

エレメント推進・けん引工法の 沈下予測法に関する研究

Study on Settlement Prediction Method of Lining in Elements Jacking Method

岡野法之¹・仲山貴司²・森山智明³

Noriyuki Okano, Takashi Nakayama and Tomoaki Moriyama

¹正会員 工修 (財) 鉄道総合技術研究所 構造物技術研究部 トンネル
(〒185-8540 東京都国分寺市光町2-8-38)

E-mail: nokano@rtri.or.jp

²正会員 工修 (財) 鉄道総合技術研究所 構造物技術研究部 トンネル
現 東日本旅客鉄道(株) 東京工事事務所
(〒151-8512 東京都渋谷区代々木二丁目2番6号)

³正会員 工博 (株) 東日本旅客鉄道株式会社 建設工事部
(〒151-8512 東京都渋谷区代々木二丁目2番6号)

The authors conducted trapdoor test and numerical analysis to examine the settlement of the ceiling slab, which occurs in a series of ground excavation by Element Jacking Method. Consequently, the simulation model of the earth pressure and the coefficient of sub grade reaction were improved. In this model, the difference between the inside and the outside earth pressure and the friction, acting on side wall, are added to usual model, and the coefficient of sub grade reaction under floor slab is not calculated using usual experimental expression, but recalculated using Boussinesq model.

Key Words : tunnel, element jacking method, settlement, prediction

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」が数多く採用されている。本工法は小口径の鋼製エレメントを連続的に推進・けん引および結合した後、それらエレメントで閉合された空間を掘削してトンネルを構築するものである。その概要を図-1に示す。

本工法は他の工法に比べて近接構造物や周辺地盤への影響を小さく抑えることができるが、躯体の沈下や周辺地盤の変形は、他の工法と同様、少なからず発生する。一般にはその程度が微小であるため、計測事例などを参考に計画的な軌道整備や周辺地盤の改良で対応することが可能であるものの、より合理的、効率的な設計を可能とするために、定量的な予測方法の確立が求められている。

特に、下床版エレメントの推進・けん引時(図-1の状態)に発生する沈下については、そのメカニズムが明らかではないが、このときの構造の状態を考慮すれば、直接基礎に関する設計標準^{例えば¹⁾}などを参考に沈下量の予測はある程度可能と考える。

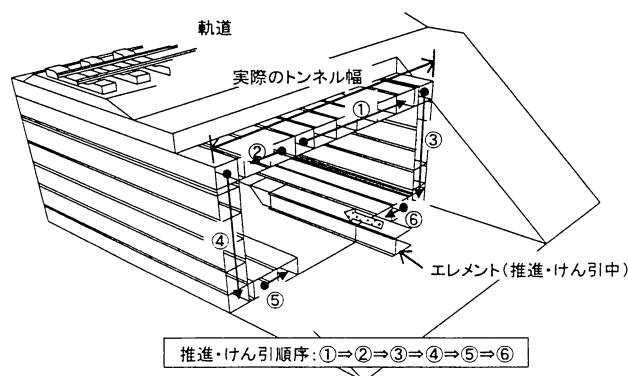


図-1 エレメント推進・けん引工法の概要

しかし、その場合、通常の基礎に比べて根入れが深く、1つ目の下床版エレメントの推進・けん引時には床付け幅が非常に小さくなるため、サイロ効果で側壁に生じる鉛直下方向の摩擦力や、地盤反力係数の変化も計算に取込む必要があるものとする。

そこで、著者らは落し戸模型実験を通じ、それらについて検討し、エレメント推進・けん引工法の沈下予測法を検討したので、ここに報告する。

2. 模型実験

(1) 実験概要

下床版エレメントの推進・けん引時の土圧の発生状況を確認するため、模型実験を実施した。

このようなトンネル掘削に関連する実験には古くから「落し戸実験」が採用されてきた。落し戸実験とは、地盤内に落し戸を設け、トンネル掘進による土中の応力再配分をこの落し戸の降下で表現するものである²⁾。

落し戸の組合せ方で様々なトンネル掘削を模擬できるため、本研究では下床版の分割掘進を表現できるように組合せた。落し戸実験装置を図-2および図-3に示す。

(2) 実験方法

実験土槽内に上床版、側壁を模擬したアクリルフレームと、下床版を模擬した幅100mmの落し戸3枚（以降、右からA、B、Cと記す）を設置した（図-3参照）。なお、土槽壁面と地盤の摩擦低減のため接触面にはガラスコーティングを施した。

アクリルフレームは地盤の平均粒径と同じ規格の紙やすりを貼付したものと、張付しないものの2種類を作成した。表面の状態を図-4に示す。また、落し戸に作用する土圧とアクリルフレーム脚部の支持力を測定するため、それぞれの位置にロードセルを設置した。なお、地盤は浜岡砂を使用して、15kN/m³を目標に空中落下法で作成した。地盤条件を表-1に示す。

本報告では表-2の2ケースを示す。なお、どちらのケースも落し戸は0.1mm/分で6mmまで降下させた。

(3) 実験結果

a) 落し戸に作用する土圧

図-5には落し戸A～Cに作用した土圧を示す。どちらのケースも降下に伴い自身の土圧が大きく減少し、後続する落し戸が降下するにつれて徐々に土圧が増

加した。この傾向はアクリルフレームがない状態で落し戸を降下させた場合と同じ傾向を示すことから²⁾、どちらのケースでも落し戸の降下過程に合わせた緩み土圧が作用しているものとする。

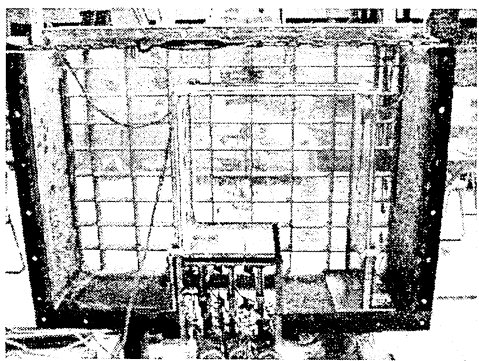


図-2 落し戸実験装置（写真・背面より）

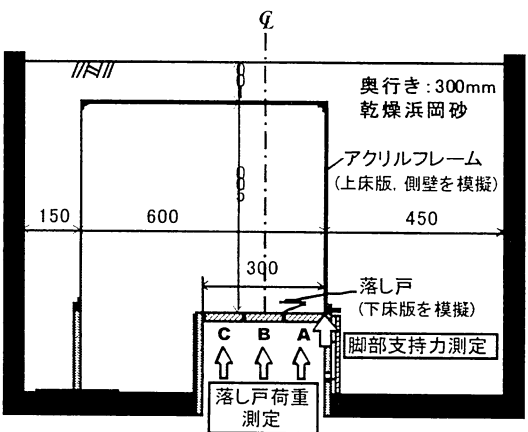
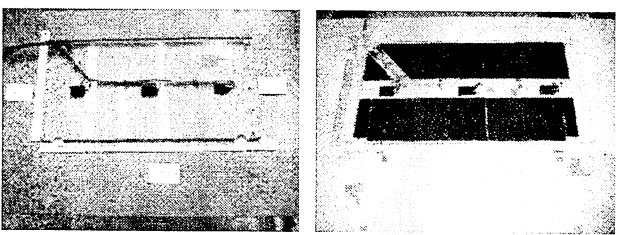


図-3 落し戸実験装置（模式図・正面）



(a) 紙やすり貼付なし (b) 紙やすり貼付あり

図-4 アクリルフレームの表面

表-1 地盤条件

使用砂	浜岡砂(気中乾燥)
内部摩擦角φ	34.5(°)
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
地盤の目標単位重量γ _t	15(kN/m ³)

表-2 実験ケース

ケース	紙やすり	落し戸降下順序
Case1	貼付なし	A⇒B⇒C
Case2	貼付あり	

b) アクリルフレームの脚部支持力

落し戸側のアクリルフレーム脚部支持力を図-6に示す。どちらのケースも落し戸が降下するにつれて支持力が増加することが分かる。Case1とCase2の増加量を比較すると、落し戸A降下時に両者に大きな差が生じ、落し戸B～C降下時にはその差を保持しながら増加していく傾向が見られた。

この増加量の差はアクリルフレームと地盤の摩擦力が関係すると考え、図-7のようなサイロ効果の概念を基に摩擦力 τ' を算定した。

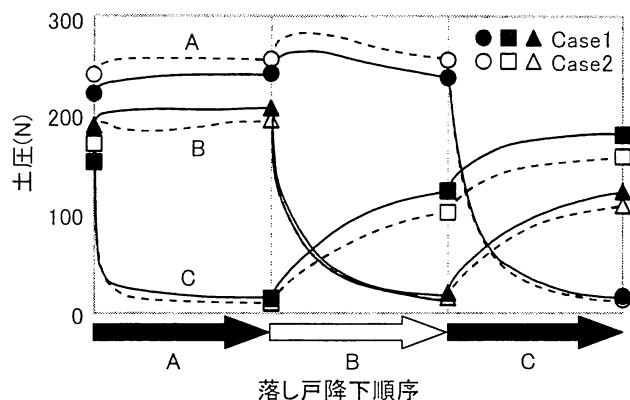


図-5 落し戸に作用する土圧

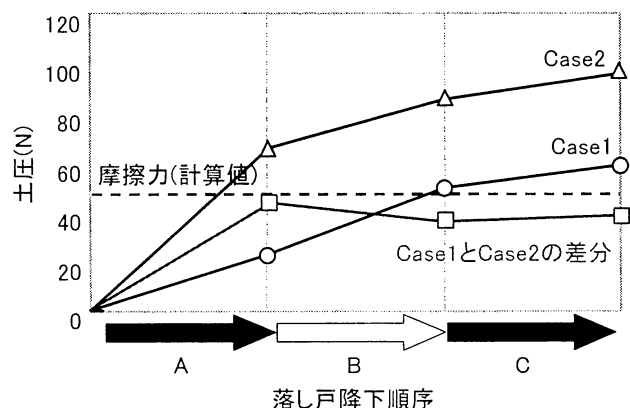


図-6 アクリルフレームの脚部支持力

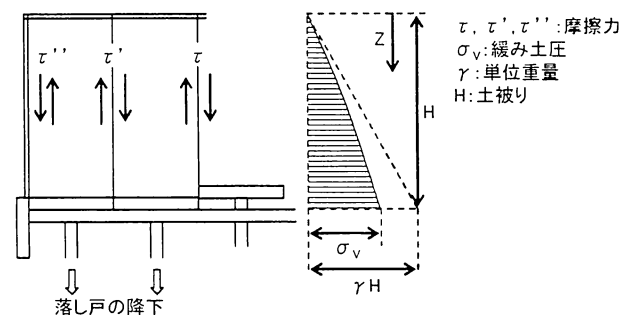


図-7 サイロ効果による摩擦力

図-7における鉛直応力 σ_v は緩み土圧であり、その分布は、 $\tau = \tau''$ とすれば式(1)で求められる。

$$\sigma_v(Z) = \frac{B(\gamma - c/B)}{K \tan \phi} \cdot (1 - e^{-K \cdot \tan \phi \cdot Z/B}) \quad (1)$$

ここに、 $\sigma_v(Z)$: Z 方向の鉛直応力

Z: 地表面からの位置

B: 緩み土圧が作用する幅

K: 水平、鉛直土圧の比(通常 K=1)

ϕ : 土の内部摩擦角

c: 土の粘着力

γ : 土の単位重量

また、摩擦力 τ'' は式(2)で求めることができる。

$$\tau'' = \sigma_h \cdot \tan \phi = K \cdot \sigma_v \cdot \tan \phi \quad (2)$$

ここに、 σ_h : 水平応力

実験値と計算値を比較すると(図-6)、落し戸B、Cの降下に関わらず、常に落し戸A降下時の摩擦力に近い値であることが分かる。落し戸B、Cの降下に伴い、落し戸の幅は段階的に増加するため、側壁に作用する摩擦力も式(1)に従い増加することも想定されたが、この結果から、エレメント推進・けん引工法における側壁と地盤の摩擦を考慮する場合には、掘削された下床版の幅に関わらず、最初の下床版エレメント幅に対する摩擦力を作用させればよいこととなる($\tau = \tau''$ となる)。また、図-7で側壁内側の土圧に緩み土圧を適用したため、側壁の内外面の水平土圧には差が生ずることとなり、この差分も水平土圧として作用させる必要がある。

c) まとめ

以上の結果を踏まえて、図-8に全土圧が作用する荷重モデル(図-8(a)、以下、「全土圧モデル」と記す)と模型実験の結果から仮定する緩み土圧、側壁と地盤の摩擦力を考慮したエレメント荷重モデル(図-8(b)、以下、「緩み土圧モデル」と記す)を示す。これらの違いを以下にまとめる。

- ①側壁内側に図-7で定義した摩擦力を作用させる。
- ②下床版上面には緩み土圧を作用させる。
- ③内外面の側圧差を側圧として作用させる(この場合は静止土圧係数Kを用いる)。

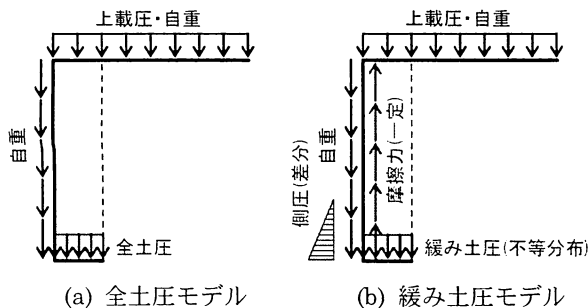


図-8 荷重モデル

表-3 I_p の値

底面形状	底面上の位置		I _p
長方形 (B×L)	隅角	L/B=1	0.56
		1.5	0.68
		2.0	0.76
		2.5	0.84
		3.0	0.89
		4.0	0.98
		5.0	1.05
		10.0	1.27
		100.0	2.00

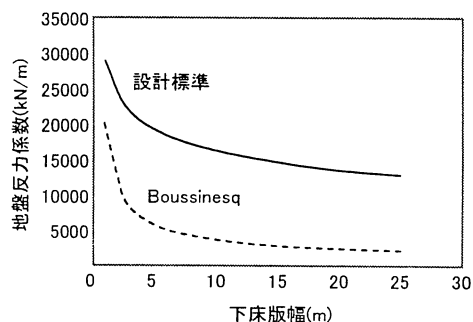


図-9 地盤反力係数の比較

* 図-9の算定にあたり L/B と I_p の関係を対数近似した

$$I_p = 0.3139 \cdot \ln(L/B) + 0.5493$$

3. 沈下予測法

(1) 地盤反力係数

模型実験では脚部を固定した状態で落下戸を降下したが、実際には地盤反力との釣合いで沈下が発生する。この地盤反力係数の算定には以下の実験式が用いられることが多い。

a) 実験式

$$\begin{aligned} k_v &= f_{rk}(2.3\alpha E_0 B v^{-1/2}) \quad (\text{砂質土}) \\ k_v &= f_{rk}(1.7\alpha E_0 B v^{-3/4}) \quad (\text{互層}) \\ k_v &= f_{rk}(1.3\alpha E_0 B v^{-1}) \quad (\text{粘性土}) \end{aligned} \quad (3)$$

ここに、 f_{rk} ：地盤抵抗係数(=1.0)

α ：補正係数

E_0 ：変形係数

B_v ：換算幅

$$(B < L \text{ の場合 } B_v = B, \quad B > L \text{ の場合 } B_v = \sqrt{BL})$$

ただし、下床版の初期掘削段階は極端に長細い床付け面積となるため、この式を用いた場合には地盤ばねが実際よりも強く算定され、沈下量を小さく見積もる可能性がある。そこで、式(3)の基となるBoussinesqの式より、改めて下床版設置面積と地盤反力の関係を求めた³⁾。

(αE ：30400(kN/m²), $L=35.1$ (m), $\nu=0.3$ の場合)

この結果、Boussinesqの式で求めた地盤反力係数は設計標準の値に比べて3割程度となる(図-9)。

b) Boussinesqの式

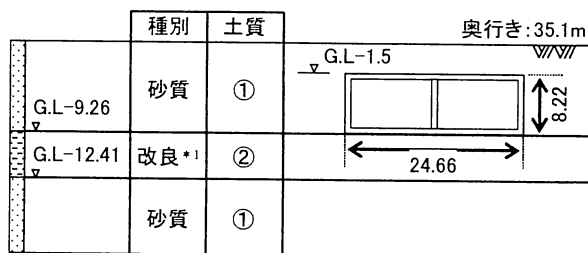
$$k = p / \delta = \alpha E / \{(1-\nu^2) \cdot B \cdot I_p\} \quad (4)$$

ここに、 I_p ：表-3による

(2) 沈下量の算定

以上の荷重モデルと地盤反力係数を用いて、最初の下床版エレメント掘削時のフレーム計算を行った。

モデルは図-10、図-11に示すような砂地盤に位置する2径間のボックスカルバートである。



* 1: 改良地盤

①: $\gamma=17$ kN/m³, $\alpha E_0=20000$ kN/m², $\nu=0.3$, $\phi=30^\circ$, $K_0=0.4$
②: $\gamma=20$ kN/m³, $\alpha E_0=30400$ kN/m², $\nu=0.3$

図-10 地盤条件

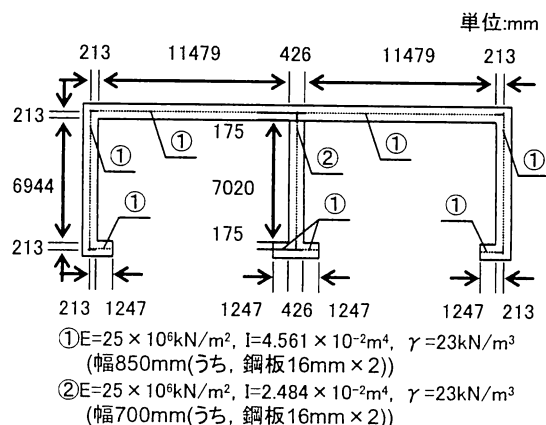


図-11 構造条件

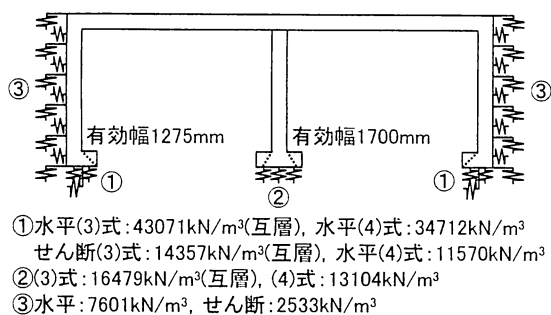


図-12 地盤反力係数

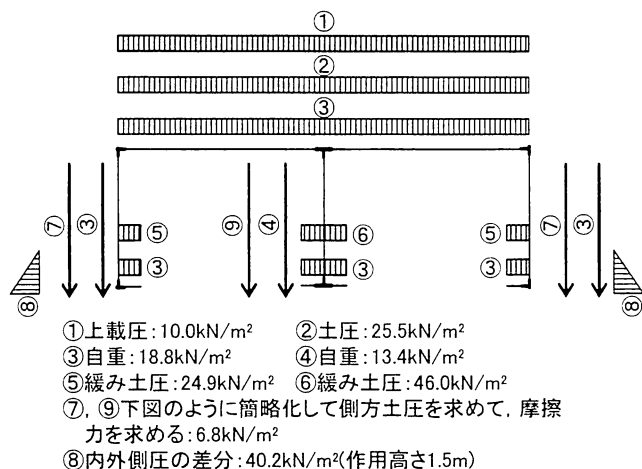


図-13 緩み土圧モデルにおける荷重

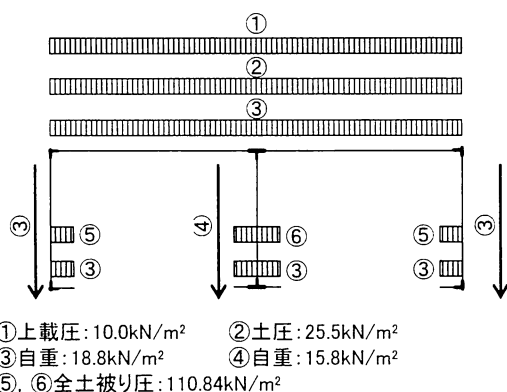


図-14 全土圧モデルにおける荷重

図-12は式(3), 式(4)を用いて算定した地盤反力係数である. 側圧により側壁下部は内側に変形するモードとなるため下床版底面にもせん断ばねを配置した.

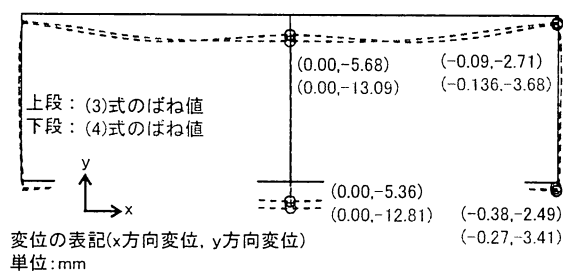


図-15 緩み土圧モデルの計算結果(変形)

表-4 鉛直変位量の比較

モデル 位置	緩み土圧 モデル		全土圧 モデル		緩み土圧 全土圧	
	式(3)	式(4)	式(3)	式(4)	式(3)	式(4)
上床版中央	-5.68	-13.09	-6.98	-14.87	0.81	0.88
上床版端部	-2.71	-3.68	-3.09	-4.15	0.88	0.89
下床版中央	-5.36	-12.81	-6.67	-14.92	0.80	0.86
下床版端部	-2.49	-3.49	-3.03	-4.10	0.82	0.85

図-13, 図-14に荷重を示す. なお, 緩み土圧モデルの内面側の側圧は, 図-13に示すように簡略化のために直線でモデル化した.

緩み土圧モデルにおいて, 式(3), 式(4)で算出したばね値を用いた計算結果(変形)を図-15に, 緩み土圧, 全土圧両モデルの鉛直変位量の比較を表-4に示す.

変形のモードとしては, 上床版の中央部の沈下が大きくなり, 端部では小さい. そして, 側壁部では, 主に上床版の変形モードにより, 外側に凸のモードとなる(図-15).

鉛直変位量(沈下量)について, 緩み土圧モデルと全土圧モデルとを比較すると, 全土圧モデルの方が大きくなっており, 式(3)で約20%, 式(4)で約15~10%程度の違いとなっている. 上・下床版中央, 上・下床版端部の値をそれぞれ比較すると, 全土圧モデルの式(4)における上・下床版中央の変位のみ, 下床版の方が大きくなっている.

一方, ばね値の算出方法の違いについて見ると, 式(4)で算出したばね値の方が小さいため, 全体的に沈下量は大きくなる. 特に中壁部においては, 変位量が2倍以上異なる結果となった. 今回想定した地盤条件のような施工箇所の計測事例では, 下床版掘削時に10~20mm程度の躯体の沈下が確認されているため, 沈下量を求める際には式(4)を用いるのが現状に合うと考える.

4. おわりに

著者らは、エレメント推進・けん引工法の沈下予測に用いる荷重モデルおよび地盤反力係数の設定方法について検討した。今後は、実現場の計測データと比較して妥当性を検証するとともに、パラメータスタディを行い、より適切な予測方法を提案したいと考えている。

参考文献

- 1) (財)鉄道総合技術研究所: 鉄道構造物等設計標準・同解説-基礎構造・抗土圧構造物, H12.6
- 2) 仲山, 岡野: 小断面エレメントの連続推進時における緩み土圧の発生機構に関する研究, トンネル工学報告集 (投稿中), H20.10
- 3) (財)鉄道総合技術研究所: 鉄道構造物等設計標準・同解説-土構造物, H12.6