

地盤と構造物の相互作用を考慮した 土留め挙動の解析手法

小林 俊一¹・松本 樹典²・西岡 勉³・篠原 聖二⁴・譽田 孝宏⁵・長屋 淳一⁵

¹正会員 金沢大学准教授 理工学域 環境デザイン学類(〒920-1192 石川県金沢市角間町)
E-mail: koba@t.kanazawa-u.ac.jp

²正会員 金沢大学教授 理工学域 環境デザイン学類(〒920-1192 石川県金沢市角間町)

³正会員 阪神高速技術株式会社 技術部(〒550-0005 大阪府大阪市西区西本町1-4-1)

⁴正会員 阪神高速道路株式会社 建設事業本部(〒550-0011 大阪府大阪市西区阿波座1-3-15)

⁵正会員 株式会社地域地盤環境研究所 地盤解析部(〒550-0012 大阪府大阪市西区立売堀4-3-2)

日本の開削工事のうち、大深度掘削に対する土留め設計には、梁ばねモデルを用いたフレーム解析(土留め弾塑性解析)が通常よく用いられる。この方法で予測した土留め壁変位量は、実工事での実測変位量よりも大きく、変位モードも異なり、結果として安全設計になる場合が多い。本研究では、地盤と構造物間の相互作用を考慮した土留め設計法を新たに開発することを最終的な目標とし、実際の開削工事現場で計測した土留め壁変位量と比較し、その妥当性を検討した。その結果、従来モデルや提案モデルによる水平変位量は、実測値より概ね大きい傾向にあるが、提案モデルの方が実挙動をより精度よく表現できることが分かった。またこの傾向は、砂卓越地盤よりも粘土卓越地盤の方で顕著であった。以上のことから、提案モデルの優位性を示すことができた。

Key Words : retaining structure, design, beam spring model, interaction, wall displacement

1. はじめに

現在、我が国で用いられている開削トンネル工事における土留め設計法の多くは、「慣用法¹⁾」と「弾塑性法¹⁾」に大別される。特に、後者の計算法については、例えばGL-15m以上の深い掘削に関する土留め設計として通常よく用いられており、土留め壁を梁に、土留め周辺地盤や切梁をばねに置換した梁ばねモデルによるフレーム解析(土留め弾塑性解析)となっている。これは、掘削過程を考慮できることや、土留め壁全長を計算モデル内で考慮できることが特徴として挙げられ、掘削側および背面側の側圧、掘削側地盤の水平地盤反力係数などの入力条件が合理的に設定できれば、実際の開削工事を適切に表現できると考えられる。このような土留め弾塑性解析手法は、土木学会のトンネル標準示方書²⁾や阪神高速道路(株)の開削トンネル設計指針³⁾などに見られるように、各機関の設計基準として採用しているのが実状である。

しかし、これらの設計法に基づいた土留め壁の予測変位量は、実現場の計測変位量よりも大きく、変位モードも異なる場合が多く、結果として安全設計になる場合が多いことが知られている。現在の土留め設計法は安全側

の設計であろうという漠然とした認識はあるが、合理的設計という観点に立てば、現在の土留め設計手法の妥当性について、検討の余地が残されていると考えられる。

そこで阪神高速道路(株)では、従来の土留め弾塑性法の計算モデル³⁾(以下、従来モデル)が過剰な安全設計になる場合があることを考慮し、安全性を確保することはもちろん、より経済的な土留め設計法を確立することを目的に、これに代わる合理的な土留め設計手法について検討してきた。例えば、軟弱地盤が卓越した淀川左岸線工事現場での土留め設計では、既往の施工計測データ群を利用した経験的な知見に基づいて、掘削底面より深部の有効主動側圧分布を土留め壁下端部深度においてゼロとなる逆三角形分布と仮定して土留め壁に作用する外力を低減することにより、修正設計値と計測値が比較的合致することを確認している⁴⁾。

一方、これらの経験的な知見に加えて、掘削問題の力学的特徴である「土留め壁作用側圧は、土留め壁の変形に伴って変化する」ことを考慮し、地盤や土留め壁の挙動およびそれらの相互作用の非線形性を簡潔な物理モデルで表現して土留め壁の挙動予測をおこない、設計に活用するアプローチについても検討してきた⁵⁾。

本論文では後者の立場から、新たに提案した土留め挙動解析手法(以下、提案モデル)について説明する。そして阪神高速道路(株)と他事業者^{6,7)}が施工した開削トンネル工事現場を対象に、さまざまな地盤特性を有する現場について、土留め壁変位量に関する実測値と原設計値(従来モデル採用)と新設計値(提案モデル採用)を比較および検討した結果、提案モデルによる土留め壁の変形予測精度が向上したことについて報告する。

2. 提案モデルの概要

(1) 提案モデルの基本方針

提案モデルの開発においては、「従来モデル」の土留め設計計算法が持つ利点を勘案した上で、より合理的な挙動予測が可能となるモデル化について検討をおこなう。つまり、有限要素法に代表される大規模な数値計算を実施するのではなく、「設計実務上の要件」を満たした上で、梁やばねなどの物理モデルによって土留め壁の変形挙動を簡潔に表現できるモデルの構築を目指した。なお、著者らの考える「設計実務上の要件」とは、各掘削過程における土留め壁変形モードに着目し、事前予測結果と施工時の実挙動でそれらが定性的に一致することを表す。

現状の実務計算では、実施工で計測された土留め壁変位量が事前予測値よりも極端に小さい場合には、計測結果に基づいて各種パラメータを変更した再計算(逆解析やフィッティング解析)を実施して、両者の整合性を確保する。しかしながら、より合理的な設計を目指すためには、事前予測段階での各種パラメータを一切変更することなく、すべての掘削過程を統一して計算して土留め壁の変形挙動を予測し、その予測挙動が実挙動と少なくとも定性的には対応する方が望ましいことは言うまでもない。つまり、不確定な物性分布を持つ地盤を対象とするために、観測施工による事後フィッティングをおこなう場合であっても、可能な限り施工過程を一貫した整合性のあるパラメータで挙動を予測できることが望ましい。

物理モデルの検討にあたっては、対象とする現象の支配因子を十分に理解する必要がある。大規模掘削問題に関しては、「地盤～構造物間の相互作用の非線形性」を考慮することが工学的に重要であると考えられる。

(2) 従来モデルの特徴と課題

従来モデルとして、阪神高速道路(株)の開削トンネル設計指針を取り上げる。同指針の土留め設計モデルの概略図を図-1に示す。従来モデルは、以下の特徴を有す。

- ・土留め壁に作用する側圧分布(分布形状、弾性域、塑性域)を仮定する。
- ・弾性域は、弾性床土上の梁理論に基づいた解を用いる。

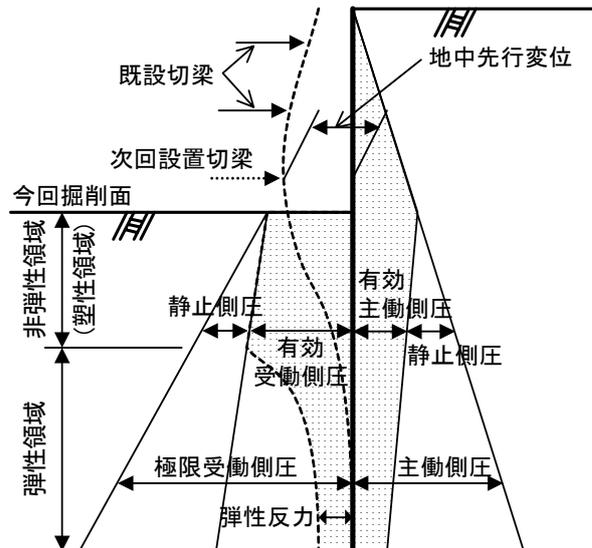


図-1 阪神高速道路(株)の開削トンネル設計指針に示されている土留め設計モデル概略図³⁾に加筆

- ・梁理論に基づいて、仮定した外力(側圧)に対する土留め壁変位量を解く。

これらの特徴を「地盤～構造物間の相互作用の非線形性」の観点から再検討すると、以下に示すように相互作用の非線形性の取り扱い方に改良の余地があることが分かる。

- ・相互作用を考慮しているのは、図-1中の「弾性領域」のみであり、この領域では線形弾性地盤ばねによる線形の相互作用を考慮している。
- ・一方、その他の領域については、側圧分布をあらかじめ仮定することで挙動の非線形性を表現している。しかし本来は、側圧分布自体が相互作用の結果の解として得られるべきものである。よって、側圧分布を仮定するアプローチでは、相互作用を適切に考慮できていない可能性がある。
- ・さらに挙動の非線形性は、初期条件や施工プロセスに依存する。地盤反力と土留め構造物の変位の整合性を確保するためには、施工プロセスに沿って一連の解析が連続的におこなわれる必要がある。

(3) 提案モデルの特徴

上記の議論を踏まえ、本論文では地盤～構造物間の相互作用の非線形性を取り入れた物理モデルを提案する。従来モデルと提案モデルを比較し、主たる相違点を表-1に、提案モデルの詳細説明を以下に示す。

a) 地盤～構造物間の相互作用のモデル化について

- ・地盤～構造物間の相互作用は、水平方向の荷重～変位関係のみを考慮し、1次元弾塑性地盤ばねでモデル化する。弾性領域は剛性一定の線形弾性挙動、塑性領域は完全塑性挙動を仮定する。

表-1 従来モデルと提案モデルを用いた土留め設計法の相違点^{2),5),8)}に加筆

	従来モデル	提案モデル
モデル		
土圧	Rankine 土圧や Coulomb 土圧により土圧分布を仮定	<ul style="list-style-type: none"> 地盤と構造物の相互作用の結果を介して得られる。 掘削進行に伴う土留め壁水平変位に依存して変化する。
地盤ばね	線形弾性ばね (掘削側のみ配置, 塑性挙動は外力に置換)	弾完全塑性ばね(図-3 参照) (掘削側と背面側の両側に配置)
土留め壁	梁-ばねモデル(1次元連続体)	剛棒-ばねモデル(1次元離散化)
切梁	線形弾性ばね(従来モデルも提案モデルも同じ)	

- 地盤ばねの塑性強度は、当該地点の有効土被り圧に依存し、主働土圧と受働土圧に対応する強度を用いる。したがって、掘削側のばね強度は施工過程で変化する。
 - 構造物の両側に地盤ばねを配置する。掘削によって構造物が露出してくると、順次該当する時点で、掘削側の地盤ばね剛性をゼロとする。
 - K_0 土圧に対応する初期側圧を考慮するため、変位がゼロの初期状態でもばねに反力が生じるようにパラメータ(以下、履歴パラメータと呼ぶ)を導入する。掘削前には、掘削側と背面側の両側の地盤ばねに等しい圧縮力が生じており、そこから掘削を開始するモデルとなっている。また、この履歴パラメータは地盤ばねの履歴依存性を表現するためにも利用し、ばねの塑性応答の履歴によって更新させる。つまり、一度塑性域まで土留め壁が変位して地盤ばねの剛性がゼロになっても、その後切梁のプレロードや掘削領域の埋め戻しによって再度弾性域に戻ってくる場合には、その時点からの変位から地盤ばねの剛性を有効とする。これによってヒステリシスを示す荷重～変位関係も含めた連続的な解析が可能となる。
- b) 土留め構造物のモデル化について
- 土留め構造物の挙動は、線形弾性梁で表現できると仮定し、曲げ変形のみを考慮する。
 - 線形弾性梁を離散的にモデル化するため、複数の剛棒

- と回転ばねを直列配置した剛棒-ばねモデルを用いた。回転ばね剛性は、梁理論と整合するように選択する。
- 境界条件の表現方法として、単純支持の場合は、当該節点に接続する地盤ばねの剛性を十分大きく設定する。一方、回転拘束支持の場合は、当該節点に接続する回転ばねの剛性を十分大きく設定する。
 - 想定する外力は、土圧に起因する水平力、間隙水圧に起因する水平力、切梁による水平力(プレロード荷重含む)であり、これらを節点集中荷重として載荷する。
- c) 切梁やプレロードのモデル化について
- 切梁軸力は、当該地点に水平力を作用させる。
 - 切梁は線形ばねでモデル化する(従来モデルと同じ)。
 - 切梁を介してプレロード荷重を載荷する場合、プレロード荷重に対応した梁変位となるように、ジャッキ履歴パラメータを導入する。
- d) 提案モデルの定式化
- 提案モデルで使用する座標系を図-2に示す。梁の水平変位 u は掘削側を正にとり、梁に添う座標は鉛直下向きを正とする。なお、外力 f は u と同じ正負を取る。
- 梁は、剛棒-回転ばねモデルにより空間離散化する。解くべき未知量は、各節点の水平変位である。一方、地盤は、適切な剛性の地盤ばねを各節点に接続することでモデル化する。なお、剛棒-回転ばねモデルの定式化に関する詳細は、付録1に示す。

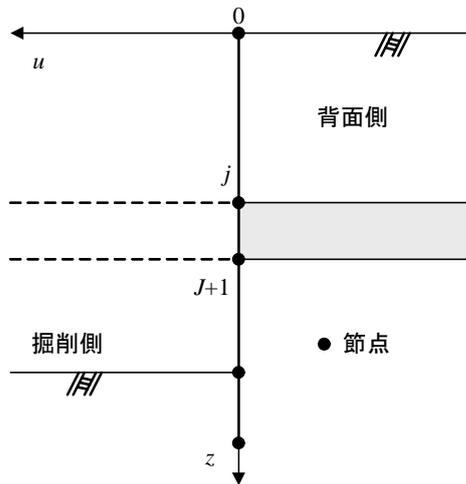


図-2 提案モデルで使用する変位と外力

土留め構造物は、線形弾性挙動を示すと考える。剛棒一回転ばねで離散的にモデル化すると、その支配方程式は、各節点での水平変位 u と水平荷重 f_b を用いて式(1)で表現される。

$$K_b u = f_b \quad (1)$$

ここで、 K_b : 剛棒一ばねの剛性行列

掘削問題を考える場合、剛棒一ばねの剛性行列 K_b は一定であるが、節点に作用する荷重 f_b が掘削の進行とともに変化する。

節点に作用する荷重 f_b は、さらに式(2)のように分解できる。

$$f_b = f_g - f_e - f_{st} + f \quad (2)$$

ここで、 f_g, f_e : 背面側地山、掘削側地山から受ける土圧に相当する地盤ばねの圧縮力

f_{st} : 切梁の圧縮力に相当する切梁ばねの圧縮力

以上は、いずれも土留め構造物の水平変位によって変化する。

f : 水圧など土留め構造物の水平変位によらず作用する外力、なお、外力 f については、 u と同じ正負を取る。

地盤と土留め構造物の相互作用は、弾完全塑性の地盤ばねを用いて表現する。背面側地盤ばね圧縮力 f_g と掘削側地盤ばね圧縮力 f_e は、それぞれ主働限界土圧～受働限界土圧に相当する圧縮力の間では線形弾性ばねを用いて式(3)～式(4)のようにモデル化する。

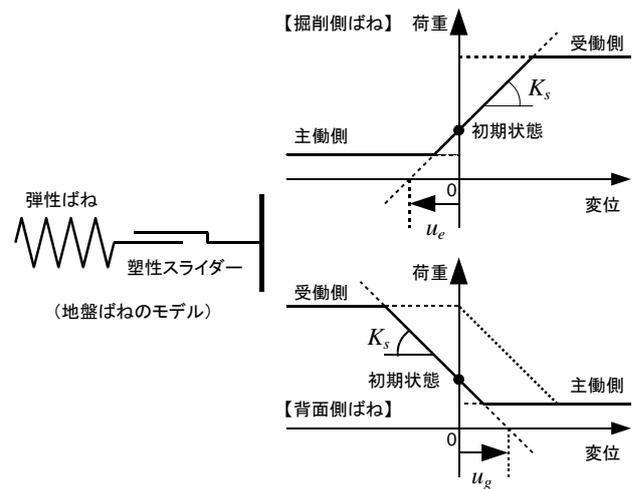


図-3 提案モデルにおける地盤ばねのモデル化

$$f_g = K_s (u_g - u) \quad (3)$$

$$f_e = B^i K_s (u_e + u) \quad (4)$$

ここで、 K_s : 地盤ばね剛性

u_e : 掘削側の塑性履歴を考慮した地盤ばねの履歴パラメータ

u_g : 背面側の塑性履歴を考慮した地盤ばねの履歴パラメータ

B^i : 施工過程を反映した行列

主働限界土圧と受働限界土圧は、ランキン土圧理論を援用し、土被り厚と間隙水圧分布に基づいて有効土被り圧と地盤パラメータ (c' , φ') から計算される。地盤ばねの降伏力は、限界土圧を深度方向に積分して、節点毎の集中荷重として計算したものである。この地盤ばねの変位-荷重関係を模式的に表したのが図-3である。

切梁の挙動を線形弾性体であるとすれば、切梁ばねの圧縮力 f_{st} は、式(5)のように表すことができる。

$$f_{st} = G^i K_{st} (u + u_{st}) \quad (5)$$

ここで、 K_{st} : 切梁ばねの剛性

u_{st} : 切梁導入時の土留め構造物変位を考慮し、導入する切梁力が適切に表現されるために用いる切梁パラメータ

G^i : 切梁導入を反映した行列

e) 施工過程のモデル化

土留め構造物の施工過程で重要な工程は、掘削と切梁設置および切梁を介したプレロード荷重の導入である。提案モデルにおける施工過程の表現方法を以下に説明する。

掘削時には、当該節点における掘削側地山の地盤ばね剛性をゼロにする。これを形式的に書くために、式(4)に示すように対角項のみが0または1となり、残りの成分はすべてゼロとなる行列 B_i を導入する。掘削前には対角項成分がすべて1となるが、掘削進行に伴って順々に対応する成分をゼロに書き換えることで掘削過程を表現する。なお、掘削側地山では有効土被り圧が減少するため、それに伴った掘削側地山ばねの降伏力の更新が必要となることに注意する。

切梁導入を反映させるため、提案モデルでは式(5)に示すように、対角行列 G^i を導入し、切梁が設置されていないときには成分がゼロ、導入後は1となるようにして、切梁導入後のみ切梁ばねの剛性が土留め構造物の剛性に効いてくるようにした。また、切梁に作用する圧縮力は、切梁を導入した時を基準としてそこからの相対変位に応じて発生することになる。そこで、これとつじつまが合うように切梁パラメータ u_{st} を決める。

一方、切梁にプレロードを導入する場合には、切梁ばねが線形弾性ばねであるため重ね合わせの原理が成り立つことに注意して以下のように計算する。まず、プレロード荷重に相当する集中荷重を土留め壁の当該節点に作用させて、土留め壁の変位を計算する。こうして得られた変位を基準にして上記と同じ方法で切梁パラメータを導入する。ここで実際に切梁に作用している荷重を計算する場合には、重ね合わせの原理を用いて、切梁ばねに作用している荷重とプレロード荷重に相当する集中荷重の和を計算しなければならないことに注意する。

f) 解くべき方程式と求解プロセス

以上の議論をまとめると、ステップ i の施工過程で解くべき方程式は式(6)のようになる。

$$\begin{aligned} & (K_b + K_s + B^i K_s + G^i K_{st}) \cdot u \\ & = f + K_s u_g - B^i K_s u_e - G^i K_{st} u_{st} \end{aligned} \quad (6)$$

掘削過程では、地盤ばねが塑性化して線形領域から完全塑性領域に変化することがある。この場合、以下の手順で収束計算をおこない、荷重と変位の整合性の取れた解を求める。なお、非線形収束計算にはいろいろなアプローチがあり得るので注意が必要である。

- 地盤ばねが弾性挙動を示すことを仮定して、式(6)を解いて変位に関する試行解を求める。
- この変位の試行解を用いて各地盤ばねに作用する圧縮力を計算する。
- ばねの圧縮力が降伏限界を越えた場合は、当該ばねの剛性を一時的にゼロにし、降伏限界にあたる荷重を節点に作用させて式(6)を解き直して修正解を求める。

- 得られた変位の修正解とばねの降伏限界の整合性が取れるように、式(3), (4)を用いて履歴パラメータ u_e , u_g を更新する。なお、地盤ばねの強度は有効土被り圧の関数であるので、掘削の進行に伴って強度が変化することにも注意する。

これらを逐次おこない、各施工段階における支保状態を再現して全体構造系で力の釣り合いを解く計算を実施している。したがって、提案モデルでは掘削過程の計算はもちろん、切梁撤去時の計算も可能である。

以上が提案モデルの概要である。上記のモデルに用いる各種パラメータについては、これまでの資産を継承するという観点から、文献3)に従って従来モデルと同じ定数をそのまま用いていることに注意する。

3. 提案モデルの妥当性評価

(1) 実測値と原設計値と新設計値の比較

砂・砂礫土地盤が卓越した現場(7 現場)と沖積粘性土地盤が卓越した現場(8 現場)の合計 15 現場を対象に、実測値と原設計値(従来モデル採用)と新設計値(提案モデル採用)を掘削段階毎に比較した。対象現場の掘削規模等を示す一覧表を表-2 に示す。ここでは、砂・砂礫土卓越地盤の代表として A 現場を、沖積粘性土卓越地盤の代表として B 現場を例に挙げて比較結果を以下に示す。

なお、原設計では通常覆工桁の支保効果を考慮しないが、実測値の挙動として土留め壁頭部の片持ち梁的な掘削側への倒れ変形は見られず、変形抑制効果が認められた。そこで実測値と原・新設計値との比較においては、文献 9) を参照してすべて 10% の切梁支保効果を仮定した。これは、大阪市交通局における数多くの土留め壁水平変位量に関するケースヒストリーに基づいて、覆工桁の支保効果を分析した結果から想定した値である。

設計計算に用いる土質パラメータは、提案モデルも従来モデルも同じである。すべての土質パラメータは、文献3)に準拠して設定しているが、代表的な土質パラメータである水平方向地盤反力係数を付録2に示す。

a) 砂・砂礫土卓越地盤(A 現場)での比較例

A 現場の支保工諸元を表-3 に、設計用土質パラメータと土留め壁水平変位量に関する比較を図-4 に示す。

A 現場は、神戸新湊川により形成された沖積平野に位置しており、上部より段丘砂礫層(Tlg)、沖積層(As2)、上部洪積層(Udg1~Udg3)が堆積している。Tlg は、砂礫主体であり、部分的に粘土層や砂層が挟在し、 N 値は 20~60 である。一方、砂層主体の As2 は、全体的に粘土層や礫層を不規則に挟在し、層相は複雑である。 N 値は 20 程度である。また、A 現場を代表する Udg1~Udg3 は GL-12m 付近から出現しており、 N 値は 60 以上である。

掘削途中段階である3次掘削終了時では、新設計値の方が原設計値よりも実測値を精度よく評価しているのに対して、5次掘削(最終掘削)終了時の挙動については、両解析結果とも実測値と異なった挙動を示した。特に、掘削底面付近の土留め壁変位量については、実測値が約10mm程度であるのに対して両解析値は20mmを超え、実測値の2倍以上の変形量を示した。この差異を説明できる考え方の一つとして、著者らの見解を以下に示す。

掘削底面付近およびそれ以深の砂層(UDg1~UDg3)について、設計上はφ材として砂地盤を評価することから、主働側では大きな側圧(=土圧+水圧)が作用することを仮定している。しかしながら、実際の地盤を観察してみると、細粒分の存在および砂粒子の噛み合せによってみかけ上の粘着力が発揮されている。つまり、このような地層では擁壁に主働土圧がほとんど作用しない水圧卓越の自立状態にあると考えられる。したがって、両設計値で仮定する土圧が必ずしも実際の状態を適切に反映しておらず、結果として過大な変位量を予測したと思われる。この他にも原因があるかもしれないが、その他の要因に関する検討は今後の課題としたい。

土留め掘削に伴う土留め壁作用側圧分布の変化を図-5に示す。3次掘削終了時における掘削底面以浅の提案モ

デルの背面側圧は、2段目切梁付近以深で地盤ばねが塑性化して従来モデルの背面側圧と同等になっている。一方、1段目および2段目切梁付近を中心に切梁プレロードの影響から、提案モデルの背面側圧は初期側圧よりも大きくなり、地盤ばねは弾性状態となっている。その結果、土留め壁変位量は、新設計値の方が原設計値よりも抑制された状態となっている。2段目切梁付近を中心に上部の実測値は原設計値に近く、下部の実測値は新設計値に近い傾向であった。また、掘削底面以深における土留め壁作用側圧は、背面側と掘削側で原設計値と新設計

表-2 対象現場一覧表

現場名	主体対象土層	掘削幅 (m)	掘削深度 (GL-m)	土留め壁 芯材長 (m)	切梁 段数	定量評価 実施有無
A現場	沖積砂・砂礫層	23.34	15.77	21.50	4	○
B現場	沖積粘性土層	17.15	21.70	27.52	7	○
C現場	沖積砂・砂礫層	26.00	17.92	22.50	5	○
D現場	沖積砂・砂礫層	26.00	17.92	22.50	5	×
E現場	沖積砂・砂礫層	23.34	15.77	20.50	4	×
F現場	沖積砂・砂礫層	22.20	14.98	19.50	4	○
G現場	沖積砂・砂礫層	23.04	15.21	23.00	4	×
H現場	沖積砂・砂礫層	32.24	18.40	26.00	6	×
I現場	沖積粘性土層	31.30	12.94	35.80	5	○
J現場	沖積粘性土層	29.72	16.99	26.00	6	×
K現場	沖積粘性土層	25.35	9.14	20.00	3	○
L現場	沖積粘性土層	25.35	9.14	20.00	3	×
M現場	沖積粘性土層	16.25	21.55	26.30	7	○
N現場	沖積粘性土層	13.12	16.68	27.80	5	○
O現場	沖積粘性土層	17.20	23.78	36.50	6	○

表-3 支保工諸元(A現場, 砂・砂礫土卓越)

土留め壁芯材諸元			掘削幅 (m)
寸法(規格) (mm)	間隔 (m)	長さ (m)	
H-488×300×11×18	0.60	21.500	23.34

土留め壁 : ソイルセメント壁

掘削条件		切梁諸元					
	掘削深度 (GL-m)	設置深度 (GL-m)	寸法(規格) (mm)	スパン長 L (m)	間隔 S (m)	プレロード 荷重 (kN/m)	
覆工掘削	1.00	覆工桁	H-800×300×14×26	22.30	3.00	0	
1次掘削	3.96	1段目切梁	H-300×300×10×15	22.30	3.00	265	
2次掘削	7.46	2段目切梁	H-400×400×13×21	22.30	3.00	1097	
3次掘削	10.76	3段目切梁	H-400×400×13×21	22.30	3.00	1202	
4次掘削	13.16	4段目切梁	H-350×350×12×19	22.30	3.00	661	
最終掘削	15.77	—	—	—	—	—	

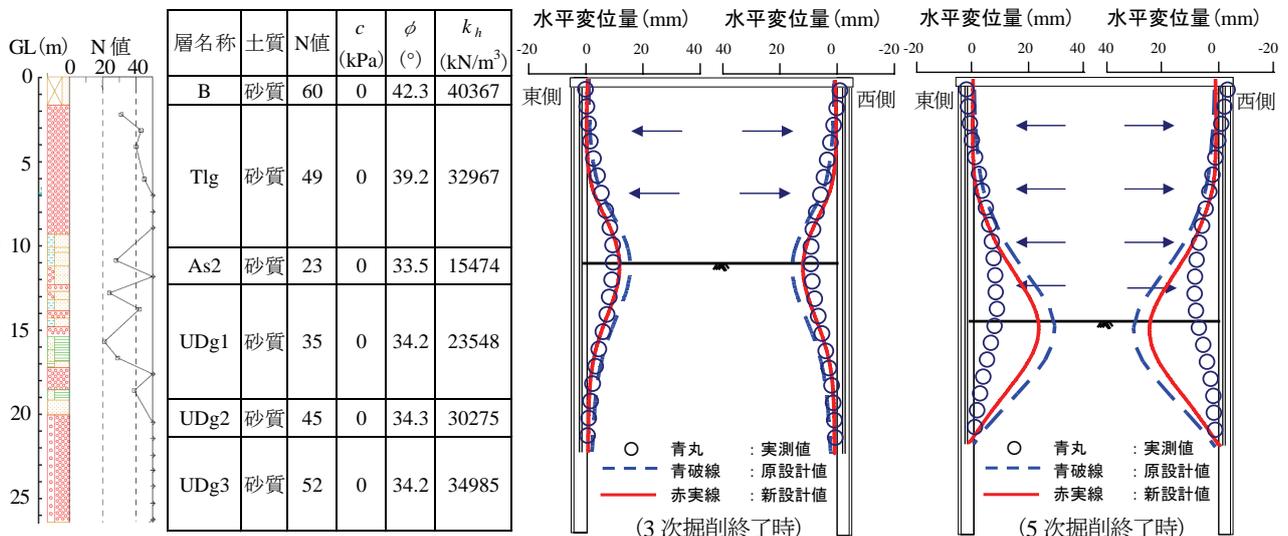


図-4 土留め壁水平変位分布の比較(A現場, 砂・砂礫土卓越)

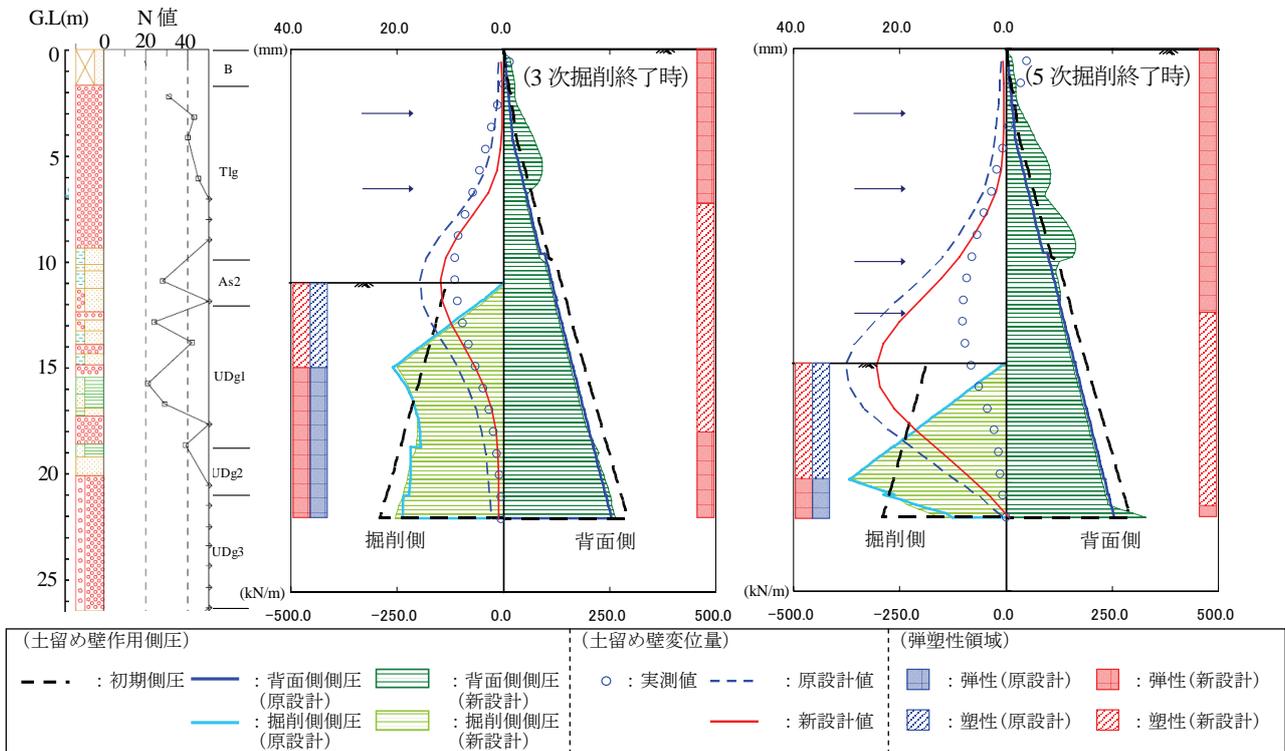


図-5 土留め壁作用土圧分布の比較(A 現場, 砂・砂礫土卓越)

値はほぼ同じであり、掘削側の塑性域のエリアも類似していた。つまり、掘削底面以浅における原設計値と新設計値の出現傾向の違いが、そのまま掘削底面以深にも発生している状態にあった。なお、土留め壁変位について、実測値は原設計値よりも新設計値の方が良いフィッティング状況にあった。

一方、5次掘削終了時における土留め壁作用側圧分布については、傾向的には3次掘削終了時と類似しており、多くの部分で従来モデルと提案モデルの側圧の違いはなく、3次掘削終了時における土留め壁変位の差異をそのまま継承しているような形状を示している。土留め壁変位量に関する実測値と各設計値との差異については、前述した通りであり、モデルの差異だけで実測値の挙動を説明することはできなかった。

b) 沖積粘性土卓越地盤(B 現場)での比較例

B 現場の支保工諸元を表-4 に、設計用土質パラメータと土留め壁水平変位量に関する比較を図-6 に示す。

B 現場は、寝屋川低地と呼ばれる沖積低地内であって、東大阪特有の軟弱な鋭敏沖積粘土(Amc, N 値≒0, $q_u = 30 \sim 100 \text{ kN/m}^2$, 液性指数 $I_L = 1.0$ 程度)が 15~20m 堆積しているエリアに位置する。沖積層下部(Alc)には、透水性が良く硬質な上部洪積層(Tc, Ts, Tg)と、硬質な大阪層群(Os8)が存在している。

掘削途中段階である4次掘削終了時では、新設計値と実測値がほぼ合致しており、明らかに原設計値よりも新設計値は実測値を精度良く評価している。一方、8次掘

削(最終掘削)終了時の挙動については、掘削底面以深の砂・砂礫土層部では両解析結果とも実測値と異なった挙動を示しているのに対して、中央部の分厚い沖積粘性土部については、新設計値と合致している部分(東側)と、原設計値に近い部分(西側)の両傾向を示した。前者については、前述(1a)と同じ理由が考えられ、後者については、軟弱粘性土が分厚く堆積した現場でよく見られる非対称形の土留め壁変形挙動を、両設計とも表現しきれていないことが原因として考えられる。

土留め掘削に伴う土留め壁作用側圧分布の変化を図-7 に示す。4次掘削終了時における提案モデルの背面側側圧は、土留め壁変位に連動して主働状態に移行しており、切梁設置部付近の地盤ばねは弾性状態に、3段目切梁以深で塑性状態にあった。土留め背面地盤で弾性状態にある領域は、一度土留め壁の変形に連動して塑性状態(主働土圧状態)になったが、切梁を介してプレロードを導入したことによって弾性状態を回復した履歴を有している。つまり、解析モデルでは、プレロード力を受働側から作用させて地盤を背面側に押し戻し、その状態で切梁を導入する手法を取っている。よって、図-3 に示す提案モデルにおける地盤ばねのモデル化でも示したように、背面側ばねは初期状態から一度主働側の状態になった後、ヒステリシスを描いて弾性領域を復元したことになる。このような手順で解析するため、小さい変位量であっても地盤ばねが塑性状態から弾性状態に復元したことによって地盤ばねに作用する荷重が大きくなる場

合がある。また、掘削底面以深については、Amc 下～Tc の粘土層にかけて提案モデルの受働側圧が従来モデルよりも大きくなっているが、これらはいずれもヒステリシスを考慮した提案モデルの地盤ばねでは弾性領域であった。一方、従来モデルではTc の受働側において一部塑性化している。この影響から、提案モデルの解析結果では、土留め壁変位が抑制された傾向を示している。

一方、8次掘削終了時において、掘削底面以深の地盤ばねはほとんどで塑性化し、両モデルの掘削側側圧はほぼ同じとなり、その結果、土留め壁変位量も同じになった。また、Ts～Tg(砂・砂礫層)における実測値と両設計値の違いについては、a)で前述した理由と同じである。

c) 地盤特性の違いによる比較結果の分析

本論文には、個々の現場事例の解析結果を示していないが、その他の15現場の事例についても同様の解析を

おこなった。その結果、先に示した代表的な現場事例と類似した傾向を示した。

沖積砂・砂礫土卓越地盤における比較結果をまとめると以下ようになる。

- 全体を通じて、水平変位量はおおむね実測値<設計値の傾向にあった。
- 原・新設計値の水平変位量を比較すると、概ね新設計値の方が原設計値に比べて実測値に近い状態にあった。
- 実測では水平変位がほとんど発生していない現場があり、原設計値および新設計値と乖離しているケースがあった。これらについては、施工条件および計測環境を含めて、実測値そのものの吟味も必要ではあるが、背面側地盤が自立している可能性が考えられる。

表-4 支保工諸元(B現場, 沖積粘性土卓越)

土留め壁芯材諸元			掘削幅 (m)
寸法(規格) (mm)	間隔 (m)	長さ (m)	
H-588×300×12×20	0.60	27.52	17.150

土留め壁 : ソイルセメント壁

掘削条件		切梁諸元					
	掘削深度 (GL-m)		設置深度 (GL-m)	寸法(規格) (mm)	スパン長 L (m)	間隔 S (m)	プレロード荷重 (kN/m)
覆工掘削	1.42	覆工桁	0.42	H-488×300×11×18	17.15	2.00	0
1次掘削	2.81	1段目切梁	1.81	H-300×300×10×15	16.55	2.59	0
2次掘削	5.96	2段目切梁	4.96	H-350×350×12×19	16.45	2.59	0
3次掘削	8.26	3段目切梁	7.26	H-350×350×12×19	16.45	2.59	0
4次掘削	11.51	4段目切梁	10.51	H-350×350×12×19	16.45	2.59	0
5次掘削	14.51	5段目切梁	13.51	H-350×350×12×19	16.45	2.59	0
6次掘削	17.21	6段目切梁	16.21	H-400×400×13×21	16.35	2.59	0
7次掘削	19.61	7段目切梁	18.61	H-400×400×13×21	16.35	2.59	0
最終掘削	21.70	—	—	—	—	—	—

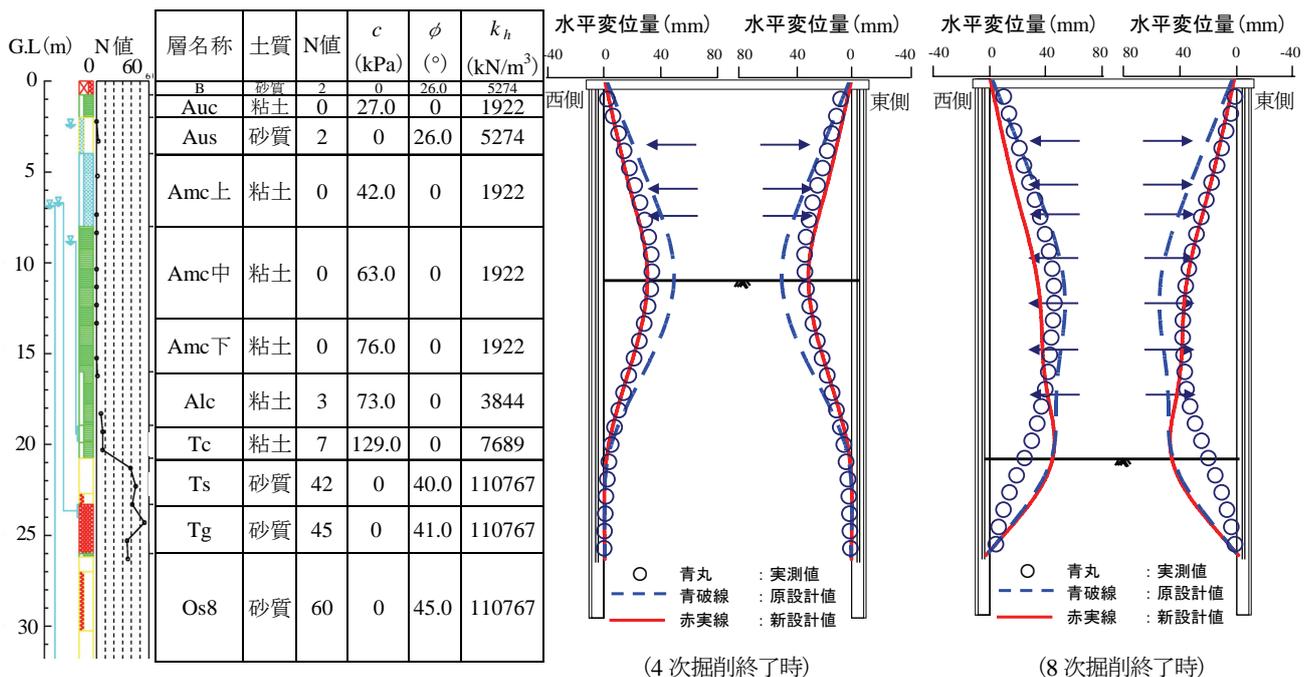


図-6 土留め壁水平変位分布の比較(B現場, 沖積粘性土卓越)

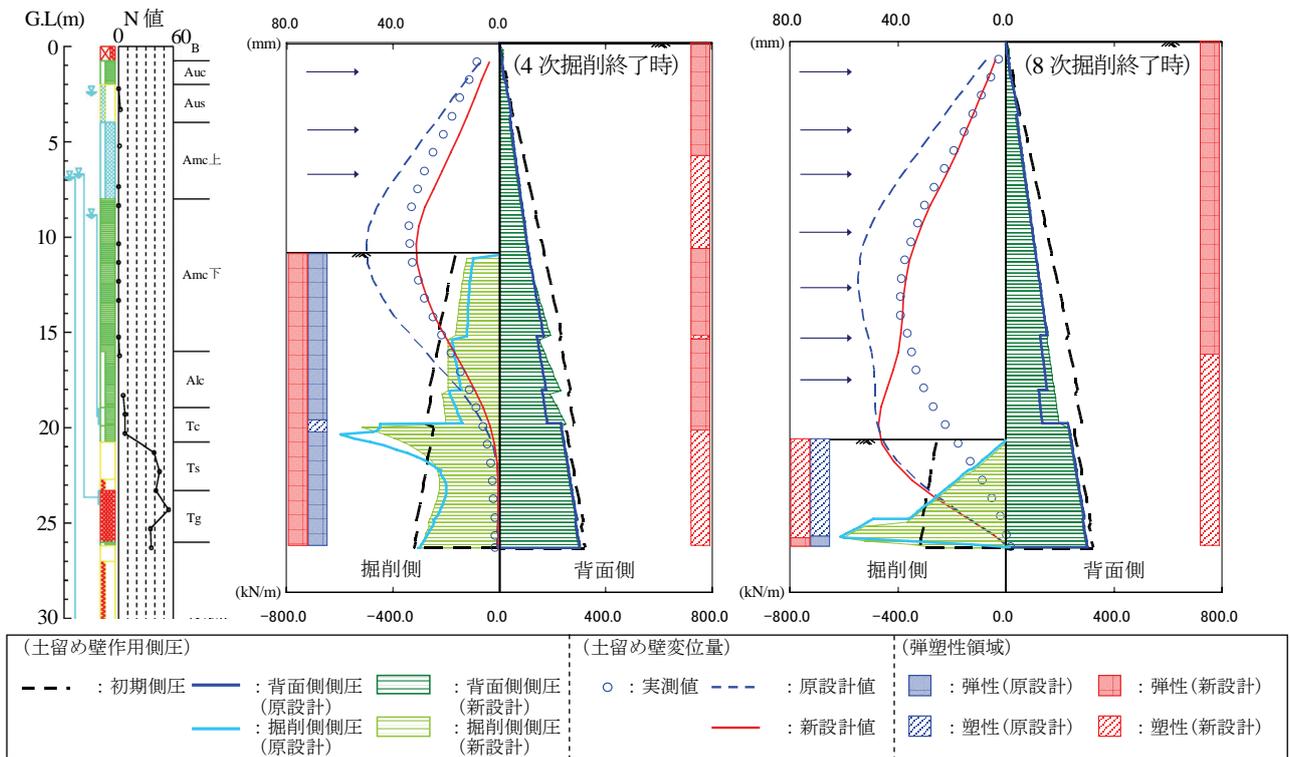


図-7 土留め壁作用土圧分布の比較(B現場, 沖積粘性土卓越)

一方, 沖積粘性土卓越地盤の比較結果を以下に示す。

- ・実測値と原・新設計値の水平変位量を比較すると, 概ね新設計値の方が実測値に近い状態にあり, 変位量と変形モード両方について沖積砂・砂礫土卓越地盤の場合よりもフィッティング状況が良好であった。
- ・軟弱な沖積粘性土が厚く堆積している地盤での土留め掘削では, 掘削側地盤での非弾性領域の発達が広範囲であり, 原設計値も新設計値も土圧が降伏値付近に達することから, 両設計による土留め壁変位量は同程度であった。

(2) 提案モデルを用いた設計値の定量評価

(1)で実施した実測値と原設計値(従来モデル)と新設計値(提案モデル)の比較の結果, 大局的には, 洪積砂・砂礫土層でフィッティング状況が悪いのに対して, 沖積粘性土層でフィッティング状況は良好であった。

ここでは, 原設計法よりも新設計法の方が精度よく実測値を表現できるかどうかを確認するため, 実測値と設計値の定量評価をおこなった。類似地盤での結果や実測値の情報が少ない現場を除いた9現場(砂・砂礫土卓越地盤: 3現場, 沖積粘性土卓越地盤: 6現場, 表-2参照)を対象としたが, 以下に砂・砂礫土卓越地盤の代表として前述のA現場を, 沖積粘性土卓越地盤の代表として同じく前述のB現場を例に挙げて比較結果を示す。

定量評価に用いた変数の定義を以下に示す。

z : 測定深度

Z : 各施工段階における掘削深度

δ_f : 土留め壁水平変位量の実測値

$\delta_{f,max}$: 土留め壁水平変位量の実測値の最大値

δ_c : 土留め壁水平変位量の計算値

$\delta_{c,max}$: 土留め壁水平変位量の計算値の最大値

なお, 従来モデルおよび提案モデルによって計算した土留め壁水平変位量については, モデルの説明時には u を用いていたが, 実測値 δ_f に合わせて各モデル計算値 δ_c を用いることとする。

土留め壁両側の実測値が揃っている現場を対象にして, 各掘削ステップにおける各計測点のデータをすべて定量評価した。つまり, 例えば A 現場については, 片側 21 計測点 \times 2(両側) \times 6 掘削ステップ(覆工掘削含む) = 252 計測データが対象となる。

a) $z \sim (\delta_f - \delta_c) / Z$ の関係

A 現場および B 現場における $z \sim (\delta_f - \delta_c) / Z$ の関係を 図-8 ~ 図-11 に示す。なお横軸については, 実測値と設計値の差分を各施工段階時の掘削深度 Z で無次元化することによって, 掘削規模を加味した実測値と設計値の差異を示している。

$(\delta_f - \delta_c) / Z = 0$ のラインに近いほど, 実測値と設計値のフィッティング状況が良いことを示しているが, 地盤特性の違いに関係なく原設計値(青印)よりも新設計値(赤印)の方が $(\delta_f - \delta_c) / Z = 0$ 付近に分布している傾向にあった。なお, A 現場については東西両断面についてほ

ほ類似傾向を示しているのに対して、B 現場では東側断面と西側断面で異なる傾向にあった。また、新設計値については、GL±0~-18m において $(\delta_f - \delta_c)/Z > 0$ つまり実測値が新設計値よりも大きくなる部分も見受けられた。

b) 掘削段階毎の $\delta_{f, \max} \sim \delta_{c, \max}$ の関係

A 現場およびB 現場における $\delta_{f, \max} \sim \delta_{c, \max}$ の関係を図-12 に示す。図中の数字は掘削段階を表す。設計および施工時には、土留め壁の最大水平変位量が、適切な支保諸元を検討する場合や、安全な施工管理上、最も重要な着眼点の一つになることから、このような整理を試みた。

地盤特性の違いに関係なく原設計値(青印)よりも新設計値(赤印)の方が $\delta_{f, \max} = \delta_{c, \max}$ ラインを中心に分布している、つまり最大値についても新設計値の方が実測値に定量的に近い傾向にあった。また、原設計値(青印)は概ね $\delta_{f, \max} < \delta_{c, \max}$ の状態にあって安全側の設計結果を示しているが、新設計値(赤印)については $\delta_{f, \max} = \delta_{c, \max}$ ラインを中心に分布している傾向が強く、 $\delta_{f, \max} > \delta_{c, \max}$ の場合も

見受けられる。

ただし、A 現場の5次掘削終了時とB 現場の8次掘削時においては、土留め壁の最大変位量発生深度が実測値と設計値で大きく異なっていることから、最大水平変位量の大きさだけに着目した評価には留意が必要である。

c) 掘削段階毎の各設計値~実測値の標準偏差の関係

A 現場およびB 現場における掘削段階毎の各設計値と実測値の標準偏差を図-13 に示す。

砂・砂礫土が卓越したA 現場では、掘削初期段階は標準偏差が小さく、設計値と実測値の差異に関するばらつきは小さかったが、掘削進行に伴って増加傾向にあった。これは、掘削初期段階は、土留め壁変形量そのものが小さいため、設計法と実測値の違いそのものが小さいものの、掘削進行に伴って両者の差異が大きくなる傾向にあることを示している。設計法の違いによる傾向の違いについては、両方で差異は小さいものの、新設計値(赤印)に関する標準偏差がやや小さい傾向にあった。

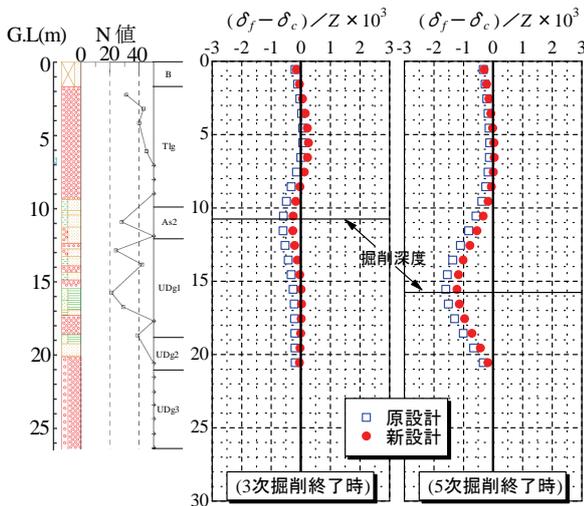


図-8 $z \sim (\delta_f - \delta_c)/Z$ 関係(A 現場東側, 砂・砂礫土卓越)

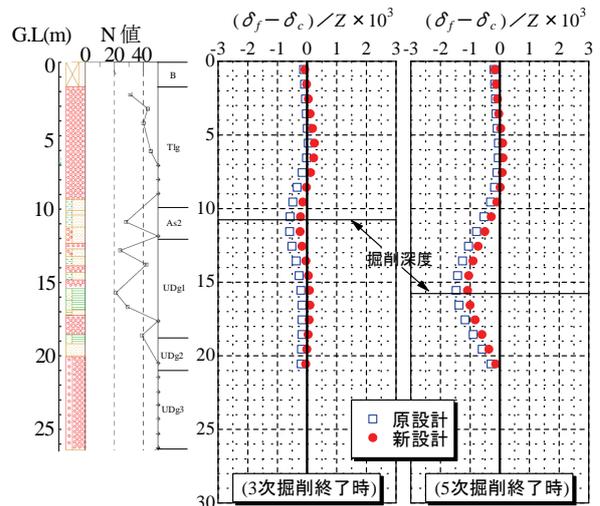


図-9 $z \sim (\delta_f - \delta_c)/Z$ 関係(A 現場西側, 砂・砂礫土卓越)

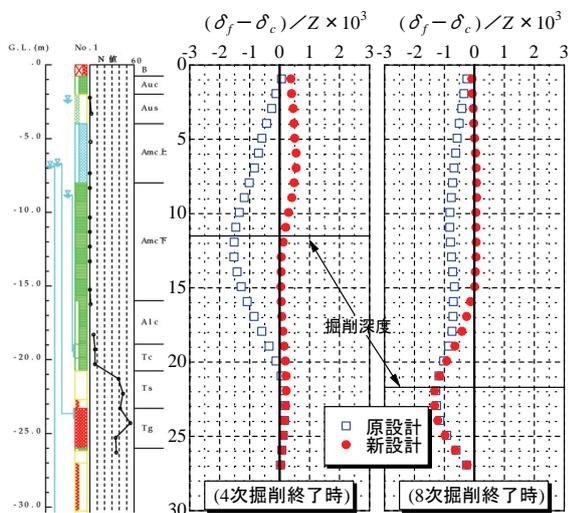


図-10 $z \sim (\delta_f - \delta_c)/Z$ 関係(B 現場東側, 沖積粘性土卓越)

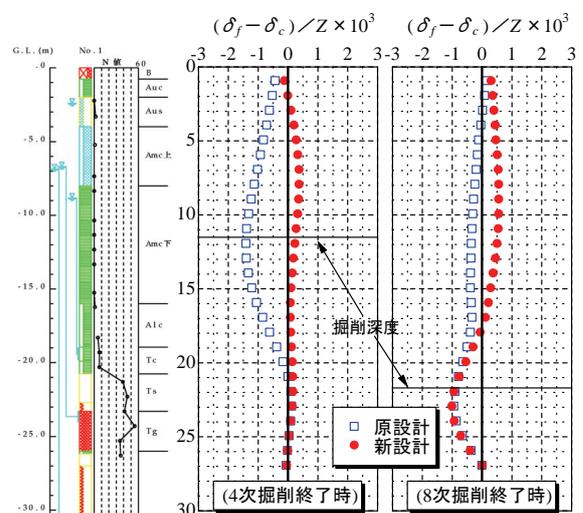


図-11 $z \sim (\delta_f - \delta_c)/Z$ 関係(B 現場西側, 沖積粘性土卓越)

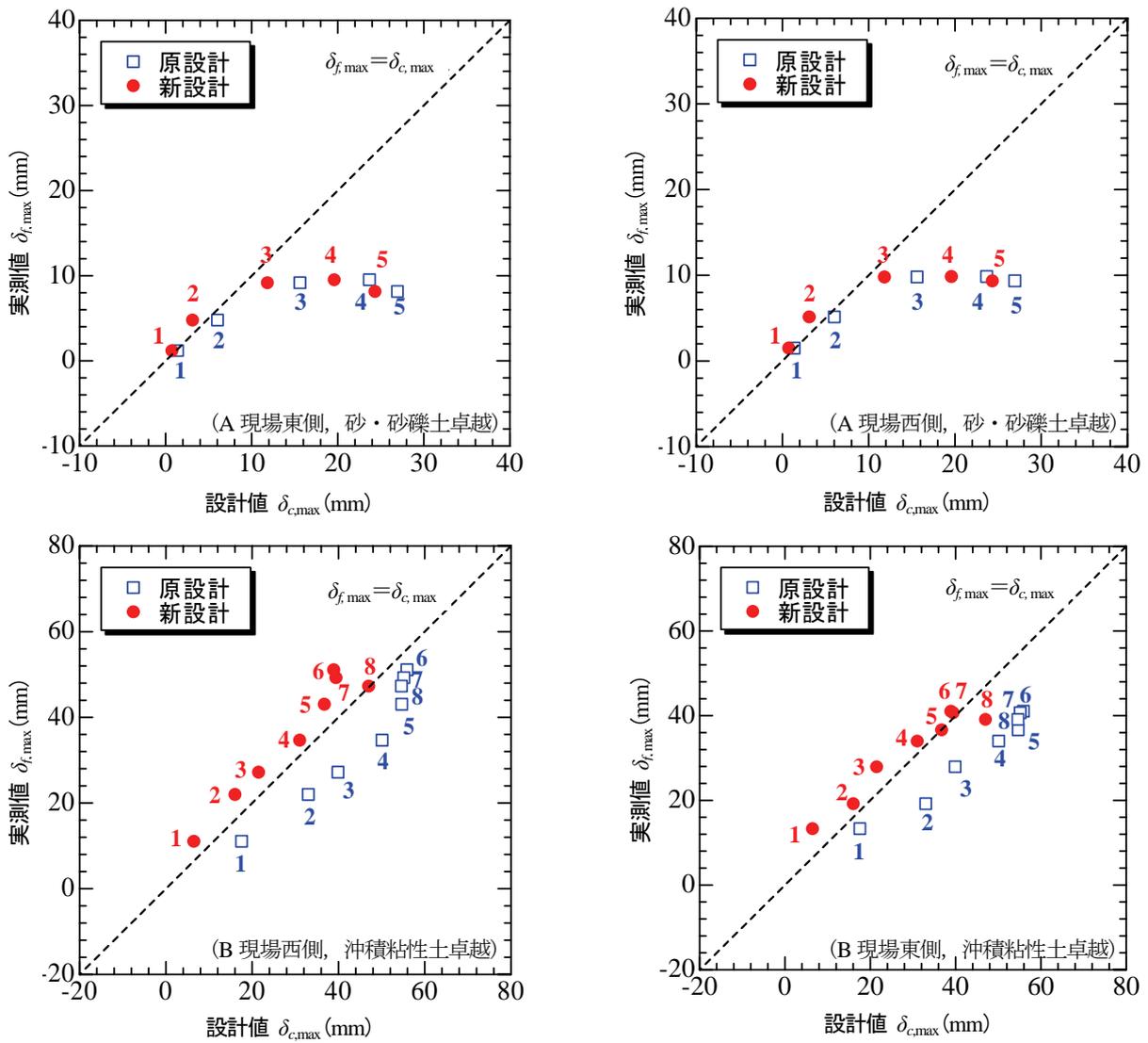


図-12 $\delta_{f,max} \sim \delta_{c,max}$ の関係

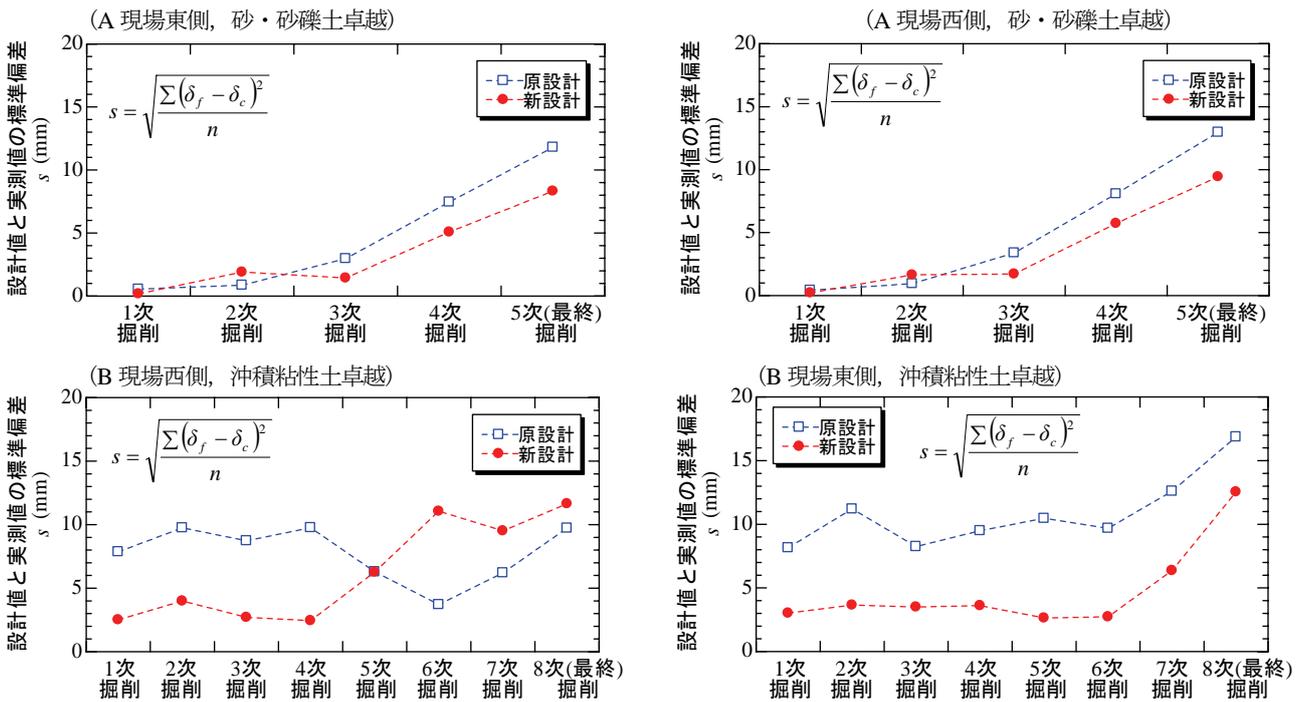


図-13 掘削段階毎の各設計値と実測値の標準偏差

一方、沖積粘性土が卓越したB現場では、例えば西側において掘削初期段階は新設計値(赤印)の方が実測値との差異に関する標準偏差が小さいものの、掘削進行に伴って原設計値(青印)の方が実測値との差異に関する標準偏差が小さくなり、傾向が逆転した。地盤特性の違いにかかわらず、設計値と実測値の差異に関する標準偏差は、最大10mm程度であることが確認できた。

d) 地盤種別毎の $(\delta_f - \delta_c) / Z$ の正規分布統計処理

土留め壁水平変位量に関する実測値 δ_f と両設計値 δ_c の差を各掘削深度 Z で無次元化した $(\delta_f - \delta_c) / Z$ の正規分布統計処理結果を図-14に示す。正規分布曲線のピーク位置が $(\delta_f - \delta_c) / Z = 0$ に近いほど実測値と設計値のフィッティング状況が良く、 $(\delta_f - \delta_c) / Z < 0$ は実測値よりも設計値の方が大きいことを示している。正規分布図からもわかるように、新設計値(赤実線)の方が原設計値(青実線)よりも実測値との合致度が明らかに良好であり、この傾向は砂・砂礫土卓越地盤よりも粘性土卓越地盤での方で顕著である。

なお、原設計値(青実線)はやや $(\delta_f - \delta_c) / Z < 0$ の領域に分布が偏っている、つまり安全側の設計になっているのに対して、新設計値(赤実線)は $(\delta_f - \delta_c) / Z = 0$ を中心とした領域に分布しており、実測値との合致度は原設計値よりも高いが、 $(\delta_f - \delta_c) / Z > 0$ となる実測値が設計値を上回る場合も見受けられる傾向にあった。

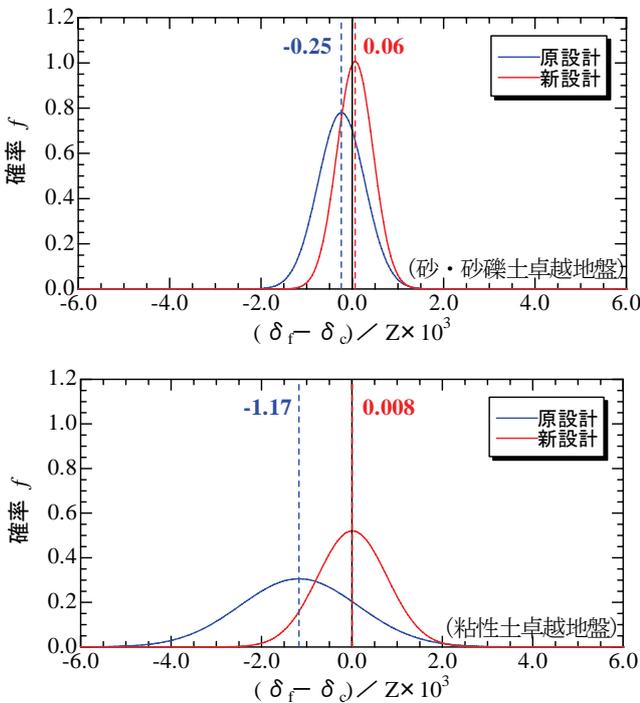


図-14 $(\delta_f - \delta_c) / Z$ の正規分布統計処理結果

4. おわりに

本研究では、地盤と構造物間の相互作用を考慮した土留め設計手法(新設計法)を独自に開発することを最終的な目標とし、提案モデルによる土留め壁水平変位量と、さまざまな開削トンネル工事現場で計測された土留め壁水平変位量との比較をおこない、その妥当性を検討した。得られた知見を以下に示す。

- (1) 従来モデルと提案モデルの両方を用いて、実現場を対象とした事後計算をおこなった。その結果、計算される水平変位量は実測値を上回る傾向にあった。
 - (2) 計算される水平変位量と実測値のフィッティングの程度を精度良く評価した結果、原設計値は実測値を高確率で上回る、つまり安全側の設計になる場合が多いのに対して、新設計値は、実測値との合致度が原設計値に比べて高い傾向にあった。したがって、フィッティングの程度という観点では、提案モデルの方が従来モデルよりも実挙動を精度よく表現できていることがわかった。
 - (3) 提案モデルの地盤種別に対する適用性を検討したところ、粘性土卓越地盤では従来モデルよりも実挙動に近い結果を与える傾向にあった。したがって、粘性土卓越地盤に対しては、土留め壁の変形に連動して側圧が変化することを表現できる提案モデルは、実挙動をより精度良く表現できることが判明した。一方、砂・砂礫土卓越地盤においては、提案モデルの優位性はそれほど高くないことも明らかになった。
 - (4) 提案モデルは、実測値に対して良いフィッティングを示すものの、実測値が新設計値を上回ることもあり得る。この意味において、従来モデルのように常に安全側の変位結果を与えるわけではない。また、砂・砂礫土卓越地盤の計算例においては、実測値とのフィッティング状況が必ずしも良好でない場合もあった。
- 現状では、提案モデルを用いた設計手法の具体的な活用方法として、近接施工による影響検討を想定している。例えば、従来モデルによる計算結果だけでは十分な安全性を担保できない状況であっても、より実挙動に近い予測を与える提案モデルの計算で安全性が確保できる場合、予め地盤改良などの対策工を実施するのではなく、現場計測工法を用いた施工管理によって対応し、安全性と経済性を考慮した土留め壁の設計施工が実施できる。
- また、提案モデルでは実測値が計算値を上回る場合も発生していることに注意する必要がある。従来、施工管理手法として最大変位量のみに着目する方法が広く用いられているが、本モデルを設計法として採用する場合には、安全率をどのように担保するかについて別途検討する必要がある。

今後、更にデータを蓄積しながら、提案モデルの信頼性向上に努めることはもちろん、提案モデルの土留め設計法への適用について検討を進める予定である。

付録 1 剛棒-ばねモデルの定式化の詳細

(1) 梁挙動のモデル化

剛棒-ばねモデルによって、梁挙動を離散的に表現する。その詳細は以下の通りである。

a) 想定するモデル

梁を n 個の剛棒で分割するモデルを考える。剛棒間と剛棒端には回転ばねを設置し、境界条件やばねの剛性を表現する。提案モデルでは、一つ一つの剛棒を要素、ばねを設置している要素間あるいは端部を節点と呼ぶことにする。剛棒-ばねモデルの概要を図-A1 に示す。梁方向に座標 ξ をとり、梁と直交する方向に座標 η をとる。梁に作用する横荷重 p および梁のたわみ y は、座標 η にしたがって正負を定義する。

b) 変形場の離散的な記述

要素 i の剛棒の長さを l_i 、両端の節点 i および $i+1$ のたわみを y_i, y_{i+1} とすれば、要素 i のたわみ角 θ_i は式(A1)のように定義できる。

$$\theta_i = \frac{y_{i+1} - y_i}{l_i} \tag{A1}$$

$$\begin{Bmatrix} \theta_1 \\ \theta_2 \\ \vdots \\ \theta_{n-1} \\ \theta_n \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} -1/l_1 & 1/l_1 & 0 & \cdots & 0 \\ 0 & -1/l_2 & 1/l_2 & 0 & \vdots \\ & 0 & \ddots & \ddots & \\ \vdots & & & \ddots & \ddots & 0 \\ 0 & \cdots & 0 & -1/l_n & 1/l_n \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} y_1 \\ y_2 \\ \vdots \\ y_n \\ y_{n+1} \end{Bmatrix} \tag{A2}$$

$$\Delta\theta_i = y_{i-1} \cdot \frac{1}{l_{i-1}} - y_i \cdot \left(\frac{1}{l_{i-1}} + \frac{1}{l_i} \right) + y_{i+1} \cdot \frac{1}{l_i} \tag{A3}$$

端部の境界条件として、剛棒端部外側にも仮想的な剛結剛棒(要素 0 と要素 $n+1$)があると考えれば、この仮想的な剛棒のたわみ角は $\theta_0=0, \theta_{n+1}=0$ であるため、節点でのたわみ角差に関して式(A4)の行列表現を得る。これが、剛棒-ばねモデルにおける変形の適合条件式となる。

$$\Delta\theta = By \tag{A4}$$

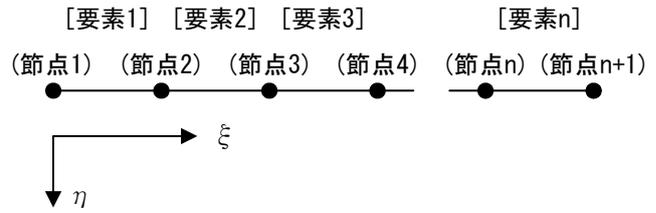


図-A1 剛棒-ばねモデルの概要

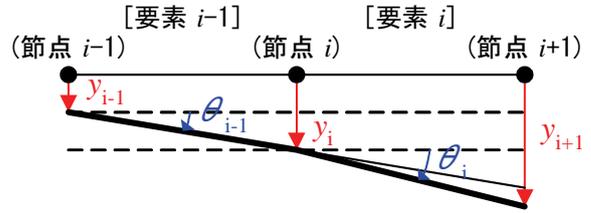


図-A2 たわみ角の正負の定義

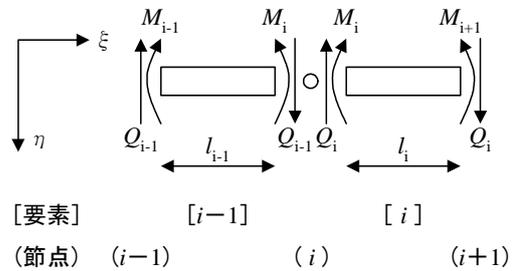


図-A3 節点 i に関する釣合を考えるスケッチ

ここで、ベクトル $\Delta\theta$ 、行列 B およびベクトル y は、それぞれ式(A5-a)~式(A5-c)のようになる。

$$\Delta\theta = (\Delta\theta_1, \dots, \Delta\theta_n)^t \tag{A5-a}$$

$$B = \begin{bmatrix} -1/l_1 & 1/l_1 & 0 & \cdots & 0 \\ 1/l_1 & -(1/l_1 + 1/l_2) & 1/l_2 & 0 & \vdots \\ & 0 & \ddots & \ddots & \\ \vdots & & & \ddots & \ddots & 0 \\ 0 & \cdots & 0 & -1/l_{n-1} & 1/l_n & -1/l_n \end{bmatrix} \tag{A5-b}$$

$$y = (y_1, \dots, y_{n+1})^t \tag{A5-c}$$

(2) 釣合式

構造力学の慣例にしたがって、せん断力 Q 、曲げモーメント M の正負を定義する。節点 i における釣合を図-A3 に示す。節点 i では、外力 f_i が作用しているとする。このとき節点 i での力の釣合は、式(A6)のように書ける。また、要素 $i-1, i$ について、節点 i まわりのモーメントは式(A7)~式(A8)のように表現できるため、これらの関係式からせん断力 Q_i, Q_{i-1} を消去すると式(A9)になる。

$$f_i + Q_i = Q_{i-1} \quad (A6)$$

$$M_i = M_{i-1} + Q_{i-1}l_{i-1} \quad (A7)$$

$$M_i = M_{i+1} + Q_i l_i \quad (A8)$$

$$-\frac{1}{l_{i-1}} M_{i-1} + \left(\frac{1}{l_{i-1}} + \frac{1}{l_i} \right) M_i - \frac{1}{l_i} M_{i+1} = f_i \quad (A9)$$

ここで、両端で境界条件 $Q_0=0$, $Q_{n+1}=0$ を考慮すると式(A10)～式(A11)のようになり、これらをまとめて行列表記すると式(A12)のようになる。

$$f_1 = \frac{1}{l_1} M_1 - \frac{1}{l_2} M_2 \quad (A10)$$

$$f_{n+1} = -\frac{1}{l_n} M_n + \frac{1}{l_n} M_{n+1} \quad (A11)$$

$$-B^T M = f \quad (A12)$$

ここで、ベクトル M , f は、それぞれ式(A13-a)～式(A13-b)のようになる。

$$M = (M_1, \dots, M_n)^t \quad (A13-a)$$

$$f = (f_1, \dots, f_{n+1})^t \quad (A13-b)$$

なお、釣合式である式(A12)でマイナス“-”がつくのは、以下の理由である。つまり、構造力学では、伝統的に曲げモーメントの定義として、正のたわみが生じるような曲げモーメントの方向を正と定めている。しかし、**図-A4**に示すように、グローバルな右手系の座標系を考えれば、 $\xi-\eta$ 面内の回転は時計回りが正の方向きとなる。一方、梁が ξ 方向のみを考慮した1次元構造物であることを考えれば、**図中**右側の断面は $n=+1$ 方向の法線ベクトルをもち、左側の断面は $n=-1$ 方向の法線ベクトルをもつことは明らかである。したがって、その断面に働くモーメントの正負は、グローバルな座標系と法線ベクトルから**図-A4**のように定められる。したがって、グローバルな座標系に整合したモーメントの正負と、構造力学の伝統的な曲げモーメントの正負の方向とは逆になっていることが分かる。

(3) 構成式

ばねの構成式は、**図-A5**にしたがって、モーメント M_i 、たわみ角の差 $\Delta\theta_i$ の正負の定義に注意すると、式(A14)のように表現できる。

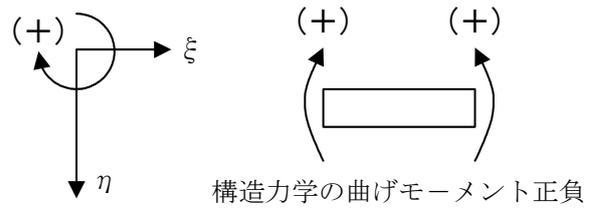


図-A4 構造力学の曲げモーメントの正負とグローバルな右手系との関係

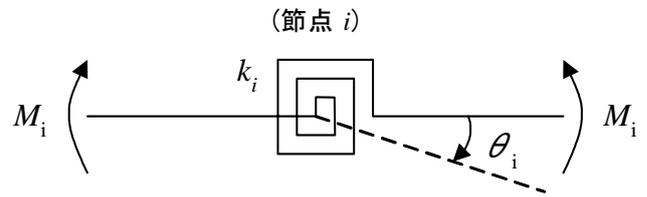


図-A5 節点 i まわりの曲げモーメント M_i とたわみ角の差 $\Delta\theta_i$ の正負

$$M_i = -\kappa_i \Delta\theta_i \quad (A14)$$

(4) 解くべき方程式

変形の適合条件である式(A5)、釣合式である式(A13)、構成式である式(A14)を組み合わせれば、解くべき方程式は式(A15)のように導出できる。

$$Ky = f \quad (A15)$$

ここに、行列 K は正値対称行列であり、一般に全体剛性行列と呼ばれて式(A16)のように定義される。

$$K = B^T \kappa B \quad (A16)$$

この式(A16)を与えられた境界条件のもとで解けば、境界値問題の解が得られる。

付録2 水平方向地盤反力係数の設定

土留め弾塑性解析時に入力する水平方向地盤反力係数は、式(A17)により算出する。

$$k_h = k_{h0} \left[\frac{B_H}{0.3} \right]^{-\frac{3}{4}} \quad (A17)$$

表-A1 試験方法による α の値

次の試験方法による変形係数 E_0 (kN/m ²)	α
直径30cmの剛体円板による平板載荷試験の繰返し曲線から求めた変形係数の1/2	1
ボーリング孔内で測定した変形係数	4
供試体の一軸または三軸圧縮試験から求めた変形係数	4
標準貫入試験のN値より $E_0=2800N$ で推定した変形係数	1

ここに, k_h : 水平方向地盤反力係数 (kN/m³)
 k_{h0} : 直径 30cm の剛体円板による平板載荷試験の値に相当する水平方向地盤反力係数 (kN/m³)
 各種土質試験や調査により求めた変形係数から推定する場合には, 式 (A18)により求める.

$$k_{h0} = \frac{1}{0.3} \alpha E_0 \quad (A18)$$

B_H : 荷重作用方向に直交する基礎の換算載荷幅 (m), 一般に $B_H = 10m$ としてよい.

E_0 : 表-A1 に示す方法で測定または推定した, 設計の対象とする位置での地盤の変形係数 (kN/m²)

α : 地盤反力係数の推定に用いる係数 (表-A1 参照)

参考文献

- 1) (社)日本道路協会: 道路土工仮設構造物工指針, 1999.
- 2) (社)土木学会: トンネル標準示方書[開削工法]・同開設, 2006.
- 3) 阪神高速道路株式会社: 開削トンネル設計指針, 第3編 仮設構造物編, 2008.
- 4) 金治英貞, 國富和眞, 志村敦, 木村亮: 軟弱地盤における大規模土留め壁の変位予測用側圧の提案とその検証, 基礎工, Vol.36, No.2, pp.63-68, 2008.
- 5) 篠原聖二, 志村敦, 小林俊一, 木村亮: 地盤-構造物間の相互作用を考慮した土留め壁設計手法の検討, 土木学会第62回年次学術講演会講演概要集, 3-462, pp.921-922, 2007.
- 6) 太田拓, 伊藤博幸, 柳川知道, 譽田孝宏, 橋本正: 現場計測結果に基づいた山留め設計法に関する一考察, 第42回地盤工学研究発表会講演概要集, pp.1451-1452, 2007.
- 7) 橋本正, 太田拓, 向井寛行: 関西の地盤特性に応じた開削工事事例, 基礎工, Vol.36, No.2, pp.58-62, 2008.
- 8) 西岡勉, 新名勉, 小林俊一, 譽田孝宏, 長屋淳一: 地盤と構造物の相互作用を考慮した土留め設計手法の妥当性検討, 土木学会第64回年次学術講演会講演概要集, 3-366, pp.731-732, 2009.
- 9) 大阪市交通局建設技術本部建設部: 仮設構造物設計指針(案), 1993.

(2011. 10. 7 受付)

AN ESTIMATION METHOD FOR THE BEHAVIOR OF RETAINING STRUCTURES CONSIDERING INTERACTIONS BETWEEN A RETAINING WALL AND A GROUND

Shun-ichi KOBAYASHI, Tatsunori MATSUMOTO, Tsutomu NISHIOKA, Masatsugu SHINOHARA, Takahiro KONDA and Junichi NAGAYA

An estimation method of retaining structures used at deep excavation sites, such as an open-cut tunneling site, is investigated in this article. A frame analysis is widely used in Japanese practices. However, based on the field measurements, this frame analysis sometimes leads to conservative design, i.e., calculated deflections of retaining walls are greater than those measured in situ. To achieve more rational design, the authors have reviewed the frame analysis critically and proposed alternative method utilizing a simple soil-retaining wall interaction model using elastic-perfectly plastic spring to estimate the behavior of retaining walls. Some case studies of real open-cut tunneling works were carried out to check the validity of the proposed method. Calculated deflections and their modes by the proposed method can fit the measured deflections better than or similar to those by frame analysis, especially for a case of clayey soils.