の結果が得られた。

「試料-鉄板」: 20° , 「試料-アクリル板」: 21°

4. 大型模型実験

(1) 目的

発進部の開放は立坑構築後に行うため、開放部周辺の地盤は立坑の掘削による山留め壁変形の影響を受けていることが想定される。そのため、実験室内の大型土槽を用い立坑の掘削過程から発進部の開放までをモデル化した模型実験を行い、山留め壁の挙動が開放部の土圧に及ぼす影響について検討を行うことを目的とした。また、数値計算を行い実験のシミュレーションを試みた。

(2) 実験方法

実験は、図-6 に示すフローにより行った。

a) 立坑の設置

図-7 に示す大型土槽(幅 2.00m, 長さ 2.50m, 深さ 2.00m)の内部中央に鉄板により製作した立坑(幅 0.75m, 長さ 1.00m, 深さ 1.80m, 厚さ 2.00mm)を設置する。立坑には、開放部として直径 40cm の穴の下端が立坑底面から 20.0cm の高さであり、ここに土圧計を3個取り付けアクリル板(図-9)を設置する。また、開放過程をモデル化するため、掘削終了後の山留め背面の地盤に対し主働側(立坑内部側)に変位させることが可能となっている(図-8)。実験は、掘削から開放部の変位まで連続して実施するために、掘削過程では、開放部は立坑に固定されているため開放部に取り付けた土圧計に

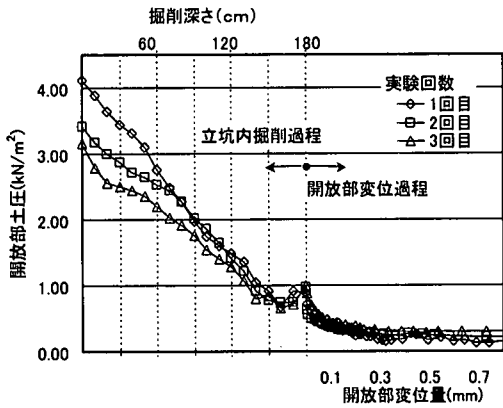


図-10 掘削および発進部の開放に伴う開放部の土圧の推移

て土圧を計測し、開放部の変位過程では立坑との固定を解除しているため、変位装置に取り付けたロードセルにて土圧を計測している。

b) 地盤の作製

試料を空中落下法により大型土槽内に落下させ、深さ 1.80m までの地盤を作成する。なお、地盤の製作中、同一深さに立坑内部と外部に小型のモールドを設置して、立坑内部は掘削中、立坑外部は実験後に地盤の密度を測定し、立坑の内外で差がないことを確認した。

c) 立坑内部の掘削

立坑内部の地盤を深さ 10cm 単位で掘削し、開放部の土圧を図-9 に示す土圧計にて計測する。開放部に作用する土圧は3つの土圧計の平均値を用いた。

d) 開放部の変位

掘削終了後に開放部に設置してある円形アクリル板を山留め壁背面地山に対し主働側に変位させ発進部の開放をモデル化した。計測は、0.01mm 単位で変位および開放部の土圧について行い、土圧の変化が見られなくなった時点で実験を終了した。

(3) 実験結果

掘削および発進部の開放に伴う開放部の土圧の推移を図-10 に示す。掘削が進むにつれ開放部の土圧が減少している。また、掘削深さが開放部付近(深さ 140cm)になると、土圧はほとんど減少せず、開放部の下端より深い部分まで掘削(深さ 160cm)した時には、土圧が逆に増加している。これは、立坑外側からの荷重を負担していた開放部付近の立坑内部地盤が、掘削によりなくなったため、開放部の山留め壁に荷重が分担されたためと考えられる。次に、開放部を主働側(立坑内部側)に変位させていくと、土圧は急激に減少をはじめ、変位量が 0.25mm 程度になると、土圧はほぼ一定値となり、これ以降は変形が進んでも土圧に大きな変化は見られない。また、実験による変位の範囲では地盤表面に開放部の変位によると思われる変化も見られなかった。

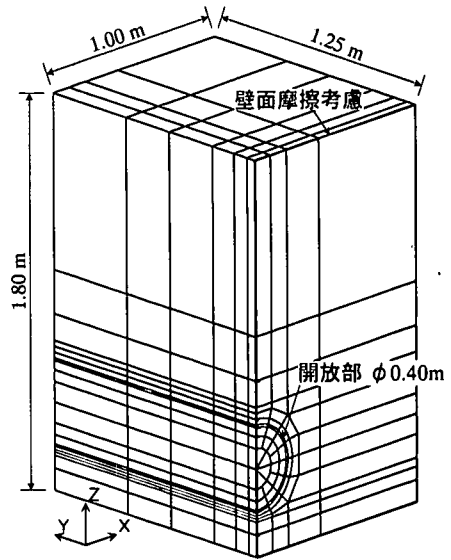


図-11 模型実験の3次元FEM要素分割

(4) 設計および数値解析結果との比較・検討

実験で得られた収束土圧を、現在の地盤改良範囲設計法、3次元 FEM 解析、トンネル切羽土圧算定式の計算結果と比較し、開放部の収束土圧と各土圧算定式の大小関係から、開放部の土圧について検討を行った。

a) 数値解析による算定方法

3次元 FEM により実験結果のシミュレーション計算を行った。計算は図-11 に示すように、開放部が左右対称であり、開放部の壁面は山留め壁で変位を拘束されていることから、大型土槽の平面に対し 1/4 の領域として実施した。メッシュは、節点数 2932、要素数 560 の 20 節点 6 面体要素により構成されている。開放部のある壁面は、砂と壁との間の摩擦を、厚さ 5mm の要素を先の予備検討で得られた摩擦角 21° としてモデル化している。砂は弾完全塑性モデルと仮定し、破壊規準として Mohr-Coulomb 式を用いた。また、塑性ポテンシャルには Drucker-Prager 式を用いた混合モデル (MC-DP モデル^{3), 5), 6)}) を採用し、非関連流れ則を適用した。本研究では砂質土を対象としているため、粘着力がない場合の 3次元の Mohr-Coulomb 式は次式のとおりととなる。

$$f = -I_1 \sin \phi + \frac{1}{2} \left\{ 3(1 - \sin \phi) \sin \theta + \sqrt{3}(3 + \sin \phi) \cos \theta \right\} \sqrt{J_2} \quad (2)$$

ここで、 ϕ は内部摩擦角であり、

$$\theta = \frac{1}{3} \cos^{-1} \left(-\frac{3\sqrt{3}J_3}{2J_2^{3/2}} \right) \quad \left(0 < \theta < \frac{\pi}{3} \right) \quad (3)$$

$$I_1 = \sigma_x + \sigma_y + \sigma_z = 3\sigma_m \quad (4)$$

$$J_2 = \frac{1}{2} \left\{ (\sigma_x - \sigma_m)^2 + (\sigma_y - \sigma_m)^2 + (\sigma_z - \sigma_m)^2 \right\} + \tau_{xy}^2 + \tau_{yz}^2 + \tau_{zx}^2 \quad (5)$$

$$J_3 = I_3 - \frac{I_1 I_2}{3} + \frac{2}{27} I_1^3 \quad (6)$$

$$I_2 = \sigma_x \sigma_y + \sigma_y \sigma_z + \sigma_z \sigma_x - \tau_{xy}^2 - \tau_{yz}^2 - \tau_{zx}^2 \quad (7)$$

$$I_3 = \sigma_x \sigma_y \sigma_z + 2\tau_{xy} \tau_{yz} \tau_{zx} - \sigma_x \tau_{yz}^2 - \sigma_y \tau_{zx}^2 - \sigma_z \tau_{xy}^2 \quad (8)$$

また、粘着力がない場合の Drucker-Prager 式は次式で表される。

$$\Phi = \sqrt{J_2} - \alpha I_1 \quad (9)$$

平面ひずみ条件下では Mohr-Coulomb 式におけるダイレイタンス角 ϕ は Drucker-Prager 式のパラメータ α と次のような関係にある。

$$\alpha = \frac{\tan \phi}{\sqrt{9 + 12 \tan^2 \phi}} \quad (10)$$

3次元条件下での α も式(10)によった。地盤が砂である場合 $\phi \approx \phi - 30^\circ$ であることが従来の実験結果などから分かっている。材料非線形に伴う反復計算は、修正 Newton-Raphson 法によった。なお、本研究では開放部変位の段階のみをシミュレーションした。

b) 地盤改良範囲の設計土圧およびトンネル切羽土圧算定式

改良範囲のうち改良厚さ設計時の外力として、ランキン・レザールの主働土圧式による算出結果を用いた。また、開放部のモデルはトンネルの切羽安定問題と類似しているため、村山による切羽土圧算定式 η による土圧についても実験結果との比較を行った。この2つの式は、いずれも2次元状態での土圧算定式である。

c) 開放部土圧の比較

開放部に作用する土圧について、実験にて開放後一定となった土圧(収束土圧)と FEM 計算、設計土圧(ランキン・レザールの主働土圧)、村山による切羽土圧算定式とを比較した結果を表-2 に示す。その結果、実験で得られた収束土圧は、設計土圧より非常に小さくなっている。また、収束土圧は、村山による切羽土圧算定式よりも小さく、3次元 FEM 解析結果と比較的良好な一致が見られる。

これらの土圧について考察すると、次のようになる。実験による開放部周辺には、開放部の円形形状から局所的な3次元状態にあることは容易に推測される。これに対し、設計土圧は山留め全体に2次元の塑性平衡状態を想定しているため開放部周辺の局所的な3次元性を考慮していないため、過大な土圧を与えると考えられる。一方、村山による切羽土圧算定式は、2次元状態のモデル化ではあるが、開放部周辺のすべりとゆるみ領域を考慮しているため、設計土圧より小さく、より実験に近い

表-2 大型模型実験の主働状態における開放部土圧の比較

大型模型実験(実験3回の平均)	0.26 kN/m ² (6%)
ランキン・レザールの主働土圧	4.25 kN/m ² (100%)
村山による切羽土圧算定式	0.94 kN/m ² (22%)
3次元 FEM 解析結果	0.15 kN/m ² (4%)

()内はランキン・レザールの主働土圧を100%としたときの比率

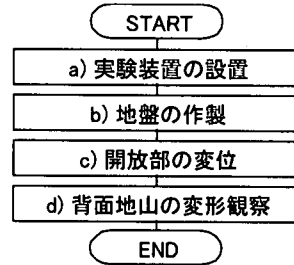


図-12 小型模型実験フロー

結果となっている。さらに3次元 FEM は、開放部周辺の局所的な3次元状態をモデル化しているため、実験結果と良好な一致を見ていると考えられる。

5. 小型模型実験

(1) 目的

開放部に作用する土圧を、①開放形状(2次元、円形:3次元)の違い、②土被りの違い、について詳細に検討することを目的として小型模型実験およびその数値解析を行い、現設計法の作用外力と比較し、合理的な土圧の算定方法について明らかにすることを目的とした。また、実験後の背面地山の変形状態について観察を行った。

(2) 実験方法

実験は、図-12 に示すフローにより実施した。以下に詳細について説明する。

a) 実験装置の設置

図-13 に示すような小型土槽(内寸:幅 0.50m, 奥行き 0.50m, 高さ 0.75m)を用いて実験を行った。本装置は開放部の形状による3次元効果を検討するため、2種類の開放形状(3次元:直径 $D=150\text{mm}$ の円形, 2次元:高さ $D=150\text{mm}$, 幅 $B=500\text{mm}$)により実験を行った。切羽面には土圧計および変位計を設置した。

b) 地盤の作製

地盤は、0.75m の高さから空中落下法により作製した。背面地山の変形観察を行う場合には、深さ 30mm 間隔で層厚 2mm の色砂層を作製した。色砂は、実験試料の砂をラッカー系のスプレーにより染色したものをを用いた。

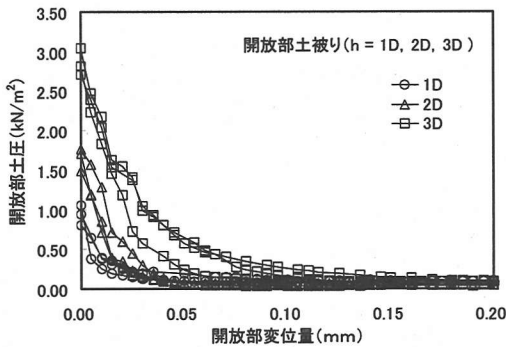
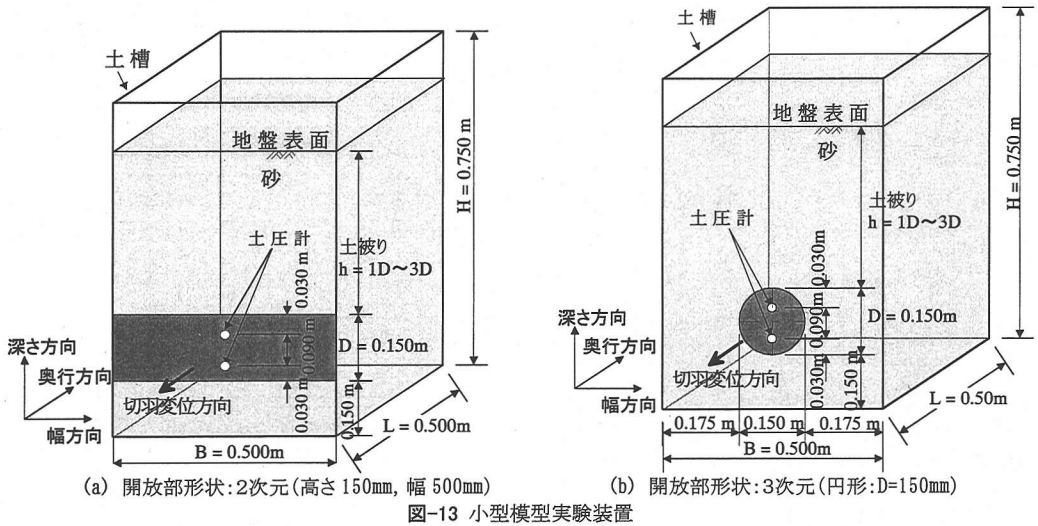


図-14 土被りの違いによる開放部の変形量と土圧との関係

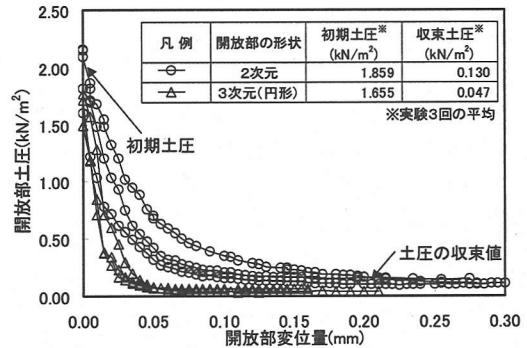


図-15 開放部形状の違いによる開放部の変形量と土圧との関係

c) 開放部の変位

地盤作製後、開放部を主動側に変位させた。開放部の土圧の計測は土圧計により、開放部の変位 0.005mm 単位で実施し、土圧に大きな変化が見られなくなった時点を実験の終了とした。

d) 実験後の背面地山の変形観察

開放部を 20mm 変位させた後、噴霧器により地盤に水分を与え地盤が自立する状態とする。その後、開放面に対し鉛直方向および水平方向に 5mm 間隔で地盤を切削し、色砂の変位状況から、地盤の変位について測定を行った。

(3) 実験結果と考察

a) 土被りの違いが開放部の土圧に与える影響

開放部の土被り(開放部上端から地表面までの深さ(h))を開放径 D(D=150mm)に対し 1D,2D,3D の3ケースについて、各3回行った変位量と土圧との関係の結果を図-14 に示す。いずれのケースも土圧は開放直後に急激に減少をはじめ、変位が進むと一定値を示す。土被りが大きくなると、土圧が一定値を示すまでの変位

量が大きくなる傾向が見られる。これは、土被りが大きい場合は、開放部周辺の拘束圧も大きいためせん断強度が大きくなるためと考えられる。一方、土圧の収束値は、土被りによらず、ほぼ同じ値になっている。このことは、開放部の変位により開放部周辺で砂のアーチ効果による応力の再配分が起こるためであると考えられる。

b) 切羽形状(2次元, 3次元)の違いが開放部の土圧に与える影響

開放部の土被りを 2D(D=150mm)とした時の開放部の形状の違いによる実験結果の比較を図-15 に示す。いずれのケースも土圧は開放直後から減少をはじめ、3次元(円形)のケースより2次元のケースの方が、土圧の減少が緩やかとなっている。また、土圧が収束値となった時の値を比較すると3次元のケースは2次元のケースの約 36%となっている。この差は、開放部における側方からの拘束状態が異なるためと考えられる。

c) 地山の変形観察によるすべり面の考察

色砂の変位状況からすべり面を表した結果を図-16 に示す。この図は、開放部の変位量が 20mm のときの、開

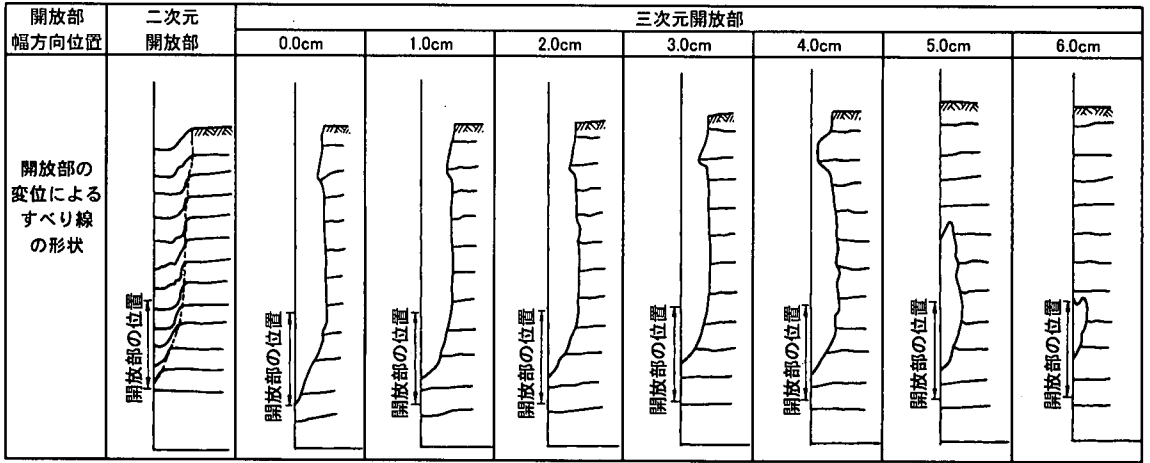
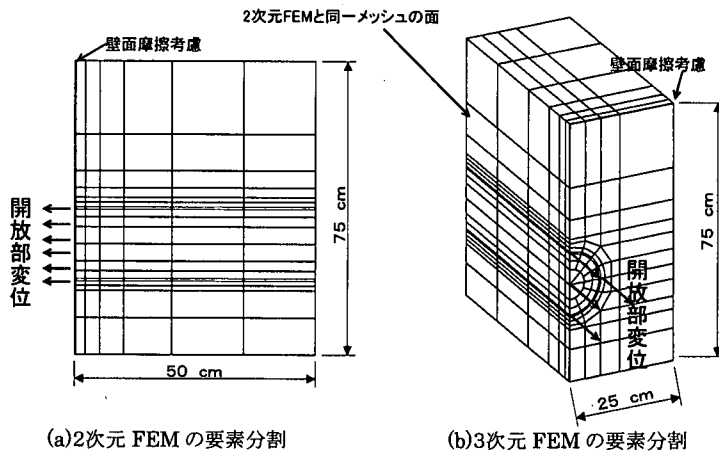


図-16 開放部変位によるすべり線の形状(開放部周辺の奥行き-深さ方向の断面、開放部変位量 20mm)



(a) 2次元 FEM の要素分割

(b) 3次元 FEM の要素分割

図-17 小型模型実験の要素分割

放面に対し奥行き-深さ方向(方向の定義は図-13 参照)の断面を開放部形状が3次元のケースと2次元のケースについて比較したものである。2次元の開放部形状のケースでは、開放部下端付近から円弧状のすべりが生じ、開放部上端部分から上では、ほぼ一樣な幅で地盤表面にまで達していることがわかる。一方、3次元の開放部形状の場合は、幅方向中央部分(開放部幅方向位置 0.0cm)においては、2次元の開放部形状と同様である。しかし、開放部の端部(開放部幅方向位置 5.0cm, 6.0cm)では、開放部周辺のすべりが生じている領域は非常に小さく、開放部上端の変形も地盤表面まで達していない。このことから、開放部では開放部周辺の円弧状のすべり領域と開放部上部のゆるみ領域⁹⁾が生じていると考えられ、村山の切羽土圧算定式のモデルと同じと推測される。また、2次元と3次元のケースにおける土圧の違いは、開放部幅方向の3次元性に起因すると考えられる。さらに、開放部の変位により開放部天端から鉛直方向に砂のゆるみ領域が形成される。そのため、ゆるみ領域より上部はアーチアクション効果により応力が流れ、

ゆるみ領域のみが鉛直荷重として作用する(テルツァギーのゆるみ土圧⁹⁾)ため、開放部周辺の上載荷重は小さくなり、ゆるみ領域の高さも土被りによらず同様になると思われるため、土圧の収束値は土被りの影響をほとんど受けないと考えられる。

(4) 現行設計法および数値解析との比較・検討

a) FEM による模型実験の解析

実施した模型実験のうち、開放部の土被りが2Dの2次元および3次元のケースについて FEM によりシミュレーション計算を行った。このうち、開放部形状が3次元の場合は3次元FEM、2次元の場合は2次元FEMにより計算している。はじめに、3次元 FEM は、図-17 (b) に示すように開放部に対し 1/2 の領域をモデル化し、節点数 2932、要素数 560 の 20 節点6面体要素のメッシュとなっている。2次元 FEM は、図-17 (a) に示すように、開放部の中心を通る断面をモデル化し、節点数 429、要素数 126 の 8 節点 4 辺形要素のメッシュとなっている。ここで、3次元 FEM の開放部の中心断面を通る断面と2次

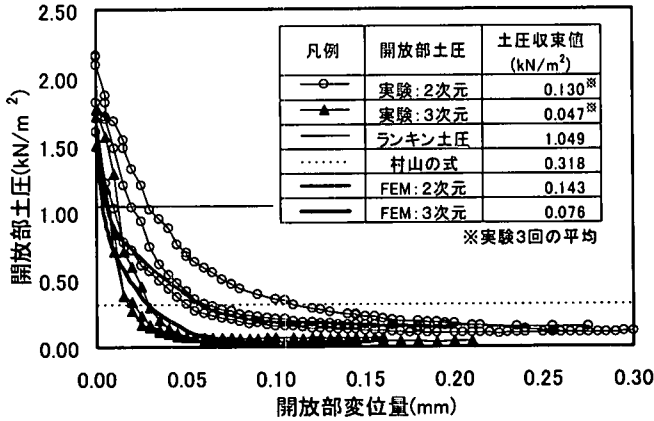


図-18 開放部に作用する土圧の実験とFEMおよび設計土圧との比較

元 FEM のメッシュ分割は同じである。砂は、大型模型実験の FEM 解析と同様に弾完全塑性モデルとした。また、開放部の面には、非常に薄い要素(厚さ $t=2\text{mm}$)を設けて地盤と壁面(アクリル板)との摩擦をモデル化している。

b) 実験と FEM および現行設計法から計算される開放部の土圧の比較

図-18 に開放部の土圧が 2D のケースにおける実験と FEM 解析による開放部の変位量と土圧の関係および設計値との比較を示す。2次元 FEM および 3次元 FEM は、土圧の減少傾向や土圧の収束値について良好な一致が見られる。

現設計法で用いられるランキン・レザールの主働土圧は、実験における開放部の土圧の収束値と比較し相当に大きいことがわかる。一方、村山の切羽土圧算定式は、実験における土圧の収束値より多少大きい程度となっている。

6. 3次元効果を考慮した簡便な開放部土圧算定式の提案

a) トンネル切羽算定式の修正による開放部の土圧算定式の提案

小型模型実験における開放部形状の 2次元と 3次元のケースの比較から、開放部の土圧の違いは開放部の幅方向における変形状態の違いに起因しており、開放部幅方向中央部の変形状態は、村山の切羽土圧算定式のモデルと同様であることがわかった。このことから、図-19 に示すようにテルツァギーのゆるみ土圧式による荷重 q が作用する点 O を回転中心とする対数らせんのすべり面を仮定した村山の切羽土圧算定式に対して側方から地盤の摩擦力および粘着力に基づく抵抗モーメントを考慮し、開放部の土圧算定式のモデル化を行った。

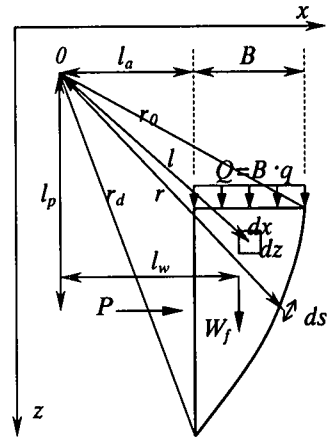


図-19 開放部土圧の側面抵抗を考慮した簡易土圧算定モデル

側方抵抗モーメントは、内部摩擦角によるものを M_ϕ 、粘着力によるものを M_c として、それぞれ以下の式のように表すことができる。

$$M_\phi = \int_{x_1}^{x_2} \int_{z_1}^{z_2} k(q + \gamma_r z) \tan \phi \cdot l \cos \phi \, dx dz \quad (10)$$

$$M_c = c \int_{x_1}^{x_2} \int_{z_1}^{z_2} l \cos \phi \, dx dz \quad (11)$$

- k : 開放部周辺の主働土圧係数
- x : 回転中心(O)から開放部奥行き方向の長さ
- z : 回転中心(O)から深さ方向の長さ
- q : 開放部上端に作用する鉛直土圧
- γ_r : 開放部周辺の地盤の単位体積重量
- ϕ : 開放部周辺の地盤の内部摩擦角
- l : 回転中心からの長さ
- c : 開放部周辺の地盤の粘着力

このモデルは開放部を矩形と仮定し、矩形の面積が円形の開放部面積と等価になる幅(換算幅 $B_D = \pi \cdot (D/2)^2 / D$, D は開放部の直径)を想定し、これを村山の切羽土圧算定式に考慮し、図-19 の関係から、次式のように表した。

表-3 各種の開放部土圧算定式と実験の土圧の比較 (kN/m²)

	大型模型実験	小型模型実験
ランキン・レザールの主働土圧	4.25	1.049
実験結果(3次元)	0.26	0.047
実験結果(2次元)	—	0.130
3次元 FEM	0.15	0.076
2次元 FEM	—	0.143
村山の切羽土圧算定式	0.94	0.318
修正開放部土圧算定式	0.23	0.089

表-4 模型実験における改良範囲

	大型模型実験	小型模型実験
開放径 (D) (m)	0.40	0.15
上部改良厚さ (t) (m)	0.18	0.02
側部改良厚さ (x) (m)	0.12	0.02
底部改良厚さ (s) (m)	0.02	0.02
改良高さ (h) (m)	0.60	0.20
改良幅 (b) (m)	0.64	0.20

$$P \cdot l_p = B_D \left\{ W_f \cdot l_w + Q \left(l_o + \frac{B}{2} \right) - \int_0^l r \cdot \cos \phi ds \right\} - 2(M_o + M_c) \quad (12)$$

$P \cdot l_p$: 開放部に作用する土圧の回転モーメントと釣合う回転モーメント

$W_f \cdot l_p$: すべり面内の土の回転モーメント

$Q \left(l_o + \frac{B}{2} \right)$: 開放部上端に作用する荷重(土被り荷重)による回転モーメント

$\int_0^l r \cdot \cos \phi ds$: すべり面内に沿った粘着力による抵抗モーメント

なお、開放部周辺の主働土圧係数(k)として、ランキンの主働土圧係数を用いた。

b) 実験結果と提案された修正開放部土圧算定式による結果の比較

表-3 に大型模型実験および小型模型実験における土圧の比較を示す。参考としてランキン・レザールの主働土圧、村山の切羽土圧算定式による結果についても示す。この結果、側面抵抗を考慮した修正開放部土圧算定式は実験結果と最も近く、式の妥当性が確認された。

7. 改良体の破壊状態の確認実験

(1) 実験の目的

これまでの大型および小型模型実験と3次元 FEM によるシミュレーション計算から、開放部に作用する土圧はランキン・レザール式に比べ相当に小さいことがわかった。そこで、実際に開放部にモデル化した改良体を設置し、開放部に作用する土圧の測定や改良体の破壊状態の観察、改良範囲の設計方法の違いによる安全率の比較などから、合理的な改良範囲の算定方法について検討を行った。

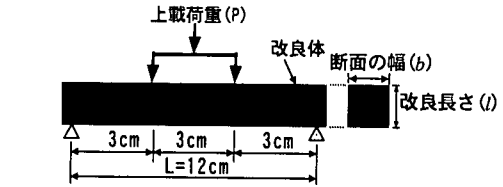


図-20 改良体の曲げ引張り強度試験

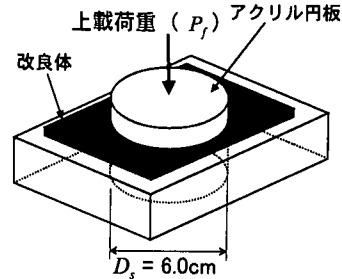


図-21 改良体のせん断強度試験

討を行った。

(2) 改良体のモデル化

実際の地盤改良工法は、コンクリート系の改良材を用いることが多く、非常に高強度となる傾向にある。しかし、模型実験は実際の開放部に比べ拘束圧が低いため、現場と同様の改良材を用いると模型地盤に対し強度が大きくなりすぎてしまう。そのため、本研究では、改良体として砂に石灰と水を混合したものをを用いた。改良体の強度は、石灰および水の含有率を変化させて実験を行い、同時に要素試験により強度確認を行った。

本研究では、開放部に作用する土圧に着目しているため、改良体の大きさ(改良範囲)は、次のように決定した。「上部改良厚さ」、「側部改良厚さ」については、事前に実施した石灰含有率4%の一軸圧縮試験結果($q_u = 24.8 \text{ kN/m}^2$)から粘着力を算出($c = q_u / 2 = 12.4 \text{ kN/m}^2$)し、抜け出し防止のため改良長さを最小改良厚さとして、現状の設計法にならって算出した。底部改良厚さについては工学的な設計手法がないことから、改良体の抜け出しを防止するため改良長さ以上の厚さを確保した。大型・小型模型実験における改良範囲を表-4 に示す。実験は、改良長さとして石灰含有率をパラメータとして、大型模型実験2ケース、小型模型実験5ケースの実験を行った。

(3) モデル化した改良体の強度確認試験

改良体の強度確認は、改良体の破壊状態を想定し、曲げ引張り試験および押し抜きせん断試験により行った。改良体は、模型実験の実施時に同仕様のものを2個作成し、一つを模型実験に使い、残る一つを強度確認試験に用いた。

a) 曲げ引張り試験

改良体の破壊が曲げ引張りによる場合として、改良体

表-5 大型模型実験における開放部の安全率算定結果

実験 ケース	石灰 含有率 (%)	改良体厚さ l (mm)	曲げ引張り強度 f_b (kN/m ²)	せん断強度 τ_f (kN/m ²)	改良体の 破壊状況	安全率の算定			
						ランキンの主働土圧 ^{*1}		修正式による算定土圧 ^{*1}	
						曲げ引張り ^{*2}	せん断 ^{*2}	曲げ引張り ^{*2}	せん断 ^{*2}
1	2.0	15.4	33.46	11.5	破壊無し	0.06	0.42	0.27	7.68
2	1.0	15.5	—	4.6	押抜き破壊	—	0.17	—	3.08

※1:安全率算定時に外力として用いた荷重, ※2:安全率算定時の改良体破壊モデル

表-6 小型模型実験における開放部の安全率算定結果

実験 ケース	石灰 含有率 (%)	改良体厚さ l (mm)	曲げ引張り強度 f_b (kN/m ²)	せん断強度 τ_f (kN/m ²)	改良体の 破壊状況	安全率の算定			
						ランキンの主働土圧 ^{*1}		修正式による算定土圧 ^{*1}	
						曲げ引張り ^{*2}	せん断 ^{*2}	曲げ引張り ^{*2}	せん断 ^{*2}
1	4.7	37.0	50.0	—	破壊無し	0.94	—	3.41	—
2	3.5	8.0	57.8	—	破壊無し	0.22	—	0.79	—
3	3.0	8.6	30.4	—	破壊無し	0.17	—	0.62	—
4	1.0	8.1	4.9	3.04	破壊無し	0.06	0.57	0.23	7.37
5	0.1	4.1	2.0	0.23	押抜き破壊	0.02	0.02	0.07	0.28

※1:安全率算定時に外力として用いた荷重, ※2:安全率算定時の改良体破壊モデル

に対し図-20 に示す様に载荷を行った。改良体の断面やスパン長は図-20 を基本としたが、非常に低強度で自重のみで破壊する場合には、スパン長を自重破壊しない程度に短くして行った。

この試験から下記の式(13)により改良体の曲げ引張り強度を算出した。

$$f_b = \frac{PL}{bl^2} \quad (13)$$

- f_b :改良体の曲げ引張り強度
- P : 载荷重および試験体の自重
- L : スパン長さ
- b : 断面の幅
- l : 断面の高さ(改良長さ)

b) 押し抜きせん断試験

改良体の破壊が、押し抜きせん断による場合として、図-21 に示すような簡易な装置を用いて確認した。試験は、直径60mmの穴の上に改良体、直径59mmのアクリル板をその上に設置し、アクリル板の上から载荷を行う。载荷により改良体が破壊し下部の穴の中に落下した時点の荷重を用い下記の式からせん断強度を算出した。

$$\tau_f = \frac{(P_f + P_s)}{\pi D_s} \quad (14)$$

- τ_f :改良体のせん断強度
- P_f : 载荷重
- P_s : 改良体の自重
- D_s : 円板の直径

(4) 実験結果

a) 大型模型実験

実験は先の 3. 大型模型実験 と同様の方法にて実

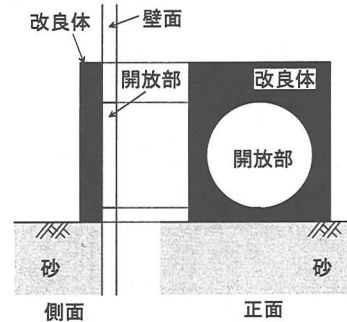


図-22 改良体設置状況

施した。ここで、改良体は地盤を改良範囲の下端まで作成した時に、図-22 に示すように開放部に設置した。実験の開放部土圧の結果を図-23 に示す。2ケース実施したうち石灰含有率が少なく(1.0%)低強度(せん断強度 $\tau_f = 4.6\text{kN/m}^2$)のケース2では改良体が破壊し、石灰含有率が多く(2.0%)ケース1に比べ高強度(せん断強度 $\tau_f = 11.5\text{kN/m}^2$)のケース1は実験終了後も改良体は健全であった。開放部の土圧は、掘削過程では改良体をモデル化していない場合と比べ非常に大きくなっている。これは、実験の制約上、掘削過程で土圧計、変位過程ではロードセルで土圧を計測したことに起因すると考えられ、改良体のわずかな凹凸により、土圧計に過度の応力集中が起きていたと考えられる。これに対し、開放部の変位過程では改良体の有無や破壊状態によらず、同様の傾向で土圧が推移し、土圧の収束値も同様の値になっている。

また、改良体の強度確認試験から得られた結果を用いて、外力として用いる土圧(ランキン・レザールの主働土圧および提案された修正開放部土圧算定式による土

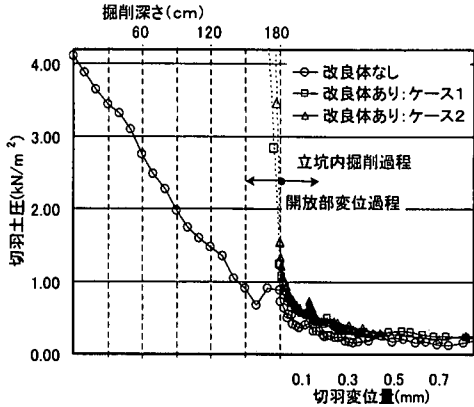


図-23 改良体をモデル化した大型模型実験の開放部土圧

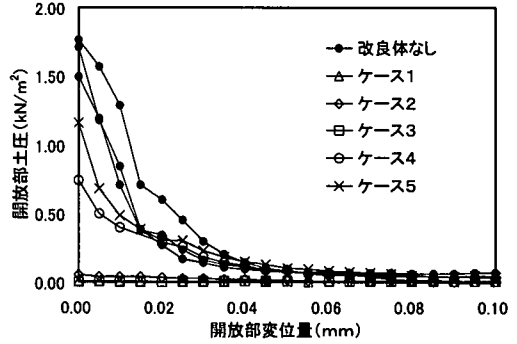


図-24 改良体をモデル化した小型模型実験の開放部土圧

圧)と開放部の破壊モードをそれぞれ仮定して安全率を算定した結果を表-5に示す。この結果、ケース1で外力としてランキン・レザールの主働土圧を仮定したものは、安全率が大きく1を下回っているが改良体は破壊していない。一方、提案された修正開放部土圧算定式による土圧を仮定し算定した場合には、せん断破壊を想定した場合で、破壊を生じなかったケース1で安全率が1を上回っているが、破壊を生じたケース2でも1より大きくなっている。この結果からは、どの設計方法が妥当であるか判断はできないが、外力をランキン・レザールの主働土圧と仮定すると十分な安全性が確保され、一方、修正開放部土圧算定式による土圧と仮定すると、危険側の傾向になることがわかる。

b) 小型模型実験

実験は先の 4. 小型模型実験 と同様の方法にて実施した。改良体は、大型模型実験と同様に地盤を改良範囲の下端まで作成した時に、図-22 に示すように開放部に設置した。改良体を設置した実験は、改良体の強度および改良長さを変えて表-6 に示す5ケースを実施した。図-24 に土圧計により計測した開放部の土圧と変位との関係を示す。開放部の変位量が0の時は、ケース1, 2, 3の開放部の土圧は、ほぼ0であり、ケース4が改良体なしの場合の約半分、ケース5が改良体なしより多少小さめとなっており、改良体の剛性が高いと土圧も小さくなる傾向にある。これは、改良体の剛性が高いことにより改良体の変形も小さくなるためと考えられる。次に、開放部の変形過程でケース1, 2, 3は、土圧が0のまま変化が見られない。一方ケース4, 5と改良体なしのケースでは、変位と共に土圧が減少し、それぞれ同様の土圧まで減少した後、変化が見られなくなっている。ここで、改良体は、ケース1, 2, 3, 4では、改良体の破壊が生じていない(実験終了後、開放部を完全に除去しても自立していた)のに対し、ケース5では、押し抜きせん断にて破壊した。

次に、土圧の算定方法、改良体の破壊モードの想定が違うことによる安全率の比較を表-6 に示す。大型模型実験同様、現設計法に準じて算定した安全率は、全て1より小さくなっているにもかかわらず改良体の破壊を生じていない。ここで、注目すべきは、設計外力として提案された修正開放部土圧算定式による土圧、改良体の破壊形式として押し抜きせん断破壊を仮定した安全率算定結果である。改良体の破壊を生じていないケース4では安全率は1より大きく 7.37 であり、破壊を生じたケース5では、安全率が1より小さく 0.28 となっている。模型実験における改良体が押し抜きせん断により破壊していることを考慮すると、設計外力として本研究で提案された修正開放部土圧算定式による土圧を用い、改良体の破壊形式として押し抜きせん断破壊として設計した場合が、最も実験の状況を表していると考えられる。

8. 結論

シールド工法または推進工法における発進部防護のための地盤改良範囲の設計に関して、今回の土槽実験等の結果から、以下の結論が得られた。

- (1) 開放部周辺の局所的な変形や3次元性、及び砂のアーチング効果から、開放部に作用する土圧はランキン・レザールの主働土圧より小さくなる。
- (2) 開放部の土圧は、(1)で示した開放部周辺に生じる砂のアーチング効果により土被りによる影響をほとんど受けない。
- (3) 掘削による山留壁の変形の履歴を受けた場合においても、応力開放による開放部の土圧の収束土圧は、非常に小さくなる。
- (4) 3次元弾塑性 FEM 解析を用いることで、開放部の土圧と変位量との関係を良好にシミュレーションできる。
- (5) 村山の切羽土圧算定式に3次元性を考慮して側方

抵抗を考慮することにより、開放部の収束土圧値を比較的良い精度で算定することができる。

(6) 砂質地盤における改良範囲は、土圧算定方法や破壊モードについて設計を見直すことにより、経済的な設計となる可能性がある。

なお、本研究で得られた結論は、室内試験に基づくもので、開放部周辺に作用する土圧の発生メカニズムの検討など、経済的な改良範囲設計法の可能性を示したものである。そのため、一般的な設計へ展開するためには、スケール効果や地盤条件等を考慮し、遠心载荷実験や現場実験を実施し、さらに検討することが必要である。

謝辞：本研究を行うにあたり、群馬大学の井田寿朗氏、梅澤勲氏（現 群馬県庁）、服部壮氏（現 高松建設株式会社）、川浦文子氏（現 黒岩測量設計株式会社）、ほか社会基盤工学講座第二研究室の学生諸君には実験および解析に当り多大なご協力を頂いた。ここに記して感謝の意を表します。

参考文献

- 1) ジェットグラウト工法 技術資料 第6版, 日本ジェットグラウト協会, pp.25~26, 1998.
- 2) 山留め設計施工指針, 日本建築学会, pp.88~89, 1988.

- 3) 若井明彦, 鶴飼恵三: 単杭の水平载荷挙動に関する模型実験と解析, 土木学会論文集, No.517/III-31, pp.159~168, 1995.
- 4) Wakai, A. Gose, S. and Ugai, K. : 3-D elasto-plastic finite element analyses of pile foundations subjected to lateral loading, *Soil and Foundations* Vol.39, No.1, pp.97-111, 1999.
- 5) 田中忠次, 鶴飼恵三, 河邑眞, 阪上最一, 大津宏康: 地盤の三次元弾塑性有限要素解析, 丸善, pp.56~61, 1996.
- 6) 田中忠次: 有限要素法による変形・安定解析, 「わかりやすい土質力学原論」第1回改訂版, 土質工学会, pp.109~154, 1992.
- 7) 村山朔朗, 遠藤正明, 橋場友則, 山本邦男, 佐々木弘文: 機械化トンネルシールドの切羽面安定に関する実験的研究, 土木学会 第21回年次学術講演会講演概要集 第III部, pp.[73-1]~[73-4], 1966.
- 8) トンネル・ライブラリー 第6号 セグメントの設計, 土木学会, p.13, 1994年6月.
- 9) 阿南健一, 鶴飼恵三: 立坑内シールド発進部に作用する土圧の評価に関する研究, 土と基礎, 第46巻, 第11号, pp.9~12, 1998年11月.
- 10) Wakai, A. Ugai, K. and Anan, K. : Evaluation of active earth pressure on the facing of the shield entrance in a shaft, *Proc. International Symposium on Geotechnical Aspects of Underground Construction in Soft Ground*, pp.429-434, 1999.

(1999.12.7 受付)

EARTH PRESSURE AND GROUND RESPONSE DURING EXCAVATION OF SHAFT AND OPENING OF SHIELD ENTRANCE

Kenichi ANAN, Keizo UGAI, Akihiko WAKAI and Fei CAI

Ground near the facing of shield entrance is sometimes improved. In order to determine the extent of the ground improvement, the mechanism for the earth pressure acting on the facing is studied with model tests and numerical analyses. The influences of the process of shaft excavation and the shape of facing on the earth pressure are analyzed. The results of the model tests and numerical analyses show that the active earth pressure on the facing is significantly smaller than that with the Rankine-Rezal method, which is usually used in the conventional design. A new equation for the active earth pressure acting on the facing is proposed and agreed well with the results of the tests where the improved soil body is modeled.