

Ⅲ-519

拡張カルマンフィルタを用いた土留め逆解析事例

大阪市交通局 正会員 岸尾俊茂 太田 擴
 (株)フジタ 正会員 中谷淳司 齊藤悦郎 ○小林範之
 財大阪土質試験所 正会員 橋本 正 有本弘孝

1. はじめに

著者らは、大阪地盤の種々の土質を対象とした土留め逆解析を行い、土留め壁に作用する側圧の統一的な評価を行っている。

本報告は、その一例として大阪市高速電気軌道第7号線京橋停留所の計測データを用い、拡張カルマンフィルタを用いた逆解析手法の適用性を示すとともに、推定した側圧と設計側圧との比較・検討を行った。

2. 逆解析手法

本解析の計算モデルは、詳細な土留め設計計算法として一般に用いられる弾塑性法とした。また、現場での計測データは室内試験などに比べてばらつきが多いため、データを統計的に処理できる逆解析手法として拡張カルマンフィルタを用いた。

拡張カルマンフィルタの基本式は、次の式(1)、(2)に示した非線形の観測方程式および状態方程式である。

$$y_{tk} = h(x_{tk}, t_k) + v_{tk} \quad (1) \quad dx_t/dt = f(x_t, t) + G_t w_t \quad (2)$$

ただし、 x_t, x_{tk} :連続型、離散型の状態ベクトル、 y_{tk}, t_k :時間での観測ベクトル、 w_t :状態方程式に付加されるガウス性ホワイトノイズ、 v_{tk} :観測方程式に付加されるガウス性ホワイトノイズ、 G_t :変換行列

式(1)、(2)より y_{tk} の計測データを順次取り込んでいけば、状態ベクトル x_t の最適推定値を求めていくことができる。

土留め逆解析に用いる場合^{1),2)}には、観測方程式は荷重-変位関係からなる土留め架構の構造モデルを、状態量 x_t を変数として観測ベクトル y について展開し、ノイズを与えた式(3)となる。

また、状態方程式は状態量が時間によって変化しないことを仮定して、式(4)のように示される。

$$y_k = h(x)_k + v_k \quad (3) \quad x_{k+1} = I x_k \quad (4)$$

ここでは、状態量として未知パラメータである背面側圧、地盤反力係数をとり、観測量を一般的計測データである土留め壁の変形、切梁軸力、そして傾斜角を微分して得られるモーメント、設計に用いる背面側側圧とした。これは、①モーメントに対するフィッティング状況を改善すること、②土留め壁に作用する背面側側圧は設計側圧の誤差範囲にあると考え、拘束条件を増やすことによって収束性を改善することを考慮したものであり、背面側圧・地盤反力係数の同時推定が可能となる。

3. 土質および土留め支保工の概要

図1、表1に京橋停留所部の土質および土留め支保工の概要を示す。計測ポイントにおける地層構成は、上位から沖積粘土層(Ac)と沖積砂層(As)の互層および土留め壁の支持層である洪積砂礫層(Dug)に区分される。土留め壁は、直径500mm、厚さ6mm、長さ24.5mの鋼管杭で、掘削規模は幅12m、深さ20.7mおよび延長334.0mである。また、表の内部摩擦角 ϕ 、地盤反力係数 k_p は、それぞれ $\phi = \sqrt{12N+15}$ 、 $k_p = 0.5q_u$ （粘性土）、 $k_p = N/16$ （砂質土）とし、粘性土 c は $c = 0.5q_u$ で与えている。

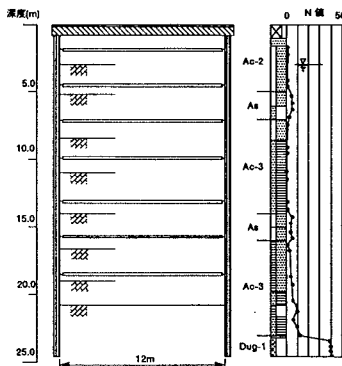


図1 土質および土留め支保工概要

観測条件		切梁軸力		
観測深度 (G.L.-m)		切梁深度 (G.L.-m)	バネ定数 (N/mm)	
1次観測	3.2	1段切梁	1.9	1.68×10^4
2次観測	5.2	2段切梁	4.6	1.68×10^4
3次観測	8.6	3段切梁	7.3	1.68×10^4
4次観測	11.2	4段切梁	10.0	1.68×10^4
5次観測	14.1	5段切梁	13.1	2.43×10^4
6次観測	16.5	6段切梁	15.6	2.43×10^4
7次観測	18.7	7段切梁	18.2	2.43×10^4
8次観測	20.7			

深度 (G.L.-m)	土質名	平均N値	単位体積重量 (t/m^3)	粘着力 (t/m^2)	内部摩擦角 ($^{\circ}$)	地盤反力係数 (kg/cm^2)
5.0	Ac-2	2	1.67	3.0	0.0	0.300
6.9	As	5	1.70	0.0	22.7	0.313
12.8	Ac-3	1	1.56	4.3	0.0	0.430
16.0	As	5	1.85	0.0	22.7	0.313
22.8	Ac-3	6	1.79	8.5	0.0	0.856
24.5	Dug-1	37	2.00	0.0	36.1	2.313

表1 土質および土留め支保工一覧表

4. 逆解析結果

逆解析は、3次掘削終了時と7次掘削終了時の2ケースで行った。逆解析に用いた計測項目は、ランキン・レザール式で仮定した背面側圧、計測傾斜角を3次のスプライン関数でフィッティングして関数微積分した壁体変位、壁体曲げモーメントおよび切梁軸力である。また、推定するパラメータは背面側圧と地盤反力係数である。図2に計測データとのフィッティング状況および逆解析結果を示す。壁体変位、壁体モーメントの計算値と計測値とは全体的に良い対応を示し、観測値の誤差共分散をそれぞれ0.1%、0.3%で推定することができた。一方、切梁軸力は計測値との整合性はあまりよくなく、特にケース1では観測値の誤差共分散を50%にしないと推定できなかった。これは、温度や拘束条件さらに施工条件などの影響により計測値の精度が十分でなく、壁体変位とのバランスが悪かったことによると考えられる。逆解析により求めた地盤反力係数は、変形が0に近い土留め壁下端部の土層で設計値である初期仮定値より大きな値を示し、その他の土層では小さな値になった。土層別にみると、As層は $k_u=1/6.6\text{N}(\text{kgf}/\text{cm}^3)$ 、中位のAc層で $k_u=0.16\sim0.21q_u(\text{kgf}/\text{cm}^3)$ 、下位のAc層で $k_u=0.14\sim1.92q_u(\text{kgf}/\text{cm}^3)$ 、Dug層で $k_u=1/6.5\text{N}\sim1/3.2\text{N}(\text{kgf}/\text{cm}^3)$ の範囲にあった。この推定値は土留め壁の変形量が $y=0.1\sim3.1\text{mm}$ の範囲のものであり、地盤反力係数が示すばらつきは、土のひずみレベルに依存したものであると考えられる。背面側圧に関しては、3次掘削終了時にはAs、Dug層などの ϕ 材系の土層および最下位のAc層でランキン・レザール式による側圧を下回るが、概ね近い分布を示した。また、掘削が進んだ7次掘削終了時ではやや小さな値となり、掘削面以深では大幅に減少した。

5. 沖積粘土層 (Ac層)

推定された側圧を極限の主働状態と仮定し、Ac層に対して粘着力 c の逆算を行った(表2)。3次および7次掘削終了時での粘着力は、特異な点である $0.34q_u$ 、 $0.64q_u$ を除けば、 $c=0.47\sim0.53q_u$ の範囲にあり、設計値である $c=0.50q_u$ に近い値を示す。一方、粘着力および地盤反力係数の設計値はともに $0.5q_u$ であるが、粘着力に比べ地盤反力係数は $k_u=0.14\sim1.92q_u$ と大きなばらつきを示す。また、前述のように地盤反力係数はひずみ依存性を示していることから、土留め壁の変形が大ききところでは q_u が過大な評価となる。図3は推定した背面側圧から掘削側地盤反力を差し引いた土留め壁に作用する相対的な側圧である。掘削面付近の土層が軟らかい場合、土留め壁変位が大きくなり、掘削面以深でたわみの変曲点(モーメントが0の点)が現われる。この場合、相対的な側圧は背面側から作用するが、推定した側圧も掘削面直下では背面側に現われている。以上より京橋停留所付近のAc層は、自立性の低い軟弱な粘土層であることがわかる。

6. おわりに

解析結果より本逆解析手法の適用性が示された。多くの大阪地盤に適用し、側圧の統一的な評価を行っていく。参考文献：1) 斎藤・古賀・鎌田：拡張カルマンフィルタ支援による土留め工事の計測管理手法、土木学会論文集、第391号/VI-8、1988、2) 斎藤・小林：拡張カルマンフィルタによる土留め逆解析の側圧・地盤反力係数同時推定(その1) シミュレーションデータによる推定法の検証、第30回土質工学研究発表会、1995。

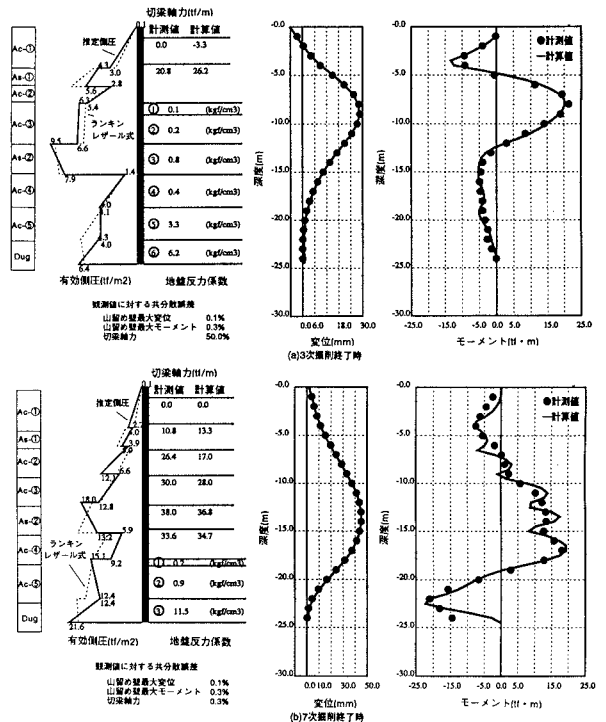


図2 逆解析結果

表2 Ac層の粘着力と地盤反力係数

	3次掘削終了時		7次掘削終了時	
	粘着力	地盤反力係数	粘着力	地盤反力係数
Ac-②	$0.51q_u$	$0.16q_u$	$0.34q_u$	
Ac-③	$0.47q_u$	$0.21q_u$	$0.50q_u$	
Ac-④	$0.49q_u$	$0.22q_u$	$0.64q_u$	$0.14q_u$
Ac-⑤	$0.53q_u$	$1.92q_u$	$0.55q_u$	$0.55q_u$

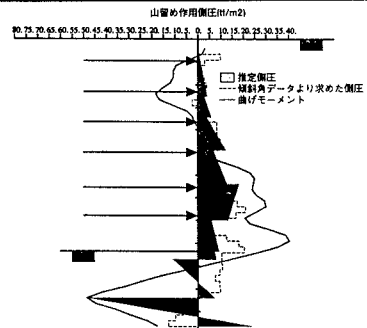


図3 土留め壁に作用する側圧(7次掘削終了時)