

地盤－構造物間の相互作用を考慮した土留壁設計手法の検討

阪神高速道路(株)技術管理室 正会員 ○篠原 聖二

阪神高速道路(株)技術管理室 正会員 志村 敦

京都大学大学院工学研究科 正会員 小林 俊一

京都大学国際融合創造センター 正会員 木村 亮

1. 目的

本検討では力学的合理性に基づいた、より経済性の高い土留壁の設計手法を確立することを目的とし、設計手法に「地盤－構造物間の相互作用の非線形性」を取り入れ、掘削施工時の土留壁の挙動を簡潔に表現できる計算モデルを提案する．さらに提案モデルに基づく解析コードを開発し、その計算結果と実施工現場における計測値との比較により、提案モデルの妥当性について評価を行う．

2. 計算モデル

本検討では、本質的に重要であると考えられる「地盤～構造物間の相互作用の非線形性」を取り入れ、かつ数値的に容易に解きうるモデル化として、以下の特徴を有するモデルを提案する．①土留壁挙動の表現は、梁理論による解析解を用いる代わりに、剛棒－ばねモデルによって空間離散化し代数的に解ける近似解を用いる．②「地盤～構造物間の相互作用の非線形性」の表現は、土被り圧によって受働・主働強度が変化する弾完全塑性地盤ばねを用いる．従来の「弾塑性法」と今回提案するモデルを用いた設計法との主な相違点を表-1に示しておく．

提案モデルは、上添字を施工過程の I ステップとすると、土留壁の変位量 u^I (未知数)、パラメータ u_g^I, u_e^I, u_{st}^I は、以下の釣合式を満たす．

$$K_b u^I = f^I + f_g^I - f_e^I - f_{st}^I$$

(2.1)

ここに行列 K_b は剛棒－ばねモデルの剛性行列、ベクトル f は水圧など土留壁に作用する土圧以外の外力、 f_g は背面側地盤の圧縮力、 f_e は掘削側地盤ばねの圧縮力、 f_{st} は切梁の圧縮力である．地盤ばねと切梁の剛性を K_s, K_{st} とすると、地盤ばねや切梁の圧縮力は、それぞれ

$$f_g = K_s (u_g^I - u^I)$$

(2.2)

$$f_e = B^I K_s (u^I + u_e^I)$$

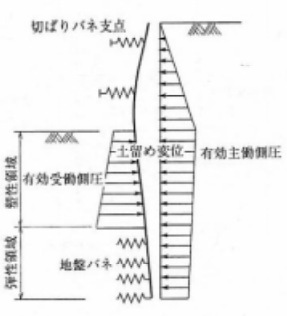
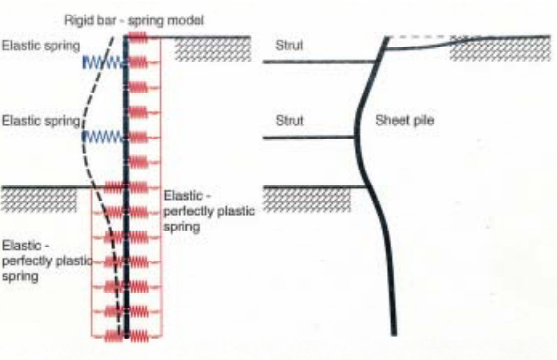
(2.3)

$$f_{st} = G^I K_{st} (u^I + u_{st}^I)$$

(2.4)

である．地盤ばねは土被り厚によって、受働・主働強度が変化する線形弾性完全塑性ばねでモデル化する(図-1参照)．ここにベクトル u_g, u_e は、それぞれ背面側、掘削側の履歴を反映したばね塑性パラメータで

表-1 弾塑性法と提案モデルを用いた設計法の相違点

	弾塑性法 ¹⁾	提案モデルを用いた設計法
モデル		
土圧	Rankine土圧やCoulomb土圧により土圧分布を仮定	地盤と構造物の相互作用の結果の解として得られる
地盤ばね	線形弾性ばね(塑性挙動は外力に置き換え)	弾完全塑性ばね
切梁	線形弾性ばね	線形弾性ばね
土留壁	梁モデル(1次元連続体)	剛棒－ばねモデル(1次元離散化)

キーワード 土留壁挙動、弾塑性法、地盤－構造物の相互作用、地盤ばね、非線形性

連絡先 〒541-0056 大阪市中央区久太郎町4-1-3 阪神高速道路(株)技術管理室 TEL06-4963-5605

ある。また、行列 B^I , G^I は施工ステップ I における掘削あるいは切梁の状況を表す行列である。一方、ベクトル u_{st} は該当する切梁を導入した時からの相対的な変位を表すために導入したパラメータである。釣合式(2.1)を各掘削ステップ毎に解くことによって、変位解を得ることができる。

3. 本計算手法の妥当性の評価

現在事業中の阪神高速道路淀川左岸線の代表断面を対象に、施工中の土留壁計測結果と本設計手法を用いたシミュレーション結果を比較し、本計算手法の妥当性について評価を行った。検討対象断面における地盤条件を表-2、土留め支保工条件を表-3に示す。当該現場は、沖積平野の砂層と粘土層の互層からなる軟弱地盤であり、特に GL-8.87m ~ -23.73m の位置に N 値 2 の粘土層を有している。

図-2に、3次掘削～6次（最終）掘削時の土留壁の水平変位計測結果（計測）、従来の「弾塑性法」を用いた計算結果（原設計＝開削トンネル設計指針²⁾ 準拠）、本解析手法を用いた計算結果（新設計）を示す。各図は地表面からの深度と土留壁の水平方向変位の関係を示しており、掘削側の水平方向の矢印は切梁位置を、破線は当該ステップにおける掘削位置を表す。

この結果によれば、本設計手法を用いた計算結果は、計測値と定量的にずれることはあっても、同じモードを示していることが分かる。一方、「弾塑性法」を用いた原設計では全体として、計測値に比して過大な変位量となっており、また、モードも大きく異なる場合がある。特に、原設計では、掘削が進行し、床付け（6次掘削）に近づくにつれて、掘削底面以深でかなり大きな変形量を示しており、計測値と異なる結果となっている。これは原設計が掘削底面以深の有効主働土圧を過大に評価していることによるものと考えられる。

4. まとめ

本検討では「土被り圧によって受働・主働土圧強度が変化する弾完全塑性地盤ばね」を用いて表現する土留壁の設計手法を提案した。これに基づく解析コードを開発し、実施工現場における計測値との比較により、提案の妥当性について評価を行った結果、提案する設計手法は施工ステップに沿った経時的な土留壁挙動を合理的に表現できており、計測値と同様のモードを示すことが分かった。

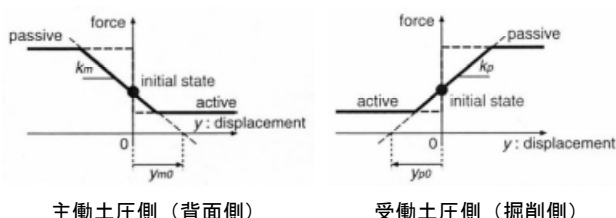


図-1 地盤ばねのモデル化

表-2 地盤条件

記号	層厚 (m)	N値	γ ($\text{kg}/\text{N}/\text{m}^3$)	Φ ($^\circ$)	c ($\text{kg}/\text{N}/\text{m}^2$)	E ($\text{kg}/\text{N}/\text{m}^2$)
As1	8.87	6	18	23	0	4,400
Ac1	14.86	2	16	0	58	3,800
As2	7.54	22	17	33	0	10,700
Ac2	3.39	8	18	0	140	8,600
Dg1	4.02	55	20	42	0	36,600

表-3 土留め支保工条件

土留工	SMW	切梁	材質	SS400
掘削幅	31.3m	奥行き間隔	3m	
掘削深さ	12.94m	設置高さ	GL-	
根入れ長	22.86m	段	サイズ	プレロード (kg/N)
芯材サイズ	H588×300	1	1.5m	H300×300 130
芯材長	35.8m	2	3.5m	H350×350 230
ソイル長	40m	3	5.72m	H300×300 150
芯材間隔	600mm	4	8.22m	H300×300 180
削孔径	$\phi 850\text{mm}$	5	10.22m	H300×300 100

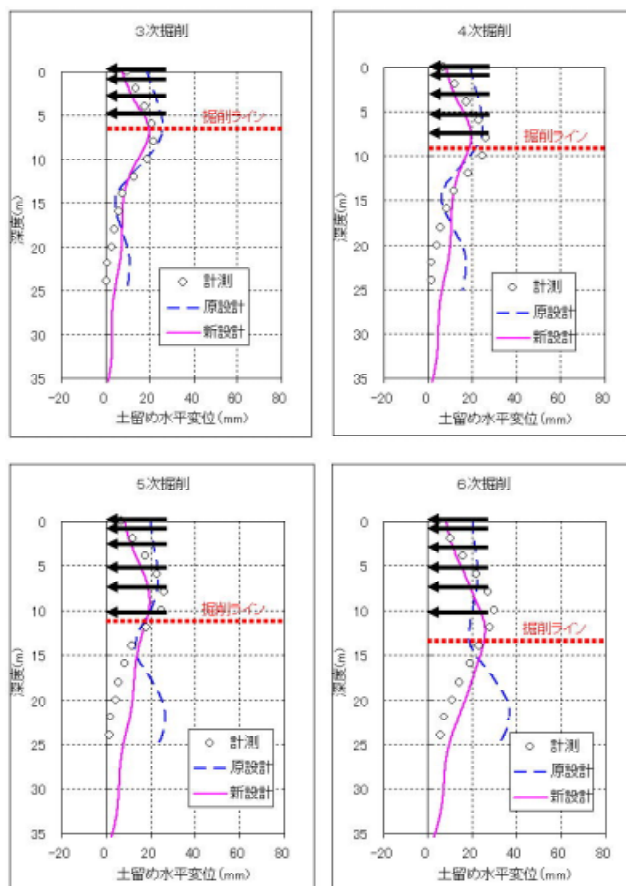


図-2 各掘削ステップにおける土留め水平変位分布

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. 3, 2) 阪神高速道路公団：開削トンネル設計指針，2005. 9