

生石灰杭施工による影響を考慮した土留めの挙動その2

EFFECTS OF INSTALLATION OF QUICKLIME PILES ON BEHAVIOR OF RETAINING WALLS PART2

藤木育雄¹⁾・入江健二²⁾・岡田龍二³⁾

Ikko FUJIKI, Kenji IRIE and Ryuji OKADA

Analytical model considering the effect by the expansion of the execution by the quicklime pile and estimated formula of lateral pressure were proposed in the last time. This time we set the coefficient of subgrade reaction newly this time for calculated value of the displacement which added displacement by the elasto-plasticity method and displacement by the expansion this time coincides with measured value, and we propose the rational design technique which reflects synthetically the effect of the execution by the quicklime.

Key Words: coefficient of subgrade reaction, quicklime pile, earth retaining wall,

1. はじめに

前回の報告では軟弱地盤での大規模開削工事における、生石灰杭施工による土留めの挙動を解析し、生石灰杭の膨張による影響を考慮した増加側圧算定式および解析モデルを提案した。しかし、その解析モデル・側圧式を用いた場合、最終掘削時において変位の計算値と実測値に乖離が生じることが判明した。今回は弾塑性法による変位と、前回提案した推定式による変位を合成した値が実測値と合致するように新たに地盤反力係数を設定し、生石灰杭施工の影響を総合的に反映した合理的な設計手法を提案する。

2. 前回までの報告

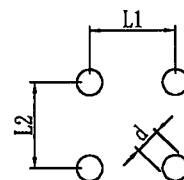
(1) 生石灰杭施工による土留めへの影響

生石灰杭施工後土留めは背面側に大きく変位することから、この施工前後の変位の差分だけ側圧を付加させ、生石灰杭施工により土留めに作用する側圧を推定し、解析モデルを提案した。

(2) 側圧推定式

生石灰杭施工に伴う側圧の式として、粘着力、生石灰杭の打設間隔（土留めとの離隔も含む）、影響係数（ α ）の関数として式①を与えることとした。この場合の影響係数とは、未解明な影響要因である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である。この推定式・解析モデルを用いて各駅の実測値と計測値のフィッティングを行ったところ、影響係数 $\alpha \approx 9.3$ として計算した場合変位のモード及びピークの値が最も一致する結果となった。

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



$$a_e = \frac{\pi d^2}{4L_1L_2}$$

図-1 改良率算定方法

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

ここに、 Δp : 側圧 (kN/m^2)

α : 影響係数 (9.3)

c : Δp 発生位置での現地盤の粘着力 (kN/m^2)

a_e : 改良率 (図-1 参照)

(3) 解析モデル

様々な側圧を作用させたケーススタディから、最も計測値に整合した弾性床土のはりモデルを解析モデルとした。(図-2)。この解析モデルの荷重作用範囲は掘削幅を B とすると側圧上端を $15/B$ とし、また生石灰杭下端以深は掘削幅の中心から 45° で荷重は伝達するものと考え、 $B/2$ をパラメータとして加えた。また実測変位のピーク位置は生石灰杭下面位置とした。

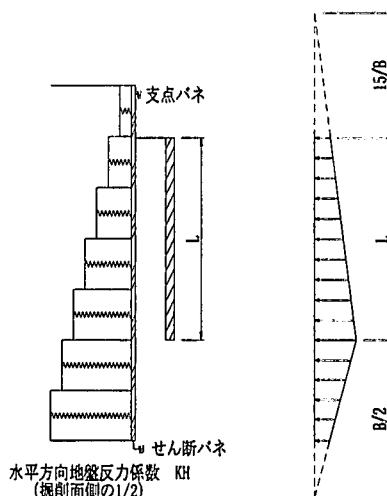


図-2 側圧モデル

3. 今回の解析

(1) 検討ケース

今回、解析は3ケース行った。ケース1は従来の営団地下鉄における土留め工の計算方法による。ケース2は現場で発生したコンクリート強度が 24N/mm^2 よりも高く 40N/mm^2 程度だったことを踏まえ、壁剛性の低減率を、従来の0.6から0.8にしたもの。ケース3は受働側の水平地盤反力係数を従来の100Cから200Cにしたものである。解析はすべて弾塑性法により行った。

(2) 解析手順

解析手順を図-3に示す。解析手順はまず前回までの検討方法により、生石灰杭による影響変位量を求める。次に生石灰杭の影響を無視した状態で、各ケース弾塑性法による土留め壁の変位量を求める。最後にその変位量と影響変位量を合成したものを今回の計算変位量とし、実際の4駅の変位量(実測変位量)と比較する。

前回までの検討結果に基づき、生石灰杭の影響側圧を求める
($\Delta P = \alpha \cdot C \cdot a_e$ $\alpha = 9.3$ とする)

フレーム計算により影響変位量を求める。

生石灰杭の影響を無視した状態で、弾塑性法による土留め壁の変位量を求める。

弾塑性法による変位量と生石灰杭の影響変位量を合成する。

合成変位量と実測変位量と比較する。

図-3 解析手順

4. 弾塑性法による検討

(1) 営団における弾塑性法

営団では過去の開削工事の計測管理の成果に基づき、いくつかの点について、独自の基準・パラメータの変更を行っている。営団における弾塑性法の概要を以下に示す。

1) 受働側圧

沖積層砂質土の掘削面側の受働側圧は、有効鉛直圧力に対するクーロンの受働土圧と水圧の和に対して、

受働土圧係数を求める土留壁背面と土の摩擦角 δ は本来 0 であるが、地下連続壁のように壁面が粗の場合 $\delta = 2/3\phi$ として受働土圧係数を設定している。また、粘性土において変位に抵抗する受働土圧は、土木学会の基準において壁面が粗な場合、平面すべり面を仮定し、粘着力 C の係数は 2 を使用しているが営団の基準では 2.5 としている。営団ではこのように砂質土と粘性土両方において一般に使用されている受働土圧よりも大きな値を使用している。これは、過去の工事実績を踏まえ、土留めの壁面が粗い場合は摩擦角を考慮できるという仮定に基づいている。

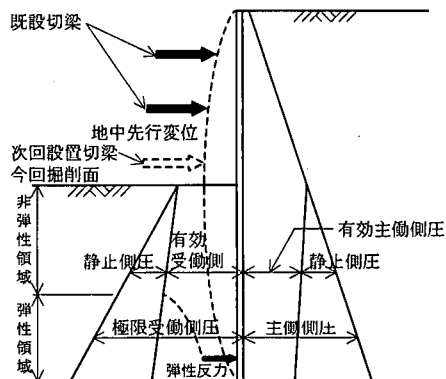
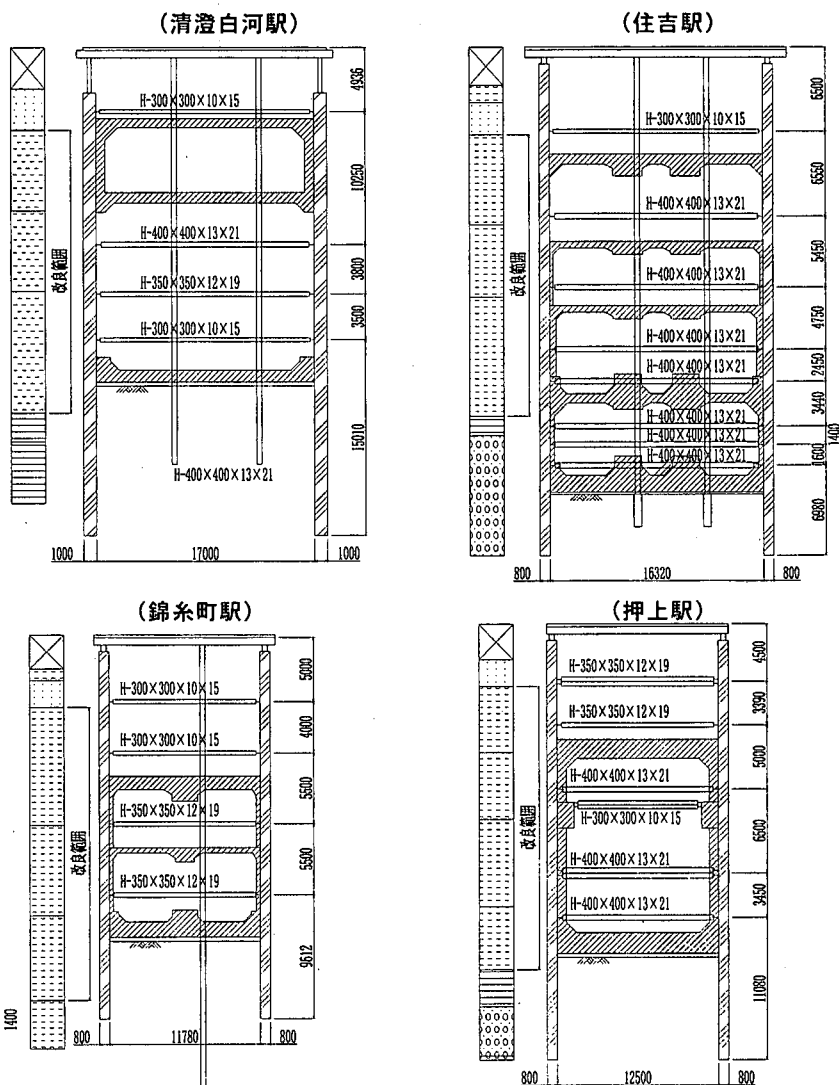


図-4 側圧に対する仮定

2) 水平地盤反力係数

水平地盤反力係数の設定は、土木学会や多くの他企業体では、 N 値によって決定される地盤の変形係数 E_0 と載荷幅 B によって定めている。営団では、洪積層の水平地盤反力係数を沖積層の 2 倍としている。沖積層は粘性土、砂質土それぞれ $100C \cdot 50N$ 、洪積層はそれぞれ $200C \cdot 100N$ と決めて計算の簡便化を図っている。



3) 側圧の仮定

掘削底面以上には、背面より主動土圧が作用するものとする。掘削底面以下には、背面側について背面より主働側圧が作用するものとし、掘削面側は弾性領域と非弾性領域に分けて考える。弾性領域では静止側圧と、山留壁の変位に比例した弾性反力が、また非弾性領域では極限受働側圧

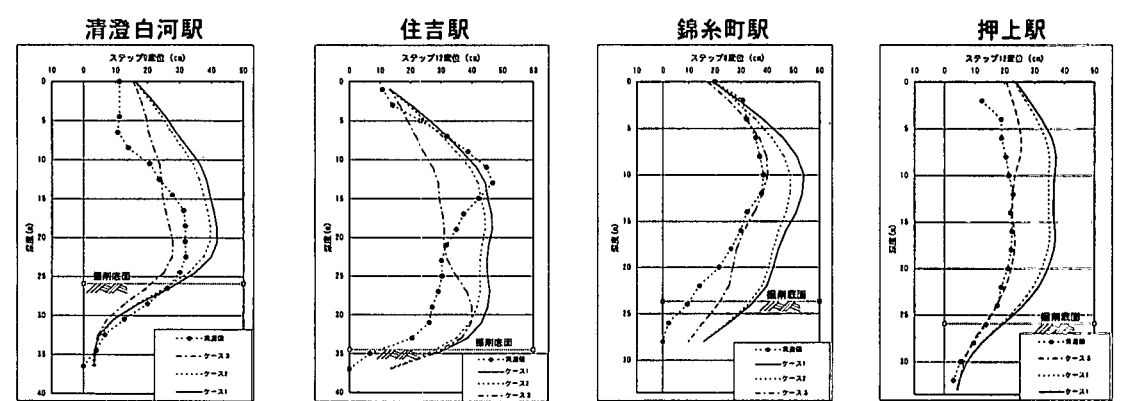
図-5 各駅断面図

が作用するものとする。山留壁の変位に関係なく作用する掘削側面の静止側圧を、背面側の主働側圧から差し引いたものを有効主働側圧とし、掘削面側の極限受働圧から掘削面側の静止側圧を差し引いたものを有効受働側圧とすると、上記の仮定は図－４のように表される。背面側より有効主働側圧が作用し、掘削面側の非弾性領域では、有効受働側圧が弾性領域では山留壁の変位に比例した弾性反力が働く。

(２) 各駅への適用

今回提案する方法は生石灰杭施工以前については図－４ に示す側圧により計算を行うが、それ以降はこの仮定に図－２ に示す側圧を合成したもので計算を行う。

図－５ に示した各４駅について全３ケース弾塑性法による土留め壁の計算を行い、実測値との比較を行った。この場合は実測値、計算値とも生石灰杭施工の影響は考慮しない。この計算の結果次のような傾向が得られた（図－６）。



図－６ 各駅の弾塑性法による変位の比較（生石灰考慮せず）

① 壁剛性低減率を変えた場合（ケース２）

壁剛性低減率を 0.6 から 0.8 に強度アップした結果、剛性が高い方が変形量は小さいが、変形モードは同じであり、ほとんど変化がないと言える。

② 水平地盤反力係数を変えた場合（ケース３）

水平地盤反力係数を 200C とした場合、従来の指針に基づいた計算値（ケース 1）に比べ変形量は小さくなる。実測値と比較すると変形量はケース 2 と同様異なっている。

5. 生石灰杭の影響を考慮した場合の検討

壁剛性の低減率をアップした場合、ほとんど変位量が変わらないため、生石灰杭の影響変位量との合成は地盤反力を変えた場合についてのみ検討を行った。生石灰杭施工の影響を考慮した場合は、前回の報告で提案した側圧推定式と解析モデルより、側

表－１ 各駅の影響側圧

	Δp (kN/m ²)	c (kN/m ²)	a_e	α
押上駅	32.3	54.2	0.064	9.3
清澄白河駅	24.2	40.7	0.064	9.3
住吉駅	26.4	44.3	0.064	9.3
錦糸町駅	27.7	46.5	0.064	9.3

圧の影響変位量を算出し、弾塑性法により得られた計算値と合成する。また実測値についても実際の生石灰杭の影響変位量と合成する。前回示した影響係数 α を9.3とした場合の各駅の側圧を表1に示す。

(1) 解析結果

図-7は生石灰杭施工の影響を考慮した場合の各駅における土留めの変位量の比較検討結果である。比較検討結果を各駅ごとに分析する。

①清澄白河駅

最終掘削より前のステップにおいては、実測値は土留め壁が背面側に変位する傾向があり比較的実測値と各計算値には差があった。しかし最終掘削時においては、最大変位量がほぼ同程度(14mm~17mm)となった。また最大変位量発生位置(以下ピーク位置とする)においては、実測値が約25mの位置で計算値が約23mの位置で若干異なるが、土留め壁全体の変形モードは近似している。

②住吉駅

住吉駅の実測値の変位量は上床逆巻き施工基面のGL-12m付近において大きくなり、すべてのステップにおいて最大変位量、ピーク位置ともに乖離が見られた。しかし最終掘削時においては土留め壁の変形モードは近似している。

③錦糸町駅・押上駅

ほぼ全ステップにおいて計算値、実測値は近い値を示し、モード・ピーク位置、最大変位量ともよく一致した。

6. 生石灰杭打設を考慮した土留めの設計

以上の解析結果より、生石灰杭を用いた土留めの設計には、その影響を考慮した方が実測値と整合性がよいことが分かった。したがって、そのような設計の際には、次に示す事項を考慮する事を提案する。

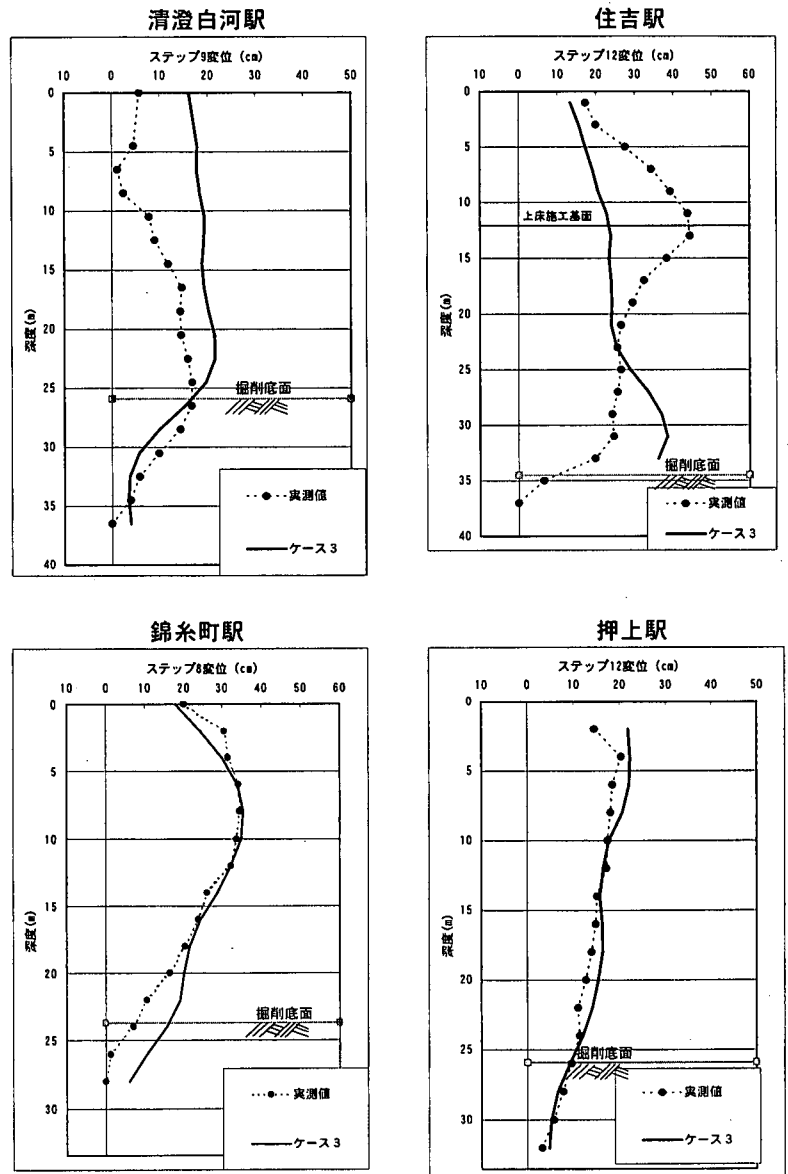


図-7 各駅の実測値・計算値の比較検討図

(1) 生石灰杭施工による側圧

生石灰杭施工による側圧は、図－2に示した背面側に設置する水平方向地盤反力係数を、掘削面側の原地盤に対する水平方向地盤反力係数の1/2倍とした弾性床上のはりモデルでフレーム計算を行い、影響変位量を算出する。側圧の式として $\Delta p = 9.3 \cdot c \cdot a_g$ (c : 現地盤の粘着力、 a_g : 改良率) とする。

(2) 掘削面側の水平方向地盤反力係数

弾塑性法で計算する場合の掘削面側の水平方向地盤反力係数を、営団が採用している値の2倍相当になるようにする。現行では、連続土留壁における沖積粘性土地盤の場合の水平方向地盤反力係数は、 $100 \cdot C$ で推定する事となっているのが、これを $200 \cdot C$ とする。なおこの値は土木学会や鉄道構造物等設計標準（開削トンネル）に示された式で計算した地盤反力係数と同程度である。

7. おわりに

前回報告した側圧推定式、解析モデルに加えて改良による地盤のばね値を考慮することによって、生石灰杭施工の影響を総合的に反映した合理的設計手法を提案することが出来た。このように生石灰杭の影響を考慮し、それを設計に反映した場合、より経済的な設計が出来るものと思われる。今回は地盤ばね値を現行の2倍にしたことにより、計算値と実測値に近い値となった。これは今まで沖積層粘性土に対する粘着力の評価が低すぎたと言える。今回報告した式を実設計に反映するには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。

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