

土留め工の逆解析・予測解析結果の事例紹介

鹿島建設 土木設計本部 田中 耕一
○リテックエンジニアリング 吉田 敏哉

1. はじめに

土留め施工管理システムを用いて土留め工の逆解析・予測解析を行い、工期短縮に成功した2現場の実施した事例を紹介する。

2. 土留め施工管理システムについて

土留め施工管理システムとは、土留め壁の変位測定データを基に、現在掘削中の土留め工の現状解析と、工事完了までの土留め工の挙動を予測する予測解析を行うシステムであり、この解析に用いる解析手法は、土留め工の設計で広く採用されている弾塑性土留め解析手法によっているものである。土留め施工管理システムにおける現状解析とは、地盤に関する4種類のパラメータ(①土留め壁背面の主働土圧、②土留め壁前面の受働土圧、③地盤のパネ定数、④静止土圧)を同時に変動させ、弾塑性土留め解析を繰返し行うことで、実測変位と計算変位との誤差が最小となるようなパラメータの組合せを選定するものである。また、予測解析とは、現状解析で求めた地盤に関する4種類のパラメータを用いて、工事完了までの各施工段階における土留め壁の曲げモーメント、変位量および支保工反力等を予測するものである。

3. A現場での逆解析及び予測解析結果

A現場の土留め壁仕様は、SMW ϕ 850 で芯材仕様は H-400 $\times$ 200 $\times$ 8 $\times$ 13@600 ピッチである。支保工仕様はグラウンドアンカーを6段配置とした。地盤に関しては $N=48$ 、 $\gamma=22\text{kN/m}^3$ 、 $\phi=40^\circ$ 、 $c=0\text{kN/m}^2$ と固結している砂質土が土留め施工部全体に堆積している。地下水位に関しては設計段階では GL-10.0m までが固結度が低く、ボーリング孔内水位を考慮し地表面から GL-10.0m まで静水圧分布を考慮した。A現場においては、床付け完了時で現状解析を実施した。図-3.3 に逆解析結果を示す。図中の中央に示しているのが変位分布図で、計測変位と逆解析値はほぼ一致しており、精度良く逆解析が出来ていることがわかる。また、設計段階での予測変位も合わせて示してみたところ、計測変位は設計値よりも小さな値となっている。図-3.2 に側圧分布図を示す。主働側圧として設計値はランキン・レザールの有効主働土圧と水圧の和であり、逆解析値は主働側圧係数が $K_a=0.18$ となり静水圧以下の値であった。なお地下水位においては、アン

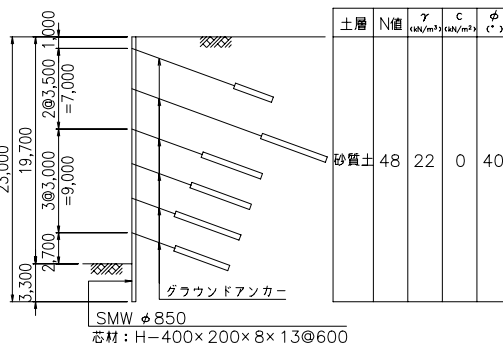


図-3.1 概略断面図

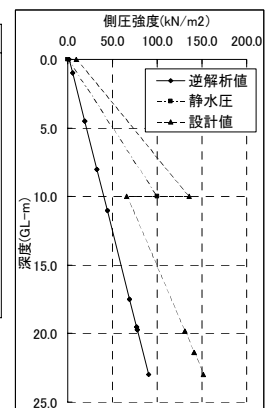


図-3.2 主働側圧分布図

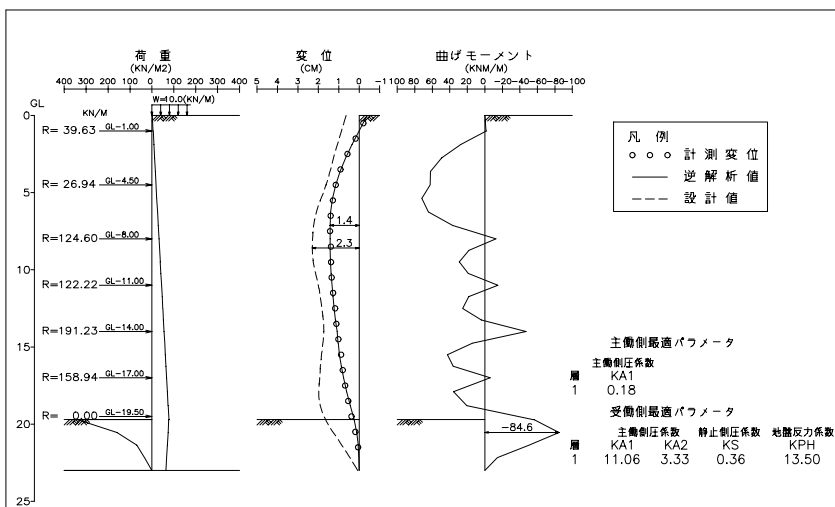


図-3.3 逆解析結果図(床付け完了時)

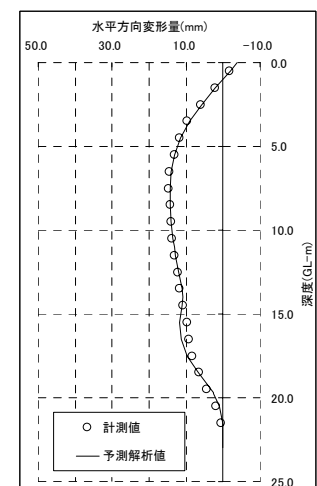


図-3.4 変位比較図(6段目アンカー撤去時)

キーワード：土留め壁，土留め施工管理システム，計測変位，逆解析

鹿島建設株式会社 土木設計本部 プロジェクト設計部 東京都港区赤坂 6-5-30 KI ビル 6F TEL：03-6229-6615 FAX：03-5561-2155

リテックエンジニアリング株式会社 技術本部 東京都新宿区住吉町 1-20 角張ビル 5F TEL：03-5379-6331 FAX：03-5379-6337

カー施工時に止水壁であるSMWを削孔したが地下水位は認められず、実際には水圧は作用していなかったものと考えられ、逆解析でも水圧が作用していない状況を把握できた。設計時の撤去ステップは、床付け掘削完了後躯体構築を行い、躯体と山留めの間を埋め戻しながらグラウンドアンカーの撤去を行うものであった。この撤去時の施工ステップを施工の簡易性と工事工程短縮ということで、均しコンクリート打設完了後に6段目アンカーを撤去し、底版コンクリート打設完了後に5段目アンカーを撤去する施工ステップに変更し検討した。その結果、撤去ステップを変更しても土留め工の応力は許容値以内に収まることが確認できた。図-3.4に6段目アンカー撤去時の予測解析の変位と計測変位を比較図で示す。土留め壁の変位量を比較したところ、計測変位の最大値は1.5cmであり、土留め壁の変位図が全体的にほぼ一致する結果となった。

4. B現場での逆解析及び予測解析結果

B現場の土留め壁仕様は、SMWφ850で芯材仕様はH-700×300×13×24@600ピッチ、支保工仕様はRC逆巻きスラブを3段配置、鋼製支保工（斜梁）が1段配置とした。地盤に関しては土留め天端から約14.0mまでがN=40、 $\gamma=19\text{kN/m}^3$ 、 $\phi=40^\circ$ 、 $c=0\text{kN/m}^2$ 程度の洪積砂質土が支配的な土層であり、それ以深においてはN=50、 $\gamma=19\text{kN/m}^3$ 、 $\phi=0^\circ$ 、 $c=350\text{kN/m}^2$ 程度の洪積粘性土が支配的な土層である。地下水位に関しては、計測結果より土留め天端から5.0m程度下の位置であった。

B現場においては、4次掘削時で現状解析を実施した（図-4.3参照）。図-4.2に側圧分布図を示す。図-4.3に示す様に計測変位と逆解析の変位が一致する側圧係数は $K_a=0.15\sim0.25$ であり、荷重強度としては設計値より小さい値であるが、静水圧分布の荷重強度とはほぼ等しい荷重強度であった。設計時の施工ステップは、鋼製支保工（斜梁）を設置して床付け掘削し、底版構築完了後に上部の鋼製支保工（斜梁）を撤去するステップであった。図-4.2に示す様に、荷重強度が設計値よりも小さかったため、設計段階で必要と考えていた鋼製支保工（斜梁）の省略可否を検討した。その結果、鋼製支保工（斜梁）を省略しても土留め工

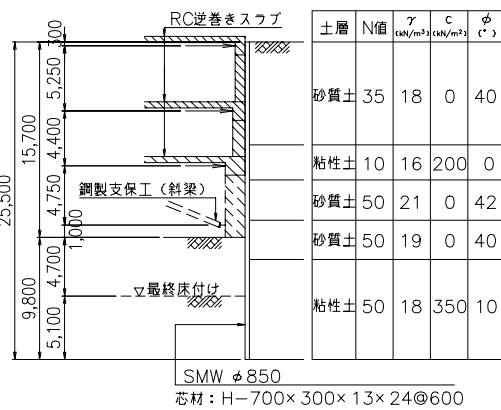


図-4.1 概略断面図

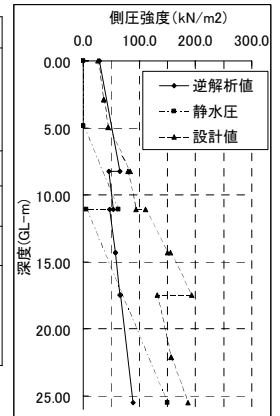


図-4.2 主働側圧分布図

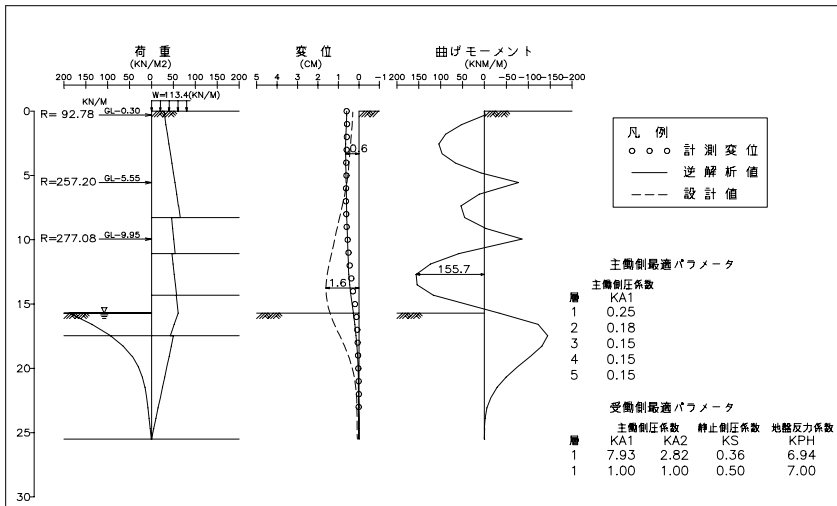


図-4.3 逆解析結果図（4次掘削完了時）

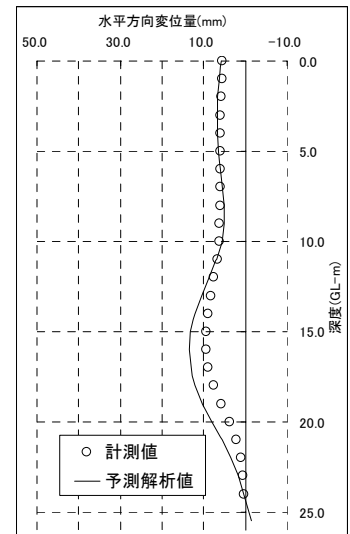


図-4.4 変位比較図（床付け掘削時）

の応力は許容値以内に収まることが確認できた。図-4.4に鋼製支保工（斜梁）を省略し床付け掘削が完了した状況の予測解析の変位と計測変位を比較図で示す。土留め壁の変位量を比較したところ、計測変位の最大値は1.0cmではあるが、土留め壁の変位図が全体的にほぼ一致する結果となった。

5. まとめ

今回、工期短縮に成功した2現場での土留め壁の予測変位量と実測変位量の比較を行ったが、A、B両現場共に土留め壁の変位量がほぼ一致する結果となった。これは現状解析における地盤のパラメータをほぼ正確に把握していることを示している。

またこのように、現状解析時に地盤のパラメータを精度良く把握すると予測解析の精度が向上し、A、B両現場の様に土留め工が十分な安全性を持っていると判断された場合には、支保工の仕様および段数を減らす等の施工ステップの変更を行う事で、工事工程の短縮を図ることが出来る結果となる。