

エレメント推進・けん引工法の緩み土圧算定法

構造物技術研究部 トンネル

主任研究員 岡野 法之

1. はじめに

踏切による交通渋滞の解消を目的とした鉄道と道路の立体交差化事業では、近年、安全面や経済面の利点から「エレメント推進・けん引工法」と称される非開削工法が数多く採用されている。この工法は小口径の「エレメント」を連続的に推進・けん引および接合した後、それらエレメントで閉合される空間を掘削してトンネルを構築するものである(図1)。

本工法はトンネル断面形状を任意に選択できるため、今後は、地下深い場所の非開削を強いられる駅部の建設などで採用される可能性もあるが、現在の手引きなど^{例えば1)}では、土被りの小さい場所で用いる「全土被り圧」のみが設計土圧として記載されている。一般的に、土被りの大きい場所では、地盤の自立性に関連して、土圧が全土被り圧よりも低減されるため、現在の全土被りで設計すると過大に安全側、すなわち不経済になる可能性がある。

一方で、シールドトンネルにおいては、土被りの大きい場合、この土圧の低減効果を考慮した「緩み土圧」を設計土圧に用いるが^{例えば2)}、エレメント推進・けん引工法に適用した事例はなく、既往の緩み土圧の概念をそのまま適用できるかは明らかになっていない。

そこで、エレメント推進・けん引工法の緩み土圧の発生機構を検証するため、模型実験を実施し、設計に用いる土圧の算定方法を提案した。さらに、本算定法の妥当性を粒状要素法で検証するとともに、現行の土圧算定法により算出した断面力と比較したので、その内容について紹介する。

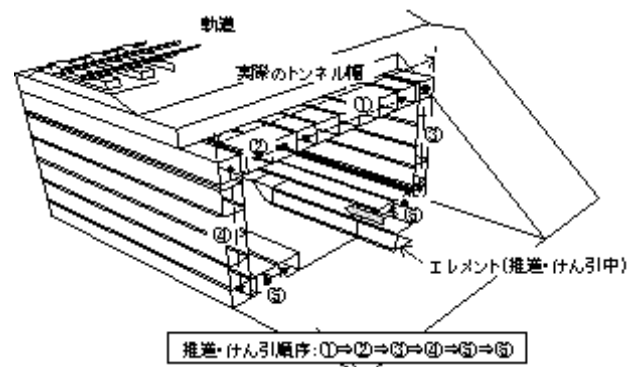


図1 エレメント推進・けん引工法の例

2. 模型実験

エレメントの推進・けん引中の緩み土圧を再現する落し戸実験を実施した。落し戸実験は土槽底部に落し戸を設け、その落し戸を降下させることにより、トンネル掘削に伴う土中の応力再配分を表現するものである(図2)。本実験では、中央下部に落し戸装置を設置した土槽を使用し、落し戸装置は幅100mmの落し戸を上層3枚、引き戸(以降、引き戸も「落し戸」と記す)を側面2枚配備して(図3)、各々の落し戸には荷重の測定のためロードセルを取付けた。

地盤には浜岡砂を使用し、空中落下により単位重量 15kN/m^3 を目標として締固めた(表1)。また、土槽壁面



図2 実験土槽外観

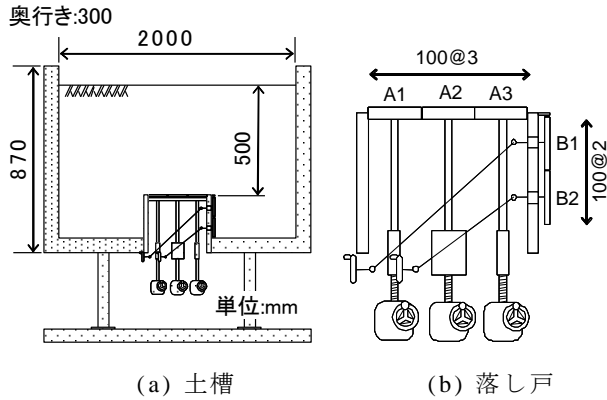


図3 実験土槽および落とし戸の形状・寸法

表1 地盤条件

使用砂	浜岡砂(気中乾燥)
内部摩擦角 ϕ	34.5($^{\circ}$)
粘着力 c	0(Mpa)
土粒子の単位重量 γ_s	24.5(kN/m ³)
締固め方法	空中落下
地盤の単位重量 γ_t	15(kN/m ³)

表2 実験ケース

Case	落とし戸の降下・引抜順序
1	A1⇒A2⇒A3⇒B1⇒B2
2	A2⇒A3⇒A1⇒B1⇒B2

と地盤の摩擦低減のためガラスコーティングを施し、落とし戸装置隅角部にある支持部には、荷重が集中しないよう低弾性のゴム板を設置した。

本章では表2に示す2ケースについて述べる。なお、両ケースとも土被りは500mm、落とし戸は0.1mm/分で6mmまで降下・引抜を実施した。

落とし戸A1～A3に作用した荷重変化を図4および図5に示す。なお、右落とし戸の降下に伴い、その落とし戸自身の荷重が大きく減少し、後続する落とし戸の降下・引抜の進行に伴い、徐々に荷重が増加した。

この結果から、降下・引抜の各段階で各々の落とし戸の荷重が異なること(上面に作用する土圧が不等分布になること)、また、降下順序が異なるCase1とCase2では同じ落とし戸でも荷重の増加量が異なることが分かる。ただし一方で、降下完了した落とし戸に対して、①降下幅で既往の緩み荷重を算定した結果と、②実際の荷重の合計値を比較すると、

これらがほぼ等しいことから、荷重の合計値は分割掘削の影響を受けていないことも分かる。

よって、分割掘進による緩み荷重の合計は、全掘削幅を基準とした通常の緩み荷重の算定式で求めることができるが、Case2から、図1の掘進順序では最初に推進・けん引したエレメントを頂点とした三角形分布となる(不等分布となる)ことが想定される。

3. 土圧の算定方法

模型実験の結果を参考に、簡易な土圧の算定方法の作成を試みた。本研究では未知数なく

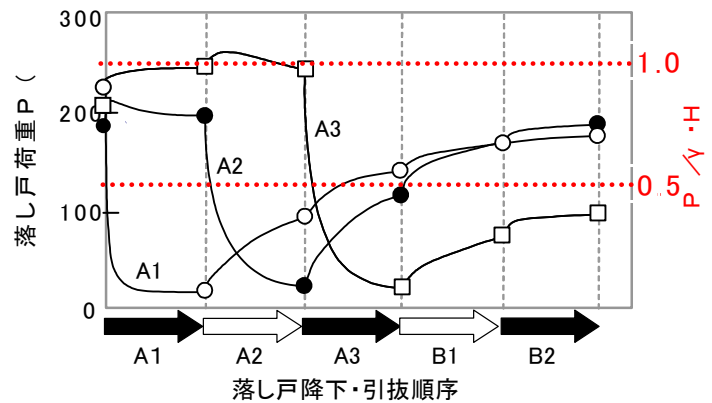


図4 落とし戸A1～A3に作用する荷重(Case1)

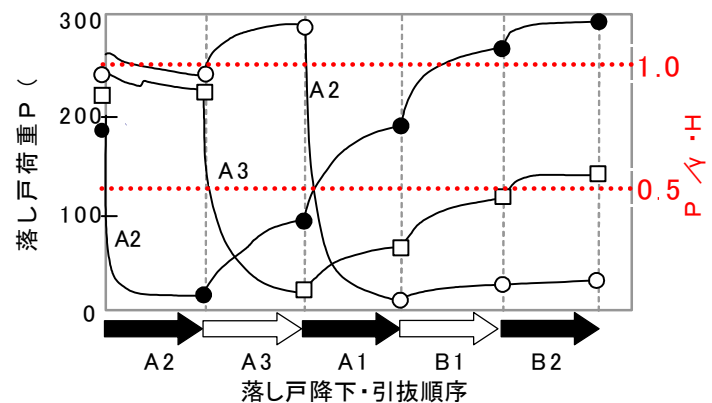


図5 落とし戸A1～A3に作用する荷重(Case2)

土圧を算定できるProtodyakonovの理論を用いることとした(例えば3)。

$$q = 1/3 \cdot \gamma \cdot B / f \quad \dots \text{式(1)}$$

$$f = \tan \phi + c / \sigma_c \text{ (protodyakonov指数)} \quad \dots \text{式(2)}$$

ここに、 γ ：単位体積重量、 ϕ ：内部摩擦係数

c ：粘着力、 σ_c ：一軸圧縮強度

Protodyakonovの土圧理論ではグラウンドアーチ内の土塊重量が落とし戸に作用する土圧となるため、連続に降下させたときのグラウンドアーチさえ仮定してしまえば土圧を求めることができる。

提案する土圧の算定方法は、上床エレメント3本を①から③の順で施工する場合(図6)を例にとると、以下のとおりである。

①の土圧：全掘削幅(3b)の緩み土圧－②と③の幅(2b)の緩み土圧

②の土圧：②と③の幅(2b)の緩み土圧－③の幅(b)の緩み土圧

③の土圧：③の幅(b)の緩み土圧

本仮定のもと計算した結果と実験値とを比較すると、よい一致が見られた(図7)。

なお、側方の落とし戸B1～B2についても、側方の落とし戸を単独で引抜いた場合の緩み土圧は、トンネルの切羽安定に関する釣合式を解いた土岐・田村らの方法⁴⁾で求め、上面の落とし戸と同様の考え方で、グラウンドアーチを仮定して土圧を算定することにより、実験を表現できることを確認している。

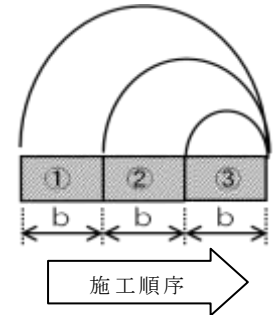


図6 土圧の算定方法

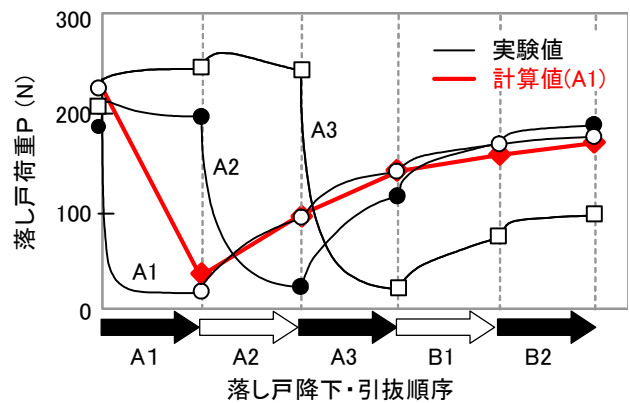


図7 提案土圧より求めた落とし戸A1の荷重

4. シミュレーション解析

実験中の地盤の挙動を視覚化し、提案した土圧算定方法の妥当性を検証するため、岸野らが提案する粒状要素法⁵⁾による模型実験(Case1)のシミュレーション解析を実施した。

粒状要素法とは個別要素法に類似する手法であるが、支配方程式に力の釣合式を用いて静的な変形挙動を求めるものである。解析条件のうち、粒子間力を伝達するばね値はパラメータスタディから決定した。

解析では、まず、地盤を作成するために粒子を土槽フレーム上側から自由落下させ、その後、落とし戸を実験手順どおり降下させた(図8)。

落とし戸に作用する荷重の解析値と実験値

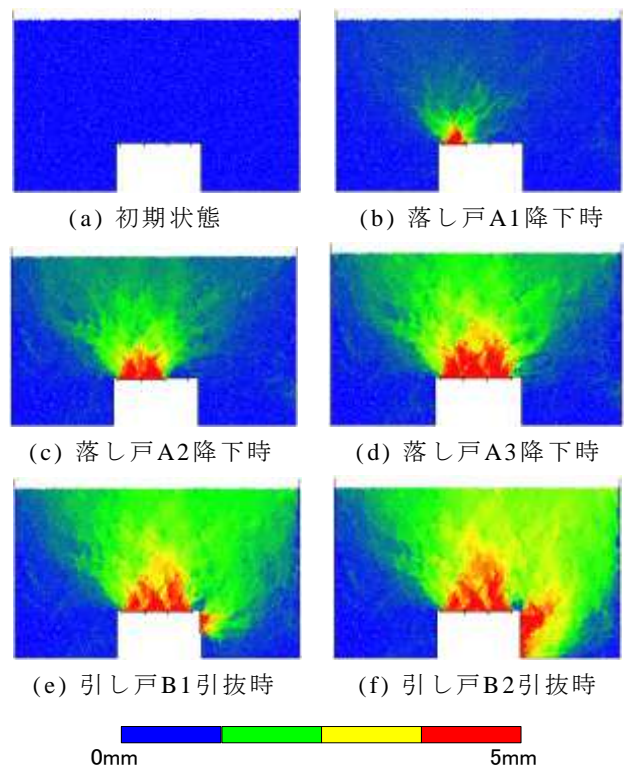


図8 粒子移動量のコンター

を図9に示す。降下量に対して粒径が大きい
 ために降下過程の土圧にばらつきが見られる
 が、土圧の発生傾向は良い一致をみた。以上、
 粒子移動量のコンター、落とし戸降下に伴う土
 圧変化から、提案した土圧算定方法の妥当性
 を検証できた。

5. ケーススタディ

分割掘削を考慮した上述の提案土圧を用いた
 場合と、通常の全土被り圧，躯体幅より算出し
 た緩み土圧を用いた場合で比較設計を行い，分割掘
 削による部材断面への影響度合を確認した。地盤お
 よび構造物の位置関係を図10に示す。主な検討条
 件は以下のとおりである。

- ・土被りは一定（25m）
- ・トンネル内空断面は一定
 （幅：8400mm×高さ：5170mm）
- ・鋼材厚を可能な限り変更せず，桁高を変更
- ・エレメント施工順序は一般的な，上床中心の
 基準管から上床両側→両側壁→下床の順

検討結果，各設計土圧に対して
 必要なエレメント厚は，表3に示
 すとおりとなった。

本条件においては，提案土圧を
 用いると，全土被り圧と緩み土圧
 との間のエレメント厚となり，全土被り圧に対して6割程度に低減されることを把握した。

6. おわりに

著者らは，エレメント推進・けん引工法を土被りが大きい箇所に適用した場合のエレメント
 に作用する土圧を，模型実験およびシミュレーション解析より検討した。そして，実際の
 構造物を想定し，設計土圧がエレメント部材厚に与える影響を確認した。今後は，実施例が
 発生した場合に，本土圧算定法の妥当性の検証をしていきたいと考える。

参考文献

- 1) (社)日本鉄道施設協会：線路下横断工計画の手引き，2004，4
- 2) (財)鉄道総研：鉄道構造物等設計標準・同解説-シールドトンネル，2002，12
- 3) (財)鉄道総研：変状トンネル対策工設計マニュアル，1998.10
- 4) 土岐憲三，田村武，梅田昌彦：切羽に作用する水平土圧の簡易算定方法について，土木学会
 第49回年次講演会 III-689，p.1368，1994.9
- 5) 岸野佑次：新しいシミュレーション法を用いた粒状体の準静的挙動の解析，土木学会論文集，
 No.406/III-11，pp.97-106，1989.

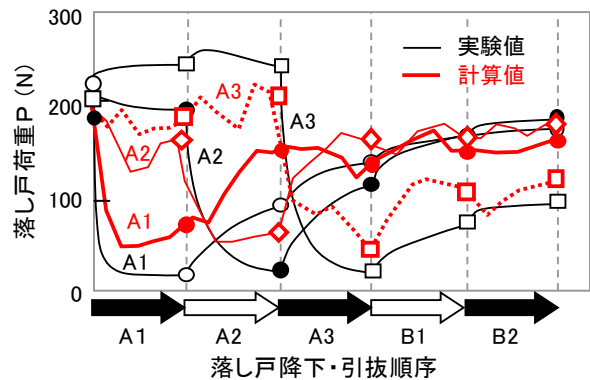


図9 粒状要素法によるシミュレーション結果

種別	層厚	土質条件	
ローム	5.0	$\gamma = 14 \text{ kN/m}^3$ $c = 50 \text{ kN/m}^2$ $E_0 = 5000 \text{ kN/m}^2$	
シルト	10.0	$\gamma = 18 \text{ kN/m}^3$ $\Phi = 35^\circ$ $E_0 = 3500 \text{ kN/m}^2$	G.L. -15
砂質土	50.0	$\gamma = 18 \text{ kN/m}^3$ $\Phi = 30^\circ$ $E_0 = 4000 \text{ kN/m}^2$	G.L. -25 8400 5170

図10 実験結果 (Case3) との比較

表3 エレメント厚

	全土被り圧①	緩み土圧②	提案土圧③
エレメント厚 (①に対する比)	2,220 mm	1,020 mm (0.46)	1,370 mm (0.62)