

生石灰杭施工による影響を考慮した土留めの挙動

EFFECTS OF INSTALLATION OF QUICKLINE PILES ON BEHAVIOR OF RETAINING WALLS

大門信之¹⁾・藤木育雄²⁾・岡田龍二³⁾

Nobuyuki OKADO, Ikuro FUJIKI and Ryuji OKADA

For excavation retaining walls in soft clayey ground, ground improvement is generally made through installation of quicklime piles to enhance the strength of the ground on the excavation side and trafficability. Properties of the improved ground are taken into account during design of the retaining wall

This paper describes the reverse analysis conducted using in-situ measurement data of the cut-and-cover work of the subway route, Eidan Hanzomon Line, reporting the equation used to calculate the increased lateral pressure caused by installation of quicklime piles. We also present the analysis model developed from the analysis.

Key Words:field measurement, quicklime pile, earth retaining wall ,

1. はじめに

営団地下鉄半蔵門線(11号線)は渋谷～水天宮前間 10.8km が開業しており、平成 15 年春の開業に向け水天宮前～押上間(延長 6.1km)の延伸工事を行っている(図-1)。

今回延伸区間には4駅を設置することとしており、清澄駅では都営大江戸線、住吉駅では都営新宿線、錦糸町駅では JR 総武線、押上駅では京成押上線・都営浅草線と連絡するほか、同駅で東武伊勢崎線と相互直通運転を行う計画である。

本稿は、営団半蔵門線開削工事の現場計測データを用いて逆解析を行い、生石灰杭の施工による影響を考慮できる増加側圧算定式および解析モデルについて報告するものである。なお、建設中の駅名はすべて仮称である。

2. 工事概要

(1) 地質概要

当該地は東京都の下町低地と呼ばれる TP+1m 前後の低地に位置しており、地質構成は地表面から粘性土が主体の盛土層(Bs)、軟弱な上部有楽町粘性土層(Yu-c)、



図-1 半蔵門線水天宮前～押上間路線平面

1),2) フェロー 帝都高速度交通営団 建設本部
3) 正会員 帝都高速度交通営団 建設本部

上部有楽町砂質土層（Yu-s）が存在し、GL-6m～28mの間は N 値 0～1 の下部有楽町層（Yl-c）の順となっている。これ以深は洪積層で、N 値 5～10 の埋没ローム層（bl）、N 値 50 以上の埋没段丘礫層（btg）、の順となっている。この埋没段丘礫層は高い被圧地下水を有している。

（２）掘削工法

掘削工法は 4 駅すべて、掘削しながら随時スラブを施工していく逆巻工法である。土留めについては、地質が極めて軟弱であることから、剛性が高い地下連続壁（厚 800mm 又は 1000mm）を採用しており、本体利用している。駅始末端の壁は泥水固化壁になっている。

掘削には土留め壁の変位を抑え、沿道建物や埋設物に影響を与えないよう慎重な施工が求められている。

（３）計測管理

各駅ごとに、地下連続壁の変位を計測するための傾斜計を設置した。傾斜計は、土留め壁の深度方向の変位分布を把握するものであり、地下連続壁に設置した角型鋼管内に 2m ピッチで多段に設置している。測定は、パソコンによる自動計測とし、計測頻度は原則的には 1 日 1 回とした。図-2 に計測位置の断面を示す。

（４）生石灰杭

生石灰杭の施工は N 値 0～1 の Yl-c 層におけるトラフィカビリティ確保と、土留め壁変位を抑えるための側圧の増加を目的としている。生石灰杭は下部有楽町層（Yl-c）を対象に路上よりφ400 のケーシングを使って 1.4m ピッチで行う。地下連続壁への影響を考慮して壁から 1.0m の離隔をとり、壁側から 2 列は排土型、その他は貫入型で施工している。

生石灰杭施工の設計は、改良された地盤の粘着力の増加と地盤反力係数の増加で評価しているが、二次的に発生する増加側圧の壁体に及ぼす影響については評価されていないのが現状である。

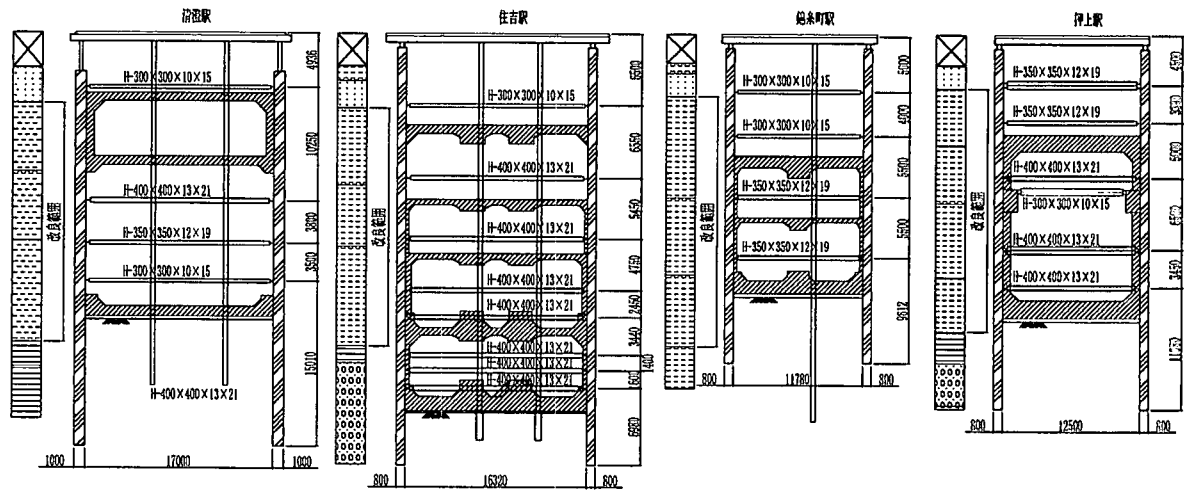


図-2 4 駅の計測断面

3. 生石灰杭施工による土留めへの影響

生石灰杭施工前とその直後の変位量を比較したものを図-3に示すが、生石灰杭施工後には大きく（最大18mm程度）背面側に変位していることがわかる。

図-4は、生石灰杭施工前後の変位の差を最大変位量で除して正規化したものである。これを見ると上部の変形は生石灰杭施工時の掘削深度及び路面覆工による拘束条件等によりばらつきがあるが、グラフのモードは非常に類似しており、最大変位発生深度は、各駅ともにGL-18m~20mに集中している。錦糸町駅の最大変位発生深度が他駅と異なるのは、土留め壁長が短いためと考えられる。

当該地の水平方向地盤反力係数は、深度方向に増加しており、 $K=\Delta P/\delta$ の関係からすると最大変位発生地点では、生石灰杭施工に伴い大きな側圧が作用している。また、腹弛みな形状をしていることから生石灰杭下端以深にも大きな側圧が伝達している可能性がある。この作用する側圧を推定し、土留め工の設計に考慮するため以下に示す解析モデルを推定した。

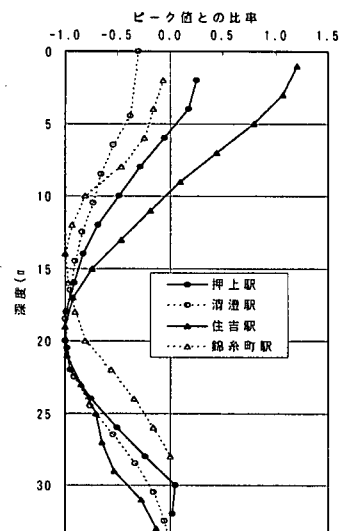
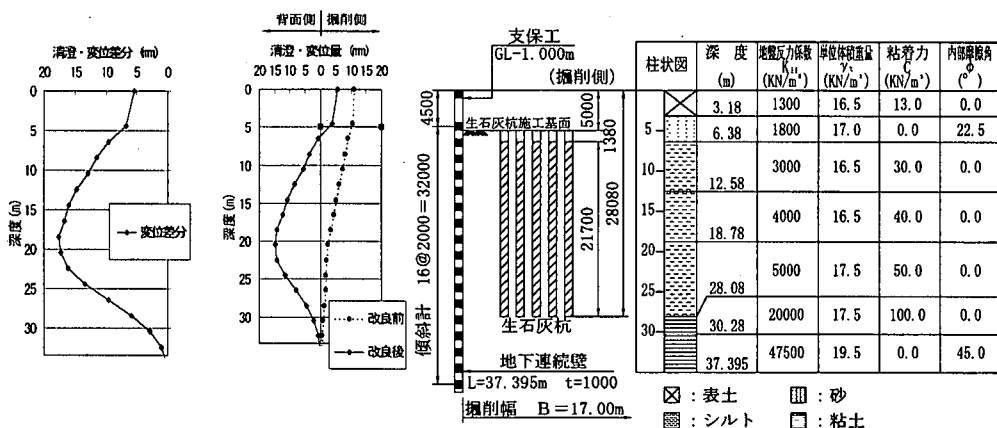
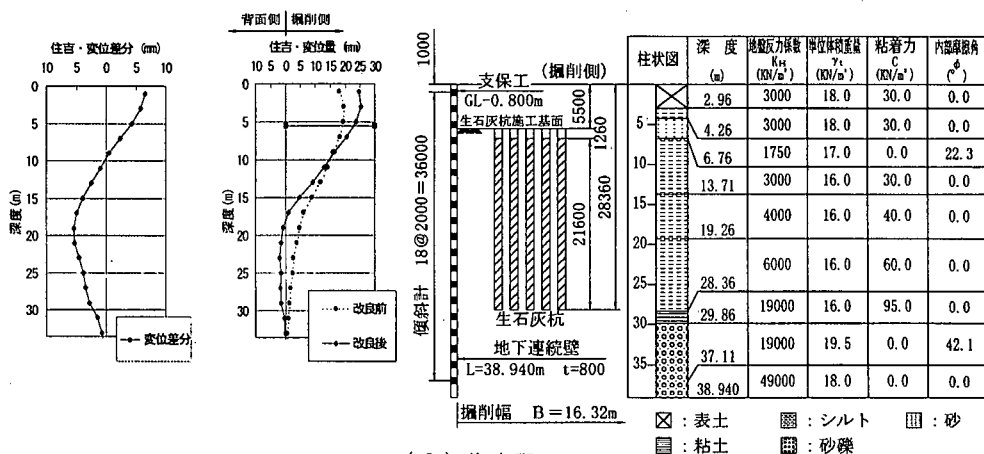


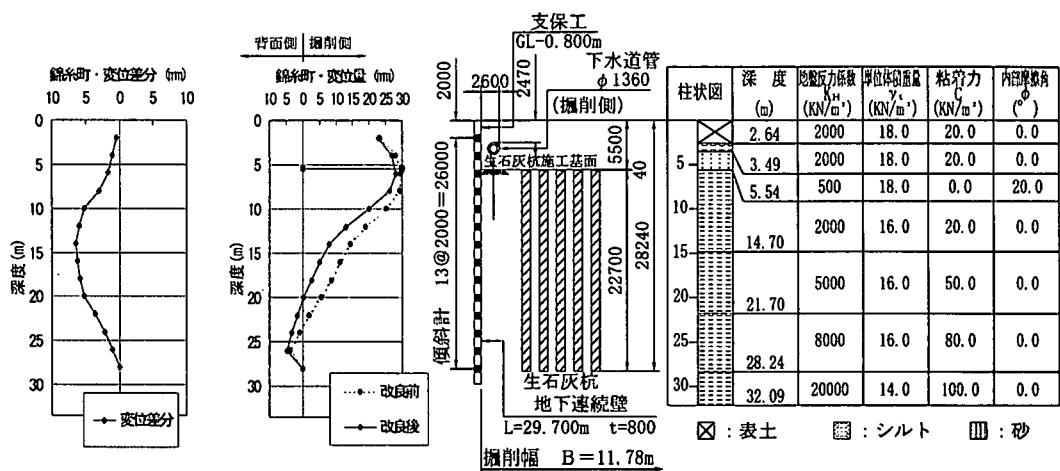
図-4 実測値の正規化



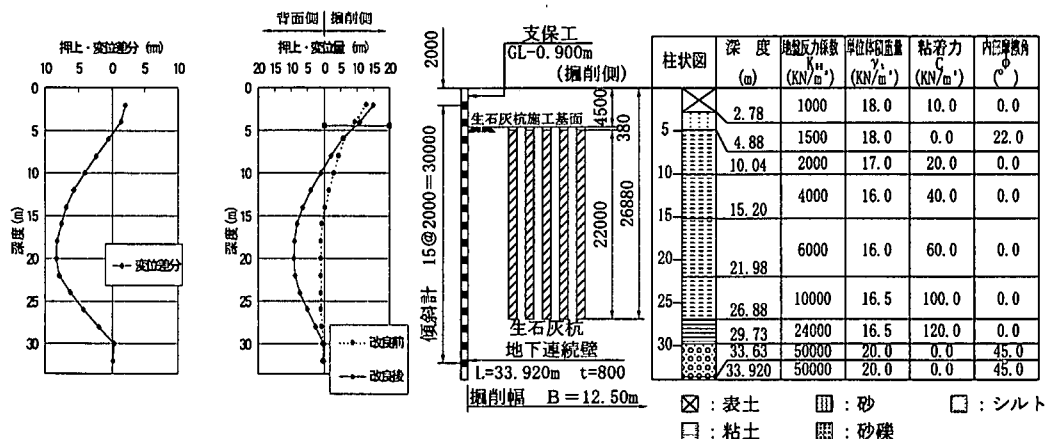
(1) 清澄駅



(2) 住吉駅



(3) 錦糸町駅



(4) 押上駅

図-3 生石灰杭施工による土留め壁の変位

4. 生石灰杭による側圧の推定方法

(1) 解析モデルの設定

解析の手順を図-5に示す。今回の解析に用いるモデルは図-6に示す弾性床土のはりモデルである。まず生石灰杭施工による側圧を作用させたケーススタディを弾塑性法により行い、その結果をもとに実測値に整合する側圧形状を導き出し、提案する側圧式より影響係数を逆算により求める。解析に用いる水平方向地盤反力係数は、生石灰杭膨張時の抵抗として背面側のみ考慮し、路面工工による拘束はバネ支点で評価した。また、

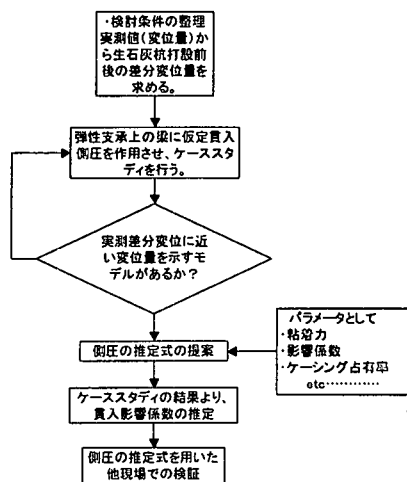


図-5 検討手順

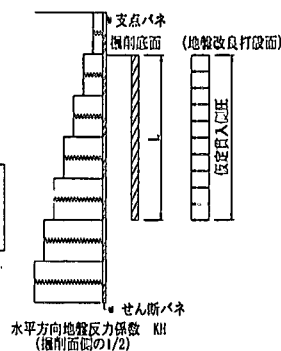


図-6 解析モデル

土留め壁下端の条件はせん断バネとして与えた。

側圧分布としては、①等分布荷重、②三角形分布荷重、③等分布と三角形荷重、④台形荷重などの荷重形状の他、パラメータとして荷重作用範囲、荷重強度、などを変化させながら種々のケースを想定し検討した結果、等分布と三角形を組み合わせた荷重を基本荷重として設定した。

(2) 側圧推定式の提案

生石灰杭施工に伴う土留め壁の影響要因としては、地盤強度、生石灰杭の打設間隔（土留めとの離隔も含む）および長さなどがあり、地盤強度については施工後現地盤を介して土留め壁に側圧が伝達することから、地盤の変形係数や粘着力が関係していると考えられる。ここで、着目すべき点は、①地盤強度が強いと側圧が強く伝達されること、②改良率が高いと側圧が強く伝達されることである。このことから側圧推定式を地盤の強度と改良率の関数として式①で与えることとした。この場合の地盤強度としては、変形係数を採用している方法⁴⁾もあるが、ここでは軟弱粘性土であることを考慮し地盤固有の強度として取り扱いやすい粘着力で与えることとした。

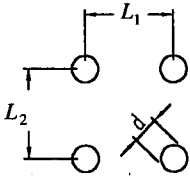
$$\Delta p = \alpha \cdot c \cdot a_e \cdots \cdots \cdots \text{式①}$$

ここに、 Δp : 側圧 (kN/m²)

α : 影響係数

c : Δp 発生位置での現地盤の粘着力 (kN/m²)

a_e : 改良率 (図-7 参照)



$$a_e = \frac{\pi d^2}{4 L_1 L_2}$$

図-7 改良率算定方法

影響係数 (α) については、上述した特徴以外にも未解明な影響要因（土の密度や鋭敏比との関係、生石灰杭の膨張の大きさと速度など）が考えられるため、この要因を影響係数として定めた。

影響係数の算出方法は、パラメータスタディの結果より Δp 、改良率および粘着力を既知として、式①の逆算により求られる。

5. 解析結果

(1) ケーススタディ

図-8は、ケーススタディの結果、最も計測値に整合した荷重モデルである。

側圧上端は、掘削幅が狭いと影響が大きく、広いと小さくなることを考慮し、 $15/B$ として荷重作用範囲のパラメータに加えた。また、側圧は水平方向のみに伝達されるのではなく、斜方向や鉛直方向にも伝達されるので、生石灰杭下端以深の土留め壁にも影響は伝わりこととなり、便宜的に掘削幅の中心から 45° で伝達するものと考え、荷重作用範囲を $B/2$ とした。

実測変位のピーク位置としては、現地盤面より 18m~20mであったが荷重のピーク位置は、それよりも下方にあり、最も実測値に一致したのが生石灰杭下面位置であった。

(2) 影響係数

各駅の影響係数 α の推定結果を表-1 に示す。これを見ると、清澄駅以外の影響係数は概ね $\alpha = 7 \sim 12$ 程度である。清澄駅の場合には、

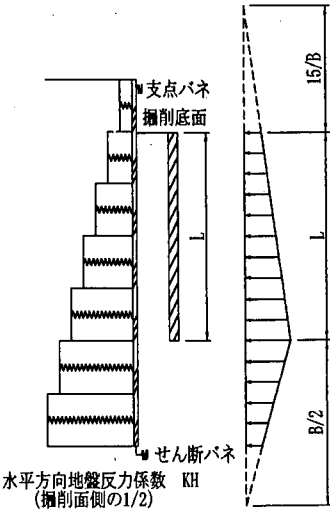


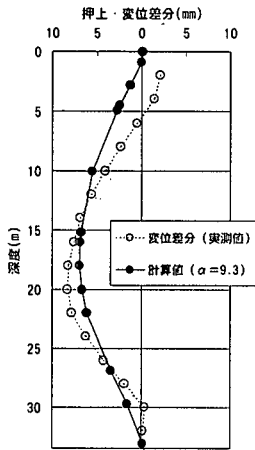
図-8 側圧モデル

実測変位が他駅に比べて大きく出ているために影響係数も大きく出ている。これは、変位測定時の状況（路面覆工の拘束状態、変位測定の時季）の影響であると考えられ、特異に扱えば前述のとおり $\alpha \div 9.3$ 程度と考えられる。

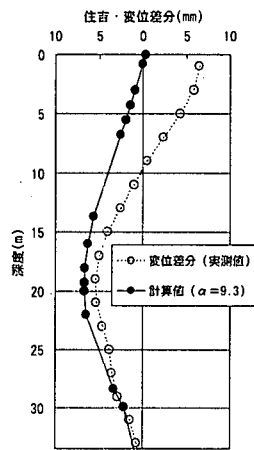
図-9は、 $\alpha = 9.3$ として実測値と計算値の比較を行ったものである。これを見ると各駅ともモードおよびピーク位置が実測値と良く一致することがわかる。

表-1 各駅の影響係数 α

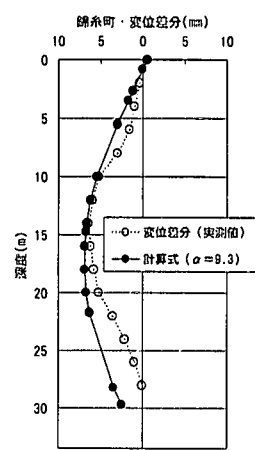
	Δp (kN/m^2)	c (kN/m^2)	a_e	α
押上駅	39.9	54.2	0.064	11.5
清澄駅	65.1	40.7	0.064	25.0
住吉駅	20.9	44.3	0.064	7.4
錦糸町駅	27.1	46.5	0.064	9.1



(1) 押上駅



(2) 住吉駅



(3) 錦糸町駅

図-9 実測値との比較

6. おわりに

以上述べてきたように、生石灰杭施工に伴う土留め壁への影響を側圧形状および影響係数並びに地盤強度、改良率等の関係から定式化することができ、実測値と比較して良い結果が得られた。しかし、検証した現場数はまだ少ないため、今後、条件の異なる多種多様なケースでの検証を行い、更なる妥当性を確認することが必要と考えている。

このような軟弱地盤における大規模開削工事において、今回の生石灰杭の影響を考慮した推定式を、設計に反映させることによって、より合理的な設計ができると考えている。

参考文献

- 1) 藤木育雄・野焼計史・岡田龍二：生石灰杭で強化した土留めの挙動、トンネルと地下、Vol.32, No.5, 2001.5
- 2) 藤木育雄・野焼計史・岡田龍二：軟弱地盤における大規模開削工事の情報化施工、土木施工、Vol.42, No.5, 2001.5
- 3) 日本国有鉄道東京第一工事局：掘削土留め工の設計に関する検討報告書、I編仮土留め工、1981.4
- 4) 社団法人 日本鉄道施設協会：深い掘削土留め工設計法、1993.9